



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

**DISEÑO DE LA PLAZA CULTURAL Y PARQUEO PÚBLICO DE LA CIUDAD DE COBÁN Y DISEÑO  
DEL PUENTE VEHICULAR DE LA CARRETERA QUE CONECTA A LAS COMUNIDADES RUBELYUM  
Y SACTELA DEL MUNICIPIO DE COBÁN, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ**

**Huary Oldemar Maaz Rodríguez**

Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, noviembre, 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA PLAZA CULTURAL Y PARQUEO PÚBLICO DE LA CIUDAD DE COBÁN Y DISEÑO  
DEL PUENTE VEHICULAR DE LA CARRETERA QUE CONECTA A LAS COMUNIDADES RUBELYUM  
Y SACTELA DEL MUNICIPIO DE COBÁN, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**HUARY OLDEMAR MAAZ RODRÍGUEZ**  
ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, NOVIEMBRE, 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

## HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE LA PLAZA CULTURAL Y PARQUEO PÚBLICO DE LA CIUDAD DE COBÁN Y DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DE LA CARRETERA QUE CONECTA A LAS COMUNIDADES RUBELYUM Y SACTELA DEL MUNICIPIO DE COBÁN, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 4 de noviembre de 2009.

  
**Huay Oldemar Maaz Rodríguez**



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

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

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



Guatemala,  
26 de julio de 2013

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 PLAZA CULTURAL Y PARQUEO PÚBLICO DE LA CIUDAD DE COBÁN Y DISEÑO DEL PUNTE VEHICULAR DE LA CARRETERA QUE CONECTA A LAS COMUNIDADES RUBELYUM Y SACTELA DEL MUNICIPIO DE COBÁN, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Huary Oldemar Maaz Rodríguez, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfro Véliz.

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 INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
ESTRUCTURAS  
USAC

/bbdeb.

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





Guatemala, 31 de julio de 2013  
Ref.EPS.DOC.813.07.13

Ing. Juan Merck Cos  
Director Unidad de EPS  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimado Ingeniero Merck Cos.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Huary Oldemar Maaz Rodríguez** con carné No. **200112967**, de la Carrera de Ingeniería Civil, , procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE LA PLAZA CULTURAL Y PARQUEO PÚBLICO DE LA CIUDAD DE COBÁN Y DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DE LA CARRETERA QUE CONECTA A LAS COMUNIDADES RUBELYUM Y SACTELA DEL MUNICIPIO DE COBÁN, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ”**.

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. Luis Gregorio Altare Yéliz  
Asesor-Supervisor de EPS  
Área de Ingeniería Civil  
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
Facultad de Ingeniería

c.c. Archivo  
LGAV/ra



Guatemala, 02 de agosto de 2013  
Ref.EPS.D.529.08.13

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 PLAZA CULTURAL Y PARQUEO PÚBLICO DE LA CIUDAD DE COBÁN Y DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DE LA CARRETERA QUE CONECTA A LAS COMUNIDADES RUBELYUM Y SACTELA DEL MUNICIPIO DE COBÁN, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Huary Oldemar Maaz Rodríguez**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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 Director apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,  
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Juan Merck Cos  
Director Unidad de EPS

JMC/ra



Universidad de San Carlos  
de Guatemala

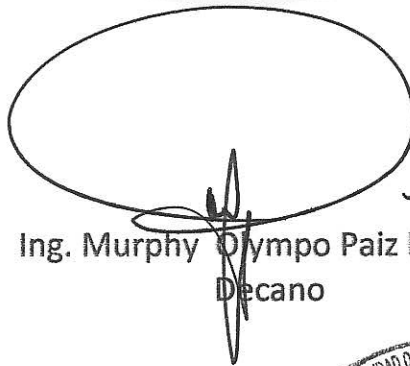


Facultad de Ingeniería  
Decanato

DTG. 779.2013

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 PLAZA CULTURAL Y PARQUEO PÚBLICO DE LA CIUDAD DE COBÁN Y DISEÑO DEL PUENTE VEHÍCULAR QUE CONECTA A LAS COMUNIDADES RUBELYUM Y SACTELA DEL MUNICIPIO DE COBÁN, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ**, presentado por el estudiante universitario **Huary Oldemar Maaz Rodríguez**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos  
Decano

Guatemala, 6 de noviembre de 2013



/gdech



## **ACTO QUE DEDICO A:**

<b>Dios</b>	Por darme la vida y el don del conocimiento.
<b>Mi padre</b>	Felix Waldemar Maaz Bol, por haberme ayudado tanto económica como moralmente, por su comprensión, su amor y por sus sabios consejos.
<b>Mi madre</b>	Miriam Elizabeth Rodríguez Ponce, por haberme dado la vida, brindarme su amor y apoyo incondicional.
<b>Mis hermanos</b>	Alex, Felix, Sussy y Uldrich, por darme un ejemplo a seguir y así alcanzar esta meta.
<b>Mi esposa</b>	Noemi, por su amor y apoyo.
<b>Mi hijo</b>	Huary por existir, brindarme su amor y ser mi mayor motivación para nunca rendirme y poder ser un ejemplo para él.
<b>Ingeniero</b>	Luis Alfaro, por su colaboración, apoyo como asesor y supervisor.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XIII
GLOSARIO.....	XV
RESUMEN.....	XXI
OBJETIVOS.....	XXIII
INTRODUCCIÓN.....	XXV
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Monografía del municipio de Cobán, departamento de Alta Verapaz.....	1
1.1.1. Generalidades.....	1
1.1.1.1. Ubicación y localización.....	2
1.1.1.2. Límites y colindancia.....	3
1.1.1.3. Características de la población.....	3
1.1.1.4. Aspectos económicos y actividades productivas.....	4
1.1.1.5. Clima.....	4
1.1.1.6. Servicios públicos.....	4
1.1.1.7. Turismo.....	5
1.1.2. Principales necesidades del municipio.....	6
1.1.2.1. Descripción de las necesidades.....	6
1.1.2.2. Priorización de las necesidades.....	6
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL.....	7

2.1.	Diseño de la plaza cultural y parqueo público de la ciudad de Cobán, departamento de Alta Verapaz.....	7
2.1.1.	Descripción del proyecto.....	7
2.1.2.	Investigación preliminar.....	7
2.1.2.1.	Estudio topográfico.....	8
2.1.2.2.	Análisis de suelos.....	8
2.1.3.	Diseño arquitectónico.....	10
2.1.3.1.	Localización.....	10
2.1.3.2.	Distribución de ambientes.....	11
2.1.3.3.	Altura del edificio.....	13
2.1.4.	Análisis estructural.....	13
2.1.4.1.	Predimensionamiento estructural.....	13
2.1.4.2.	Modelos matemáticos de marcos dúctiles con nudos rígidos.....	23
2.1.4.3.	Cargas aplicadas a marcos dúctiles con nudos rígidos.....	26
2.1.4.3.1.	Cargas verticales.....	26
2.1.4.3.2.	Cargas horizontales.....	30
2.1.4.4.	Análisis de marcos ductiles con nudos rígidos por los métodos de análisis aproximados Cross y Kani.....	60
2.1.4.5.	Dimensionamiento.....	150
2.1.4.6.	Software (ETABS).....	150
2.1.5.	Diseño estructural.....	150
2.1.5.1.	Losas.....	150
2.1.5.2.	Vigas.....	170
2.1.5.3.	Columnas.....	176
2.1.5.4.	Cimientos.....	192
2.1.6.	Evaluación ambiental.....	209

2.1.7.	Planos constructivos.....	210
2.1.8.	Elaboración de presupuesto.....	210
2.1.9.	Cronograma de ejecución.....	214
2.2.	Diseño del puente vehicular de la carretera que conecta a las comunidades Rubelyum y Sactela del municipio de Cobán, departamento de Alta Verapaz.....	216
2.2.1.	Descripción del proyecto.....	216
2.2.2.	Investigación preliminar.....	216
2.2.2.1.	Estudio topográfico.....	217
2.2.2.2.	Análisis de suelos.....	217
2.2.2.3.	Estudio hidrológico.....	219
2.2.3.	Diseño estructural del puente.....	222
2.2.3.1.	Diseño de la superestructura.....	222
2.2.3.1.1.	Diseño de la losa.....	222
2.2.3.1.2.	Diseño de las vigas principales.....	229
2.2.3.1.3.	Diseño de diafragmas.....	238
2.2.3.2.	Diseño de la subestructura.....	246
2.2.3.2.1.	Diseño de la cortina.....	246
2.2.3.2.2.	Diseño de la viga de apoyo.....	250
2.2.3.2.3.	Diseño de estribos.....	258
2.2.4.	Evaluación ambiental.....	264
2.2.5.	Planos constructivos.....	265
2.2.6.	Elaboración de presupuesto.....	265
2.2.7.	Cronograma de ejecución.....	266
	CONCLUSIONES.....	269

RECOMENDACIONES .....271  
BIBLIOGRAFÍA .....273  
APÉNDICES .....275  
ANEXOS .....313

# ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

## FIGURAS

1.	Límites y colindancia.....	3
2.	Localización del proyecto.....	10
3.	Distribución de ambientes, primer nivel.....	11
4.	Distribución de ambientes, segundo nivel.....	12
5.	Distribución de ambientes, tercer nivel.....	12
6.	Altura del edificio.....	13
7.	Distribución de losa, primer nivel.....	15
8.	Distribución de losa, segundo nivel.....	16
9.	Distribución de losa, tercer nivel.....	17
10.	Sección transversal de viga.....	19
11.	Área tributaria sobre la columna crítica (intersección marco 4 y B).....	20
12.	Sección transversal de columna 0.60 m x 0.60 m.....	23
13.	Detalle de altura de marcos.....	24
14.	Modelo matemático, marcos 2, 3, 4 y 5.....	24
15.	Modelo matemático, marcos 6,7 y 8.....	25
16.	Modelo matemático, marcos A, B y C.....	25
17.	Modelo matemático, marcos D y E.....	26
18.	Distribución de área tributaria en vigas, primer nivel.....	27
19.	Distribución de área tributaria en vigas, segundo y tercer nivel.....	28
20.	Área tributaria en marco A.....	28
21.	Distribución de cargas verticales en marco A.....	30
22.	Zona sísmica.....	32
23.	Peso del edificio por nivel.....	38

24.	Alturas.....	41
25.	Diagrama de centro de masa, tercer nivel.....	44
26.	Diagrama de centro de masa, segundo nivel.....	49
27.	Diagrama de centro de masa, primer nivel.....	54
28.	Fuerzas horizontales, tercer nivel.....	57
29.	Fuerzas horizontales, segundo nivel.....	58
30.	Fuerzas horizontales, primer nivel.....	59
31.	Diagrama de distribución de carga muerta y viva, marco 2.....	60
32.	Diagrama de fuerzas horizontales aplicadas al marco 2.....	79
33.	Diagrama de equilibrio de fuerzas horizontales en el tercer nivel, cuando hay desplazamiento en el tercer nivel.....	82
34.	Diagrama de equilibrio de fuerzas horizontales en el tercer y segundo nivel, cuando hay desplazamiento en el tercer nivel.....	83
35.	Diagrama de equilibrio de fuerzas horizontales en el tercer, segundo y primer nivel, cuando hay desplazamiento en el tercer nivel.....	84
36.	Diagrama de equilibrio de fuerzas horizontales en el tercer nivel, cuando hay desplazamiento en el segundo nivel.....	86
37.	Diagrama de equilibrio de fuerzas horizontales en el tercer y segundo nivel, cuando hay desplazamiento en el segundo nivel.....	86
38.	Diagrama de equilibrio de fuerzas horizontales en el tercer, segundo y primer nivel, cuando hay desplazamiento en el segundo nivel.....	87
39.	Diagrama de equilibrio de fuerzas horizontales en el tercer nivel, cuando hay desplazamiento en el primer nivel.....	89
40.	Diagrama de equilibrio de fuerzas horizontales en el tercer y segundo nivel, cuando hay desplazamiento en el primer nivel.....	89

41.	Diagrama de equilibrio de fuerzas horizontales en el tercer, segundo y primer nivel, cuando hay desplazamiento en el primer nivel.....	90
42.	Diagrama de momentos últimos por CM en vigas, marco 2.....	113
43.	Diagrama de momentos últimos por CM en columnas, marco 2.....	114
44.	Diagrama de momentos últimos por CV en vigas, marco 2.....	114
45.	Diagrama de momentos últimos por CV en columnas, marco 2.....	115
46.	Diagrama de momentos últimos por CM en vigas, marco A.....	115
47.	Diagrama de momentos últimos por CM en columnas, marco A.....	116
48.	Diagrama de momentos últimos por CV en vigas, marco A.....	116
49.	Diagrama de momentos últimos por CV en columnas, marco A.....	117
50.	Diagrama de momentos últimos por CS en vigas, marco 2.....	137
51.	Diagrama de momentos últimos por CS en columnas, marco 2.....	137
52.	Diagrama de momentos últimos por CS en vigas, marco A.....	138
53.	Diagrama de momentos últimos por CS en columnas, marco A.....	138
54.	Diagrama de envolvente de momentos en vigas, marco 2.....	143
55.	Diagrama de envolvente de momentos en columnas, marco 2.....	143
56.	Diagrama de envolvente de momentos en vigas, marco A.....	144
57.	Diagrama de envolvente de momentos en columnas, marca A.....	144
58.	Diagrama de cortes últimos en vigas, marco 2.....	148
59.	Diagrama de cortes últimos en columnas, marco 2.....	148
60.	Diagrama de cortes últimos en vigas, marco A.....	149
61.	Diagrama de cortes últimos en columnas, marco A.....	149
62.	Distribución de losas, primer nivel.....	151
63.	Distribución de losas, segundo nivel.....	152
64.	Distribución de losas, tercer nivel.....	152
65.	Losa A2 en una dirección.....	154
66.	Losa A18 en una dirección.....	154
67.	Momentos últimos en losa A1.....	157



68.	Momentos últimos, primer nivel.....	158
69.	Momentos últimos, segundo nivel .....	158
70.	Momentos últimos, tercer nivel.....	159
71.	Balance de momentos en losas A1 y A2.....	160
72.	Balance de momentos en losas A3 y A4.....	160
73.	Momentos últimos balanceados, primer nivel.....	161
74.	Momentos últimos balanceados, segundo nivel.....	162
75.	Momentos últimos balanceados, tercer nivel.....	162
76.	Losa A1 .....	165
77.	Losa A2.....	166
78.	Sección de armado de losa.....	167
79.	Diseño de viga A-B, tercer nivel marco 2.....	170
80.	Sección de viga.....	171
81.	Detalle de armado final de viga.....	176
82.	Detalle de separación de refuerzo transversal.....	189
83.	Confinamiento para barras longitudinales apoyadas lateralmente.....	191
84.	Detalle de armado de columnas principales.....	192
85.	Predimensionamiento de zapatas.....	193
86.	Chequeo por corte simple.....	195
87.	Chequeo por corte punzonante.....	196
88.	Diagrama de voladizo en zapata.....	197
89.	Detalle de armado de zapata.....	199
90.	Ábaco para el cálculo de tuberías de agua fría.....	205
91.	Diagrama de carga y momento en losa de puente.....	224
92.	Distribución de carga en vigas debido a la sobre carga.....	231
93.	Detalle de armado de viga principal.....	236
94.	Detalle de armado de diafragma interior.....	239
95.	Detalle de armado de diafragma exterior.....	240

96.	Detalle del diseño del barandal.....	241
97.	Diagrama de cargas sobre poste de barandal.....	243
98.	Comportamiento de la desviación de la carga del cojinete del elastómero.....	255
99.	Geometría y diagrama de presiones del estribo.....	259

## TABLAS

I.	Espesores mínimos de losas macizas en un solo sentido.....	14
II.	Trabajabilidad y espesor de losa, primer nivel.....	15
III.	Trabajabilidad y espesor de losa, segundo nivel.....	17
IV.	Trabajabilidad y espesor de losa, tercer nivel.....	18
V.	Factor Z de zona sísmica.....	32
VI.	Factor de importancia de la estructura.....	33
VII.	Coeficientes de sitio.....	35
VIII.	Sistemas estructurales.....	36
IX.	Fuerza por nivel.....	42
X.	Tabulación de datos para el cálculo del CRy, en N3.....	43
XI.	Tabulación de datos para el cálculo del CRx, en N3.....	44
XII.	Tabulación de datos para el cálculo del centro de masa, en N3.....	45
XIII.	Fuerzas por nivel sobre el eje Y, en N3.....	46
XIV.	Fuerzas por nivel sobre el eje X, en N3.....	46
XV.	Tabulación de datos para el cálculo del CRy, en N2.....	48
XVI.	Tabulación de datos para el cálculo del CRx, en N2.....	49
XVII.	Tabulación de datos para el cálculo del centro de masa, en N2.....	50
XVIII.	Fuerzas por nivel sobre el eje Y, en N2.....	51
XIX.	Fuerzas por nivel sobre el eje X, en N2.....	51

XX.	Tabulación de datos para el cálculo del CRy, en N1.....	53
XXI.	Tabulación de datos para el cálculo del CRx, en N1 .....	54
XXII.	Tabulación de datos para el cálculo del centro de masa, en N1 .....	55
XXIII.	Fuerzas por nivel sobre el eje Y, en N1.....	56
XXIV.	Fuerzas por nivel sobre el eje X, en N1.....	56
XXV.	Desarrollo del método de Cross .....	73
XXVI.	Momentos últimos por CM en vigas, marco 2.....	74
XXVII.	Momentos últimos por CM en columnas, marco 2 .....	75
XXVIII.	Momentos últimos por CV en vigas, marco 2.....	75
XXIX.	Momentos últimos por CV en columnas, marco 2.....	76
XXX.	Momentos últimos por CM en vigas, marco A.....	76
XXXI.	Momentos últimos por CM en columnas, marco A.....	77
XXXII.	Momentos últimos por CV en vigas, marco A.....	78
XXXIII.	Momentos últimos por CV en columnas, marco A.....	78
XXXIV.	Desarrollo del método de Cross CS con desplazamiento en el tercer nivel.....	81
XXXV.	Desarrollo del método de Cross CS con desplazamiento en el segundo nivel.....	85
XXXVI.	Desarrollo del método de Cross CS con desplazamiento en el primer nivel.....	88
XXXVII.	Cálculo de los momentos últimos por CS, marco 2.....	91
XXXVIII.	Momentos últimos por CS en vigas, marco 2.....	92
XXXIX.	Momentos últimos por CS en columnas, marco 2.....	92
XL.	Momentos últimos por CS en vigas, marco A.....	93
XLI.	Momentos últimos por CS en columnas, marco A.....	93
XLII.	Desarrollo del método de Kani.....	106
XLIII.	Momentos últimos por CM en vigas, marco 2.....	109
XLIV.	Momentos últimos por CM en columnas, marco 2.....	110

XLV.	Momentos últimos por CV en vigas, marco 2.....	110
XLVI.	Momentos últimos por CV en columnas marco 2.....	111
XLVII.	Momentos últimos por CM en vigas, marco A.....	111
XLVIII.	Momentos últimos por CM en columnas, marco A.....	112
XLIX.	Momentos últimos por CV en vigas, marco A.....	112
L.	Momentos últimos por CV en columnas marco A.....	113
LI.	Desarrollo del método de Kani para fuerzas que provocan ladeo .....	132
LII.	Momentos últimos por CS en vigas, marco 2.....	135
LIII.	Momentos últimos por CS en columnas, marco 2.....	135
LIV.	Momentos últimos por CS en vigas, marco A.....	136
LV.	Momentos últimos por CS en columnas, marco A.....	136
LVI.	Envolvente de momentos en vigas, marco 2.....	140
LVII.	Envolvente de momentos en columnas, marco 2.....	140
LVIII.	Envolvente de momentos en vigas, marco A.....	141
LIX.	Envolvente de momentos en columnas, marco A.....	142
LX.	Cortes últimos en vigas, marco 2.....	145
LXI.	Cortes últimos en vigas, marco A.....	146
LXII.	Cortes últimos en columnas, marco 2.....	147
LXIII.	Cortes últimos en columnas, marco A.....	147
LXIV.	Diseño de instalación eléctrica.....	201
LXV.	Demanda de accesorios para método de Hunter.....	204
LXVI.	Demanda de accesorios para el proyecto.....	204
LXVII.	Dimensiones de ramales para drenaje.....	206
LXVIII.	Presupuesto general/ primer nivel.....	211
LXIX.	Presupuesto general/ segundo nivel.....	212
LXX.	Presupuesto general/ tercer nivel.....	213
LXXI.	Cronograma de ejecución.....	214
LXXII.	Propiedades de diferentes durezas elastoméricas.....	253

LXXIII.	Tabulación de datos para encontrar el momento de volteo.....	259
LXXIV.	Momento estabilizante.....	260
LXXV.	Momento por sismo.....	263
LXXVI.	Presupuesto general.....	266
LXXVII.	Cronograma de ejecución.....	267

## LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
$\theta$	Ángulo
$\cong$	Aproximado
[ ]	Corchetes
$\rho$	Cuantía de acero
$\emptyset$	Diámetro
/	División ( $x/y, \frac{x}{y}$ )
$\beta_d$	Flujo plástico
$\psi_i$	Grado de empotramiento o restricción
=	Igual a
@	Intervalo de separación (...a cada)
$\delta_m$	Magnificación de momentos
>	Mayor que
$\geq$	Mayor o igual que
<	Menor que
$\leq$	Menor o igual que
*	Multiplicación
(-)	Negativo
( )	Paréntesis
$\gamma$	Peso específico
$\pi$	Pi = 3.14159265
(+)	Positivo

%

Porcentaje

$\sqrt{\quad}$

Raíz cuadrada

-

Resta

+

Suma

$\pm$

Sumar y restar

$\sum$   
| |

Sumatoria

Valor absoluto

## GLOSARIO

<b>AASHTO</b>	American Association State highway and Transportation Officials.
<b>Acabados</b>	Son las decoraciones finales que se le hacen a las estructuras, cuya finalidad es obtener características adecuadas para lograr que el elemento cumpla con las especificaciones y dimensiones diseñadas; dentro de las cuales están: repellos, colocación de pisos, colocación de azulejos, alicatado de paredes, etc.
<b>Accesorios</b>	Elementos secundarios en los ramales de tuberías, denominados de esta manera ya que tienen poca o casi nula influencia en el comportamiento de los diseños ya sea estos para sistemas de agua potable o sistemas de drenajes.
<b>Acera</b>	Espacio más elevado de la capa de rodadura donde circulan los peatones.
<b>ACI</b>	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto)
<b>Altura</b>	En el diseño estructural se define altura al lado paralelo al eje vertical de la sección transversal de un elemento analizado.



<b>Análisis estructural</b>	Estudio del comportamiento que tendrán las estructuras como resultado de la aplicación de carga.
<b>Apoyo</b>	Es aquel que impide el movimiento traslacional más no así el movimiento rotacional.
<b>Área tributaria</b>	Teóricamente se define como la zona de acción de las cargas para el análisis estructural.
<b>Barandales</b>	Se construye en los bordes de las aceras, para dar seguridad al usuario, y, su construcción varía dependiendo del material a usar.
<b>Base</b>	En el diseño estructural se define base al lado paralelo al eje horizontal de la sección transversal de un elemento analizado.
<b>Calicanto</b>	Obra de mampostería.
<b>Caudal</b>	Volumen del agua por unidad de tiempo.
<b>Caudal de filtración</b>	Es la cantidad por volumen de agua subterránea que se infiltra dentro del sistema de drenajes debido al nivel de la capa freática.
<b>Columnas</b>	Son elementos estructurales que trabajan principalmente a compresión, se encargan de recibir toda la carga actuante de losas, vigas y acabados y transmitirlos a las cimentaciones.

<b>Confinamiento</b>	Adecuada distribución de estribos en un elemento estructural de concreto armado de acuerdo a los lineamientos de códigos y especificaciones técnicas para un perfecto amarre perimetral de la estructura.
<b>Contrahuella</b>	Cara vertical de cada peldaño de una escalera.
<b>Corte basal</b>	Fuerza de corte provocada por la acumulación de fuerzas aplicadas en la base de una edificación.
<b>Caudal de diseño</b>	Es la elevación de tramo por tramo del sistema sanitario aplicado en un período de diseño determinado.
<b>Desplante</b>	Profundidad de la cimentación medida desde la superficie del suelo hasta la parte superior de la misma.
<b>Diafragmas</b>	Miembros rígidos empotrados en miembros elásticos, como las vigas; se deben colocar para darle rigidez a la superestructura en el sentido transversal.
<b>Eje</b>	Centro geométrico de un elemento estructural.
<b>Envolvente de momentos</b>	Combinación de cargas mayoradas con la cual se procede al diseño estructural.
<b>Estribos</b>	Elementos que soportan los extremos de un tramo simple o de una superestructura de varios tramos.

Además, retiene el relleno del terraplén de acceso. Su diseño puede ser de marco rígido, muro en voladizo, muro de gravedad, columna única, pilote, etc.

**Factor de distribución** Utilizado en los métodos de Kani y Cross para distribuir en base a las rigideces, los momentos hacia los nudos.

**Grado 60** Resistencia nominal del acero dado en sistema inglés KPSI.

**Huella** Cara horizontal de cada peldaño de una escalera.

**Luz** Distancia libre entre apoyos.

**Mampostería** Aparejo de un muro realizado con componentes prefabricados (block) de dimensiones establecidas colocadas en orden y en unión de soga, unidas con aditivos o mezcla de materiales aglomerantes y/o cementantes.

**Neopreno** Material aislante, que permite absorber el impacto de movimientos horizontales y rotacionales. Su componente básico es caucho sintético y es apropiado para la mayoría de climas.

**Nivel de piso** Altura correspondiente de cada nivel medida desde un punto u origen en común.

<b>Nudo</b>	Punto donde convergen los elementos tales como columnas y vigas.
<b>Peralte</b>	Distancia desde la fibra extrema de un elemento hasta el centroide de la sección transversal del refuerzo longitudinal opuesto a dicha fibra.
<b>Pórtico</b>	Estructura compuesta por columnas y vigas.
<b>Puente</b>	Estructura mayor de seis metros, construida para salvar depresiones del terreno.
<b>Recubrimiento</b>	Protección de concreto que se le da a las estructuras o armaduras de acero y así evitar que se deterioren por causas que no son propiamente estructurales (ver capítulo 7 del código ACI).
<b>Sobrecarga</b>	Cargas de diseño que no pertenecen a las cargas vivas ni a las cargas muertas, se deben de tomar en cuenta como parte de los factores de seguridad o márgenes de diseño con los cuales se garantiza que la estructura no ceda por cargas imprevistas.
<b>Subestructura</b>	Conjunto de elementos, que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
<b>Superestructura</b>	Elementos diseñados para soportar las cargas del tráfico y transmitir las a la subestructura.

**Viga**

Elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión, tensión y corte. Encargados de transmitir las cargas de piso hacia la columnas o apoyos.

**Zapatas**

Elementos estructurales encargadas de recibir las cargas de toda la estructura superior y transmitir las al suelo que las soporta.

## **RESUMEN**

En el municipio de Cobán, ubicado en el departamento de Alta Verapaz, el cual se encuentra a una distancia de 214 km de la capital de Guatemala, se hizo un estudio para determinar las necesidades prioritarias y así contribuir a través del programa Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) proyectado por la Universidad de San Carlos de Guatemala una solución a las mismas.

Una de las necesidades del municipio es la falta de un edificio de uso comercial y un lugar para conferencia y exposiciones, la solución contempla la creación de una plaza cultural, la cual albergará en el interior una sección de locales comerciales que generaran ingresos a la ciudad y dos salas de exposiciones, así también, se tomó en cuenta la necesidad de un puente vehicular para la carretera que conecta las comunidades Rubelyum y Sactela.

Para el análisis y diseño estructural se contemplaron diferentes normas y reglamentos apropiados para sus requerimientos, entre los tomados como fuente principal está el Código ACI 2005, el AGIES 2000, las Normas AASHTO.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Contribuir al desarrollo infraestructural del país a través del aporte de diseños de obras de ingeniería a las municipalidades u organizaciones gubernamentales que soliciten apoyo a la Universidad de San Carlos de Guatemala

### **Específicos**

1. Realizar una investigación monográfica y una investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios e infraestructura para el municipio de Cobán.
2. Proporcionar a la Municipalidad de Cobán, el diseño estructural de la plaza cultural, el cual contemplará: juego de planos, presupuesto detallado de cada uno de los renglones de trabajo contemplados para la ejecución de este proyecto.
3. Proporcionar a la Municipalidad de Cobán, el diseño estructural del puente vehicular de la carretera que conecta a las comunidades Rubelyum y Sactela, el cual contemplara: juego de planos, presupuesto detallado de cada uno de los renglones de trabajo contemplados para la ejecución de este proyecto.





## INTRODUCCIÓN

El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), es un programa por el cual la Universidad de San Carlos de Guatemala, brinda una ayuda a través del estudiante epesista a las comunidades del interior del país.

El Ejercicio Profesional Supervisado se llevó a cabo en el municipio de Cobán, departamento de Alta Verapaz, durante el período de tiempo del mismo se propusieron alternativas para la solución de problemas de infraestructura existentes en todo el municipio, priorizando las siguientes; diseño de edificios educativos de uno y dos niveles, diseño y planificación de sistemas de abastecimiento de agua potable, mejoramiento de la infraestructura vial, diseño de puentes vehiculares, diseño de una plaza cultural con parqueo público, estos últimos son los temas en el que se basa este informe en el cual se detalla cada una de las fases de diseño estructural de dichos proyectos.

No todos los diseños son iguales, por lo que cada uno debe cumplir con normas especiales, dichas normas asegurarán la eficiencia y durabilidad de cada estructura.

En este trabajo se presenta el diseño de dos estructuras, el primero es un edificio y el segundo un puente vehicular.

Para el diseño del edificio después de analizar cada una de las alternativas de construcción se propone utilizar un sistema de marcos rígidos construidos con concreto de alta resistencia armadas con acero estructural. Dentro de este informe se encontrará el análisis estructural del sistema

mediante dos métodos aproximados siendo estos el método de Cross y el método de Kani, con los que después de ser comparados se decide utilizar uno de ellos para el diseño de cada uno de los elementos (vigas, columnas, zapatas) que componen dicho sistema.

Para el diseño del puente vehicular se escogió el sistema más práctico y económico, el cual será un puente vehicular de una vía, conformado por losa de concreto reforzado y vigas rectangulares reforzadas.

# **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

## **1.1. Monografía del municipio de Cobán, departamento de Alta Verapaz**

Se presenta una breve descripción del municipio de Cobán, ubicación y localización, límites y colindancias, características de la población, aspectos económicos, actividades productivas, clima y otros.

### **1.1.1. Generalidades**

La ciudad de Cobán fue fundada por Fray Bartolomé de las Casas, bajo la advocación de Santo Domingo de Guzmán, hoy patrono, el 4 de agosto de 1538. Figuran los misioneros dominicos Pedro de Angúlo, Domingo de Vico y Luis Cáncer, entre sus fundadores y continuadores de la conquista por la Cruz y no la espada de que fueron objeto los Q'equichies por parte de la Corona Española. Jamás vencidos por las guerras sino, convencidos por el catecismo y abrazos de paz.

Hace cientos de años, un misionero dominico, Bernardo Patricio de Caballos, nombró a la Verapaz, entonces Tezulutlan, Visión de Paz de la Nueva Jerusalén de las Indias. El título que el religioso le diera, entonces era merecido, hoy lo es más, ya que con el transcurrir del tiempo ha sido posible penetrar hacia regiones antes no habitadas.

La etimología del nombre de Cobán no se ha podido descifrar pero puede tener dos significados: *Cob* nublado y *An* allá en lo que significa “Allá en lo Nublado” o “Lugar Nublado”.

El otro significado proviene del Q'eqchí' *Coo* que significa hija consentida y el vocablo *Baan* que es bálsamo o remedio que cura.

Los pobladores que dieron origen a Cobán fueron indígenas traídos de lugares montañosos. Por ejemplo: el barrio de Santo Domingo donde está la catedral y el convento, se pobló con indígenas de las montañas de Chichen y Xucaneb, el barrio de Santo Tomás Apóstol, se fundó con aborígenes lacandones del norte de Cobán, el barrio de San Marcos se integró con los indios lacandones de la sierra de Chama, y el de San Juan Alcalá, se organizó con los acales, traídos de las montañas de Chisec, fue así como hace más de 450 años, Cobán nació para la historia, conformándose en una sociedad de origen cultural maya, catequizada por los religiosos dominicos, quienes para convivir con los pobladores aprendieron el dialecto kekchí.

#### **1.1.1.1. Ubicación y localización**

Cobán es la cabecera departamental de Alta Verapaz, se ubica en los 15°27'23" de latitud y 90° 22'37" de longitud, a una altura de 1 317 msnm. Dista 214 km. al norte de la ciudad capital de Guatemala, desde la cual se llega por las rutas CA-9 carretera al Atlántico, y CA-14 Las Verapaces.

Para llegar desde la ciudad capital debe salir de la ciudad hacia el norte. Se busca la carretera al atlántico CA-9 hasta el cruce de El Rancho, en el departamento de El Progreso, al llegar al Rancho ubicado en el kilómetro 84,5 se cruza hacia la izquierda siguiendo por la carretera CA-14.

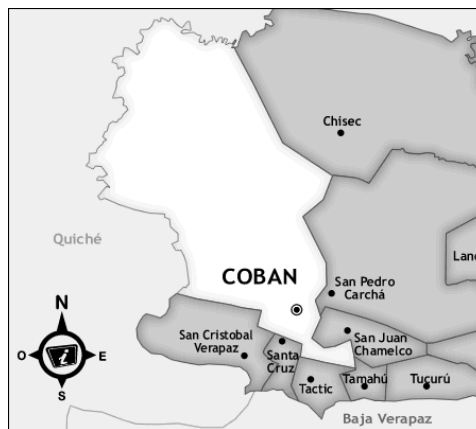
Toda la carretera está asfaltada y en muy buen estado de mantenimiento está señalizada y a lo largo del trayecto encontrará una gran cantidad de lugares y poblados con muchos atractivos que vale la pena visitar.

### 1.1.1.2. Límites y colindancia

El municipio de Cobán colinda:

- Al norte: Ixcán, municipio de Quiché; río Chixoyó Negro de por medio.
- Al sur: Tamahú, Tactic, Santa Cruz Verapaz y San Cristóbal Verapaz.
- Al oriente: Chisec, San Pedro Carchá y San Juan Chamelco.
- Al poniente: Uspantan, municipio de Quiché; río Chixoyó negro de por medio.

Figura 1. Límites y colindancia



Fuente: <http://cobanysuhistoria.blogspot.com>. Consulta: octubre de 2011.

### 1.1.1.3. Características de la población

El 80 % de la población es de origen indígena, los idiomas son el español y el queqchi'el.

#### **1.1.1.4. Aspectos económicos y actividades productivas**

La base de la economía del municipio es la agricultura, siendo los principales cultivos para la venta el café y el cardamomo; ambos productos a pesar de la crisis que se vive en cuanto a la baja en los precios, siguen siendo los que más fuentes de empleo e ingresos generan a los hogares. Los cultivos de subsistencia siguen siendo el maíz y frijol. El comercio es la segunda actividad económica más importante.

#### **1.1.1.5. Clima**

El municipio se encuentra en una zona subtropical húmeda. En la parte baja hacia el norte del municipio, el clima es muy húmedo y cálido, con alturas entre los 150 a 700 msnm; en la parte alta hacia el sur, el clima predominante es muy húmedo de templado a frío, con alturas entre los 700 a 1 900 msnm. La precipitación promedio anual es de más de 3 000 milímetros. Y la humedad relativa mayor del 80 %.

#### **1.1.1.6. Servicios públicos**

Transporte y vías de acceso: la ciudad dispone de 6 vías de comunicación con todos los municipios del departamento y resto de la república, pues su carretera tiene ramificaciones para las diferentes zonas. Este sistema de carreteras son transitables en cualquier época del año, pues algunos aun siendo de tierra, son de piso sólido y más o menos parejo para el paso de vehículos, también cuenta con un aeropuerto, cuya pista de aterrizaje se encuentra disponible.

El transporte extra urbano lo cubre en su mayoría Transportes Escobar Monja Blanca, con categoría corriente y pullman modernas.

Establecimientos educativos: la ciudad dispone de diferentes establecimientos educativos, entre ellos: tres universidades, once institutos, quince colegios, cincuenta y un escuelas y un centro de formación y capacitación, el Instituto Técnico de Capacitación y Productividad (INTECAP).

Servicios de salud: la ciudad cuenta con hospitales, clínicas y puestos de salud.

Servicios básicos: la ciudad cuenta con agua potable, servicio eléctrico, servicio de basura, drenajes, oficinas administrativas, restaurantes y comercios de todo tipo.

#### **1.1.1.7. Turismo**

Toda la ciudad por la belleza es un sitio de recreación y cuenta con lugares turísticos como:

La laguna Lachua, Eco-Centro Setaña, balneario Talpetate, parque nacional Las Victorias, balneario San José La Colonia, finca Sacmoc, finca Santa Margarita, Proyecto Ecológico Quetzal, vivero Verapaz, vivero Las Orquídeas (Don Oscar Archila), el estadio Verapaz, museo El Príncipe Maya, la Cascada del Río Sachichaj, finca Chipantun, la catedral El Calvario (construido en 1810), el convento (construido en 1551), Ermita de Santo Domingo de Guzmán.



## **1.2. Principales necesidades del municipio**

Se presenta una descripción de algunas necesidades que posee el municipio de Cobán, para así poder distinguirlas y priorizarlas.

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

El municipio de Cobán, se ha desarrollado en distintos aspectos, tales como el área de salud, educación, obras de infraestructura (vivienda, agua potable, drenaje sanitario), reforestación de bosques, entre otros. Las necesidades más urgentes en el municipio son: construcción de una plaza cultural y un parqueo público, construcción de puentes y carreteras para comunicar a las comunidades, reparación del rastro municipal, entre otros.

### **1.2.2. Priorización de las necesidades**

Algunos proyectos son altos en costo y otros ya están en proceso de gestión, por lo tanto se tomaron como prioritarios los siguientes proyectos:

Diseño de la plaza cultural y parqueo público de la ciudad de Cobán: debido a que se desea dar un mejor aspecto y ordenamiento al parque central de la ciudad, además de carecer de un parqueo público en sus cercanías se decidió la construcción de dicha plaza y parqueo público.

Diseño del puente vehicular de la carretera que conecta a las comunidades Rubelyum y Sactela del municipio de Cobán, departamento de Alta Verapaz: debido a la falta de un puente que garantice la seguridad y el libre tránsito de los pobladores de ese lugar se decidió la construcción de dicho puente.

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

### **2.1. Diseño de la plaza cultural y parqueo público de la ciudad de Cobán, departamento de Alta Verapaz**

Se presenta la descripción del primer proyecto, investigaciones realizadas, diseño arquitectónico, análisis estructural y diseño estructural, cumpliendo con las normas estructurales.

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

El proyecto consiste en el diseño de la plaza cultural con parqueo público para la ciudad de Cobán, basado en los requerimientos y necesidades del lugar. El área propiedad de la Municipalidad, en el cual se construirá dicho edificio es de 709,29 metros cuadrados, localizado sobre la 1a. calle y 1a. avenida zona 1 de la ciudad de Cobán, departamento de Alta Verapaz, a un costado de la Municipalidad y frente al parque central de Cobán.

#### **2.1.2. Investigación preliminar**

Se realizó una investigación de campo (estudio topográfico y de suelos), para recabar datos e información que facilitara la planificación del diseño de la estructura.

### 2.1.2.1. Estudio topográfico

El método utilizado para el levantamiento topográfico es radiación desde un punto, el cual consistió en colocar el aparato topográfico, en este caso estación total, en una ubicación desde donde se podía visualizar la mayor cantidad de puntos a los que se les denominará Radiaciones, y con ello se obtuvo el polígono donde se construirá el proyecto y las coordenadas.

### 2.1.2.2. Análisis de suelos

Ensayo triaxial: se obtuvo una muestra de suelo inalterada de 1 pie cúbico a una profundidad de 3 metros, en el lugar donde se construirá la edificación.

Los resultados de la muestra de suelo se dan a continuación:

Datos:

$D_f$	= 3(m)	Profundidad donde se obtuvo la muestra
$\theta_{\text{fricción}}$	= 11.96°	Ángulo de fricción interna
$C_u$	= 2.70 (ton/m <sup>2</sup> )	Cohesión
$\gamma_{\text{suelo}}$	= 1.74 (ton/m <sup>3</sup> )	Peso específico del suelo

Con estos valores se procedió al cálculo del valor soporte  $q_d$ :

Convirtiendo grados en radianes:

$$\theta_{\text{fricción}} = 11.96^\circ * \frac{\pi}{180^\circ} = 0.20874138 \text{ rad}$$

Calculando factores de capacidad de carga:  $N_q$ ,  $N_c$  y  $N_\gamma$

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - \theta_{fi} \text{ rad}\right) \tan \theta_{fi}}}{2 \cos^2 \left[45^\circ + \frac{\theta_{fi}}{2}\right]} = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - 0.20874138\right) \tan(11.96^\circ)}}{2 \cos^2 \left[45^\circ + \frac{11.96^\circ}{2}\right]} = 3.27466221$$

$$N_c = \cot \theta (N_q - 1) = \cot(11.96^\circ) (3.27466221 - 1) = 10.7383018$$

$N_\gamma$  se encuentra interpolando la tabla 3.1 Factores de Capacidad de Carga de Terzaghi (ver apéndice), tomando los siguientes datos:

$$(\theta_1, N_{\gamma 1}) = (11, 0.69)$$

$$(\theta_x, N_\gamma) = (11.96, ?)$$

$$(\theta_2, N_{\gamma 2}) = (12, 0.85)$$

$$N_\gamma = \frac{\theta_x - \theta_1}{\theta_2 - \theta_1} * (N_{\gamma 2} - N_{\gamma 1}) + N_{\gamma 1} = \frac{11.96^\circ - 11^\circ}{12^\circ - 11^\circ} * (0.85 - 0.69) + 0.69 = 0.84$$

Valor soporte último:

$$q_o = 1.3 C N_c + (\gamma_{\text{suelo}} D_f) N_q + 0.4 \gamma_{\text{suelo}} B N_\gamma$$

$$q_o = 1.3 * 2.7 * 10.7383 + (1.74 * 3) * 3.27466221 + 0.4 * 1.74 * 1 * 0.84$$

$$q_o = 55.3723216 \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

Valor soporte neto último:

$$q_u = q_o - (\gamma_{\text{suelo}} D_f)$$

$$q_u = 55.3723216 \text{ (ton/m}^2\text{)} - (1.74 \text{ (ton/m}^3\text{)} * 3 \text{ (m)})$$

$$q_u = 50.1523216 \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

Valor soporte de diseño:

$$q_d = \frac{q_u}{f_c} = \frac{50.1523216 \text{ (ton/m}^2\text{)}}{3} = 16.72 \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

Donde:

$f_c$  = factor de seguridad igual a 3

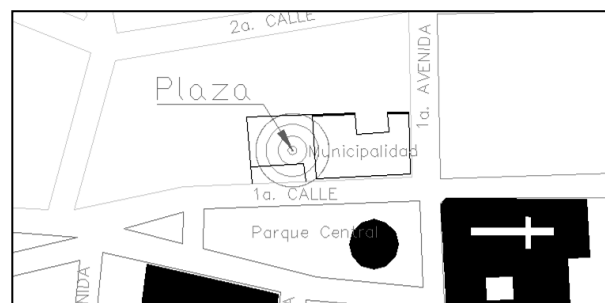
### 2.1.3. Diseño arquitectónico

Consiste en una distribución de los ambientes, espacios y alturas para satisfacer las necesidades básicas, la presentación y el diseño de la edificación.

#### 2.1.3.1. Localización

El área destinada para la construcción de la plaza se localiza sobre la 1a. calle y 1a. avenida de la zona 1 de la ciudad de Cobán, departamento de Alta Verapaz, a un costado de la Municipalidad y frente al parque central de Cobán.

Figura 2. Localización del proyecto



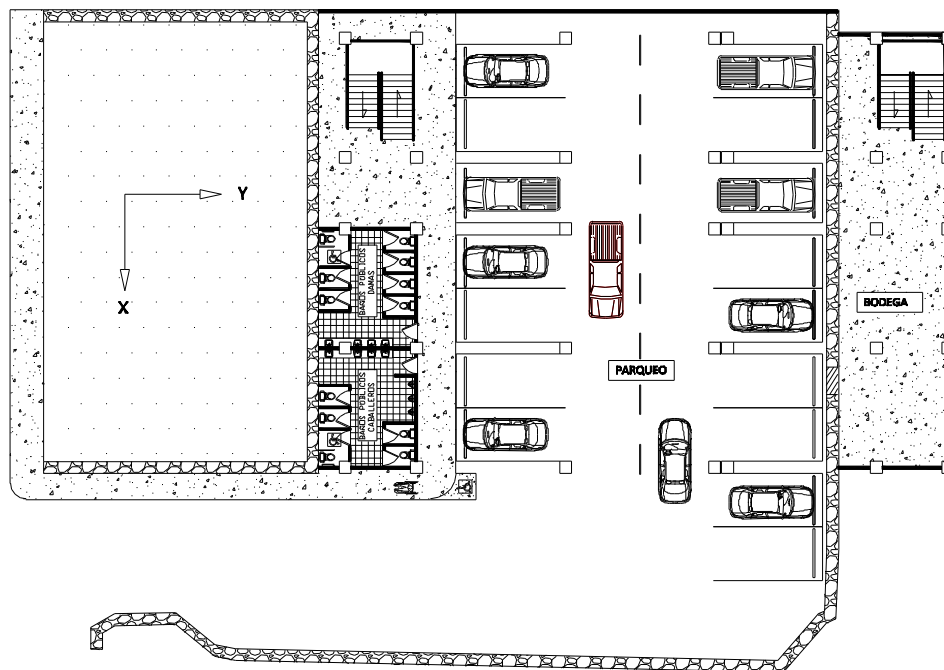
Fuente: Municipalidad de Cobán.

### 2.1.3.2. Distribución de ambientes

La distribución de ambientes de la plaza cultural y parqueo público de la ciudad de Cobán, departamento de Alta Verapaz, se detalla a continuación:

Primer nivel: contiene un área de parqueo público el cual tiene la capacidad para albergar 16 automóviles, también se tiene el área de sanitarios públicos para damas y para caballeros y un área de bodega.

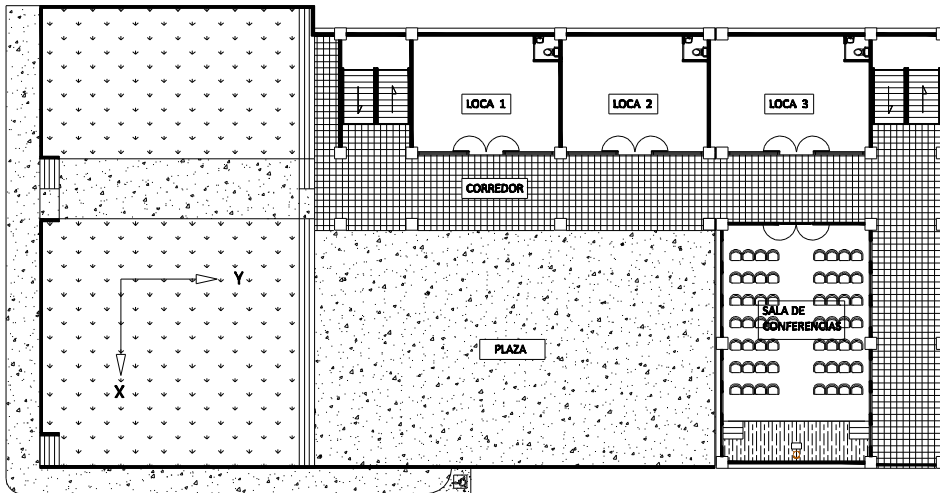
Figura 3. Distribución de ambientes, primer nivel



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Segundo nivel: contiene un salón de conferencias y 3 locales comerciales, además cuenta con una sección para plaza pública.

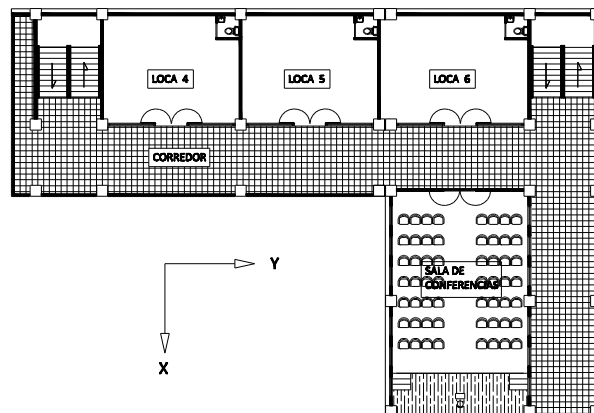
Figura 4. **Distribución de ambientes, segundo nivel**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Tercer nivel: al igual que el segundo nivel cuenta con un salón de conferencias y 3 locales comerciales.

Figura 5. **Distribución de ambientes, tercer nivel**

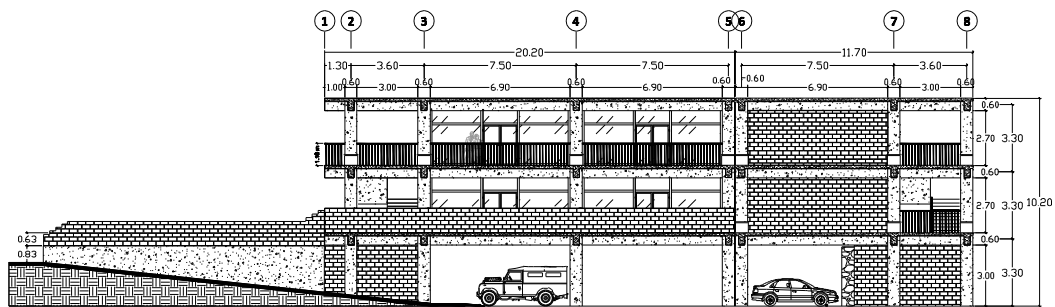


Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

### 2.1.3.3. Altura del edificio

La altura de diseño tomada para la plaza es de 3,60 metros para el primer nivel, medida desde el nivel del piso del parqueo hasta la altura del entrepiso del segundo nivel, y de 3,30 metros para el segundo nivel, medida desde el entrepiso hasta el entrepiso del tercer nivel y finalmente de 3,30 metros para el tercer nivel, medida desde el entrepiso hasta la losa final.

Figura 6. Altura del edificio



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

### 2.1.4. Análisis estructural

Se refiere al uso de las ecuaciones de la resistencia de materiales para encontrar los esfuerzos internos, deformaciones y tensiones que actúan sobre una estructura resistente, capaz de soportar las cargas estructurales.

#### 2.1.4.1. Predimensionamiento estructural

Predimensionar la estructura es dar medidas preliminares a los elementos que componen, que serán utilizados para soportar las cargas aplicadas. Para



esto se puede recurrir a la experiencia en obras similares y utilizar métodos analíticos cortos, como los que se describen a continuación.

Predimensionamiento de losas: con base en las recomendaciones del Código ACI 318-05, capítulo 13.6.1.2, una losa de concreto armado trabaja en dos direcciones si los paneles de las mismas son rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos del panel, no mayor de 2. Si la relación es mayor de 2, trabaja en una dirección.

El predimensionamiento del peralte de losas cuando es en un sentido, está basado en el Código ACI 318-05, capítulo 9.5.2.

Tabla I. **Espesores mínimos de losas macizas en un solo sentido**

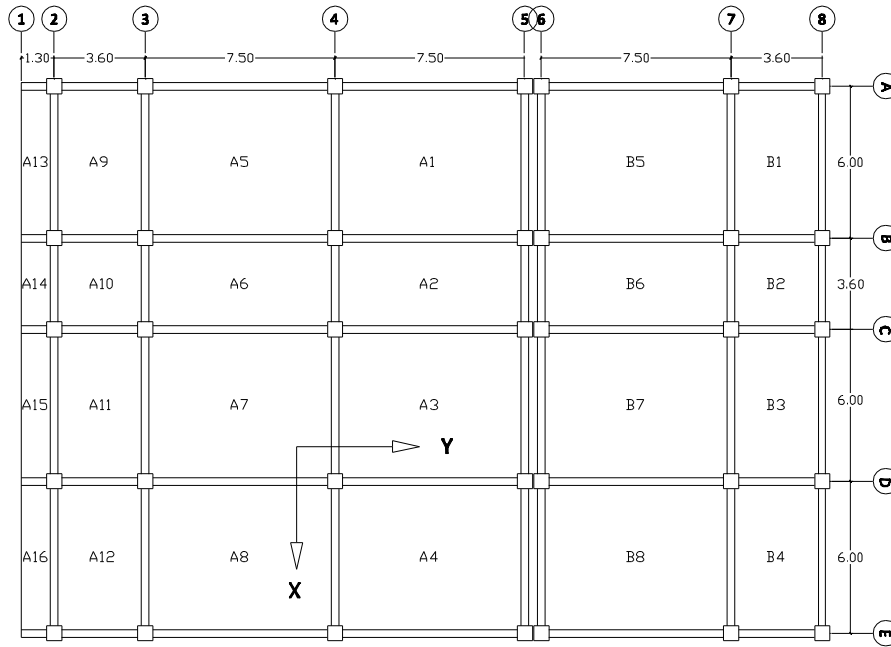
	<b>Simplemente apoyada</b>	<b>Con un extremo continuo</b>	<b>Ambos extremos continuos</b>	<b>En voladizo</b>
Losas macizas en una dirección	$1/20$	$1/24$	$1/28$	$1/10$

Fuente: código ACI, p. 118.

Para el predimensionamiento del peralte de losas cuando es en doble sentido, se basó en el criterio de tomar  $1/180$  veces el perímetro del panel.

A continuación se presenta la distribución de losas por nivel:

Figura 7. Distribución de losa, primer nivel



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Tabla II. Trabajabilidad y espesor de losa, primer nivel

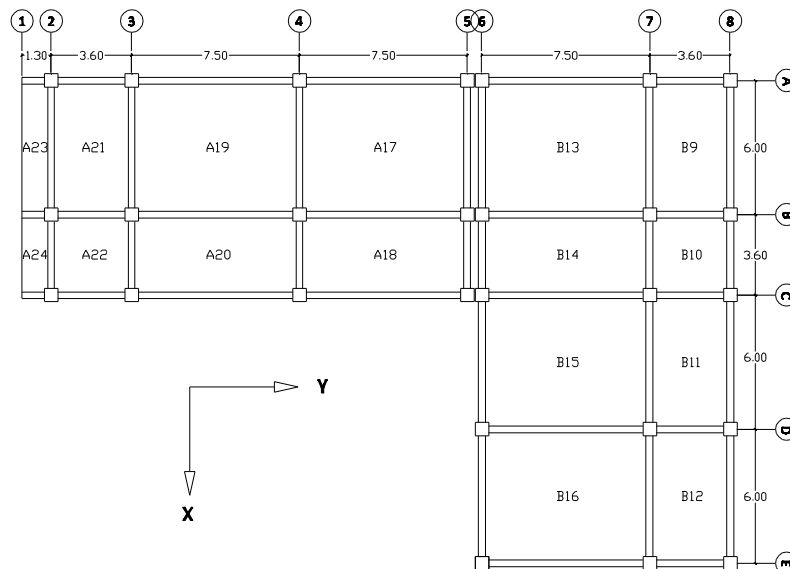
Losa	(a) Lado corto	(b) Lado largo	$m = a/b$	Trabaja	(t) Espesor
A1	6.00	7.50	1.25	2 sentidos	0.15
A2	3.60	7.50	2.08	1 sentido	0.15
A3	6.00	7.50	1.25	2 sentidos	0.15
A4	6.00	7.50	1.25	2 sentidos	0.15
A5	6.00	7.50	1.25	2 sentidos	0.15
A6	3.60	7.50	2.08	1 sentido	0.15
A7	6.00	7.50	1.25	2 sentidos	0.15
A8	6.00	7.50	1.25	2 sentidos	0.15
A9	3.60	6.00	1.67	2 sentidos	0.11
A10	3.60	3.60	1.00	2 sentidos	0.08
A11	3.60	6.00	1.67	2 sentidos	0.11
A12	3.60	6.00	1.67	2 sentidos	0.11
A13	1.30	6.00	4.61	Voladizo	0.13

Continuación de la tabla II.

Losa	(a) Lado corto	(b) Lado largo	$m = a/b$	Trabaja	(t) Espesor
A14	1.30	3.60	2.77	Voladizo	0.13
A15	1.30	6.00	4.61	Voladizo	0.13
A16	1.30	6.00	4.61	Voladizo	0.13
B1	3.60	6.00	1.67	2 sentidos	0.11
B2	3.60	3.60	1.00	2 sentidos	0.08
B3	3.60	6.00	1.67	2 sentidos	0.11
B4	3.60	6.00	1.67	2 sentidos	0.11
B5	6.00	7.50	1.25	2 sentidos	0.15
B6	3.60	7.50	2.08	1 sentido	0.13
B7	6.00	7.50	1.25	2 sentidos	0.15
B8	6.00	7.50	1.25	2 sentidos	0.15
				$t_{Max} =$	<b>0.15</b>

Fuente: elaboración propia.

Figura 8. Distribución de losa, segundo nivel



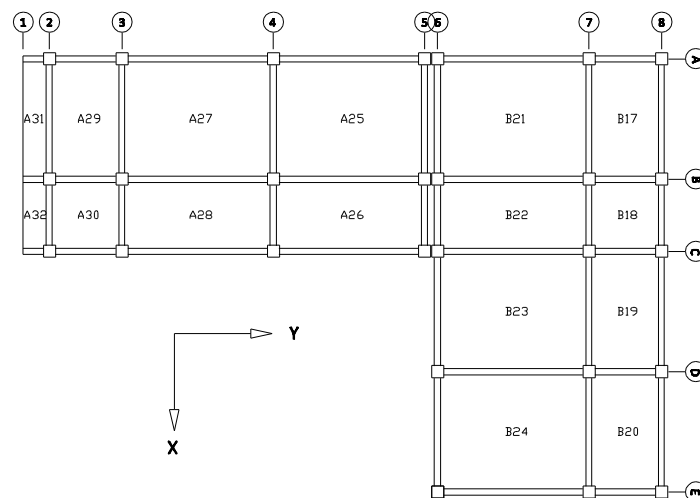
Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Tabla III. Trabajabilidad y espesor de losa, segundo nivel

Losa	(a) Lado corto	(b) Lado largo	$m = a/b$	Trabaja	(t) Espesor
A17	6.00	7.50	1.25	2 sentidos	0.15
A18	3.60	7.50	2.08	1 sentido	0.15
A19	6.00	7.50	1.25	2 sentidos	0.15
A20	3.60	7.50	2.08	1 sentido	0.15
A21	3.60	6.00	1.67	2 sentidos	0.11
A22	3.60	3.60	1.00	2 sentidos	0.08
A23	1.30	6.00	4.61	Voladizo	0.13
A24	1.30	3.60	2.77	Voladizo	0.13
B9	3.60	6.00	1.67	2 sentidos	0.11
B10	3.60	3.60	1.00	2 sentidos	0.08
B11	3.60	6.00	1.67	2 sentidos	0.11
B12	3.60	6.00	1.67	2 sentidos	0.11
B13	6.00	7.50	1.25	2 sentidos	0.15
B14	3.60	7.50	2.08	1 sentido	0.13
B15	6.00	7.50	1.25	2 sentidos	0.15
B16	6.00	7.50	1.25	2 sentidos	0.15
				<b>t<sub>Max</sub> =</b>	<b>0.15</b>

Fuente: elaboración propia.

Figura 9. Distribución de losa, tercer nivel



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Tabla IV. **Trabajabilidad y espesor de losa, tercer nivel**

Losa	(a) Lado corto	(b) Lado largo	m = b/a	Trabaja	(t) Espesor
A25	6.00	7.50	1.25	2 sentidos	0.15
A26	3.60	7.50	2.08	1 sentido	0.15
A27	6.00	7.50	1.25	2 sentidos	0.15
A28	3.60	7.50	2.08	1 sentido	0.15
A29	3.60	6.00	1.67	2 sentidos	0.11
A30	3.60	3.60	1.00	2 sentidos	0.08
A31	1.30	6.00	4.61	Voladizo	0.13
A32	1.30	3.60	2.77	Voladizo	0.13
B17	3.60	6.00	1.67	2 sentidos	0.11
B18	3.60	3.60	1.00	2 sentidos	0.08
B19	3.60	6.00	1.67	2 sentidos	0.11
B20	3.60	6.00	1.67	2 sentidos	0.11
B21	6.00	7.50	1.25	2 sentidos	0.15
B22	3.60	7.50	2.08	1 sentido	0.13
B23	6.00	7.50	1.25	2 sentidos	0.15
B24	6.00	7.50	1.25	2 sentidos	0.15
				<b>t<sub>Max</sub> =</b>	<b>0.15</b>

Fuente: elaboración propia.

Por uniformidad constructiva, se proponen 15 cm de espesor de losa en todos los niveles.

Predimensionamiento de vigas: el espesor mínimo para vigas se determina mediante el criterio siguiente: por cada metro lineal de longitud de la viga el peralte aumenta 8 centímetros. El ancho queda a criterio del diseñador pero no debe ser mayor que el ancho de la columna.

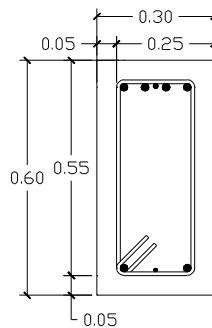
Por uniformidad se utilizará como referencia la viga con la mayor luz para encontrar la altura mínima:

$$h_{\text{viga}} = 7.50 \text{ (m)} * 0.08 = 0.60 \text{ m}$$

Para la base de la viga utilizamos 1/2 del peralte.

$$b_{\text{viga}} = \frac{0.60}{2} = 0.30 \text{ m}$$

Figura 10. **Sección transversal de viga**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Predimensionamiento de columnas: consiste en determinar las dimensiones de la sección transversal que soporte las cargas axiales transmitidas por las vigas, para ello nos basamos en las siguientes condiciones:

$$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (grado 60)}$$

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

$$CV = 500 \text{ kg/cm}^2$$

Para el cálculo del predimensionamiento de la sección de la columna, según el Código ACI 318-05 se utiliza la siguiente ecuación:

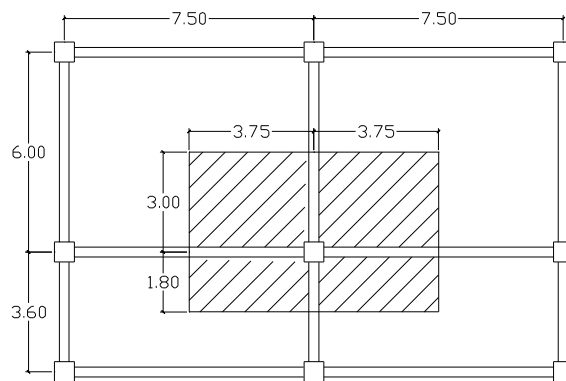
$$P_{nc} = 0.8[(0.225f'c * Ag) + As * fy]$$

Donde el área de acero longitudinal  $A_s$ , debe satisfacer, (ACI 318-05, 10.9.1).

$$0.01A_g \leq A_s \leq 0.08A_g$$

Como criterio tomamos el límite inferior (1%  $A_g = A_s$ ).

Figura 11. **Área tributaria sobre la columna crítica (intersección marco 4 y B)**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Para el análisis se tomará la columna crítica, la cual se encuentra en la intersección del marco B y el marco 4. Según el área analizada, se obtienen los siguientes datos:

Área tributaria:  $A_{tri} = (3.75 + 3.75) * (3.00 + 1.80) = 36.00 \text{ m}^2$

Longitud de viga y muros:  $L_{v/m} = (3.75 + 3.75 + 3.00 + 1.80) = 12.30 \text{ m}$

Altura de muros:  $h_m = 2.70 \text{ m}$

Cálculo de la carga muerta (CM):

Losa:

$$\text{Peso de losa} = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0.15 \text{ m} = 360 \text{ kg/m}^2$$

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

$$\text{Total carga muerta de losa} = 450 \text{ kg/m}^2$$

Vigas:

$$\text{Peso de viga} = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0.60 \text{ m} * 0.30 \text{ m} = 432 \text{ kg/m}^2$$

Muros:

$$\text{Peso de muros} = 220 \text{ kg/m}^3 * 2.70 \text{ m} = 594 \text{ kg/m}^2$$

Tomando en cuenta las recomendaciones del ACI 318-05 apéndice C.2.1 para cargas mayoradas, y de acuerdo al área tributaria, la carga  $P_{nc}$  que soporta la columna crítica, es:

$$P_{nc} = (A_{tri} * C_u) + (CM_{vigas} * L_{v/m} * F_{Cu}) + (CM_{muros} * L_{v/m} * F_{Cu})$$

Donde:

$C_u$  = carga última

$F_{Cu}$  = factor de carga última

$$C_u = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$



$$C_u = 1.4 * 450 + 1.7 * 100 = 800 \text{ kg/m}^2$$

$$F_{Cu} = \frac{C_{u_{total}}}{CM+CV} = \frac{800 \text{ kg/m}^2}{450 \text{ kg/m}^2 + 100 \text{ kg/m}^2} = 1.4545$$

Para el tercer nivel es:

$$P_{nc} = (A_{tri} * C_u) + (CM_{vigas} * L_{v/m} * F_{Cu}) + (CM_{muros} * L_{v/m} * F_{Cu})$$

$$P_{nc} = (36 * 800) + (432 * 12.3 * 1.4545) + (594 * 12.3 * 1.4545) = 47155.499 \text{ Kg}$$

Según las especificaciones del ACI 318-05, 10.9.1, el área gruesa de la sección de la columna propuesta para el tercer nivel es:

$$P_{nc} = 0.8[(0.225f'_c * A_g) + A_s * f_y]$$

$$47155.499 \text{ Kg} = 0.8 \left[ (0.225(281 \text{ kg/m}^2) * A_g) + 0.01A_g * 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$A_g = 528.7676 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{A_g} = 22.99 \text{ cm}^2$$

$$b_{col} = 22.99 \text{ cm}^2$$

$$h_{col} = 22.99 \text{ cm}^2$$

Para el segundo nivel es:

$$A_g = 1504.0912 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{A_g} = 38.78 \text{ cm}^2$$

$$b_{col} = 38.78 \text{ cm}^2$$

$$h_{col} = 38.78 \text{ cm}^2$$

Para el primer nivel es:

$$A_g = 2476.6093 \text{ cm}^2$$

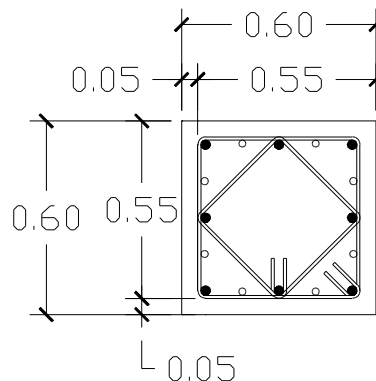
$$\sqrt{A_g} = 49.76 \text{ cm}^2$$

$$b_{\text{col}} = 49.76 \text{ cm}^2$$

$$h_{\text{col}} = 49.76 \text{ cm}^2$$

La sección transversal para las columnas por simetría y seguridad se tomara la siguiente, para el primer, segundo y tercer nivel.

Figura 12. **Sección transversal de columna 0.60 m x 0.60 m**

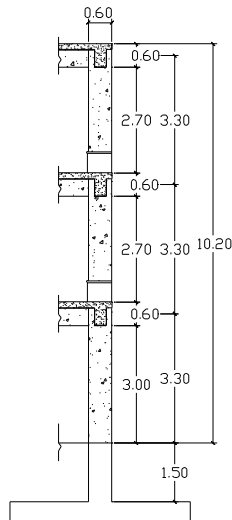


Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

#### **2.1.4.2. Modelos matemáticos de marcos dúctiles con nudos rígidos**

Los modelos matemáticos son representaciones gráficas de los marcos para el análisis de los mismos, en los cuales se detallan las magnitudes de las cargas que soporta cada marco. Cabe mencionar que las medidas de los marcos corresponden a las distancias a ejes entre cada elemento analizado, según ACI 318-05, 8.7.2.

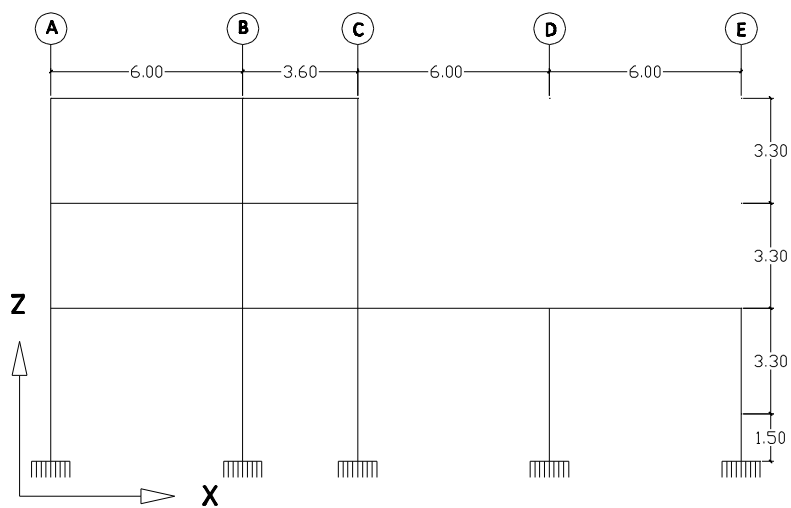
Figura 13. **Detalle de altura de marcos**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

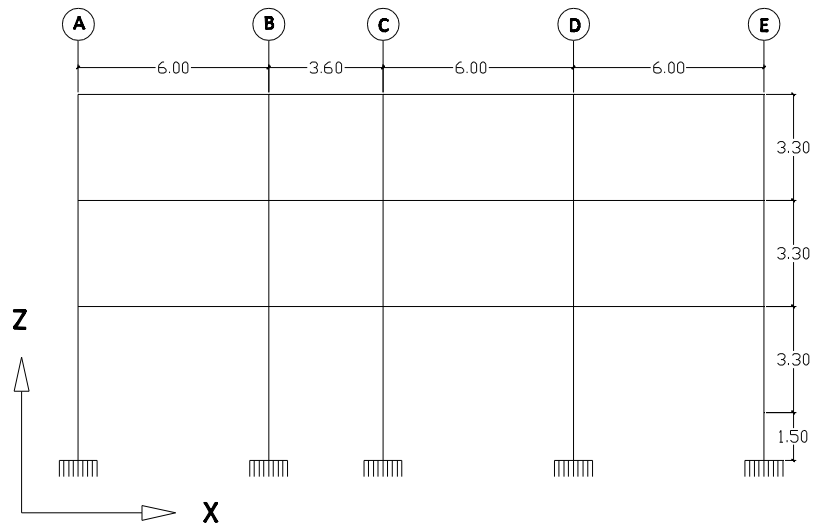
La distribución de modelos matemáticos se detalla a continuación:

Figura 14. **Modelo matemático, marco 2, 3, 4 y 5**



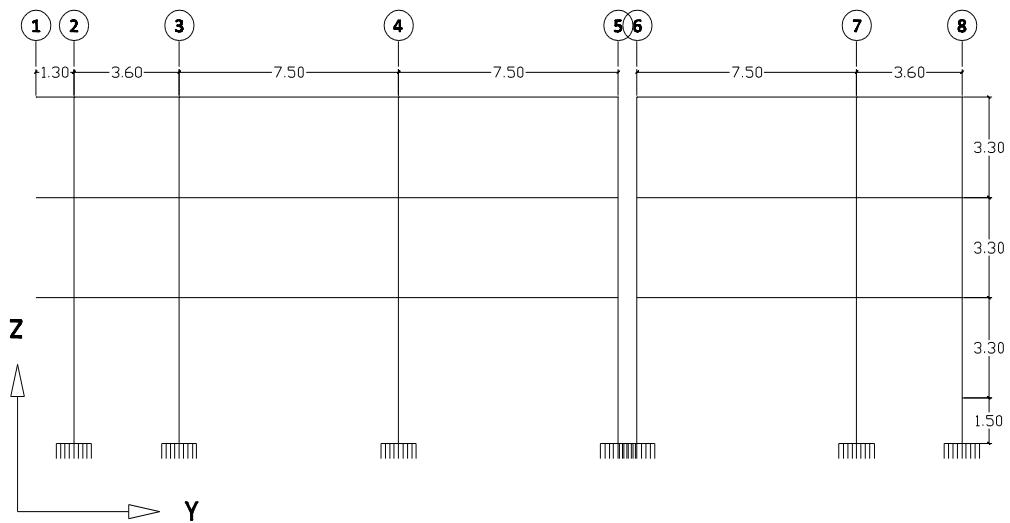
Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 15. **Modelo matemático, marco 6, 7 y 8**



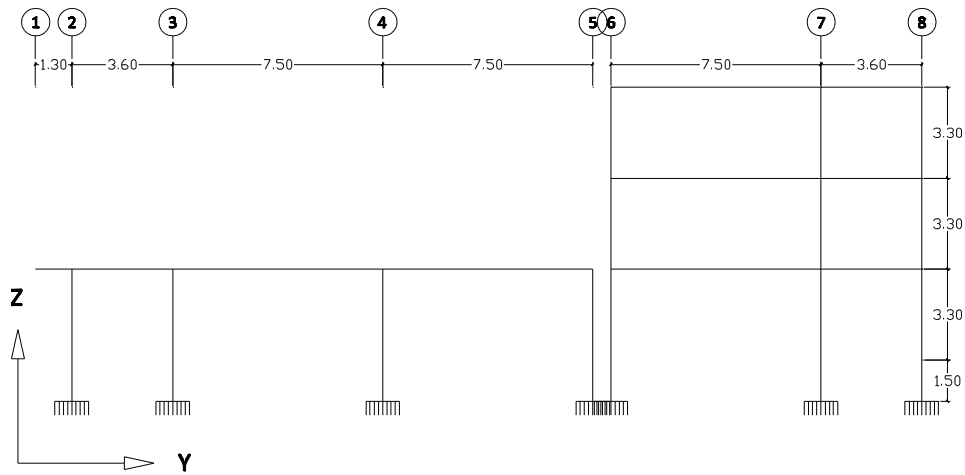
Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 16. **Modelo matemático, marco A, B y C**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 17. **Modelo matemático, marco D y E**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

### 2.1.4.3. **Cargas aplicadas a marcos dúctiles con nudos rígidos**

Son todas las cargas que actúan sobre la estructura, como cargas verticales provocadas por vientos, sismos o de impacto, cargas horizontales provocadas por el peso de las personas y el mismo peso de la estructura.

#### 2.1.4.3.1. **Cargas verticales**

Cargas muertas (CM):

Peso del concreto armado	= 2400 Kg/m <sup>3</sup>
Peso de muros	= 220 Kg/m <sup>2</sup>
Peso piso granito + aditivo	= 150 Kg/m <sup>2</sup>
Peso de acabados en losa	= 90 Kg/m <sup>2</sup>

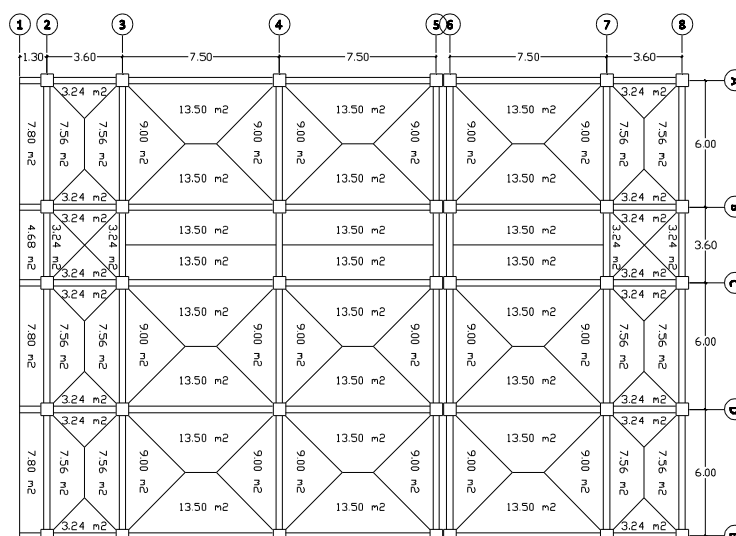
Cargas vivas (CV): se ha seleccionado una carga viva común igual a 500 Kg/m<sup>2</sup>, para los entresijos y una carga viva igual a 100 Kg/m<sup>2</sup> para el techo.

Integración de cargas verticales: se hace con el fin de distribuir tanto las cargas muertas como las cargas vivas a cada uno de los marcos rígidos en la dirección X y en la dirección Y, para su posterior análisis. La integración de cargas para en este caso se hizo utilizando el método de áreas tributarias.

Datos calculados para el tercer nivel, segundo nivel y el primer nivel:

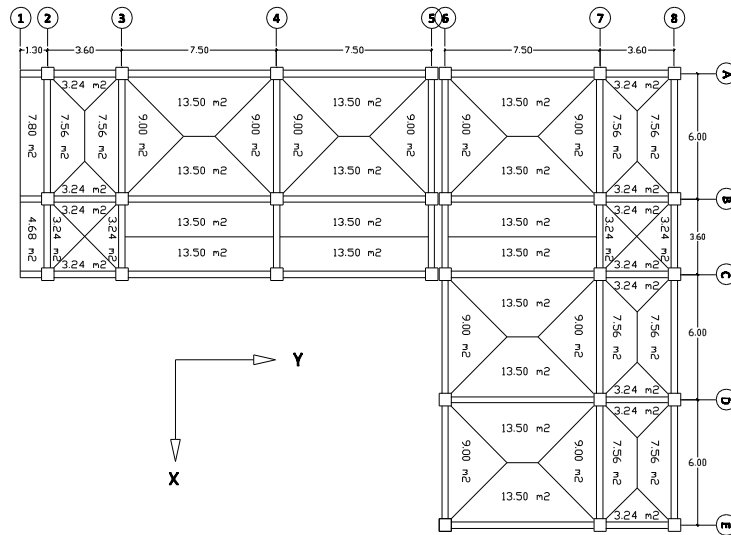
	Tercer	Segundo	Primer
Carga muerta de losa	= 450 Kg/m <sup>2</sup>	510 Kg/m <sup>2</sup>	510Kg/m <sup>2</sup>
Carga muerta de vigas	= 432 Kg/m	432 Kg/m <sup>2</sup>	432 Kg/m <sup>2</sup>
Carga muerta de muros	= 594 Kg/m	594 Kg/m <sup>2</sup>	594 Kg/m <sup>2</sup>

Figura 18. Distribución de área tributaria en vigas, primer nivel



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

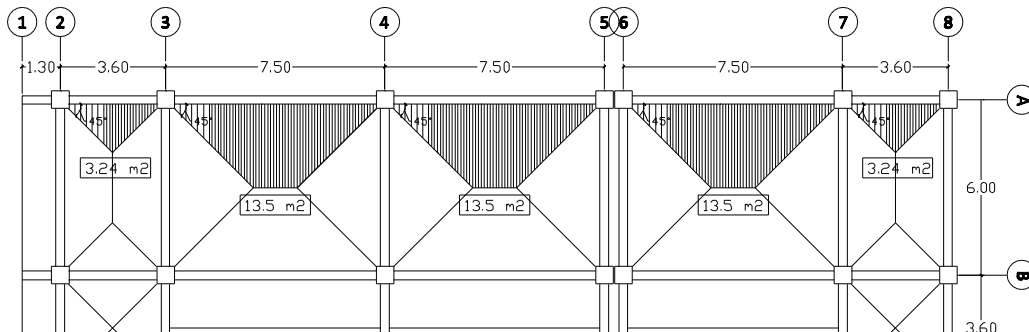
Figura 19. **Distribución de área tributaria en vigas, segundo y tercer nivel**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Para demostrar el método se ha seleccionado la viga 2-3, tercer nivel, del marco A.

Figura 20. **Área tributaria en marco A**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Área tributaria ( $A_{trib}$ ):

$$A_{trib} = \left( \frac{1}{2} * \text{base} * \text{altura} \right) * 2$$

$$A_{trib} = \left( \frac{1}{2} * 3.60 \text{ m} * \left( \frac{3.60 \text{ m}}{2} \right) \right) * 2 = 3.24 \text{ m}^2$$

Carga muerta (CM):

$$CM = \left( \frac{W_{losa} * A_{trib}}{\text{Longitud de viga}} \right) + (W_{viga}) + (W_{muros/barandas \text{ (si hubiera)}})$$

$$CM = \left( \frac{450 \text{ kg/m}^2 * 3.24 \text{ m}^2}{3.60 \text{ m}} \right) + 432 \text{ kg/m}^2 = 837 \text{ kg/m}^2$$

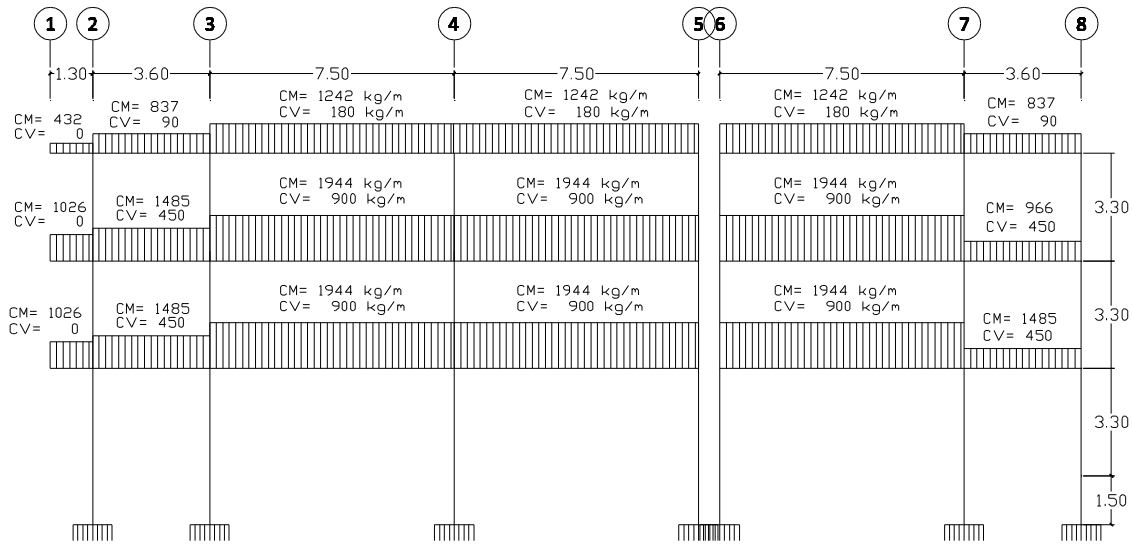
Carga viva (CV):

$$CV = \left( \frac{CV_{S/losa} * A_{trib}}{\text{Longitud de viga}} \right)$$

$$CV = \left( \frac{100 \text{ kg/m}^2 * 3.24 \text{ m}^2}{3.60 \text{ m}} \right) = 90 \text{ kg/m}^2$$



Figura 21. **Distribución de cargas verticales en marco A**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

La distribución de carga muerta y carga viva, se detalla en tablas que se localizan en el apéndice de este documento.

### 2.1.4.3.2. Cargas horizontales

Las cargas horizontales son aquellas que actúan de forma perpendicular a la línea de acción de la gravedad, estas pueden ser producidas por viento, sismo o impacto y son cargas puramente dinámicas.

En el municipio de Cobán las cargas por viento son menos críticas que las cargas por sismo, tiene mayor importancia el cálculo de estas en el diseño de edificios de gran altura, torres de agua, puentes, entre otras estructuras. Debido a que Guatemala es considerada una zona sísmica y, siendo esta la fuerza horizontal más crítica, solo se realiza el análisis de este tipo para fuerzas

horizontales, para tal caso se utiliza el método UBC Uniform Building Code; que permite calcular la fuerza de corte en la base de una estructura, de la siguiente forma:

Corte basal (V): es la fuerza sísmica que transmite el suelo a la base de la estructura. Se calcula en base a la siguiente ecuación:

$$V = \frac{ZICW}{R_w}$$

Donde:

Z = factor de zona sísmica, de ajuste por probabilidad de riesgo

I = índice de importancia de la estructura

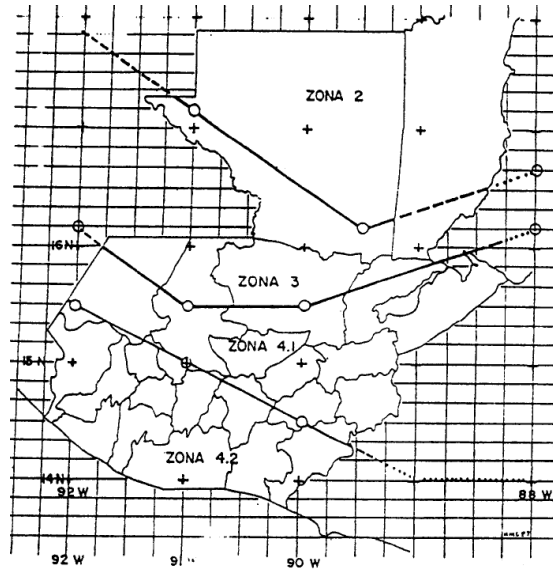
C = factor de respuesta sísmica

$R_w$  = sistema estructural a utilizar

$W_{total}$  = peso total de la estructura

Factor de zona sísmica (Z): el valor de Z depende de la zona sísmica en donde se localice la estructura como se muestra a continuación:

Figura 22. **Zona sísmica**



Fuente: Normas AGIES NR2. p.10.

Tabla V. **Factor Z de zona sísmica**

ZONA	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

Fuente: AMBROSE, James. Diseño simplificado de edificios. p. 284.

Según se puede observar en la figura 22, el departamento de Alta Verapaz se encuentra en la zona sísmica 3, entonces de acuerdo a la tabla V, el valor de Z será de 0.30.

Índice de importancia de la estructura (I): se determina de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla VI. **Factor de importancia de la estructura**

Categoría de ocupación	Factor de importancia I
I. Instalaciones esenciales	1.25
II. Instalaciones peligrosas	1.25
III. Estructuras de ocupación especial	1.00
IV. Estructuras de ocupación estándar	1.00

Fuente: AMBROSE, James. Diseño simplificado de edificios, p. 286.

Las instalaciones esenciales son hospitales y otras instalaciones médicas con áreas de tratamiento de urgencia y cirugía. Estaciones de policía y bomberos. Tanques u otras estructuras que contienen, alojan o soportan agua u otros materiales supresores de incendios o equipo requerido para la protección de instalaciones esenciales o peligrosas, o estructuras de ocupación especial. Albergues y cocheras para vehículos de urgencia. Estructuras y equipos en centros de alerta en casos de urgencias. Equipo auxiliar de generación de energía para instalaciones esenciales. Estructuras y equipo en centros de comunicación gubernamental y otras instalaciones requeridas para respuesta a urgencias.

Las instalaciones peligrosas son aquellas estructuras que alojan, soportan o contienen cantidades suficientes de sustancias tóxicas o explosivas que serían peligrosas para el público en general en caso de fugas.

Estructuras de ocupación especial estructuras cubiertas, cuya ocupación principal es la reunión de público (capacidad > 300 personas). Edificios para escuelas secundarias o centros de atención diurna (capacidad > 250 estudiantes). Edificios para universidades o escuelas de educación para adultos (capacidad > 500 estudiantes). Instalaciones médicas con 50 o más pacientes incapacitados, no incluidas anteriormente. Cárceles y centros de detención.

Todas las estructuras con ocupación > 5 000 personas. Estructuras y equipo en plantas eléctricas y otras instalaciones de servicios públicos no incluidas anteriormente y requeridas para operación continúa.

Estructuras de ocupación estándar son todas las estructuras con ocupaciones o funciones no consideradas anteriormente.

Tomando como referencia la tabla VI y a la descripción anterior, el índice de importancia a utilizar será 1.

Factor de respuesta sísmica (C): el valor de C no debe exceder 2,75 y se utiliza para diseñar toda estructura, sin importar el tipo de suelo o el período de la estructura.

Con excepción de las disposiciones donde las fuerzas prescritas por el reglamento se multiplican por  $3(R_w/8)$ , el valor mínimo de la relación  $C/R_w$  será 0,075.

Para calcular C se usa la fórmula:

$$C = \frac{1.25 S}{T^{2/3}}$$

Donde:

T = período fundamental de vibración, en segundos, de la estructura en la dirección considerada

S = coeficiente de sitio

Tabla VII. **Coefficientes de sitio**

Tipo	Descripción	Factor S
S <sub>1</sub>	Un perfil de suelo con alguna de las siguientes características: a) Un material parecido a la roca caracterizado por una velocidad de onda de cortante mayor a 2500 pies por segundo o mediante otro método adecuado de clasificación, o bien. b) Una condición de suelo rígido o denso, donde la profundidad es menor a 200 pies.	1.0
S <sub>2</sub>	Un perfil de suelo con condiciones de suelo rígido o denso, donde la profundidad excede 200 pies.	1.2
S <sub>3</sub>	Un perfil de suelo de 40 pies de profundidad mayor, que contiene más de 20 pies de arcilla blanda a medianamente rígida, pero no más de 40 pies de arcilla blanda.	1.5
S <sub>4</sub>	Un perfil de suelo que contiene más de 40 pies de arcilla blanda.	2.0

Fuente: AMBROSE, James. Diseño simplificado de edificios. p. 285.

El valor T de determinará con el método A: para todos los edificios, se aproxima con la fórmula siguiente:

$$T = C_t h_n^{3/4}$$

Donde:

$C_t = 0,035$  para marcos de acero resistentes a momento

= 0,030 para marcos de concreto reforzado resistentes a momento y marcos arriostrados excéntricos

= 0,20 para todos los demás edificios

$h_n$  = altura, en pies, sobre la base hasta el nivel más alto en la porción principal de la estructura

Con los valores de S y T encontrados, el factor de respuesta sísmica será:

$$C = \frac{1.25 S}{T^{2/3}} = \frac{1.25 (1.5)}{(0.454)^{2/3}} = 3.174 > 2.75$$

Sistema estructural a utilizar ( $R_w$ ): el sistema estructural a utilizar se encuentra en la siguiente tabla.

Tabla VIII. **Sistemas estructurales**

Sistema estructural básico	Sistema resistente a carga lateral	$R_w$	H
A. Sistemas de muros de carga	1. Muros de estructura ligera con paneles de cortante.		
	a. Muros de madera contrachapada para estructuras de tres niveles o menos	8	65
	b. Todos los demás muros de estructura ligera.	6	65
	2. Muros de cortante.		
	a. Concreto	6	160
	b. Mampostería	6	160
	3. Muros de carga de estructura ligera de acero con arriostamiento para tensión únicamente	4	65
	4. Marcos arriostados donde el arriostamiento soporta cargas de gravedad		
	a. Acero	6	160
	b. Concreto	4	-
c. Madera pesada	4	65	
Sistema estructural básico	Sistema resistente a carga lateral	$R_w$	H
B. Sistema de marcos de edificación	1. Marco con arriostamiento excéntricos de acero.	10	240
	2. Muro de estructura ligera con paneles de cortante.		
	a. Muros de madera contrachapada para estructuras de tres niveles o menos	9	65
	b. Todos los demás muros de estructura ligera	7	65
	3. Muros de cortante.		
	a. Concreto	8	240
	b. Mampostería	8	160
	4. Marco con arriostamiento concéntricos.		
	a. Acero	8	160
	b. Concreto	8	-
c. Madera pesada	8	65	
C. Sistemas de marcos resistentes a momento	1. Marcos espaciales especiales resistentes a momento.		
	a. Acero	12	NL
	b. Concreto	12	NL
	2. Marco espaciales especiales intermedios resistentes a momento, de concreto.	7	-
	3. Marco espaciales comunes resistentes a momento con arriostamiento para tensión únicamente		
	a. Acero	6	160
b. Concreto	5	-	

Continuación de la tabla VIII.

Sistema estructural básico	Sistema resistente a carga lateral	R <sub>w</sub>	H
D. Sistema doble	1. Muros de corte		
	a. De concreto con marco espaciales especiales resistentes a momento	12	NL
	b. De concreto con marco espacial intermedio resistentes a momento	9	160
	c. De mampostería con marcos espaciales especiales resistentes a momento	8	160
	d. De mampostería con marco espacial intermedio resistentes a momento, de concreto	7	-
	2. Marco con arriostramiento excéntrico de acero con marcos espaciales especiales resistentes a momento, de acero	12	NL
	3. Marcos con arriostramiento concéntricos de acero con marco espaciales especiales resistentes a momento, de acero	10	NL
	a. De concreto con marco espacial especiales resistentes a momento, de concreto	9	-
b. De concreto con marco espacial intermedio resistentes a momento, de concreto	6	-	

Fuente: AMBROSE, James. Diseño simplificado de edificios. p. 289.

Donde:

NL = sin límite

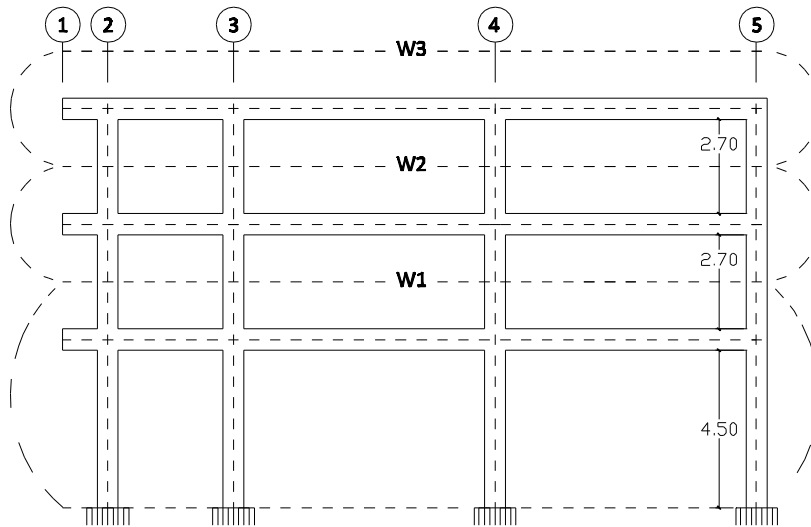
H = límite de altura (pies), aplicable a las zonas sísmicas 3 y 4

De acuerdo a la tabla VIII el valor de R<sub>w</sub> será igual a 12.

Peso total de la estructura (W): para encontrar el peso total de la estructura se calculó por nivel. Tomando en cuenta que si la carga viva asumida es mayor o igual a 500 Kg/m<sup>2</sup> se debe considerar el 25 % de la misma en el peso total de la estructural.



Figura 23. **Peso del edificio por nivel**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

$$W_{\text{Total}} = W_3 + W_2 + W_1$$

Tercer nivel:

$$W_3 = W_{\text{losa}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{columna}} + 25\%CV * \text{Area en planta}$$

$$W_{\text{losa}} = 450 \text{ kg/m} * (9.60 \text{ m} + 19.90\text{m}) = 85,968.00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = 432 \text{ kg/m} * (4 * 9 \text{ m} + 3 * 18.85 \text{ m}) = 39,981.60 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columnas}} = (0.60 \text{ m} * 0.60 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3) * \left(\frac{0 \text{ m}}{2} + \frac{2.70 \text{ m}}{2}\right) * 12$$

$$= 13,996.80 \text{ kg}$$

$$25\%CV = 0.25(100 \text{ kg/m}^2 * (9.60 \text{ m} * 19.90 \text{ m})) = 4,776.00 \text{ kg}$$

$$W_3 = 144,722.40 \text{ kg}$$

Segundo nivel:

$$W_2 = W_{\text{losa}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{muro/baranda}} + W_{\text{columna}} + 25\%CV * \text{Area en planta}$$

$$W_{\text{losa}} = 510 \text{ kg/m} * (9.60 \text{ m} + 19.90 \text{ m}) = 97,430.40.00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = 432 \text{ kg/m} * (4 * 9.00 \text{ m} + 3 * 18.85 \text{ m}) = 39,981.60 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muro}} = 594 \text{ kg/m} * (22.80 \text{ m} + 34.40 \text{ m}) = 33,976.80 \text{ kg}$$

$$W_{\text{baranda}} = 75 \text{ kg/m} * (0.00 \text{ m} + 20.00 \text{ m}) = 1,500.00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columnas}} = (0.60 \text{ m} * 0.60 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3) * \left( \frac{2.70 \text{ m}}{2} + \frac{2.70 \text{ m}}{2} \right) * 12 \\ = 27,993.60 \text{ kg}$$

$$25\%CV = 0.25(500 \text{ kg/m}^2 * (9.60 \text{ m} * 19.90 \text{ m})) = 23,880.00 \text{ kg}$$

$$W_2 = 224,762.40 \text{ kg}$$

Primer nivel:

$$W_1 = W_{\text{losa}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{muro/baranda}} + W_{\text{columna}} + 25\%CV * \text{Area en planta}$$

$$W_{\text{losa}} = 510 \text{ kg/m} * (21.60 \text{ m} + 19.90 \text{ m}) = 219,218.40 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = 432 \text{ kg/m} * (4 * 20.40 \text{ m} + 3 * 18.85 \text{ m}) = 75,967.20 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muro}} = 594 \text{ kg/m} * (22.80 \text{ m} + 34.40 \text{ m}) = 33,976.80 \text{ kg}$$

$$W_{\text{baranda}} = 75 \text{ kg/m} * (0.00 \text{ m} + 19.90 \text{ m}) = 1,500.00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columnas}} = (0.60 \text{ m} * 0.60 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3) * \left( \frac{2.70 \text{ m}}{2} + 4.50 \text{ m} \right) * 12 + \\ (0.60 \text{ m} * 0.60 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3) * (4.50 \text{ m}) * 8 \\ = 91,756.80 \text{ kg}$$

$$25\%CV = 0.25(500 \text{ kg/m}^2 * (21.60 \text{ m} * 19.90 \text{ m})) = 53,730.00 \text{ kg}$$

$$W_1 = 476,141.70 \text{ kg}$$

Haciendo sumatoria de peso por niveles se encuentra el peso total de la estructura:

$$W_{\text{Total}} = W_3 + W_2 + W_1$$

$$W_{\text{Total}} = 144,722.40 \text{ kg} + 224,762.40 \text{ kg} + 476,141.70 \text{ kg} = 845,626.50 \text{ kg}$$

Cálculo del corte basal: con los datos obtenidos anteriormente se procede a calcular el corte basal.

$$Z = 0.3$$

$$I = 1$$

$$C = 2.75$$

$$R_w = 12$$

$$W_{\text{total}} = 845,626.50 \text{ kg}$$

$$V = \frac{ZICW}{R_w} = \frac{(0.3)(1)(2.75)(845,626.50)}{12} = 58,136.82 \text{ kg}$$

Cálculo de las fuerzas por nivel:

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

Donde:

$F_x$  = fuerza por nivel

$V$  = corte basal

$F_T$  = fuerza de techo, esta en función del período de oscilación  $T$ , por lo que:

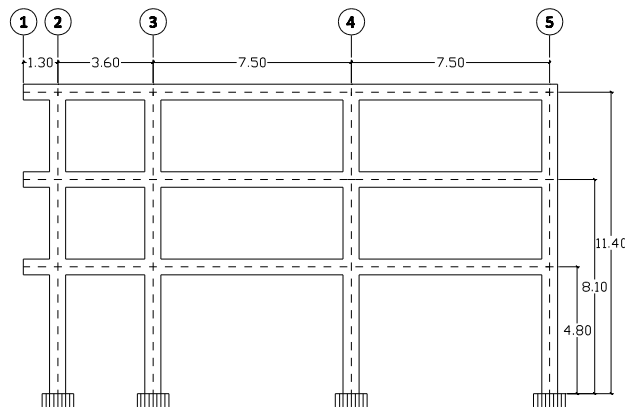
$$F_T = 0, \quad \text{cuando } T < 0.25$$

$$F_T = 0.07TV, \quad \text{cuando } T \geq 0.25$$

$W_i$  = peso del nivel

$h_i$  = altura del nivel considerado, medida desde la base del marco

Figura 24. **Alturas**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Las fuerzas por nivel tanto en el sentido X como en el sentido Y son las mismas, debido a que  $T < 0.25$ .

$$F_{x3} = \frac{(58,136.82 \text{ kg}-0)(1,649,835.36)}{5,755,890.96} \cong 16,664.0030 \text{ kg}$$

$$F_{x2} = \frac{(58,136.82 \text{ kg}-0)(1,820,575.44)}{5,755,890.96} \cong 18,388.5468 \text{ kg}$$

$$F_{x1} = \frac{(58,136.82 \text{ kg}-0)(2,285,480.16)}{5,755,890.96} \cong 23,084.2721 \text{ kg}$$

Tabla IX. Fuerza por nivel

NIVEL	ALTURA (h)	V (kg)	PESO Wx (kg)	Ft (kg)	hi*wi	F <sub>x</sub> (kg)	F <sub>Ax</sub> (kg)
3	11.40	58136.8219	144722.40	0	1649835.36	16664.0030	16664.0030
2	8.10	58136.8219	224762.40	0	1820575.44	18388.5468	35052.5498
1	4.80	58136.8219	476141.70	0	2285480.16	23084.2721	58136.8219
						<b>5755890.96</b>	<b>58136.8219</b>

Fuente: elaboración propia.

Calculo de fuerza por marco:

Nivel 3:

Rigidez de la columna: como es el último nivel se considera que esta en voladizo. Se calcula de la forma siguiente:

$$K = \frac{1}{\frac{FH^3}{3E_c I} + \frac{1.2FH}{AG}}$$

Donde:

- F = fuerza asumida
- H = altura del muro o columna analizada
- E<sub>c</sub> = módulo de elasticidad del concreto
- I = inercia de la columna
- Ag = área gruesa (sección de la columna)
- G = módulo de rigidez

Columna 60 x 60 cm:

$$K_c = \frac{1}{\frac{(10,000)(270^3)}{3(253122.12)(1080000)} + \frac{1.2(10,000)(270)}{(3600)(101248.85)}} = 4.02 \text{ cm}^{-1}$$

$$F = 10,000$$

$$H = 270 \text{ cm}$$

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} = 15100\sqrt{281 \text{ kg/cm}^2} = 253122.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{60 \text{ cm} \cdot (60 \text{ cm})^3}{12} = 1,080,000.00 \text{ cm}^4$$

$$A_g = 60 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} = 3,600.00 \text{ cm}^2$$

$$G = 0.4E_c = 0.4(253,122.12) = 101248.85 \text{ kg/cm}^2$$

Como las secciones de las columnas son iguales en los marcos entonces  
 $K_m = \text{cantidad de columnas en el marco} \cdot K_c$ .

Calculo del centro de rigidez y centro de masa:

Centro de rigidez en Y:

Tabla X. **Tabulación de datos para el cálculo del  $CR_Y$ , en N3**

Marco	Cantidad	Kc	Km	L	Km * L
2	3	4.02	12.05	0.00	0.00
3	3	4.02	12.05	3.60	43.39
4	3	4.02	12.05	11.10	133.79
5	3	4.02	12.05	18.60	224.19
			<b>48.21</b>		<b>401.38</b>

Fuente: elaboración propia.

$$CR_y = \frac{\sum(km*L)}{\sum(km)} = \frac{401.38}{48.21} = 8.33 \qquad b_y = 18.60 \text{ m}$$

Centro de rigidez en X:

Tabla XI. **Tabulación de datos para el cálculo del CR<sub>x</sub>, en N3**

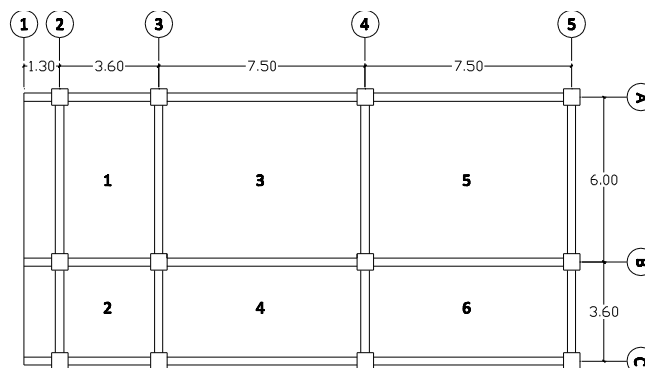
Marco	Cantidad	Kc	Km	L	Km * L
A	4	4.02	16.07	0.00	0.00
B	4	4.02	16.07	6.00	96.43
C	4	4.02	16.07	9.60	154.28
			<b>48.21</b>		<b>250.71</b>

Fuente: elaboración propia.

$$CR_x = \frac{\sum(km*L)}{\sum(km)} = \frac{250.71}{48.21} = 5.20 \qquad b_x = 9.60 \text{ m}$$

Centro de masa:

Figura 25. **Diagrama de centro de masa, tercer nivel**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Tabla XII. **Tabulación de datos para el cálculo del centro de masa, en N3**

Figura	b	h	área	xi	yi	A * xi	A * yi
1	6.00	3.60	21.60	3.00	1.80	64.800	38.880
2	3.60	3.60	12.96	7.80	1.80	101.088	23.328
3	6.00	7.50	45.00	3.00	7.35	135.000	330.750
4	3.60	7.50	27.00	7.80	7.35	210.600	198.450
5	6.00	7.50	45.00	3.00	14.85	135.000	668.250
6	3.60	7.50	27.00	7.80	14.85	210.600	400.950
			<b>178.56</b>			<b>857.088</b>	<b>1660.608</b>

Fuente: elaboración propia.

Centro de masa: el centro de masa se determinó por medio del método de áreas.

$$Cm_x = \frac{\sum A * xi}{\sum Area} = \frac{857.088}{178.56} = 4.80 \text{ m}$$

$$Cm_y = \frac{\sum A * yi}{\sum Area} = \frac{1,660.608}{178.56} = 9.30 \text{ m}$$

Calculo de la excentricidad:

Excentricidad directa:

$$e_{x,y} = |CM_{x,y} - CR_{x,y}|$$

$$e_x = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| = 4.80 - 5.20 = 0.40$$

$$e_y = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| = 9.30 - 8.33 = 0.97$$



Excentricidad de diseño:

$$e_{x,y} = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| \pm 0.05b_{x,y}$$

$$e_{x1} = |4.80 - 5.20| + 0.05(9.60 \text{ m}) = 0.88$$

$$e_{y1} = |9.30 - 8.33| + 0.05(18.60 \text{ m}) = 1.90$$

$$e_{x2} = |4.80 - 5.20| - 0.05(9.60 \text{ m}) = -0.08$$

$$e_{y2} = |9.30 - 8.33| - 0.05(18.60 \text{ m}) = 0.04$$

Tabla XIII. Fuerzas por nivel sobre el eje Y, en N3

Marco	Km	di	km * di	km * di^2	Ei	Fi'	Fi''	Fm
2	12.0534	-8.33	-100.3448	835.3708	-24.6135	<b>4166.0008</b>	-1289.7356	2876.2651
3	12.0534	-4.72	-56.9525	269.1005	-43.3667	<b>4166.0008</b>	-732.0121	3433.9886
4	12.0534	2.77	33.4483	92.81898	73.8405	4166.0008	429.9119	<b>4595.9126</b>
5	12.0534	10.27	123.8490	1272.5490	19.9423	4166.0008	1591.8359	<b>5757.8366</b>
	<b>48.2137</b>			<b>2469.8390</b>				
F3=	16664							
ey1=	1.905							

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIV. Fuerzas por nivel sobre el eje X, en N3

Marco	Km	di	km * di	km * di^2	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	16.0712	-5.20	-83.5705	434.5665	-9.0461	<b>5554.6677</b>	-1621.0561	3933.6116
B	16.0712	0.80	12.8570	10.2856	58.8000	5554.6677	249.3932	<b>5804.0609</b>
C	16.0712	4.40	70.7135	311.1393	10.6909	5554.6677	1371.6628	<b>6926.3305</b>
	<b>48.2137</b>			<b>755.9914</b>				
F3=	16664							
ex1=	0.88							

Fuente: elaboración propia.

Si el valor de  $F_m < F_i'$ , se debe tomar  $F_i'$  como la fuerza del marco. Si el valor de  $F_m > F_i$ ,  $F_m$  será el valor del marco analizado.

Las ecuaciones utilizadas para calcular las fuerzas por marcos fueron:

$$E_i = \frac{\sum(k_m * d_i^2)}{k_m * d_i}$$

$$F_i' = \frac{k_m}{\sum k_m} * F_i$$

$$F_i'' = \frac{e}{E_i} * F_i$$

$$F_m = F' \pm F''$$

Para calcular  $d_i$  va hacer las coordenadas de cada eje con respecto al centro de rigidez.

$$d_2 = 0.00 - 8.33 = -8.33$$

$$d_3 = 3.60 - 8.33 = -4.73$$

$$d_4 = 11.10 - 8.33 = 2.77$$

$$d_5 = 18.60 - 8.33 = 10.27$$

$$d_A = 0.00 - 5.20 = -5.20$$

$$d_B = 6.00 - 5.20 = 0.80$$

$$d_C = 9.60 - 5.20 = 4.40$$

Nivel 2:

Rigidez de la columna: como es un entrepiso se considera que esta empotrada. Se calcula de la forma siguiente:

$$K = \frac{1}{\frac{FH^3}{12E_cI} + \frac{1.2FH}{AG}}$$

Columna 60 x 60 cm:

$$K_c = \frac{1}{\frac{(10,000)(270^3)}{12(253122.12)(1080000)} + \frac{1.2(10,000)(270)}{(3600)(101248.85)}} = 14.52 \text{ cm}^{-1}$$

$$F = 10,000$$

$$H = 270 \text{ cm}$$

$$E_c = 15100\sqrt{f'c} = 15100\sqrt{281 \text{ kg/cm}^2} = 253122.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{60 \text{ cm} \cdot (60 \text{ cm})^3}{12} = 1,080,000.00 \text{ cm}^4$$

$$A_g = 60 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} = 3,600.00 \text{ cm}^2$$

$$G = 0.4E_c = 0.4(253,122.12) = 101248.85 \text{ kg/cm}^2$$

Como las secciones de las columnas son iguales en los marcos entonces

$$K_m = \text{Cantidad de columnas en el marco} \cdot K_c$$

Calculo del centro de rigidez y centro de masa:

Centro de rigidez en Y:

Tabla XV. **Tabulación de datos para el cálculo del  $CR_Y$ , en N2**

Marco	Cantidad	Kc	Km	L	Km * L
2	3	14.52	43.55	0.00	0.00
3	3	14.52	43.55	3.60	156.77
4	3	14.52	43.55	11.10	483.38
5	3	14.52	43.55	18.60	809.99
			<b>174.19</b>		<b>1450.14</b>

Fuente: elaboración propia.

$$CR_y = \frac{\sum(km*L)}{\sum(km)} = \frac{1450.14}{174.19} = 8.33$$

$$b_y = 18.60 \text{ m}$$

Centro de rigidez en X:

Tabla XVI. **Tabulación de datos para el cálculo del CR<sub>x</sub>, en N2**

Marco	Cantidad	Kc	Km	L	Km * L
A	4	14.52	58.06	0.00	0.00
B	4	14.52	58.06	6.00	348.38
C	4	14.52	58.06	9.60	557.41
			<b>174.19</b>		<b>905.80</b>

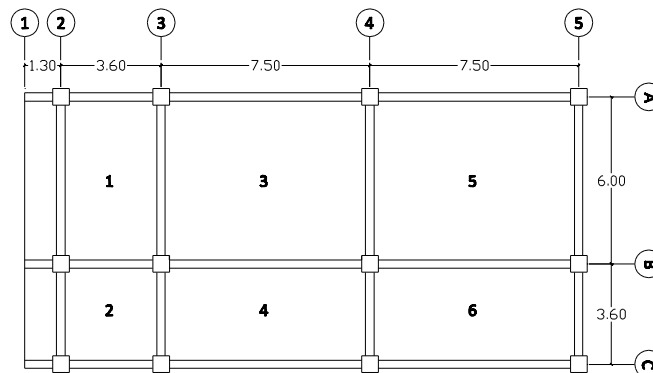
Fuente: elaboración propia.

$$CR_x = \frac{\sum(km*L)}{\sum(km)} = \frac{905.80}{174.19} = 5.20$$

$$b_x = 9.60 \text{ m}$$

Centro de masa:

Figura 26. **Diagrama de centro de masa, segundo nivel**



Fuente: elaboración propia.

Tabla XVII. **Tabulación de datos para el cálculo del centro de masa, en N2**

Figura	b	h	área	xi	yi	A * xi	A * yi
1	6.00	3.60	21.60	3.00	1.80	64.800	38.880
2	3.60	3.60	12.96	7.80	1.80	101.088	23.328
3	6.00	7.50	45.00	3.00	7.35	135.000	330.750
4	3.60	7.50	27.00	7.80	7.35	210.600	198.450
5	6.00	7.50	45.00	3.00	14.85	135.000	668.250
6	3.60	7.50	27.00	7.80	14.85	210.600	400.950
			<b>178.56</b>			<b>857.088</b>	<b>1660.608</b>

Fuente: elaboración propia.

Centro de masa: el centro de masa se determinó por medio del método de áreas.

$$Cm_x = \frac{\sum A * xi}{\sum Area} = \frac{857.088}{178.56} = 4.80 \text{ m}$$

$$Cm_y = \frac{\sum A * yi}{\sum Area} = \frac{1,660.608}{178.56} = 9.30 \text{ m}$$

Calculo de la excentricidad:

Excentricidad directa:

$$e_{x,y} = |CM_{x,y} - CR_{x,y}|$$

$$e_x = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| = 4.80 - 5.20 = 0.40$$

$$e_y = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| = 9.30 - 8.33 = 0.975$$

Excentricidad de diseño:

$$e_{x,y} = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| \pm 0.05b_{x,y}$$

$$e_{x1} = |4.80 - 5.20| + 0.05(9.6 \text{ m}) = 0.88$$

$$e_{y1} = |9.30 - 8.33| + 0.05(18.6 \text{ m}) = 1.905$$

$$e_{x2} = |4.80 - 5.20| - 0.05(9.6 \text{ m}) = -0.08$$

$$e_{y2} = |9.30 - 8.33| - 0.05(18.6 \text{ m}) = 0.045$$

Tabla XVIII. Fuerzas por nivel sobre el eje Y, en N2

Marco	Km	di	km * di	km * di^2	Ei	Fi'	Fi''	Fm
2	43.5479	-8.33	-362.5362	3018.1139	-24.6135	<b>8763.1374</b>	-2712.9450	6050.1925
3	43.5479	-4.72	-205.7638	972.2339	-43.3667	<b>8763.1374</b>	-1539.7796	7223.3579
4	43.5479	2.77	120.8454	335.3460	73.8405	8763.1374	904.3150	<b>9667.4524</b>
5	43.5479	10.27	447.4546	4597.5960	19.9423	8763.1374	3348.4095	<b>12111.5470</b>
	<b>174.1916</b>			<b>8923.2898</b>				
F2=	35052.55							
ey1=	1.905							

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIX. Fuerzas por nivel sobre el eje X, en N2

Marco	Km	di	km * di	km * di^2	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	58.0639	-5.20	-301.9320	1570.0467	-9.0461	<b>11684.1833</b>	-3409.8739	8274.3094
B	58.0639	0.80	46.4511	37.1609	58.8000	11684.1833	524.5960	<b>12208.7792</b>
C	58.0639	4.40	255.4810	1124.1163	10.6909	11684.1833	2885.2779	<b>14569.4612</b>
	<b>174.1916</b>			<b>2731.3238</b>				
F2=	35052.55							
ex1=	0.88							

Fuente: elaboración propia.

Si el valor de  $F_m < F_i'$ , se debe tomar  $F_i'$  como la fuerza del marco. Si el valor de  $F_m > F_i$ ,  $F_m$  será el valor del marco analizado.

Para calcular  $d_i$  va hacer las coordenadas de cada eje con respecto al centro de rigidez.

$$d_2 = 0.00 - 8.33 = -8.33$$

$$d_3 = 3.60 - 8.33 = -4.73$$

$$d_4 = 11.10 - 8.33 = 2.77$$

$$d_5 = 18.60 - 8.33 = 10.27$$

$$d_A = 0.00 - 5.20 = -5.20$$

$$d_B = 6.00 - 5.20 = 0.80$$

$$d_C = 9.60 - 5.20 = 4.40$$

Nivel 1:

Rigidez de la columna: como es un entrepiso se considera que esta empotrada. Se calcula de la forma siguiente:

$$K = \frac{1}{\frac{FH^3}{12E_cI} + \frac{1.2FH}{AG}}$$

Columna 60 x 60 cm:

$$K_c = \frac{1}{\frac{(10,000)(450^3)}{12(253122.12)(1080000)} + \frac{1.2(10,000)(450)}{(3600)(101248.85)}} = 3.42 \text{ cm}^{-1}$$

$$F = 10,000$$

$$H = 450 \text{ cm}$$

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} = 15100\sqrt{281 \text{ kg/cm}^2} = 253122.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{60 \text{ cm} \cdot (60 \text{ cm})^3}{12} = 1,080,000.00 \text{ cm}^4$$

$$A_g = 60 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} = 3,600.00 \text{ cm}^2$$

$$G = 0.4E_c = 0.4(253,122.12) = 101,248.85 \text{ kg/cm}^2$$

Como las secciones de las columnas son iguales en los marcos entonces:

$$K_m = \text{Cantidad de columnas en el marco} \cdot K_c$$

Calculo del centro de rigidez y centro de masa:

Centro de rigidez en Y:

Tabla XX. **Tabulación de datos para el cálculo del  $CR_y$ , en N1**

Marco	Cantidad	Kc	Km	L	Km * L
2	5	3.42	17.09	0.00	0.00
3	5	3.42	17.09	3.60	61.52
4	5	3.42	17.09	11.10	189.68
5	5	3.42	17.09	18.60	317.84
			<b>68.35</b>		<b>569.04</b>

Fuente: elaboración propia.

$$CR_y = \frac{\sum(km \cdot L)}{\sum(km)} = \frac{569.04}{68.35} = 8.33$$

$$b_y = 18.60 \text{ m}$$



Centro de rigidez en X:

Tabla XXI. **Tabulación de datos para el cálculo del CR<sub>x</sub>, en N1**

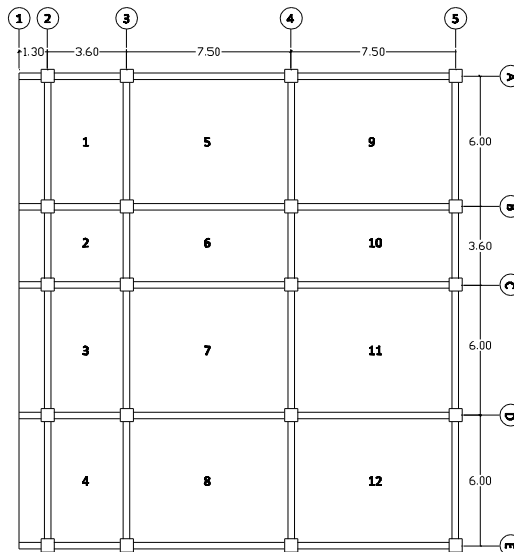
Marco	Cantidad	Kc	Km	L	Km * L
A	4	3.42	13.67	0.00	0.00
B	4	3.42	13.67	6.00	82.02
C	4	3.42	13.67	9.60	131.24
D	4	3.42	13.67	15.60	213.26
E	4	3.42	13.67	21.60	295.29
			<b>68.35</b>		<b>721.81</b>

Fuente: elaboración propia.

$$CR_x = \frac{\sum(km*L)}{\sum(km)} = \frac{721.81}{68.35} = 10.56 \qquad b_x = 21.60 \text{ m}$$

Centro de masa:

Figura 27. **Diagrama de centro de masa, primer nivel**



Fuente: elaboración propia.

Tabla XXII. **Tabulación de datos para el cálculo del centro de masa, en N1**

Figura	b	h	área	xi	yi	A * xi	A * yi
1	6.00	3.60	21.60	3.00	1.80	64.80	38.88
2	3.60	3.60	12.96	7.80	1.80	101.088	23.328
3	6.00	3.60	21.60	12.60	1.80	272.16	38.88
4	6.00	3.60	21.60	18.60	1.80	401.76	38.88
5	6.00	7.50	45.00	3.00	7.35	135.00	330.75
6	3.60	7.50	27.00	7.80	7.35	210.60	198.45
7	6.00	7.50	45.00	12.60	7.35	567.00	330.75
8	6.00	7.50	45.00	18.60	7.35	837.00	330.75
9	6.00	7.50	45.00	3.00	14.85	135.00	668.25
10	3.60	7.50	27.00	7.80	14.85	210.60	400.95
11	6.00	7.50	45.00	12.60	14.85	567.00	668.25
12	6.00	7.50	45.00	18.60	14.85	837.00	668.25
			<b>401.76</b>			<b>4339.008</b>	<b>3736.368</b>

Fuente: elaboración propia.

Centro de masa: se determinó por medio del método de áreas.

$$Cm_x = \frac{4,339.008}{401.76} = 10.80 \text{ m}$$

$$Cm_y = \frac{3,736.368}{401.76} = 9.30 \text{ m}$$

Calculo de la excentricidad:

Excentricidad directa:

$$e_{x,y} = |CM_{x,y} - CR_{x,y}|$$

$$e_x = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| = 10.80 - 10.56 = 0.24$$

$$e_y = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| = 9.30 - 8.33 = 0.975$$

Excentricidad de diseño:

$$e_{x,y} = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| \pm 0.05b_{x,y}$$

$$e_{x1} = |10.80 - 10.56| + 0.05(9.60 \text{ m}) = 0.88$$

$$e_{y1} = |9.30 - 8.33| + 0.05(18.60 \text{ m}) = 1.905$$

$$e_{x2} = |10.80 - 10.56| - 0.05(9.60 \text{ m}) = -0.08$$

$$e_{y2} = |9.30 - 8.33| - 0.05(18.60 \text{ m}) = 0.045$$

Tabla XXIII. Fuerzas por nivel sobre el eje Y, en N1

Marco	Km	di	km * di	km * di <sup>2</sup>	Ei	Fi'	Fi''	Fm
2	43.5479	-8.33	-362.5362	3018.1139	-24.6135	<b>8763.1374</b>	-2712.9450	6050.1925
3	43.5479	-4.72	-205.7638	972.2339	-43.3667	<b>8763.1374</b>	-1539.7796	7223.3579
4	43.5479	2.77	120.8454	335.3460	73.8405	8763.1374	904.3150	<b>9667.4524</b>
5	43.5479	10.27	447.4546	4597.5960	19.9423	8763.1374	3348.4095	<b>12111.5470</b>
	<b>174.1916</b>			<b>8923.2898</b>				
F2=	35052.55							
ey1=	1.905							

Fuente: elaboración propia.

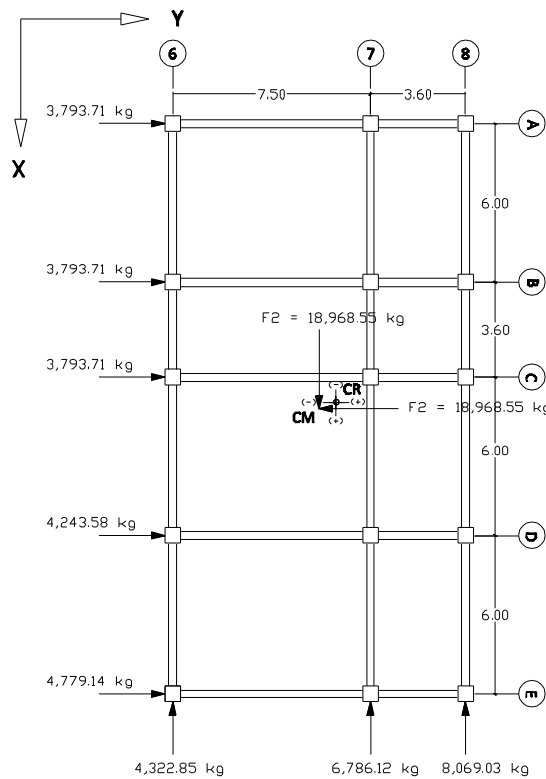
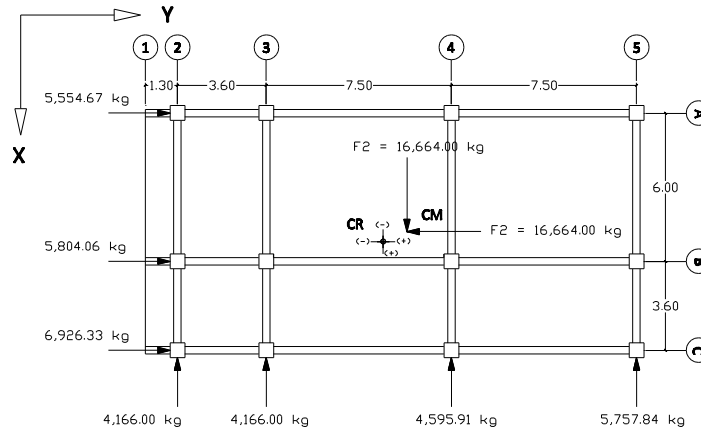
Tabla XXIV. Fuerzas por nivel sobre el eje X, en N1

Marco	Km	di	km * di	km * di <sup>2</sup>	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	58.0639	-5.20	-301.9320	1570.0467	-9.0461	<b>11684.1833</b>	-3409.8739	8274.3094
B	58.0639	0.80	46.4511	37.1609	58.8000	11684.1833	524.5960	<b>12208.7792</b>
C	58.0639	4.40	255.4810	1124.1163	10.6909	11684.1833	2885.2779	<b>14569.4612</b>
	<b>174.1916</b>			<b>2731.3238</b>				
F2=	35052.55							
ex1=	0.88							

Fuente: elaboración propia.

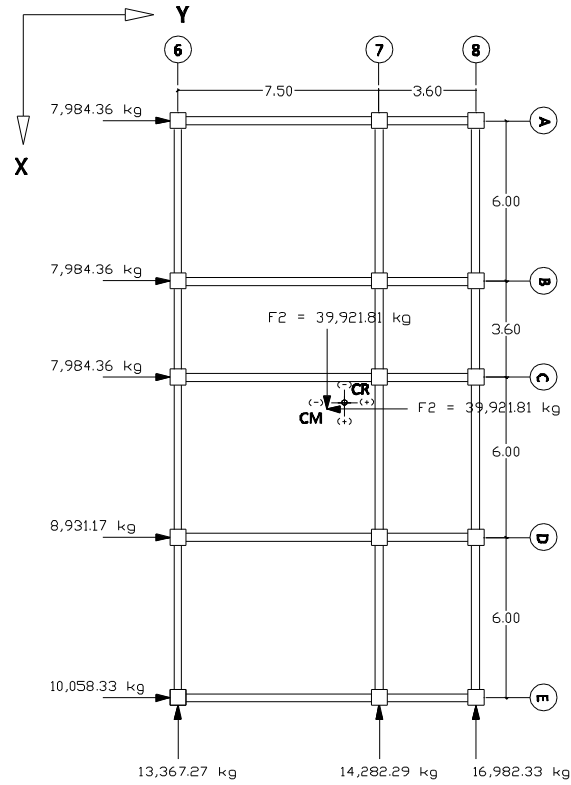
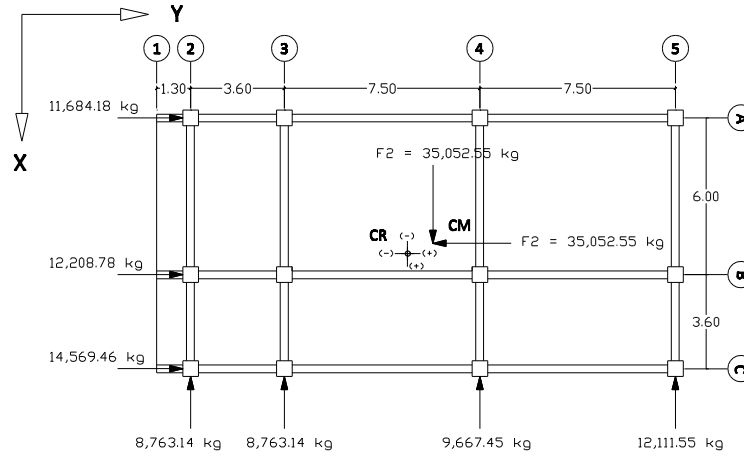
A continuación se presenta la planta del edificio con sus tres niveles y sus fuerzas horizontales en cada marco.

Figura 28. Fuerzas horizontales, tercer nivel



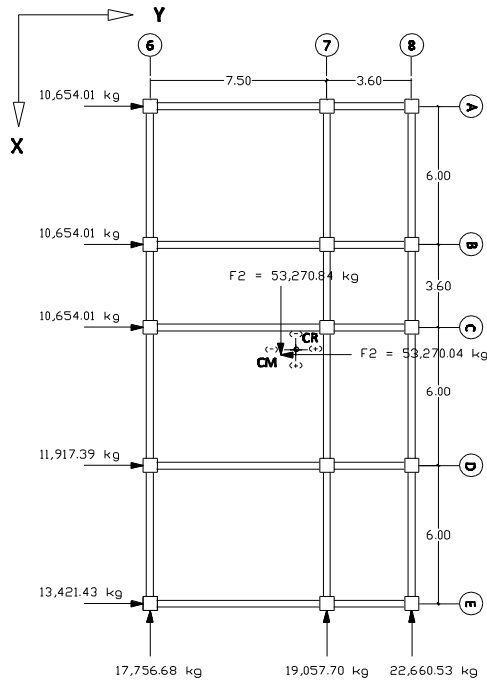
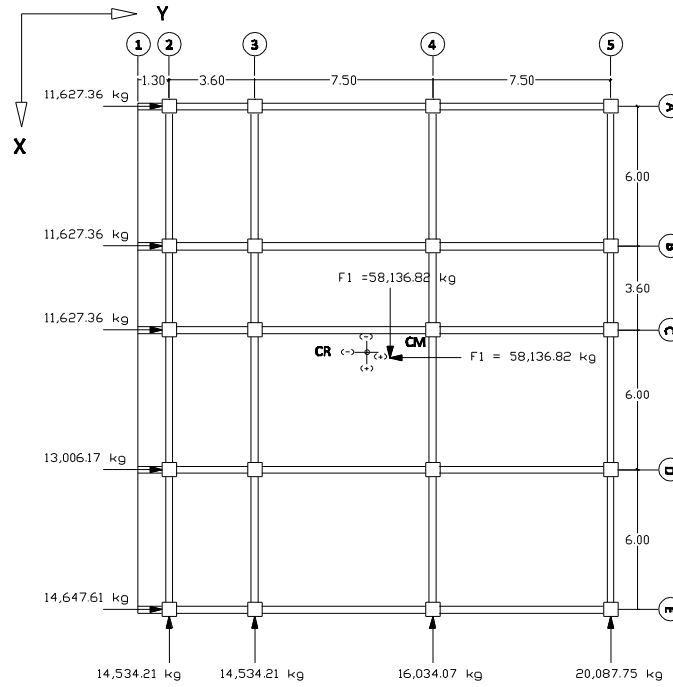
Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 29. Fuerzas horizontales, segundo nivel



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 30. Fuerzas horizontales, primer nivel



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

### 2.1.4.4. Análisis de marcos dúctiles con nudos rígidos por los métodos de análisis aproximados Cross y Kani

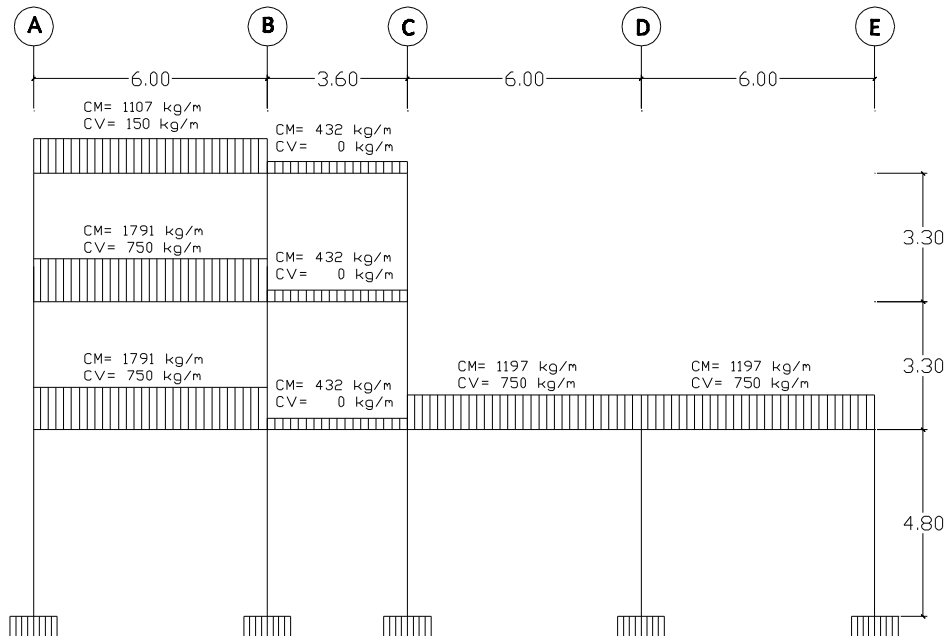
A continuación se presentan dos métodos aproximados para análisis de marcos dúctiles con nudos rígidos.

Para ejemplificar los métodos se ha seleccionado el marco 2 sobre el eje X, y el marco A sobre el eje Y para el análisis.

Método de Cross:

Método de Cross para cargas verticales, marco 2 eje X

Figura 31. Diagrama de distribución de carga muerta y viva, marco 2



Fuente: elaboración propia.

Cálculo de rigideces de elementos:

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

Donde:

K = rigidez del elemento

I = inercia del elemento

L = longitud efectiva del elemento

Inercia de viga:

$$I = \frac{30 \text{ cm} \cdot (60 \text{ cm})^3}{12} = 540000 \text{ cm}^4$$

Inercia de columna:

$$I = \frac{60 \text{ cm} \cdot (60 \text{ cm})^3}{12} = 1080000 \text{ cm}^4$$

Inercias relativas:

Vigas

$$I_{\text{relativa}} = \frac{540,000 \text{ cm}^4}{1,080,000 \text{ cm}^4} = 0.50$$

Columnas

$$I_{\text{relativa}} = \frac{1,080,000 \text{ cm}^4}{1,080,000 \text{ cm}^4} = 1.00$$



Rigideces de vigas:

$$K_{(1-2, 4-5, 7-8, 9-10, 10-11)} = \frac{0.5}{6} = 0.0833$$

$$K_{(2-3, 5-6, 8-9)} = \frac{0.5}{3.6} = 0.1388$$

Rigideces de columnas:

$$K_{(1-4, 2-5, 3-6, 4-7, 5-8, 6-9)} = \frac{0.48}{3.20} = 0.3030$$

$$K_{(7-12, 8-13, 9-14, 10-15, 11-16)} = \frac{0.48}{4.45} = 0.2083$$

Calculo de factores de distribución  $FD_{ik}$ : para el cálculo de los factores de distribución se emplea la siguiente ecuación:

$$FD_{ik} = \frac{K_i}{\sum K_i}$$

Nudo 1

$$FD_{1-4} = \frac{0.3030}{0.0833+0.3030} = 0.7843$$

$$FD_{1-2} = \frac{0.0833}{0.0833+0.3030} = 0.2157$$

Nudo 2

$$FD_{2-1} = \frac{0.0833}{0.0833+0.3030+0.1389} = 0.1586$$

$$FD_{2-5} = \frac{0.3030}{0.0833+0.3030+0.1389} = 0.5769$$

$$FD_{2-3} = \frac{0.1389}{0.0833+0.3030+0.1389} = 0.2644$$

### Nudo 3

$$FD_{3-2} = \frac{0.1389}{0.1389+0.3030} = 0.3143$$

$$FD_{3-6} = \frac{0.3030}{0.1389+0.3030} = 0.6857$$

### Nudo 4

$$FD_{4-7} = \frac{0.3030}{0.3030+0.0833+0.3030} = 0.4396$$

$$FD_{4-5} = \frac{0.0833}{0.3030+0.0833+0.3030} = 0.1209$$

$$FD_{4-1} = \frac{0.3030}{0.3030+0.0833+0.3030} = 0.4396$$

### Nudo 5

$$FD_{5-4} = \frac{0.0833}{0.0833+0.3030+0.1389+0.3030} = 0.1006$$

$$FD_{5-8} = \frac{0.3030}{0.0833+0.3030+0.1389+0.3030} = 0.3658$$

$$FD_{5-6} = \frac{0.1389}{0.0833+0.3030+0.1389+0.3030} = 0.1677$$

$$FD_{5-2} = \frac{0.3030}{0.0833+0.3030+0.1389+0.3030} = 0.3658$$

### Nudo 6

$$FD_{6-5} = \frac{0.1389}{0.1389+0.3030+0.3030} = 0.1864$$

$$FD_{6-9} = \frac{0.3030}{0.1389+0.3030+0.3030} = 0.4068$$

$$FD_{6-3} = \frac{0.3030}{0.1389+0.3030+0.3030} = 0.4068$$

### Nudo 7

$$FD_{7-12} = \frac{0.2083}{0.2083+0.0833+0.3030} = 0.3503$$

$$FD_{7-8} = \frac{0.0833}{0.2083+0.0833+0.3030} = 0.1401$$

$$FD_{7-4} = \frac{0.3030}{0.2083+0.0833+0.3030} = 0.5096$$

### Nudo 8

$$FD_{8-7} = \frac{0.0833}{0.0833+0.2083+0.1389+0.3030} = 0.1136$$

$$FD_{8-13} = \frac{0.2083}{0.0833+0.2083+0.1389+0.3030} = 0.2840$$

$$FD_{8-9} = \frac{0.1389}{0.0833+0.2083+0.1389+0.3030} = 0.1893$$

$$FD_{8-5} = \frac{0.3030}{0.0833+0.2083+0.1389+0.3030} = 0.4131$$

### Nudo 9

$$FD_{9-8} = \frac{0.1389}{0.1389+0.2083+0.0833+0.3030} = 0.1893$$

$$FD_{9-14} = \frac{0.2083}{0.1389+0.2083+0.0833+0.3030} = 0.2840$$

$$FD_{9-10} = \frac{0.0833}{0.1389+0.2083+0.0833+0.3030} = 0.1136$$

$$FD_{9-6} = \frac{0.3030}{0.1389+0.2083+0.0833+0.3030} = 0.4131$$

### Nudo 10

$$FD_{10-9} = \frac{0.0833}{0.0833+0.2083+0.0833} = 0.2222$$

$$FD_{10-15} = \frac{0.2083}{0.0833+0.2083+0.0833} = 0.5556$$

$$FD_{10-11} = \frac{0.0833}{0.0833+0.2083+0.0833} = 0.2222$$

## Nudo 11

$$FD_{11-10} = \frac{0.0833}{0.0833+0.2083} = 0.2857$$

$$FD_{11-16} = \frac{0.2083}{0.0833+0.2083} = 0.5556$$

Cálculo de momentos fijos  $MF_{ik}$  : son los momentos transmitidos entre los extremos de los elementos, resultantes de la aplicación de cargas verticales.

$$MF_{ik} = \pm \frac{WL^2}{12}$$

Momentos fijos provocados por la carga muerta:

$$MF_{1-2} = \frac{1,584 \text{ kg} \cdot (6.00 \text{ m})^2}{12} = \pm 4,752.00 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{2-3} = \frac{1,422 \text{ kg} \cdot (3.60 \text{ m})^2}{12} = \pm 1,535.76 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{4-5} = \frac{2,331.6 \text{ kg} \cdot (6.00 \text{ m})^2}{12} = \pm 6,994.80 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{5-6} = \frac{1,554 \text{ kg} \cdot (3.60 \text{ m})^2}{12} = \pm 1,678.32 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{7-8} = \frac{2,331.6 \text{ kg} \cdot (6.00 \text{ m})^2}{12} = \pm 6,994.80 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{8-9} = \frac{1,554 \text{ kg} \cdot (3.60 \text{ m})^2}{12} = \pm 1,678.32 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{9-10} = \frac{1,737.6 \text{ kg} \cdot (6.00 \text{ m})^2}{12} = \pm 5,212.80 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{10-11} = \frac{1,737.6 \text{ kg} \cdot (3.60 \text{ m})^2}{12} = \pm 5,212.80 \text{ (kg - m)}$$

Momentos fijos provocados por la carga viva:

$$MF_{1-2} = \frac{256 \text{ kg} \cdot (6.00 \text{ m})^2}{12} = \pm 768.00 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{2-3} = \frac{220 \text{ kg} \cdot (3.60 \text{ m})^2}{12} = \pm 237.60 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{4-5} = \frac{1,280 \text{ kg} \cdot (6.00 \text{ m})^2}{12} = \pm 3,840.00 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{5-6} = \frac{1,100 \text{ kg} \cdot (3.60 \text{ m})^2}{12} = \pm 1,188.00 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{7-8} = \frac{1,280 \text{ kg} \cdot (6.00 \text{ m})^2}{12} = \pm 3,840.00 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{8-9} = \frac{1,100 \text{ kg} \cdot (3.60 \text{ m})^2}{12} = \pm 1,188.00 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{9-10} = \frac{1,280 \text{ kg} \cdot (6.00 \text{ m})^2}{12} = \pm 3,840.00 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{10-11} = \frac{1,280 \text{ kg} \cdot (3.60 \text{ m})^2}{12} = \pm 3,840.00 \text{ (kg - m)}$$

El desarrollo del método de Cross, es el siguiente:

$$M_{\text{uik}(-)} = MF_{\text{ik}} + M'_{\text{cik}} + MF'_{\text{cik}} + M''_{\text{cik}}$$

$$M'_{\text{cik}} = - \sum \text{momentos en el nudo} * D_{\text{ik}}$$

$$MF'_{\text{cik}} = \frac{1}{2}(M'_{\text{cki}})$$

Primera iteración  $M'_{\text{cik}}$  :

$$M'_{1-4} = -(0 + 0 + 0 + 4752) * 0.7843 = -3727.0588 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{1-2} = -(0 + 0 + 0 + 4752) * 0.2157 = -1024.9412 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{2-1} = -(-4752 + 0 + 0 + 1535.76) * 0.1587 = 510.2689 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{2-5} = -(-4752 + 0 + 0 + 1535.76) * 0.5769 = 1855.5231 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{2-3} = -(-4752 + 0 + 0 + 1535.76) * 0.2644 = 850.4481 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{3-2} = -(-1535.76 + 0 + 0 + 0) * 0.3143 = 482.6674 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{3-6} = -(-1535.76 + 0 + 0 + 0) * 0.6857 = 1053.0926 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{4-7} = -(0 + 0 + 0 + 6994.8) * 0.4396 = -3074.6374 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{4-5} = -(0 + 0 + 0 + 6994.8) * 0.4396 = -3074.6374 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{4-1} = -(0 + 0 + 0 + 6994.8) * 0.1209 = -845.5253 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{5-4} = -(-6994.8 + 0 + 0 + 1678.32) * 0.1006 = 534.8898 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{5-8} = -(-6994.8 + 0 + 0 + 1678.32) * 0.3658 = 1945.0537 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{5-6} = -(-6994.8 + 0 + 0 + 1678.32) * 0.1677 = 891.4829 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{5-2} = -(-6994.8 + 0 + 0 + 1678.32) * 0.3658 = 1945.0537 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{6-5} = -(-1678.32 + 0 + 0 + 0) * 0.1864 = 312.9071 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{6-9} = -(-1678.32 + 0 + 0 + 0) * 0.4068 = 682.7064 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{6-3} = -(-1678.32 + 0 + 0 + 0) * 0.4068 = 682.7064 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{7-12} = -(0 + 0 + 0 + 6994.8) * 0.3503 = -2450.4076 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{7-8} = -(0 + 0 + 0 + 6994.8) * 0.1401 = -980.7064 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{7-4} = -(0 + 0 + 0 + 6994.8) * 0.5096 = -3564.2293 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{8-7} = -(-6994.8 + 0 + 0 + 1678.32) * 0.1136 = 603.9375 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{8-13} = -(-6994.8 + 0 + 0 + 1678.32) * 0.2840 = 1509.8437 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{8-9} = -(-6994.8 + 0 + 0 + 1678.32) * 0.1893 = 1006.5625 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{8-5} = -(-6994.8 + 0 + 0 + 1678.32) * 0.4131 = 2196.1363 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{9-8} = -(-1678.32 + 0 + 0 + 5212.8) * 0.1893 = -669.1787 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{9-14} = -(-1678.32 + 0 + 0 + 5212.8) * 0.2840 = -1003.7680 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{9-10} = -(-1678.32 + 0 + 0 + 5212.8) * 0.1136 = -401.5072 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{9-6} = -(-1678.32 + 0 + 0 + 5212.8) * 0.4131 = -1460.0262 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{10-9} = -(-5212.8 + 0 + 0 + 5212.8) * 0.2222 = 0 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{10-15} = -(-5212.8 + 0 + 0 + 5212.8) * 0.5556 = 0 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{10-11} = -(-5212.8 + 0 + 0 + 5212.8) * 0.2222 = 0 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{11-10} = -(-5212.8 + 0 + 0 + 0) * 0.2857 = 1489.3714 \text{ (kg - m)}$$

$$M'_{11-16} = -(-5212.8 + 0 + 0 + 0) * 0.7143 = 3723.4286 \text{ (kg - m)}$$

Debido a que únicamente se están analizando cargas verticales, no existen momentos fijos en columnas y los factores de distribución en empotramientos es igual a cero, entonces  $M'_{ik} = 0$ .

Primera iteración  $MF'_{cik}$  :

$$MF'_{1-4} = \frac{1}{2}(-3074.6374) = -1537.3187 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{1-2} = \frac{1}{2}(510.2688) = 255.1344 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{2-1} = \frac{1}{2}(-1024.9412) = -512.4706 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{2-5} = \frac{1}{2}(1945.0537) = 972.5268 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{2-3} = \frac{1}{2}(482.6674) = 241.3532 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{4-7} = \frac{1}{2}(-3564.2293) = -1782.1146 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{4-5} = \frac{1}{2}(534.8898) = 267.4449 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{4-1} = \frac{1}{2}(-3727.0588) = -1863.5294 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{5-4} = \frac{1}{2}(-845.5253) = -422.7626 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{5-8} = \frac{1}{2}(2196.1363) = 1098.0682 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{5-6} = \frac{1}{2}(312.9071) = 156.4536 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{5-2} = \frac{1}{2}(1855.5231) = 927.7615 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{6-5} = \frac{1}{2}(891.4829) = 445.7415 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{6-9} = \frac{1}{2}(-1460.0262) = -730.0131 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{6-3} = \frac{1}{2}(1053.0926) = 526.5463 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{7-12} = \frac{1}{2}(0) = 0 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{7-8} = \frac{1}{2}(603.9375) = 301.9687 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{7-4} = \frac{1}{2}(-3074.6374) = -1537.3187 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{8-7} = \frac{1}{2}(-980.1631) = -490.0815 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{8-5} = \frac{1}{2}(1945.0537) = 972.5268 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{8-13} = \frac{1}{2}(0) = 0 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{8-9} = \frac{1}{2}(-669.1787) = -334.5893 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{9-8} = \frac{1}{2}(1006.5625) = 503.2812 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{9-14} = \frac{1}{2}(0) = 0 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{9-10} = \frac{1}{2}(0) = 0 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{9-6} = \frac{1}{2}(682.7064) = 341.3532 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{10-9} = \frac{1}{2}(-401.5072) = -200.7536 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{10-15} = \frac{1}{2}(0) = 0 \text{ (kg - m)}$$



$$MF'_{10-11} = \frac{1}{2}(1489.3714) = 744.6857 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{11-10} = \frac{1}{2}(0) = 0 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{11-16} = \frac{1}{2}(0) = 0 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{12-7} = \frac{1}{2}(-2450.4076) = -1225.2038 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{13-8} = \frac{1}{2}(1509.8437) = 754.9219 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{14-9} = \frac{1}{2}(-1003.7680) = -501.8840 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{15-10} = \frac{1}{2}(0) = 0 \text{ (kg - m)}$$

$$MF'_{16-11} = \frac{1}{2}(3723.4286) = 1861.7143 \text{ (kg - m)}$$

Segunda iteración  $M''_{cik}$  :

$$M''_{1-4} = -(0 + 0 - 1537.3187 + 255.3187) * 0.7843 = 1005.6347 \text{ (kg - m)}$$

$$M''_{1-2} = -(0 + 0 - 1537.3187 + 255.3187) * 0.2157 = 276.5496 \text{ (kg - m)}$$

$$\begin{aligned} M''_{2-1} &= -(-512.4706 + 0 + 972.5268 + 241.3337) * 0.1587 \\ &= -111.2782 \text{ (kg - m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M''_{2-5} &= -(-512.4706 + 0 + 972.5268 + 241.3337) * 0.5769 \\ &= -404.6480 \text{ (kg - m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M''_{2-3} &= -(-512.4706 + 0 + 972.5268 + 241.3337) * 0.2644 \\ &= -185.4637 \text{ (kg - m)} \end{aligned}$$

$$M''_{3-2} = -(425.2240 + 0 + 341.3532 + 0) * 0.3143 = -240.9243 \text{ (kg - m)}$$

$$M''_{3-6} = -(425.2240 + 0 + 341.3532 + 0) * 0.6857 = -525.6530 \text{ (kg - m)}$$

$$\begin{aligned} M''_{4-7} &= -(0 - 1782.1146 - 1863.5294 + 267.4449) * 0.4396 \\ &= 1484.9227 \text{ (kg - m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M''_{4-5} &= -(0 - 1782.1146 - 1863.5294 + 267.4449) * 0.4396 \\ &= 408.3537 \text{ (kg - m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M''_{4-1} &= -(0 - 1782.1146 - 1863.5294 + 267.4449) * 0.1209 \\ &= 1484.9227 \text{ (kg - m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M''_{5-4} &= -(-422.763 + 1098.068 + 927.761 + 156.454) * 0.101 \\ &= -177.0249 \text{ (kg - m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M''_{5-8} &= -(-422.763 + 1098.068 + 927.761 + 156.454) * 0.366 \\ &= -643.7271 \text{ (kg - m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M''_{5-6} &= -(-422.763 + 1098.068 + 927.761 + 156.454) * 0.168 \\ &= -295.0416 \text{ (kg - m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M''_{5-2} &= -(-422.763 + 1098.068 + 927.761 + 156.454) * 0.366 \\ &= -643.7271 \text{ (kg - m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M''_{6-5} &= -(445.7415 - 730.0131 + 526.5463 + 0) * 0.1864 \\ &= -45.1698 \text{ (kg - m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M''_{6-9} &= -(445.7415 - 730.0131 + 526.5463 + 0) * 0.4068 \\ &= -98.5524 \text{ (kg - m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M''_{6-3} &= -(445.7415 - 730.0131 + 526.5463 + 0) * 0.4068 \\ &= -98.5524 \text{ (kg - m)} \end{aligned}$$

$$M''_{7-12} = -(0 - 1537.3187 + 0 + 301.9687) * 0.3503 = 432.7659 \text{ (kg - m)}$$

$$M''_{7-8} = -(0 - 1537.3187 + 0 + 301.9687) * 0.1401 = 173.1064 \text{ (kg - m)}$$

$$M''_{7-4} = -(0 - 1537.3187 + 0 + 301.9687) * 0.5096 = 629.4777 \text{ (kg - m)}$$

$$M''_{8-7} = -(-490.081 + 972.527 + 0 - 334.589) * 0.1136 = -16.7960 \text{ (kg - m)}$$

$$M''_{8-13} = -(-490.081 + 972.527 + 0 - 334.589) * 0.2840 = -41.9901 \text{ (kg - m)}$$

$$M''_{8-9} = -(-490.081 + 972.527 + 0 - 334.589) * 0.1893 = -27.9934 \text{ (kg - m)}$$

$$M''_{8-5} = -(-490.081 + 972.527 + 0 - 334.589) * 0.4131 = -61.0765 \text{ (kg - m)}$$

$$M''_{9-8} = -(503.2812 + 341.3532 + 0 + 0) * 0.1893 = -159.9136 \text{ (kg - m)}$$

$$M''_{9-14} = -(503.2812 + 341.3532 + 0 + 0) * 0.2840 = -239.8704 \text{ (kg - m)}$$

$$M''_{9-10} = -(503.2812 + 341.3532 + 0 + 0) * 0.1136 = -95.9481 \text{ (kg - m)}$$

$$M''_{9-6} = -(503.2812 + 341.3532 + 0 + 0) * 0.4131 = -348.9024 \text{ (kg - m)}$$

$$M''_{10-9} = -(-200.7536 + 0 + 0 + 744.6857) * 0.2222 = -120.8738 \text{ (kg - m)}$$

$$M''_{10-15} = -(-200.7536 + 0 + 0 + 744.6857) * 0.5556 = -302.1845 \text{ (kg - m)}$$

$$M''_{10-11} = -(-200.7536 + 0 + 0 + 744.6857) * 0.2222 = -120.8738 \text{ (kg - m)}$$

$$M''_{11-10} = -(0 + 0 + 0 + 0) * 0.2857 = 0 \text{ (kg - m)}$$

$$M''_{11-16} = -(0 + 0 + 0 + 0) * 0.7143 = 0 \text{ (kg - m)}$$

Tabla XXV. Desarrollo del método de Cross

MARCO 2 CROSS CM

4.7 ↓	4.1 ↓	1.2 →	2.3 →	6.5 ↓	6.3 ↑	10.9 ↓	10.15 ↓	10.11 ↓	11.10 ↓	11.16 ↓
0.4395604	0.4395604	0.2156863	0.5769231	0.1586539	0.16644231	0.1893287	0.2222222	0.2222222	0.2857143	0.7142857
-3074.6374	-3074.6374	4752	0	-6994.8	0	-6994.8	-6994.8	-6994.8	-5212.8	0
-1782.1147	-1782.1147	-1024.9412	1855.5231	534.8898	1945.0537	1945.0537	1945.0537	1945.0537	14893.714	3773.4285
1484.9277	1484.9277	255.1344	850.4481	-422.7626	1098.0682	927.7615	156.4536	156.4536	0.0000	0.0000
-320.4588	-320.4588	-111.2782	-404.6481	-177.0249	-643.7271	-643.7271	-295.0416	-295.0416	-120.8738	-120.8738
-538.6841	-538.6841	-55.6391	1382.7148	204.1769	-30.3382	-202.3240	-22.5849	-22.5849	-47.9741	0.0000
-160.2294	-160.2294	-148.1381	175.4140	5.1583	18.7574	18.7574	8.5972	8.5972	10.6609	26.6523
106.7529	106.7529	29.3571	9.3787	-74.0691	9.3787	22.3156	40.1990	40.1990	7.0265	0.0000
99.7331	99.7331	3.3615	24.4470	14.6785	-29.8673	-25.0079	50.0158	50.0158	-8.7536	0.0000
-80.8584	-80.8584	-22.2361	23.1904	6.3774	23.1904	10.6289	3.2596	3.2596	2.1145	-1.7400
-17.8953	-17.8953	1.1887	-7.0602	-11.1180	2.0602	1.6298	5.3145	5.3145	0.8430	0.0000
11.5346	11.5346	3.1720	9.5472	2.6255	9.5472	4.3758	-8.0678	-8.0678	-0.2436	-0.2436
14.9933	14.9933	1.3127	-4.2304	1.5860	-4.2304	-4.0339	2.1879	2.1879	-1.4017	0.0000
-12.7890	-12.7890	-3.5170	3.8529	-4.7311	1.0595	1.7659	-0.6886	-0.6886	0.0347	0.0866
-4093.7239	-4093.7239	4093.7239	2306.2106	-4731.1036	2424.8931	2424.8931	-918.8850	-918.8850	-3783.3647	3783.3647
7.4 ↓	7.12 ↓	7.8 →	8.9 →	8.7 ↓	8.5 ↑	8.13 ↓	8.9 ↓	9.10 ↓	9.14 ↓	9.10 ↓
0.50955441	0.3503185	0.1401274	0.1893287	0.1135973	0.4130809	0.2839931	0.1135973	0.1135973	0.1893287	0.2839931
-3564.2293	-2450.4076	-980.1631	0	-6994.8	0	0	0	0	-1678.32	0
629.4777	432.7659	173.1064	1509.8437	603.9375	2196.1363	1509.8437	1006.5625	1006.5625	-669.1787	-1460.0262
742.4614	0.0000	-8.3980	-41.9901	-16.7960	-61.0765	-41.9901	-27.9834	-27.9834	509.2812	341.3532
-160.2294	-257.1559	-102.8624	85.5337	86.5533	-371.8635	0.0000	-79.9568	-79.9568	-159.9136	-348.3024
72.5211	49.8583	19.9433	59.6891	35.8135	130.2308	85.5337	59.6891	59.6891	13.9967	-49.7762
99.7331	0.0000	1.7734	11.7109	-51.4312	9.3787	0.0000	11.7109	11.7109	23.4218	51.1022
-51.6975	-35.5421	-14.2168	8.6168	9.9717	-39.8673	0.0000	-14.5894	-14.5894	-29.1788	-63.6628
-17.8953	0.0000	1.9587	9.7985	3.9174	14.2451	9.7985	6.5290	6.5290	2.8099	16.1308
8.1205	5.5829	2.2337	3.6248	7.1084	-7.0602	0.0000	1.0050	1.0050	3.2645	20.3559
14.9933	0.0000	0.7250	2.3337	1.4489	5.2724	3.6248	2.4125	2.4125	-4.6722	-10.1839
-8.0093	5.5364	-2.2026	-2.3351	0.1166	-4.2304	0.0000	-2.3351	-2.3351	1.2083	-0.6886
-4146.1175	-2260.4050	6406.3225	1580.9702	6813.3917	2918.4771	1580.9702	2313.9444	2313.9444	-0.0794	-0.1646
0	0	0	0	-6813.3917	2918.4771	1580.9702	2313.9444	2313.9444	1.988.6328	-1411.0043
0	0	0	0	0	0	0	0	0	-125.1693	4654.8173
127 ↑	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
127.5703	0.0000	0.0000	754.9319	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	501.8840	0.0000
216.3820	0.0000	0.0000	20.9850	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-119.9357	-151.0923
-128.5780	0.0000	0.0000	44.7669	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	17.5564	13.3351
24.9291	0.0000	0.0000	4.3084	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-21.8841	-4.3501
-17.7710	0.0000	0.0000	4.8968	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2.7914	0.0000	0.0000	1.8128	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2.1075	2.6631
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-3.5041	-0.3032
-137.4493	0.0000	0.0000	789.7112	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-627.6536	-1397.7764

Fuente: elaboración propia.

Momentos últimos  $M_u(+)$  : provocados por la carga muerta.

$$M_{u(+)} = \frac{WL^2}{8} - \left( \frac{|M_{uik(-)}| + |M_{uki(-)}|}{2} \right)$$

$$M_{1-2(+)} = \frac{1584*(6)^2}{8} - \left( \frac{|4093.7238| + |-4731.1036|}{2} \right) = 2715.5863 \text{ (Kg - m)}$$

$$M_{2-3(+)} = \frac{1422*(3.6)^2}{8} - \left( \frac{|2424.8930| + |-918.8850|}{2} \right) = 631.7510 \text{ (Kg - m)}$$

$$M_{4-5(+)} = \frac{2331.6*(6)^2}{8} - \left( \frac{|6691.9052| + |-6891.5626|}{2} \right) = 3700.4661 \text{ (Kg - m)}$$

$$M_{5-6(+)} = \frac{1554*(3.6)^2}{8} - \left( \frac{|2433.8261| + |-1011.5589|}{2} \right) = 794.7875 \text{ (Kg - m)}$$

$$M_{7-8(+)} = \frac{2331.6*(6)^2}{8} - \left( \frac{|6406.5225| + |-6813.3917|}{2} \right) = 3882.2429 \text{ (Kg - m)}$$

$$M_{8-9(+)} = \frac{1554*(3.6)^2}{8} - \left( \frac{|2313.9444| + |-1988.6327|}{2} \right) = 366.1914 \text{ (Kg - m)}$$

$$M_{9-10(+)} = \frac{1737.6*(6)^2}{8} - \left( \frac{|4654.8173| + |-5575.2895|}{2} \right) = 2704.1466 \text{ (Kg - m)}$$

$$M_{10-11(+)} = \frac{1737.6*(6)^2}{8} - \left( \frac{|5853.9796| + |-3763.3647|}{2} \right) = 3010.5279 \text{ (Kg - m)}$$

El método anterior fue aplicado para hallar los momentos finales provocados por la carga muerta y carga viva en el marco 2 en el sentido X, y en el marco A en el sentido Y, obteniendo los siguientes resultados.

Tabla XXVI. **Momentos últimos por CM en vigas, marco 2**

VIGA	W (cm)	L (m)	Mu(-)		Mu(+)
			IZQUIERDO	DERECHO	
1-2	1584	6.00	4093.7238	-4731.1036	2715.5863
2-3	1422	3.60	2424.8930	-918.8849	631.7510
4-5	2331.6	6.00	6691.9052	-6891.5626	3700.4661
5-6	1554	3.60	2433.8261	-1011.5589	794.7875
7-8	2331.6	6.00	6406.5225	-6813.3917	3882.2429

Continuación de la tabla XXVI.

VIGA	W (cm)	L (m)	Mu(-)		Mu(+)
			IZQUIERDO	DERECHO	
9-10	1737.6	6.00	4654.8173	-5575.2895	2704.1466
10-11	1737.6	6.00	5853.9796	-3763.3647	3010.5279

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVII. **Momentos últimos por CM en columnas, marco 2**

COLUMNA	ARRIBA	ABAJO
1-4	-4093.7239	-3331.6593
2-5	2306.2106	2075.4012
3-6	918.8849	1088.4676
4-7	-3360.2459	-4146.1175
5-8	2382.3353	2918.4771
6-9	-76.90875	-1411.0043
7-12	-2260.4050	-1127.4493
8-13	1580.9702	789.7112
9-14	-1255.1803	-627.5336
10-15	-278.6901	-139.7763
11-16	3763.3647	1881.6390

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVIII. **Momentos últimos por CV en vigas, marco 2**

VIGA	W (cv)	L (m)	Mu(-)		Mu(+)
			IZQUIERDO	DERECHO	
1-2	256	6	758.4725	-749.5658	397.9808
2-3	220	3.6	266.2499	-256.0482	95.2509
4-5	1280	6	3573.7463	-3818.8993	2063.6771
5-6	1100	3.6	1690.7255	-694.0807	589.5969
7-8	1280	6	3533.2304	-3753.0264	2116.8716

Continuación de la tabla XXVIII.

VIGA	W (cv)	L (m)	Mu(-)		Mu(+)
			IZQUIERDO	DERECHO	
8-9	1100	3.6	1415.7667	-1532.5944	307.8194
9-10	1280	6	3431.9832	-4105.7878	1991.1144
10-11	1280	6	4311.9896	-2772.3591	2217.8257

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIX. **Momentos últimos por CV en columnas, marco 2**

COLUMNA	ARRIBA	ABAJO
1-4	-758.4725	-1384.4774
2-5	483.3159	800.5568
3-6	256.0482	656.8349
4-7	-2189.2690	-2366.4129
5-8	1327.6169	1537.3418
6-9	37.2458	-982.6036
7-12	-1166.8175	-582.4838
8-13	799.9179	399.8935
9-14	-916.7852	-458.2679
10-15	-206.2017	-103.2567
11-16	2772.3591	1386.1757

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXX. **Momentos últimos por CM en vigas, marco A**

VIGA	W (cm)	L (m)	Mu(-)		Mu(+)
			IZQUIERDO	DERECHO	
1.1-1	432	1.30	0	-60.84	60.84
1-2	837	3.60	320.4729	-2009.2389	191.0841
2-3	1242	7.50	5286.8801	-6106.9993	3035.8728
3-4	1242	7.50	6216.6524	-4989.3053	3129.8336

Continuación de la tabla XXX.

VIGA	W (cm)	L (m)	Mu(-)		Mu(+)
			IZQUIERDO	DERECHO	
5.1-5	1026	1.30	0	-144.4950	144.4950
5-6	1485	3.60	1029.3293	-2514.9326	633.5690
6-7	1944	7.50	8713.2024	-9307.5914	4658.3531
7-8	1944	7.50	9368.5722	-8603.9789	4682.4744
9.1-9	1026	1.30	0	-144.4950	144.4950
9-10	1485	3.60	831.9182	-2936.8054	521.3382
10-11	1944	7.50	8497.0572	-9431.8642	4704.2893
11-12	1944	7.50	9554.0913	-8201.2119	4791.0984

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXI. **Momentos últimos por CM en columnas, marco A**

COLUMNA	ARRIBA	ABAJO
1-5	-259.6329	-387.2670
2-6	-3277.6412	-3001.3556
3-7	-109.6531	-40.9330
4-8	4989.3053	4215.5555
5-9	-497.5673	-475.1173
6-10	-3196.9142	-3664.1986
7-11	-20.0478	-69.7307
8-12	4388.4234	5326.2310
9-13	-212.3059	-103.4549
10-14	-1896.0532	-945.5168
11-15	-52.4964	-27.2055
12-16	2874.9808	1432.4691

Fuente: elaboración propia.



Tabla XXXII. **Momentos últimos por CV en vigas, marco A**

VIGA	W (cm)	L (m)	Mu(-)		Mu(+)
			IZQUIERDO	DERECHO	
1.1-1	0	1.30	0	0	0
1-2	90	3.60	61.2519	-152.2955	39.0263
2-3	180	7.50	819.9167	-854.0660	428.6336
3-4	180	7.50	854.4342	-823.1862	426.8148
5.1-5	0	1.30	0	0	0
5-6	450	3.60	195.4078	-1015.0920	123.7501
6-7	900	7.50	3971.2411	-4343.9219	2170.5435
7-8	900	7.50	4377.1586	-3896.6208	2191.2353
9.1-9	0	1.30	0	0	0
9-10	450	3.60	149.7481	-1112.5167	97.8676
10-11	900	7.50	3922.4624	-4370.2367	2181.7754
11-12	900	7.50	4414.5963	-3818.8826	2211.3855

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIII. **Momentos últimos por CV en columnas, marco A**

COLUMNA	ARRIBA	ABAJO
1-5	-61.2519	-86.6066
2-6	-667.6212	-1171.5629
3-7	-0.3683	-9.6751
4-8	823.1862	1513.1565
5-9	-108.8012	-103.4368
6-10	-1784.5862	-1892.1637
7-11	-23.5616	-29.0302
8-12	2383.4643	2561.1800
9-13	-46.3113	-21.9930
10-14	-917.7820	-458.0666
11-15	-15.3294	-8.1168
12-16	1257.7025	627.3492

Fuente: elaboración propia.

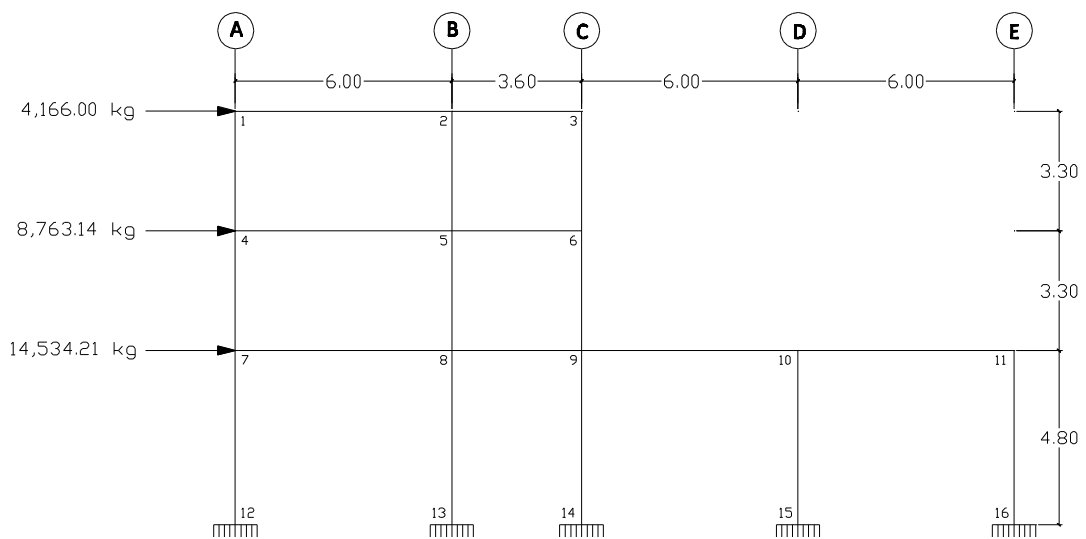
Método de Cross para cargas sísmicas:

Para el análisis de carga sísmica se utiliza el método de Cross con ladeo, asumiendo que no existen cargas verticales y las únicas cargas que provocan esfuerzos en la estructura son las cargas horizontales.

Para resolver marcos de varios niveles es necesario plantear una ecuación de equilibrio de fuerzas horizontales en cada piso del marco.

$$\begin{aligned}
 H_{1-1}X_1 + H_{1-2}X_2 + H_{1-3}X_3 + \dots + H_{1n}X_n &= H_1 \\
 H_{2-1}X_1 + H_{2-2}X_2 + H_{2-3}X_3 + \dots + H_{2n}X_n &= H_2 \\
 H_{3-1}X_1 + H_{3-2}X_2 + H_{3-3}X_3 + \dots + H_{3n}X_n &= H_3 \\
 \dots\dots\dots \\
 \dots\dots\dots \\
 H_{n-1}X_1 + H_{n-2}X_2 + H_{n-3}X_3 + \dots + H_{nn}X_n &= H_n
 \end{aligned}$$

Figura 32. Diagrama de fuerzas horizontales aplicadas al marco 2



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

$$H3 = 4,166.00 \text{ Kg}$$

$$H2 = 8,763.14 \text{ Kg}$$

$$H1 = 14,534.21 \text{ Kg}$$

En la primera etapa, se empieza por imponer un desplazamiento en el tercer nivel, restringiendo el desplazamiento de los otros niveles, introduciendo momentos de empotramiento perfecto arbitrarios en una de las columnas del nivel, en este caso  $-10\,000,00 \text{ Kg-m}$ , calculando los momentos en las otras columnas de acuerdo a su rigidez lineal y llevando a cabo los ciclos de distribución y transporte de momentos.

# Tabla XXXIV. Desarrollo del método de Cross CS con desplazamiento en el tercer nivel

MARCO 2 CROSS CS  
Con restricción en el tercer nivel

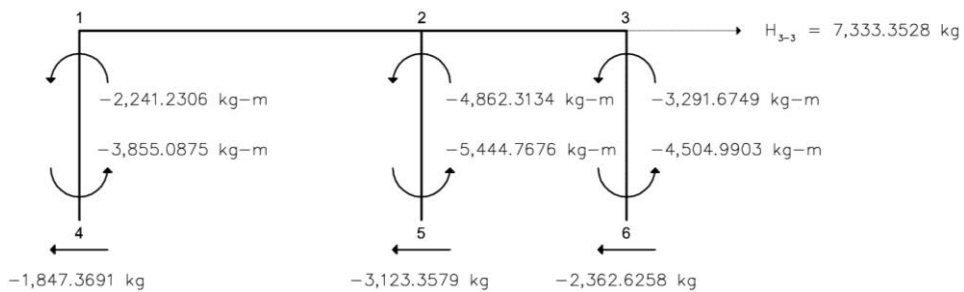
4.7 ↓	4.1 ↓	1.4 ↓	1.2 ↓	4.5 ↓	4.4 ↓	5.8 ↓	2.5 ↓	2.3 ↓	3.6 ↓	6.5 ↓	6.9 ↓	6.3 ↓	11.10 ↓	11.16 ↓	16.11 ↑
0.4396	0.4396	0.2157	0.7843	0.1587	0.5769	0.2644	0.0000	0.0000	0.0000	0.1864	0.4068	0.4068	0.2857	0.7143	0.0000
0.0000	0.0000	-10000.0000	0.0000	0.0000	-10000.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-10000.0000	0.0000	0.0000	-10000.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4395.6444	4395.6444	4395.6444	4395.6444	1208.7912	3658.5366	1676.8293	1864.4068	4067.7966	1864.4068	4067.7966	4067.7966	4067.7966	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-1944.8668	-1944.8668	-1944.8668	-1944.8668	-534.8439	-444.8173	-1617.5175	-741.3622	-795.5398	-1735.7231	-795.5398	-1735.7231	-1735.7231	0.0000	0.0000	0.0000
859.4846	859.4846	859.4846	859.4846	236.5583	234.9304	854.2924	854.2924	391.5507	361.9553	789.7207	789.7207	789.7207	0.0000	0.0000	0.0000
274.2276	274.2276	274.2276	274.2276	117.4652	118.1791	238.6126	478.4708	380.9777	195.7753	215.0144	500.5899	370.7307	0.0000	0.0000	0.0000
-401.0473	-401.0473	-110.2880	-102.2437	-371.7952	-55.1440	-124.1529	-230.7037	-84.9591	-85.2031	-106.7939	-210.5690	-370.7307	0.0000	0.0000	0.0000
174.7053	174.7053	174.7053	174.7053	48.0440	49.7978	181.0828	181.0828	82.9963	75.0547	163.7556	163.7556	163.7556	0.0000	0.0000	0.0000
59.7874	103.5165	24.8889	24.8889	24.0220	56.6733	98.9259	37.5273	37.5273	41.4982	51.8953	99.8073	99.8073	0.0000	0.0000	0.0000
-87.7665	-87.7665	-22.7498	-21.7466	-79.0787	-26.9616	-79.0787	-36.2444	-35.9272	-35.9272	-78.3867	-78.3867	-78.3867	0.0000	0.0000	0.0000
36.0237	44.9244	-10.8733	10.3458	37.9848	15.7799	34.4288	34.4288	17.4097	15.7799	34.4288	34.4288	34.4288	0.0000	0.0000	0.0000
2658.8601	-3855.0676	1196.2374	1145.1198	2428.8588	-5444.7676	1870.7890	1870.7890	1870.7890	1917.4931	2587.8972	-4504.9903	-4504.9903	0.0000	0.0000	0.0000
0.5096	0.3003	0.1401	0.0000	0.0000	0.1136	0.4131	0.2840	0.1136	0.1893	0.4131	0.2840	0.1136	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2197.8022	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-1119.8992	-769.9307	-307.9723	-207.7998	-75.6358	-153.9861	-808.7587	0.0000	-192.5377	-385.0754	-840.1645	-577.6131	-231.0452	0.0000	0.0000	0.0000
972.4434	0.0000	-103.8999	-131.2369	477.2252	328.0923	218.7282	197.0965	430.0288	197.0965	430.0288	295.6448	118.2579	0.0000	0.0000	0.0000
548.4552	377.0629	150.2552	131.2369	477.2252	328.0923	218.7282	197.0965	430.0288	197.0965	430.0288	295.6448	118.2579	0.0000	0.0000	0.0000
252.4131	-175.5340	-69.4136	-68.2841	-248.3058	-170.7103	-113.8068	-97.8944	-213.8777	-173.1665	-86.78616	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
429.7423	0.0000	65.6185	75.4126	427.1462	0.0000	98.5483	109.8641	394.8603	109.8641	394.8603	295.6448	118.2579	0.0000	0.0000	0.0000
-200.5236	0.0000	-34.421	-34.7068	-185.8976	0.0000	-48.9472	-56.9034	-185.8654	-56.9034	-185.8654	28.2674	70.6685	0.0000	0.0000	0.0000
119.5749	82.2077	32.8831	16.4415	90.5414	0.0000	23.5562	25.5169	81.8778	47.1123	102.7905	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
87.3227	0.0000	15.1102	16.4415	90.5414	0.0000	23.5562	25.5169	81.8778	47.1123	102.7905	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
119.5749	82.2077	32.8831	16.4415	90.5414	0.0000	23.5562	25.5169	81.8778	47.1123	102.7905	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-52.3123	-35.9647	-14.8859	-14.8289	-53.9232	-37.0722	-24.7148	-20.8893	-45.7948	-20.8893	-45.7948	-31.4839	-12.5936	0.0000	0.0000	0.0000
41.3633	0.0000	-7.4144	6.5008	23.6394	16.2521	10.8347	10.0771	21.8864	-12.3574	-39.1934	0.0000	-1.6747	0.0000	0.0000	0.0000
24.8549	17.0877	6.8311	6.5008	23.6394	16.2521	10.8347	10.0771	21.8864	-12.3574	-39.1934	0.0000	-1.6747	0.0000	0.0000	0.0000
768.8272	-503.0710	-265.7562	-226.5865	867.1065	-306.3669	-334.1331	-334.1331	-334.1331	-357.7194	873.4748	-374.5097	-141.7457	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
384.9654	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
186.5315	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-86.7070	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
41.1039	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-17.9823	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-260.0794	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Fuente: elaboración propia.

Una vez terminados los ciclos de distribución y transporte, se calcula la fuerza horizontal en el tercer nivel, que se ha denominado  $H_{3-3}$ , haciendo un corte horizontal inmediatamente arriba de la trabe del segundo piso.

Se empieza dividiendo los momentos obtenidos en el análisis de la primera etapa entre la altura de las columnas, se obtienen las fuerzas horizontales  $H_{4-1}$ ,  $H_{5-2}$  y  $H_{6-3}$ , y por equilibrio de fuerzas se calcula la reacción  $H_{3-3}$ .

Figura 33. **Diagrama de equilibrio de fuerzas horizontales en el tercer nivel, cuando hay desplazamiento en el tercer nivel**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

$$H_{4-1} = \frac{(-3,855.0875) + (-2,241.2306)}{3.3} = -1,847.3691 \text{ kg}$$

$$H_{5-2} = \frac{(-5,444.7676) + (-4,862.3134)}{3.3} = -3,123.3579 \text{ kg}$$

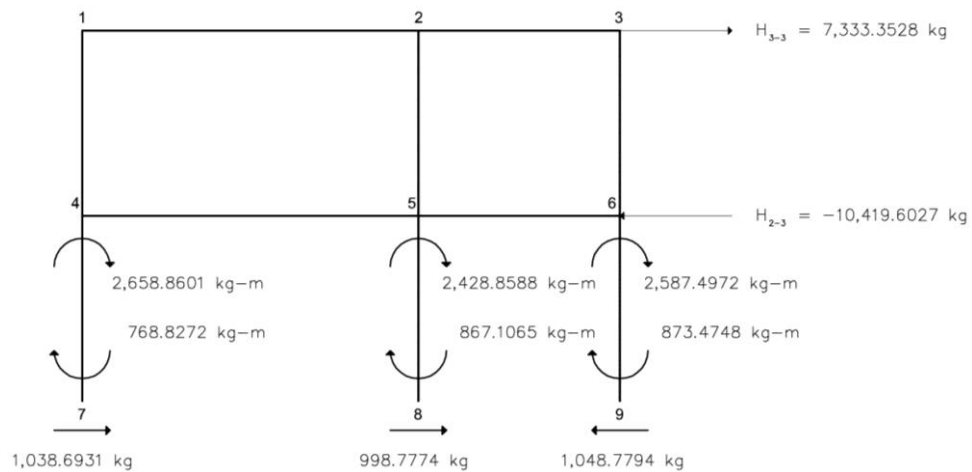
$$H_{6-3} = \frac{(-4,504.9903) + (-3,291.6749)}{3.3} = -2,362.6258 \text{ kg}$$

$$H_{3-3} = -((-1,847.3691) + (-3,123.3579) + (-2,362.6258)) = 7,333,3528 \text{ kg}$$

Ya calculada la fuerza  $H_{3-3}$  se establece el equilibrio de fuerzas horizontales en los dos pisos superiores en conjunto, haciendo un corte

horizontal inmediatamente arriba de la trabe del primer piso, obteniendo la reacción  $H_{2-3}$ .

Figura 34. **Diagrama de equilibrio de fuerzas horizontales en el tercer y segundo nivel, cuando hay desplazamiento en el tercer nivel**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

$$H_{7-4} = \frac{(768.8272) + (2,658.8601)}{3.3} = 1,038.6931 \text{ kg}$$

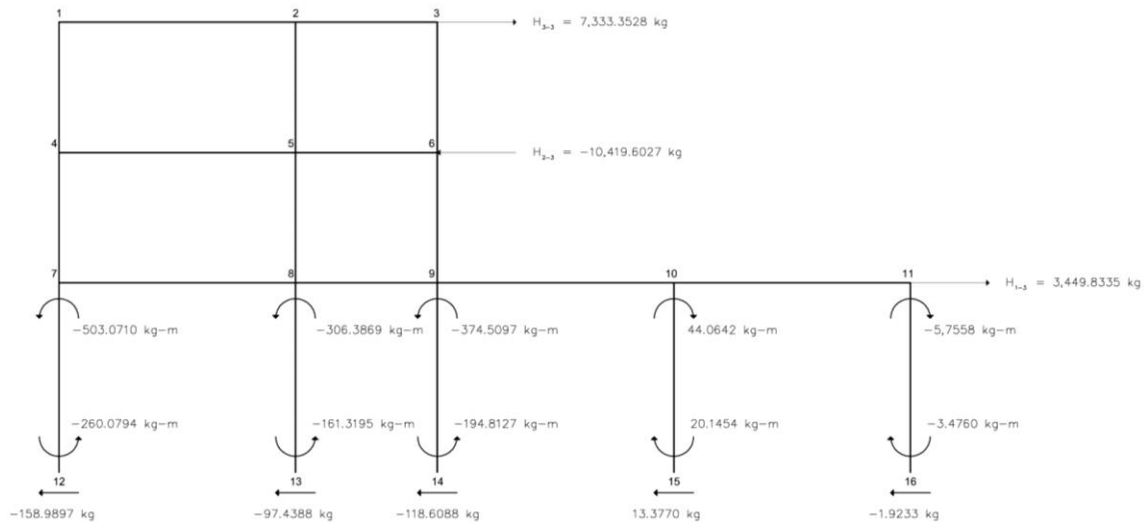
$$H_{8-5} = \frac{(867.1065) + (2,428.8588)}{3.3} = 998.7774 \text{ kg}$$

$$H_{9-6} = \frac{(873.4748) + (2,587.4972)}{3.3} = 1,048.7794 \text{ kg}$$

$$H_{2-3} = -(1,038.6931 + 998.7774 + 1,048.7794 + 7,333.3528) \\ = -10,419.6027 \text{ kg}$$

El mismo procedimiento se repite en el piso inferior, para obtener la reacción  $H_{1-3}$ .

Figura 35. Diagrama de equilibrio de fuerzas horizontales en el tercer, segundo y primer nivel, cuando hay desplazamiento en el tercer nivel



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

$$H_{12-7} = \frac{(-260.0794)+(-503.0710)}{4.8} = -158.9897 \text{ kg}$$

$$H_{13-8} = \frac{(-161.3195)+(-306.3869)}{4.8} = -97.4388 \text{ kg}$$

$$H_{14-9} = \frac{(-194.8127)+(-374.5097)}{4.8} = -118.6088 \text{ kg}$$

$$H_{15-10} = \frac{(20.1454)+(44.0642)}{4.8} = 13.3770 \text{ kg}$$

$$H_{16-11} = \frac{(-3.4760)+(-5.7558)}{4.8} = -1.9233 \text{ kg}$$

$$H_{1-3} = -((-158.9897) + (-97.4388) + (-118.6088) + 13.3770 + (-1.9233) + 7,333.3528 + (-10,419.6027)) = 3,449.8335 \text{ kg}$$

A continuación el desplazamiento se impone en el nivel 2 y se restringen los desplazamientos en los niveles 1 y 3.

Tabla XXXV.

Desarrollo del método de Cross CS con desplazamiento en el segundo nivel

MARCO 2 CROSS CS  
Con restricción en el segundo nivel

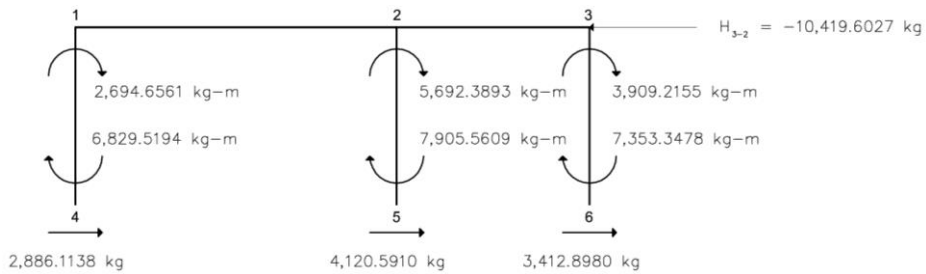
	14 ↓	13 ↓	12 →	11 ↓	10 ↓	9 ↓	8 ↓	7 ↓	6 ↓	5 ↓	4 ↓	3 ↓	2 ↓	1 ↓	0 ↓	1 ↑	2 ↑	3 ↑	4 ↑	5 ↑	6 ↑	7 ↑	8 ↑	9 ↑	10 ↑	11 ↑	12 ↑	13 ↑	14 ↑	15 ↑	16 ↑	17 ↑		
	0.7843	0.2157	0.1843	0.1396	0.1209	0.1006	0.0859	0.0723	0.0599	0.0484	0.0377	0.0277	0.0184	0.0096	0.0013	0.1883	0.2840	0.3659	0.4359	0.4928	0.5368	0.5677	0.5854	0.5896	0.5813	0.5619	0.5327	0.4958	0.4524	0.4047	0.3541	0.3020	0.2499	
	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	10000.0000	
	-7843.1373	-2156.8627	-1588.5385	-1078.4314	-793.8952	-579.2308	-424.3308	-312.7571	-229.1713	-163.5854	-111.1926	-71.1286	-44.8412	-27.7810	-16.3516	1893.2874	4130.8090	5289.9312	6163.6154	6828.6154	7317.3677	7682.9202	7952.2877	8135.1286	8233.1373	8269.1713	8246.1585	8169.1286	8042.0926	7879.1373	7684.1373	7461.1373	7223.1373	
	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
	301.9338	310.2052	303.9686	297.9312	292.9312	288.9312	284.9312	280.9312	276.9312	272.9312	268.9312	264.9312	260.9312	256.9312	252.9312	248.9312	244.9312	240.9312	236.9312	232.9312	228.9312	224.9312	220.9312	216.9312	212.9312	208.9312	204.9312	200.9312	196.9312	192.9312	188.9312	184.9312	180.9312	176.9312
	-401.6775	-110.4613	-45.0234	-35.1569	-27.4228	-21.1926	-16.1286	-11.9260	-8.4312	-5.5368	-3.1926	-1.4585	-0.3854	-0.1843	-0.0926	39.2308	79.2308	119.2308	159.2308	199.2308	239.2308	279.2308	319.2308	359.2308	399.2308	439.2308	479.2308	519.2308	559.2308	599.2308	639.2308	679.2308	719.2308	
	63.5355	17.4228	8.7114	4.7114	2.4228	1.1926	0.5368	0.2771	0.1412	0.0706	0.0353	0.0177	0.0089	0.0045	0.0023	0.0011	0.0005	0.0002	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-66.0513	-18.1670	-9.7822	-5.0686	-2.8952	-1.5368	-0.7714	-0.3952	-0.2052	-0.1114	-0.0585	-0.0308	-0.0154	-0.0077	-0.0039	0.0019	0.0009	0.0004	0.0002	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-11.5171	-4.8781	-2.3252	-1.2458	-0.6234	-0.3110	-0.1555	-0.0778	-0.0389	-0.0195	-0.0097	-0.0049	-0.0024	-0.0012	-0.0006	0.0003	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	12.8292	3.3170	1.6885	0.8443	0.4222	0.2111	0.1056	0.0528	0.0264	0.0132	0.0066	0.0033	0.0016	0.0008	0.0004	0.0002	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-1.2827	-0.4142	-0.2071	-0.1036	-0.0518	-0.0259	-0.0129	-0.0064	-0.0032	-0.0016	-0.0008	-0.0004	-0.0002	-0.0001	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	2694.6561	-2694.6561														5982.3693	-3448.6810																	

Fuente: elaboración propia.



Una vez terminados los ciclos de distribución y transporte, de la misma manera descrita anteriormente se calculan las reacciones  $H_{3-2}$ ,  $H_{2-2}$  y  $H_{1-2}$ .

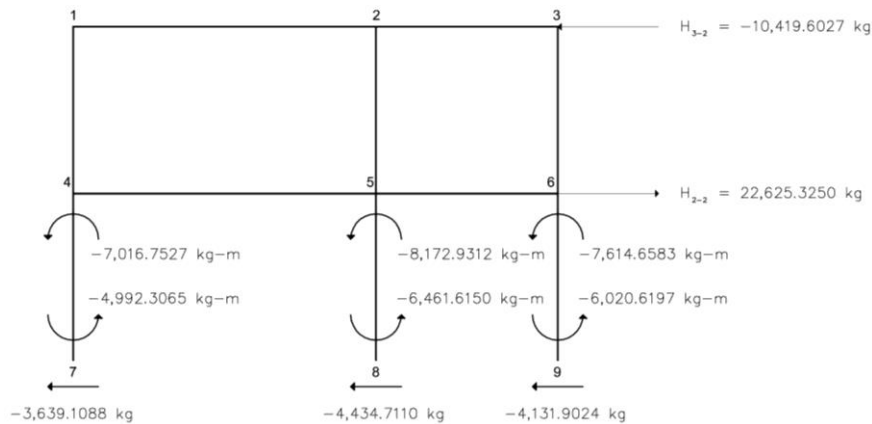
Figura 36. **Diagrama de equilibrio de fuerzas horizontales en el tercer nivel, cuando hay desplazamiento en el segundo nivel**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

$$H_{3-2} = -(2,886.1138 + 4,120.5910 + 3,412.8980) = -10,419.6017 \text{ kg}$$

Figura 37. **Diagrama de equilibrio de fuerzas horizontales en el tercer y segundo nivel, cuando hay desplazamiento en el segundo nivel**



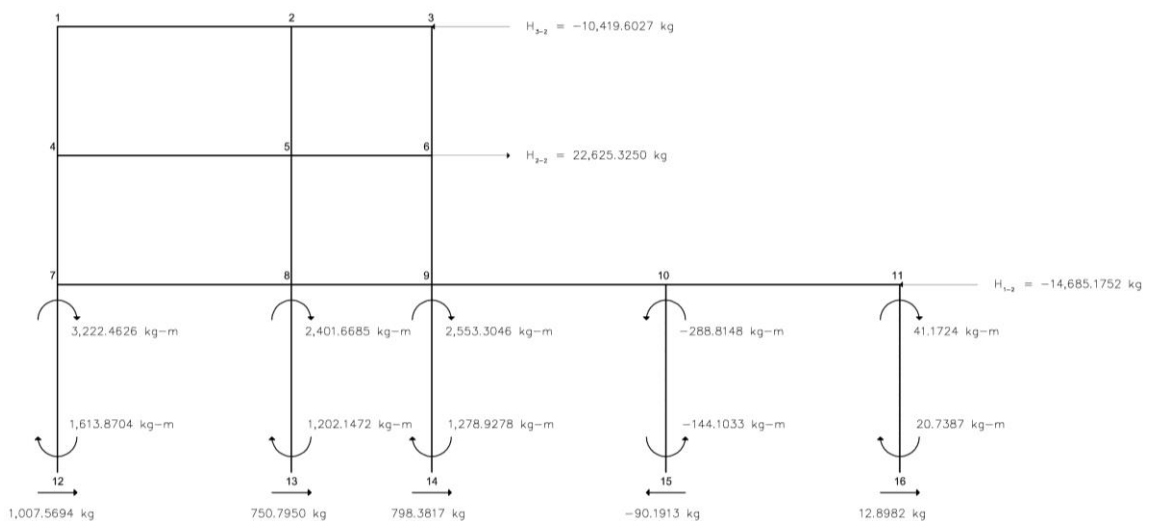
Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

$$H_{2-2} = -((-3,639.1088) + (-4,434.7110) + (-4,131.9024) + (-10,419.6027))$$

$$= 22,625.3250 \text{ kg}$$

El mismo procedimiento se repite en el piso inferior, para obtener la reacción  $H_{1-2}$ .

Figura 38. **Diagrama de equilibrio de fuerzas horizontales en el tercer, segundo y primer nivel, cuando hay desplazamiento en el segundo nivel**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

$$H_{1-2} = -(1,007.5694 + 750.7950 + 798.3817 + (-90.1913) + 12.8982$$

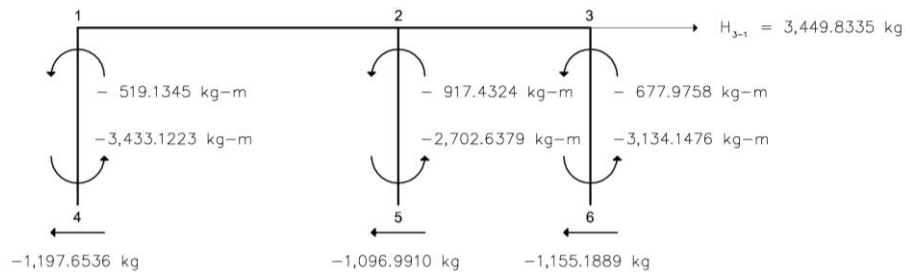
$$+ (-10,419.6027) + 22,625.3250) = -14,685.1752 \text{ kg}$$

Por último, el desplazamiento se impone en el nivel 1 y se restringen los desplazamientos en los niveles 2 y 3.



Una vez terminados los ciclos de distribución y transporte, de la misma manera descrita anteriormente se calculan las reacciones  $H_{3-1}$ ,  $H_{2-1}$  y  $H_{1-1}$ .

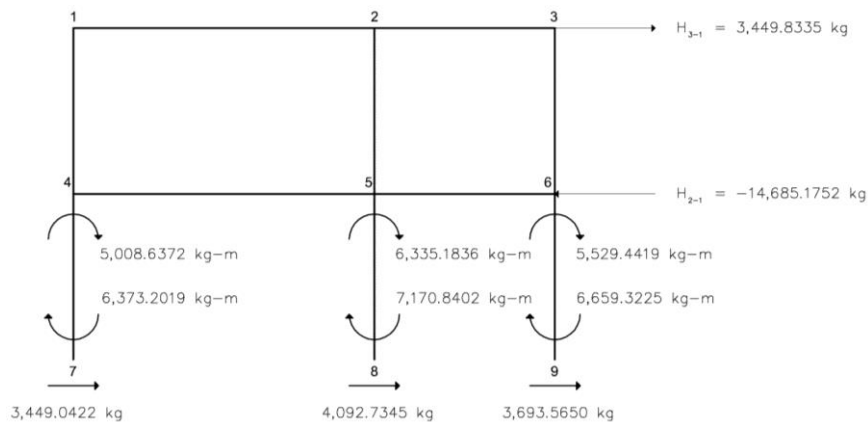
Figura 39. **Diagrama de equilibrio de fuerzas horizontales en el tercer nivel, cuando hay desplazamiento en el primer nivel**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

$$H_{3-1} = -((-1,197.6536) + (-1,096.9910) + (-1,155.1889)) = 3,449.8335 \text{ kg}$$

Figura 40. **Diagrama de equilibrio de fuerzas horizontales en el tercer y segundo nivel, cuando hay desplazamiento en el primer nivel**



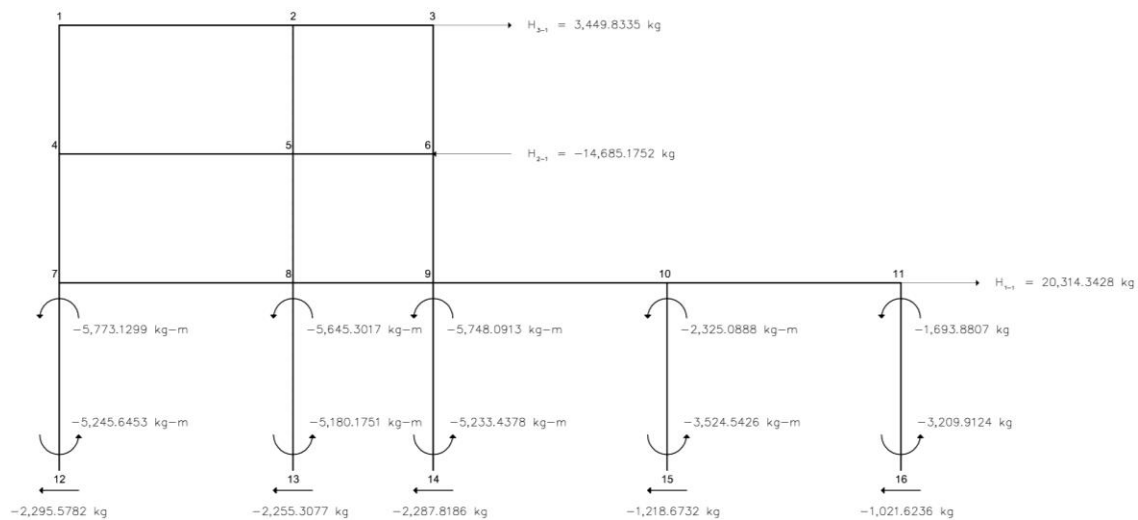
Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

$$H_{2-1} = -(3,449.0422 + 4,092.7345 + 3,693.5650 + 3,449.8335)$$

$$= -14,685.1752 \text{ kg}$$

El mismo procedimiento se repite en el piso inferior, para obtener la reacción  $H_{1-1}$ .

Figura 41. **Diagrama de equilibrio de fuerzas horizontales en el tercer, segundo y primer nivel, cuando hay desplazamiento en el primer nivel**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

$$H_{1-1} = -((-2,295.5782) + (-2,255.3077) + (-2,287.8186) + (-1,218.6732)$$

$$+ (-1,021.6236) + 3,449.8335 + (-14,685.1752))$$

$$= 20,314.3428 \text{ kg}$$

Una vez realizados los cálculos anteriores se plantean las ecuaciones de equilibrio de fuerzas horizontales, obteniendo entonces el siguiente sistema de ecuaciones.

$$H_{1-1} X_1 + H_{1-2} X_2 + H_{1-3} X_3 = H_1$$

$$H_{2-1} X_1 + H_{2-2} X_2 + H_{2-3} X_3 = H_2$$

$$H_{3-1} X_1 + H_{3-2} X_2 + H_{3-3} X_3 = H_3$$

$$20,314.3428 X_1 + (-14,685.1752) X_2 + 3,449.8335 X_3 = 14,534.2055$$

$$(-14,685.1752) X_1 + 22,625.3250 X_2 + (-10,419.6027) X_3 = 8,763.1374$$

$$3,449.8335 X_1 + (-10,419.6027) X_2 + 7,333.3528 X_3 = 4,166.0008$$

Resolviendo el sistema se obtienen los factores correctivos  $X_1$ ,  $X_2$  y  $X_3$ .

$$X_1 = 4.7954$$

$$X_2 = 7.8763$$

$$X_3 = 9.5033$$

Multiplicando los momentos calculados en las tablas XXXIV, XXXV y XXXVI por estos factores y sumando los resultados correspondientes, se tiene la resolución del marco, para tener los momentos totales.

Tabla XXXVII. Cálculo de los momentos últimos por CS, marco 2

NUDO		1			2			3		
MIEMBRO	1-4 ↓	1-2 →	← 2-1	2-5 ↓	2-3 →	← 3-2	3-6 ↓			
(Δ1)(x1)	-2489.4359	2489.4359	1817.9793	-4399.4168	2581.4376	3251.1367		-3251.1367		
(Δ2)(x2)	21223.9593	-21223.9593	-17672.1535	44835.0502	-27162.8968	-30790.2115		30790.2115		
(Δ3)(x3)	-21299.0362	21299.0362	18117.8784	-46207.9124	28090.0340	31281.6990		-31281.6990		
M(Δ=0)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		0.0000		
Momento F	-2564.5128	2564.5128	2263.7042	-5772.2791	3508.5748	3742.6241		-3742.6241		

NUDO		4			5			6		
MIEMBRO	4-7 ↓	4-1 ↑	4-5 →	← 5-4	5-8 ↓	5-2 ↑	5-6 →	← 6-5	6-9 ↓	6-3 ↑
(Δ1)(x1)	24018.2078	-16463.0501	-7555.1577	-6738.0626	30379.4724	-12960.1158	-10681.2940	-11486.2933	26515.6526	-15029.3593
(Δ2)(x2)	-55266.1531	53791.4447	1474.7084	864.1556	-64372.5788	62266.6857	1241.7375	2058.1638	-59975.4458	57917.2821
(Δ3)(x3)	25267.8851	-36635.9653	11368.0802	10882.3914	23082.1183	-51743.1363	17778.6266	18222.4688	24589.7036	-42812.1724
M(Δ=0)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Momento F	-5980.0602	692.4293	5287.6309	5008.4843	-10910.9881	-2436.5663	8339.0701	8794.3392	-8870.0896	75.7504

NUDO		7			8			9			10			11		
MIEMBRO	7-4 ↑	7-12 ↓	7-8 →	← 8-7	8-5 ↑	8-13 ↓	8-9 →	← 9-8	9-6 ↑	9-14 ↓	9-10 →	← 10-9	10-15 ↓	10-11 →	← 11-10	11-16 ↓
(Δ1)(x1)	30561.7838	-27684.2338	-2877.5600	-2757.9484	34386.7449	-27071.2419	-4557.5546	-4715.8872	31933.8342	-27564.1547	346.2077	3634.1108	-11149.6330	7515.5222	8122.7639	-8122.7639
(Δ2)(x2)	-39320.9772	25381.1294	13939.8477	12651.0594	-50893.7136	18916.2974	19326.3568	19719.4137	-47420.2954	20110.6307	7590.2510	3119.3766	-2274.7961	-844.5805	-324.2867	324.2867
(Δ3)(x3)	7306.3782	-4780.8233	-2525.5549	-2153.3145	8240.3537	-2911.6800	-3175.3592	-3394.7554	8300.8733	-3559.0692	-1347.0488	-573.0420	418.7539	154.2881	54.6992	-54.6992
M(Δ=0)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Momento F	-1452.8152	-7083.9177	8536.7329	7739.7965	-8266.6150	-11066.6244	11593.4430	11608.7712	-7185.5879	-11012.5931	6589.4099	6180.4455	-13005.6753	6825.2298	7853.1765	-7853.1765

NUDO		12		13		14		15		16	
MIEMBRO		12-7 ↑		13-8 ↑		14-9 ↑		15-10 ↑		16-11 ↑	
(Δ1)(x1)		-25154.7461		-24840.7931		-25096.2070		-16901.4431		-15392.6784	
(Δ2)(x2)		12711.3512		9468.4899		10073.2377		-1135.0033		163.3449	
(Δ3)(x3)		-2471.6064		-1533.0639		-1851.3588		191.4473		-33.0336	
M(Δ=0)		0.0000		0.0000		0.0000		0.0000		0.0000	
Momento F		-14915.0012		-16905.3671		-16874.3280		-17844.9992		-15263.3671	

Fuente: elaboración propia.

El método anterior fue aplicado para hallar los momentos últimos provocados por la carga sísmica en el marco 2 en el sentido X, y en el marco A en el sentido Y, obteniendo los siguientes resultados.

Tabla XXXVIII. **Momentos últimos por CS en vigas, marco 2**

VIGA	W (cm)	L (m)	Mu(-)	
			IZQUIERDA	DERECHA
1-2	0	6.00	-2564.5128	-2263.7042
2-3	0	3.60	-3508.5748	-3742.6241
4-5	0	6.00	-5287.6309	-5008.4843
5-6	0	3.60	-8339.0701	-8794.3392
7-8	0	6.00	-8536.7329	-7739.7965
8-9	0	3.60	-11593.4430	-11608.7712
9-10	0	6.00	-6589.4099	-6180.4455
10-11	0	6.00	-6825.2298	-7853.1765

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIX. **Momentos últimos por CS en columnas, marco 2**

COLUMNA	ARRIBA	ABAJO
1-4	-2564.51276	692.429282
2-5	-5772.27906	-2436.56629
3-6	-3742.62408	75.7504017
4-7	-5980.0602	-1452.81522
5-8	-10910.9881	-8266.61505
6-9	-8870.08964	-7185.58789
7-12	-7083.91766	-14915.0012
8-13	-11066.6244	-16905.3671
9-14	-11012.5931	-16874.328
10-15	-13005.6753	-17844.9992
11-16	-7853.1765	-15262.3671

Fuente: elaboración propia.

Tabla XL. **Momentos últimos por CS en vigas, marco A**

VIGA	W (cm)	L (m)	Mu	
			IZQUIERDA	DERECHA
1.1-1	0	1.3	0.0000	0.0000
1-2	0	3.6	4412.8896	4141.5654
2-3	0	7.5	1975.8483	2094.6995
3-4	0	7.5	2371.3667	2531.0231
5.1-5	0	1.3	0.0000	0.0000
5-6	0	3.6	10203.2465	9969.1636
6-7	0	7.5	4796.9873	4923.5510
7-8	0	7.5	5157.3823	5263.5047
9.1-9	0	1.3	0.0000	0.0000
9-10	0	3.6	17225.3776	16350.7631
10-11	0	7.5	7835.3928	8242.7998
11-12	0	7.5	9123.6798	9598.6100

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLI. **Momentos últimos por CS en columnas, marco A**

COLUMNA	ARRIBA	ABAJO
1-5	-4412.8896	-249.4292
2-6	-6117.4138	-1872.6996
3-7	-4466.0661	-186.2945
4-8	-2531.0231	1505.4126
5-9	-9953.8173	-4429.6939
6-10	-12893.4513	-8766.8515
7-11	-9894.6388	-4491.4790
8-12	-6768.9173	310.6410
9-13	-12795.6837	-21911.8509
10-14	-15419.3045	-23223.5500
11-15	-12875.0007	-21952.3930
12-16	-9909.2509	-20470.7999

Fuente: elaboración propia.



Método de Kani:

Método de Kani para cargas verticales, marco 2 eje X

Cálculo de momentos fijos  $MF_{ik}$ : son los momentos transmitidos entre los extremos de los elementos, resultantes de la aplicación de cargas verticales.

$$MF_{ik} = \pm \frac{WL^2}{12}$$

Momentos fijos provocados por la carga muerta:

$$MF_{1-2} = \frac{1,584 \text{ kg} \cdot (6.00 \text{ m})^2}{12} = \pm 4,752.00 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{2-3} = \frac{1,422 \text{ kg} \cdot (3.60 \text{ m})^2}{12} = \pm 1,535.76 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{4-5} = \frac{2,331.6 \text{ kg} \cdot (6.00 \text{ m})^2}{12} = \pm 6,994.80 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{5-6} = \frac{1,554 \text{ kg} \cdot (3.60 \text{ m})^2}{12} = \pm 1,678.32 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{7-8} = \frac{2,331.6 \text{ kg} \cdot (6.00 \text{ m})^2}{12} = \pm 6,994.80 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{8-9} = \frac{1,554 \text{ kg} \cdot (3.60 \text{ m})^2}{12} = \pm 1,678.32 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{9-10} = \frac{1,737.6 \text{ kg} \cdot (6.00 \text{ m})^2}{12} = \pm 5,212.80 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{10-11} = \frac{1,737.6 \text{ kg} \cdot (3.60 \text{ m})^2}{12} = \pm 5,212.80 \text{ (kg - m)}$$

Momentos fijos provocados por la carga viva:

$$MF_{1-2} = \frac{256 \text{ kg} \cdot (6.00 \text{ m})^2}{12} = \pm 768.00 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{2-3} = \frac{220 \text{ kg} \cdot (3.60 \text{ m})^2}{12} = \pm 237.60 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{4-5} = \frac{1,280 \text{ kg} \cdot (6.00 \text{ m})^2}{12} = \pm 3,840.00 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{5-6} = \frac{1,100 \text{ kg} \cdot (3.60 \text{ m})^2}{12} = \pm 1,188.00 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{7-8} = \frac{1,280 \text{ kg} \cdot (6.00 \text{ m})^2}{12} = \pm 3,840.00 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{8-9} = \frac{1,100 \text{ kg} \cdot (3.60 \text{ m})^2}{12} = \pm 1,188.00 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{9-10} = \frac{1,280 \text{ kg} \cdot (6.00 \text{ m})^2}{12} = \pm 3,840.00 \text{ (kg - m)}$$

$$MF_{10-11} = \frac{1,280 \text{ kg} \cdot (3.60 \text{ m})^2}{12} = \pm 3,840.00 \text{ (kg - m)}$$

Cálculo de rigideces de elementos:

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

Donde:

K = rigidez del elemento

I = inercia del elemento

L = longitud efectiva del elemento

Inercia de viga:

$$I = \frac{30 \text{ cm} \cdot (60 \text{ cm})^3}{12} = 540,000 \text{ cm}^4$$

Inercia de columna:

$$I = \frac{60 \text{ cm} \cdot (60 \text{ cm})^3}{12} = 1,080,000 \text{ cm}^4$$

Inercias relativas:

Vigas

$$I_{\text{relativa}} = \frac{540,000 \text{ cm}^4}{1,080,000 \text{ cm}^4} = 0.50$$

Columnas

$$I_{\text{relativa}} = \frac{1,080,000 \text{ cm}^4}{1,080,000 \text{ cm}^4} = 1.00$$

Rigideces de vigas:

$$K_{(1-2, 4-5, 7-8, 9-10, 10-11)} = \frac{0.5}{6.00} = 0.0833$$

$$K_{(2-3, 5-6, 8-9)} = \frac{0.5}{3.60} = 0.1388$$

Rigideces de columnas:

$$K_{(1-4, 2-5, 3-6, 4-7, 5-8, 6-9)} = \frac{0.48}{3.20} = 0.3030$$

$$K_{(7-12, 8-13, 9-14, 10-15, 11-16)} = \frac{0.48}{4.45} = 0.2083$$

Calculo de factores de giro  $FG_{ik}$ : para el cálculo de los factores de distribución se emplea la siguiente ecuación:

$$FG_{ik} = -\frac{1}{2} * \frac{K_i}{\sum K_i}$$

Nudo 1

$$FG_{1-4} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.0833+0.3030} = -0.3922$$

$$FG_{1-2} = -\frac{1}{2} * \frac{0.0833}{0.0833+0.3030} = -0.1078$$

Nudo 2

$$FG_{2-1} = -\frac{1}{2} * \frac{0.0833}{0.0833+0.3030+0.1389} = -0.0793$$

$$FG_{2-5} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.0833+0.3030+0.1389} = -0.2885$$

$$FG_{2-3} = -\frac{1}{2} * \frac{0.1389}{0.0833+0.3030+0.1389} = -0.1322$$

Nudo 3

$$FG_{3-2} = -\frac{1}{2} * \frac{0.1389}{0.1389+0.3030} = -0.1571$$

$$FG_{3-6} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.1389+0.3030} = -0.3429$$

Nudo 4

$$FG_{4-7} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.3030+0.0833+0.3030} = -0.2198$$

$$FG_{4-5} = -\frac{1}{2} * \frac{0.0833}{0.3030+0.0833+0.3030} = -0.2198$$

$$FG_{4-1} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.3030+0.0833+0.3030} = -0.0604$$

Nudo 5

$$FG_{5-4} = -\frac{1}{2} * \frac{0.0833}{0.0833+0.3030+0.1389+0.3030} = -0.0503$$

$$FG_{5-8} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.0833+0.3030+0.1389+0.3030} = -0.1829$$

$$FG_{5-6} = -\frac{1}{2} * \frac{0.1389}{0.0833+0.3030+0.1389+0.3030} = -0.1829$$

$$FG_{5-2} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.0833+0.3030+0.1389+0.3030} = -0.0838$$

### Nudo 6

$$FG_{6-5} = -\frac{1}{2} * \frac{0.1389}{0.1389+0.3030+0.3030} = -0.0932$$

$$FG_{6-9} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.1389+0.3030+0.3030} = -0.2033$$

$$FG_{6-3} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.1389+0.3030+0.3030} = -0.2034$$

### Nudo 7

$$FG_{7-12} = -\frac{1}{2} * \frac{0.2083}{0.2083+0.0833+0.3030} = -0.2548$$

$$FG_{7-8} = -\frac{1}{2} * \frac{0.0833}{0.2083+0.0833+0.3030} = -0.1752$$

$$FG_{7-4} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.2083+0.0833+0.3030} = -0.0701$$

### Nudo 8

$$FG_{8-7} = -\frac{1}{2} * \frac{0.0833}{0.0833+0.2083+0.1389+0.3030} = -0.0568$$

$$FG_{8-13} = -\frac{1}{2} * \frac{0.2083}{0.0833+0.2083+0.1389+0.3030} = -0.2065$$

$$FG_{8-9} = -\frac{1}{2} * \frac{0.1389}{0.0833+0.2083+0.1389+0.3030} = -0.1420$$

$$FG_{8-5} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.0833+0.2083+0.1389+0.3030} = -0.0947$$

### Nudo 9

$$FG_{9-8} = -\frac{1}{2} * \frac{0.1389}{0.1389+0.2083+0.0833+0.3030} = -0.0947$$

$$FG_{9-14} = -\frac{1}{2} * \frac{0.2083}{0.1389+0.2083+0.0833+0.3030} = -0.2065$$

$$FG_{9-10} = -\frac{1}{2} * \frac{0.0833}{0.1389+0.2083+0.0833+0.3030} = -0.1420$$

$$FG_{9-6} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.1389+0.2083+0.0833+0.3030} = -0.0568$$

### Nudo 10

$$FG_{10-9} = -\frac{1}{2} * \frac{0.0833}{0.0833+0.2083+0.0833} = -0.1111$$

$$FG_{10-15} = -\frac{1}{2} * \frac{0.2083}{0.0833+0.2083+0.0833} = -0.2778$$

$$FG_{10-11} = -\frac{1}{2} * \frac{0.0833}{0.0833+0.2083+0.0833} = -0.1111$$

### Nudo 11

$$FG_{11-10} = -\frac{1}{2} * \frac{0.0833}{0.0833+0.2083} = -0.1429$$

$$FG_{11-16} = -\frac{1}{2} * \frac{0.2083}{0.0833+0.2083} = -0.3571$$

Momentos de sujeción: son los momentos resultantes en cada nodo, provocados por los momentos fijos que los elementos transmiten hacia él.

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

$$M_{s1} = 0.00 + 4752.00 = 4752.00 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{s2} = -4752.00 + 1535.76 = -3216.24 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{s3} = -1535.76 + 0.00 = -1535.76 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\begin{aligned}
M_{s4} &= 0.00 + 6994.80 = 6994.80 \text{ kg} - \text{m} \\
M_{s5} &= -6994.80 + 1678.32 = -5316.48 \text{ kg} - \text{m} \\
M_{s6} &= -1678.32 + 0.00 = 1678.32 \text{ kg} - \text{m} \\
M_{s7} &= 0.00 + 6994.80 = 6994.8 \text{ kg} - \text{m} \\
M_{s8} &= -6994.80 + 1678.32 = -5316.48 \text{ kg} - \text{m} \\
M_{s9} &= -1678.32 + 5212.80 = 3534.48 \text{ kg} - \text{m} \\
M_{s10} &= -5212.80 + 5212.80 = 0.00 \text{ kg} - \text{m} \\
M_{s11} &= -5212.80 + 0.00 = -5212.8 \text{ kg} - \text{m}
\end{aligned}$$

Calculo de iteraciones:

Influencias de giro: las influencias de giro son las iteraciones, que permiten por medio de aproximaciones continuas, acercarse al momento que está actuando en un nodo o elemento estructural, cuando este es afectado por determinada carga o fuerza. Cuando no existe lado.

$$M'_{ik} = \mu_{ik} \left( M_s + \sum M'_{ni} \right)$$

Primera iteración:

Nudo 1

$$M'_{1-4} = -0.3925 * (4752 + 0) = -1863.5294 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{1-2} = -0.1078 * (4752 + 0) = - 512.4706 \text{ kg} - \text{m}$$

Nudo 2

$$M'_{2-1} = -0.0793 * (-3216.24 - 512.47) = 295.7871 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{2-5} = -0.2885 * (-3216.24 - 512.47) = 1075.5896 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{2-3} = -0.1322 * (-3216.24 - 512.47) = 492.9786 \text{ kg} - \text{m}$$

Nudo 3

$$M'_{3-2} = -0.1571 * (-1535.76 + 492.9786) = 163.8656 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{3-6} = -0.3429 * (-1535.76 + 492.9786) = 357.5251 \text{ kg} - \text{m}$$

Nudo 4

$$M'_{4-7} = -0.2198 * (6994.8 - 1863.5294) = -1127.7518 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{4-5} = -0.0604 * (6994.8 - 1863.5294) = -310.1317 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{4-1} = -0.2198 * (6994.8 - 1863.5294) = -1127.7518 \text{ kg} - \text{m}$$

Nudo 5

$$M'_{5-4} = -0.0503 * (-5316.48 - 310.1317 + 1075.5896) = 228.9386 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{5-8} = -0.1829 * (-5316.48 - 310.1317 + 1075.5896) = 832.5040 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{5-6} = -0.0838 * (-5316.48 - 310.1317 + 1075.5896) = 381.5644 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{5-2} = -0.1829 * (-5316.48 - 310.1317 + 1075.5896) = 832.5040 \text{ kg} - \text{m}$$

Nudo 6

$$M'_{6-5} = -0.0932 * (-1678.32 + 381.5644 + 357.5251) = 87.5554 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{6-9} = -0.2034 * (-1678.32 + 381.5644 + 357.5251) = 191.0299 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{6-3} = -0.2034 * (-1678.32 + 381.5644 + 357.5251) = 191.0299 \text{ kg} - \text{m}$$



### Nudo 7

$$M'_{7-12} = -0.1752 * (6994.8 - 1127.7518) = -1027.6677 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{7-8} = -0.0701 * (6994.8 - 1127.7518) = -411.0671 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{7-4} = -0.2548 * (6994.8 - 1127.7518) = -1494.7894 \text{ kg} - \text{m}$$

### Nudo 8

$$M'_{8-7} = -0.0568 * (-5316.48 - 411.0671 + 832.5040) = 278.0317 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{8-13} = -0.1420 * (-5316.48 - 411.0671 + 832.5040) = 695.0793 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{8-9} = -0.0947 * (-5316.48 - 411.0671 + 832.5040) = 463.3862 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{8-5} = -0.2065 * (-5316.48 - 411.0671 + 832.5040) = 1011.0244 \text{ kg} - \text{m}$$

### Nudo 9

$$M'_{9-8} = -0.0947 * (3534.48 + 463.3862 + 191.0299) = -396.5392 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{9-14} = -0.1420 * (3534.48 + 463.3862 + 191.0299) = -594.8088 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{9-10} = -0.0568 * (3534.48 + 463.3862 + 191.0299) = -237.9235 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{9-6} = -0.2065 * (3534.48 + 463.3862 + 191.0299) = -865.1765 \text{ kg} - \text{m}$$

### Nudo 10

$$M'_{10-9} = -0.1111 * (0 - 237.9235) = 26.4359 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{10-15} = -0.2778 * (0 - 237.9235) = 66.0899 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{10-11} = -0.1111 * (0 - 237.9235) = 26.4359 \text{ kg} - \text{m}$$

### Nudo 11

$$M'_{11-10} = -0.1429 * (-5212.8 + 26.4359) = 740.9071 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{11-16} = -0.3571 * (-5212.8 + 26.4359) = 1852.2729 \text{ kg} - \text{m}$$

Segunda iteración:

Nudo 1

$$M'_{1-4} = -0.3925 * (4752 - 1127.7518 + 295.7871) = -1537.2688 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{1-2} = -0.1078 * (4752 - 1127.7518 + 295.7871) = - 422.7489 \text{ kg} - \text{m}$$

Nudo 2

$$\begin{aligned} M'_{2-1} &= -0.0793 * (-3216.2400 - 422.7489 + 832.5040 + 163.8656) \\ &= 209.6908 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{2-5} &= -0.2885 * (-3216.2400 - 422.7489 + 832.5040 + 163.8656) \\ &= 762.2940 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{2-3} &= -0.1322 * (-3216.2400 - 422.7489 + 832.5040 + 163.8656) \\ &= 349.3847 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

Nudo 3

$$M'_{3-2} = -0.1571 * (-1535.76 + 349.3847 + 191.0299) = 156.8656 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{3-6} = -0.3429 * (-1535.76 + 349.3847 + 191.0299) = 341.2612 \text{ kg} - \text{m}$$

Nudo 4

$$\begin{aligned} M'_{4-7} &= -0.2198 * (6994.8 - 1494.7894 + 228.9386 - 1537.2688) \\ &= -921.2485 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{4-5} &= -0.0604 * (6994.8 - 1494.7894 + 228.9386 - 1537.2688) \\ &= -253.3433 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

$$M'_{4-1} = -0.2198 * (6994.8 - 1494.7894 + 228.9386 - 1537.2688)$$

$$= -921.2485 \text{ kg} - \text{m}$$

Nudo 5

$$M'_{5-4} = -0.0503 * (-5316.48 - 253.34 + 1011.02 + 87.55 + 762.29)$$

$$= 186.578 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{5-8} = -0.1829 * (-5316.48 - 253.34 + 1011.02 + 87.55 + 762.29)$$

$$= 678.466 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{5-6} = -0.0838 * (-5316.48 - 253.34 + 1011.02 + 87.55 + 762.29)$$

$$= 310.964 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{5-2} = -0.1829 * (-5316.48 - 253.34 + 1011.02 + 87.55 + 762.29)$$

$$= 678.466 \text{ kg} - \text{m}$$

Nudo 6

$$M'_{6-5} = -0.0932 * (-1678.32 + 310.9638 - 865.1765 + 341.2612)$$

$$= 176.3050 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{6-9} = -0.2034 * (-1678.32 + 310.9638 - 865.1765 + 341.2612)$$

$$= 384.6554 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{6-3} = -0.2034 * (-1678.32 + 310.9638 - 865.1765 + 341.2612)$$

$$= 384.6554 \text{ kg} - \text{m}$$

Nudo 7

$$M'_{7-12} = -0.1752 * (6994.8 + 0 + 278.0317 - 291.2485) = -1112.5385 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{7-8} = -0.0701 * (6994.8 + 0 + 278.0317 - 291.2485) = - 445.0154 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{7-4} = -0.2548 * (6994.8 + 0 + 278.0317 - 291.2485) = -1618.2378 \text{ kg} - \text{m}$$

### Nudo 8

$$\begin{aligned}M'_{8-7} &= -0.0568 * (-5316.48 - 445.01 + 0 - 396.54 + 678.47) \\ &= 311.2319 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{8-13} &= -0.1420 * (-5316.48 - 445.01 + 0 - 396.54 + 678.47) \\ &= 778.0798 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{8-9} &= -0.0947 * (-5316.48 - 445.01 + 0 - 396.54 + 678.47) \\ &= 518.7199 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{8-5} &= -0.2065 * (-5316.48 - 445.01 + 0 - 396.54 + 678.47) \\ &= 1131.7525 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

### Nudo 9

$$M'_{9-8} = -0.0947 * (3534.48 + 518.72 + 0 - 26.44 + 384.66) = -422.61 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{9-14} = -0.1420 * (3534.48 + 518.72 + 0 - 26.44 + 384.66) = -633.91 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{9-10} = -0.0568 * (3534.48 + 518.72 + 0 - 26.44 + 384.66) = -253.57 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{9-6} = -0.2065 * (3534.48 + 518.72 + 0 - 26.44 + 384.66) = -922.06 \text{ kg} - \text{m}$$

### Nudo 10

$$M'_{10-9} = -0.1111 * (0 - 253.5662 + 0 + 740.9091) = - 54.1492 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{10-15} = -0.2778 * (0 - 253.5662 + 0 + 740.9091) = -135.3730 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{10-11} = -0.1111 * (0 - 253.5662 + 0 + 740.9091) = - 54.1492 \text{ kg} - \text{m}$$

### Nudo 11

$$M'_{11-10} = -0.1429 * (-5212.8 - 54.1492 + 0) = 752.4213 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{11-16} = -0.3571 * (-5212.8 - 54.1492 + 0) = 1852.2729 \text{ kg} - \text{m}$$



Momentos últimos en el extremo de cada barra: para determinar los momentos últimos en los extremos de las barras, provocados únicamente por cargas verticales se emplea la ecuación siguiente:

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

Vigas:

$$\begin{aligned}
 M_{1-2} &= 4752.00 + 2 * -445.0825 + 232.5415 = 4094.3764 \text{ kg-m} \\
 M_{2-1} &= -4752.00 + 2 * 232.5415 + -445.0825 = -4731.9996 \text{ kg-m} \\
 M_{2-3} &= 1535.76 + 2 * 387.5691 + 114.5796 = 2425.4779 \text{ kg-m} \\
 M_{3-2} &= -1535.76 + 2 * 114.5796 + 387.5691 = -919.0317 \text{ kg-m} \\
 M_{4-5} &= 6994.80 + 2 * -235.7884 + 169.2105 = 6692.4337 \text{ kg-m} \\
 M_{5-4} &= -6994.80 + 2 * 169.2105 + -235.7884 = -6892.1674 \text{ kg-m} \\
 M_{5-6} &= 1678.32 + 2 * 282.0175 + 192.0636 = 2434.4187 \text{ kg-m} \\
 M_{6-5} &= -1678.32 + 2 * 192.0636 + 282.0175 = -1012.1752 \text{ kg-m} \\
 M_{7-8} &= 6994.80 + 2 * -452.1830 + 316.4974 = 6406.9314 \text{ kg-m} \\
 M_{8-7} &= -6994.80 + 2 * 316.4974 + -452.1830 = -6813.9882 \text{ kg-m} \\
 M_{8-9} &= 1678.32 + 2 * 527.4957 + -418.9206 = 2314.3908 \text{ kg-m} \\
 M_{9-8} &= -1678.32 + 2 * -418.9206 + 527.4957 = -1988.6655 \text{ kg-m} \\
 M_{9-10} &= 5212.80 + 2 * -251.3523 + -55.6989 = 4654.3964 \text{ kg-m} \\
 M_{10-9} &= -5212.80 + 2 * -55.6989 + -251.3523 = -5575.5502 \text{ kg-m} \\
 M_{10-11} &= 5212.80 + 2 * -55.6989 + 752.6427 = 5854.0448 \text{ kg-m} \\
 M_{11-10} &= -5212.80 + 2 * 752.6427 + -55.6989 = -3763.2135 \text{ kg-m}
 \end{aligned}$$

Columnas:

$$\begin{aligned}
 M_{1-4} &= 0 + 2 * -1618.48197 + -857.412448 = -4094.3764 \text{ kg-m} \\
 M_{4-1} &= 0 + 2 * -857.412448 + -1618.48197 = -3333.3069 \text{ kg-m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{2-5} &= 0 + 2 * 845.605389 + 615.310918 = 2306.5217 \text{ kg-m} \\
M_{5-2} &= 0 + 2 * 615.310918 + 845.605389 = 2076.2272 \text{ kg-m} \\
M_{3-6} &= 0 + 2 * 249.991849 + 419.047972 = 919.0317 \text{ kg-m} \\
M_{6-3} &= 0 + 2 * 419.047972 + 249.991849 = 1088.0878 \text{ kg-m} \\
M_{4-7} &= 0 + 2 * -857.412448 + -1644.3019 = -3359.1268 \text{ kg-m} \\
M_{7-4} &= 0 + 2 * -1644.3019 + -857.412448 = -4146.0162 \text{ kg-m} \\
M_{5-8} &= 0 + 2 * 615.310918 + 1150.8997 = 2381.5215 \text{ kg-m} \\
M_{8-5} &= 0 + 2 * 1150.8997 + 615.310918 = 2917.1103 \text{ kg-m} \\
M_{6-9} &= 0 + 2 * 419.047972 + -914.008552 = -75.9126 \text{ kg-m} \\
M_{9-6} &= 0 + 2 * -914.008552 + 419.047972 = -1408.9691 \text{ kg-m} \\
M_{7-12} &= 0 + 2 * -1130.45756 + 0 = -2260.9151 \text{ kg-m} \\
M_{12-7} &= 0 + 2 * 0 + -1130.45756 = -1130.4576 \text{ kg-m} \\
M_{8-13} &= 0 + 2 * 791.24354 + 0 = 1582.4871 \text{ kg-m} \\
M_{13-8} &= 0 + 2 * 0 + 791.24354 = 791.2435 \text{ kg-m} \\
M_{9-14} &= 0 + 2 * -628.380879 + 0 = -1256.7617 \text{ kg-m} \\
M_{14-9} &= 0 + 2 * 0 + -628.380879 = -628.3809 \text{ kg-m} \\
M_{10-15} &= 0 + 2 * -139.24732 + 0 = -278.4946 \text{ kg-m} \\
M_{15-10} &= 0 + 2 * 0 + -139.24732 = -139.2473 \text{ kg-m} \\
M_{11-16} &= 0 + 2 * 1881.60676 + 0 = 3763.2135 \text{ kg-m} \\
M_{16-11} &= 0 + 2 * 0 + 1881.60676 = 1881.6068 \text{ kg-m}
\end{aligned}$$

Momentos últimos  $M_u(+)$ : Provocados por la carga muerta, segundo nivel

$$M_{u(+)} = \frac{WL^2}{8} - \left( \frac{|M_{uik(-)}| + |M_{uki(-)}|}{2} \right)$$

$$M_{1-2(+)} = \frac{1584*(6)^2}{8} - \left( \frac{|4094.3764| + |-4731.9996|}{2} \right) = 2714.8120 \text{ (Kg - m)}$$

$$M_{2-3(+)} = \frac{1422*(3.6)^2}{8} - \left( \frac{|2425.4779| + |-919.0317|}{2} \right) = 631.3852 \text{ (Kg - m)}$$

$$M_{4-5(+)} = \frac{2331.6*(6)^2}{8} - \left( \frac{|6692.4337|+|-6892.1674|}{2} \right) = 3699.8995 \text{ (Kg - m)}$$

$$M_{5-6(+)} = \frac{1554*(3.6)^2}{8} - \left( \frac{|2434.4187|+|-1012.1752|}{2} \right) = 794.1831 \text{ (Kg - m)}$$

$$M_{7-8(+)} = \frac{2331.6*(6)^2}{8} - \left( \frac{|6406.9314|+|-6813.9882|}{2} \right) = 3881.7402 \text{ (Kg - m)}$$

$$M_{8-9(+)} = \frac{1554*(3.6)^2}{8} - \left( \frac{|2314.3908|+|-1988.6655|}{2} \right) = 365.9519 \text{ (Kg - m)}$$

$$M_{9-10(+)} = \frac{1737.6*(6)^2}{8} - \left( \frac{|4654.3964|+|-5575.5502|}{2} \right) = 2704.2267 \text{ (Kg - m)}$$

$$M_{10-11(+)} = \frac{1737.6*(6)^2}{8} - \left( \frac{|5854.0448|+|-3763.2135|}{2} \right) = 3010.5708 \text{ (Kg - m)}$$

El método anterior fue aplicado para hallar los momentos finales provocados por la carga muerta y carga viva en el marco 2 en el sentido X, y en el marco A en el sentido Y, obteniendo los siguientes resultados.

Tabla XLIII. **Momentos últimos por CM en vigas, marco 2**

VIGA	W (cm)	L (m)	Mu(-)		Mu(+)
			IZQUIERDA	DERECHA	
1-2	1584	6	4094.3764	-4731.9996	2714.8120
2-3	1422	3.6	2425.4779	-919.0317	631.3852
4-5	2331.6	6	6692.4337	-6892.1674	3699.8995
5-6	1554	3.6	2434.4187	-1012.1752	794.1831
7-8	2331.6	6	6406.9314	-6813.9882	3881.7402
8-9	1554	3.6	2314.3908	-1988.6655	365.9519
9-10	1737.6	6	4654.3964	-5575.5502	2704.2267
10-11	1737.6	6	5854.0448	-3763.2135	3010.5708

Fuente: elaboración propia.



Tabla XLIV. **Momentos últimos por CM en columnas, marco 2**

COLUMNA	ARRIBA	ABAJO
1-4	-4094.3764	-3333.3069
2-5	2306.5217	2076.2272
3-6	919.0317	1088.0878
4-7	-3359.1268	-4146.0162
5-8	2381.5215	2917.1103
6-9	-75.9126	-1408.9691
7-12	-2260.9151	-1130.4576
8-13	1582.4871	791.2435
9-14	-1256.7618	-628.3809
10-15	-278.4946	-139.2473
11-16	3763.2135	1881.6068

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLV. **Momentos últimos por CV en vigas, marco 2**

VIGA	W (cm)	L (m)	Mu(-)		Mu(+)
			IZQUIERDA	DERECHA	
1-2	256	6	758.8666	-749.7319	397.7007
2-3	220	3.6	266.3265	-256.2626	95.1054
4-5	1280	6	3573.8266	-3819.3514	2063.4110
5-6	1100	3.6	1691.1222	-694.2065	589.3356
7-8	1280	6	3533.4855	-3753.1385	2116.6880
8-9	1100	3.6	1415.8394	-1532.7169	307.7218
9-10	1280	6	3431.8678	-4105.9004	1991.1159
10-11	1280	6	4312.0147	-2772.3020	2217.8416

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVI. **Momentos últimos por CV en columnas, marco 2**

COLUMNA	ARRIBA	ABAJO
1-4	-758.8666	-1384.8796
2-5	483.4054	800.7401
3-6	256.2626	656.6383
4-7	-2188.9470	-2367.0015
5-8	1327.4891	1536.9035
6-9	37.5682	-981.8776
7-12	-1166.4840	-583.2421
8-13	800.3957	400.1978
9-14	-917.2732	-458.6366
10-15	-206.1143	-103.0571
11-16	2772.3020	1386.1510

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVII. **Momentos últimos por CM en vigas, marco A**

VIGA	W (cm)	L (m)	Mu(-)		Mu(+)
			IZQUIERDA	DERECHA	
1.1-1	432	1.30	0	-60.8400	60.84
1-2	837	3.60	320.8130	-2009.8133	190.6268
2-3	1242	7.50	5287.6471	-6108.6222	3034.6779
3-4	1242	7.50	6218.2326	-4989.8933	3128.7495
5.1-5	1026	1.30	0	-144.4950	144.4950
5-6	1485	3.60	1029.4450	-2515.9286	633.01319
6-7	1944	7.50	8714.5946	-9308.3577	4657.2738
7-8	1944	7.50	9369.3327	-8605.0246	4681.5713
9.1-9	1026	1.30	0	-144.4950	144.4950
9-10	1485	3.60	832.1074	-2937.1450	521.0738
10-11	1944	7.50	8497.5219	-9432.8575	4703.5603
11-12	1944	7.50	9555.0881	-8201.5868	4790.4125

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVIII. **Momentos últimos por CM en columnas, marco A**

COLUMNA	ARRIBA	ABAJO
1-5	-259.9729	-388.0752
2-6	-3277.8338	-3002.4466
3-7	-109.6104	-40.7371
4-8	4989.8933	4217.9422
5-9	-496.8748	-477.5722
6-10	-3196.2195	-3665.3796
7-11	-20.2379	-68.6120
8-12	4387.0824	5328.1737
9-13	-210.0402	-105.0201
10-14	-1894.9973	-947.4987
11-15	-53.6186	-26.8093
12-16	2873.4131	1436.7065

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIX. **Momentos últimos por CV en vigas, marco A**

VIGA	W (cm)	L (m)	Mu(-)		Mu(+)
			IZQUIERDA	DERECHA	
1.1-1	0	1.30	0	0	0
1-2	90	3.60	61.3232	-152.6407	38.8180
2-3	180	7.50	820.3930	-854.4617	428.1976
3-4	180	7.50	854.8200	-823.5435	426.4432
5.1-5	0	1.30	0	0	0
5-6	450	3.60	195.4874	-1015.3315	123.5905
6-7	900	7.50	3971.5740	-4344.3898	2170.1431
7-8	900	7.50	4377.6319	-3896.8826	2190.8677
9.1-9	0	1.30	0	0	0
9-10	450	3.60	149.7861	-1112.7205	97.7467
10-11	900	7.50	3922.7509	-4370.4791	2181.5100
11-12	900	7.50	4414.8400	-3819.1109	2211.1496

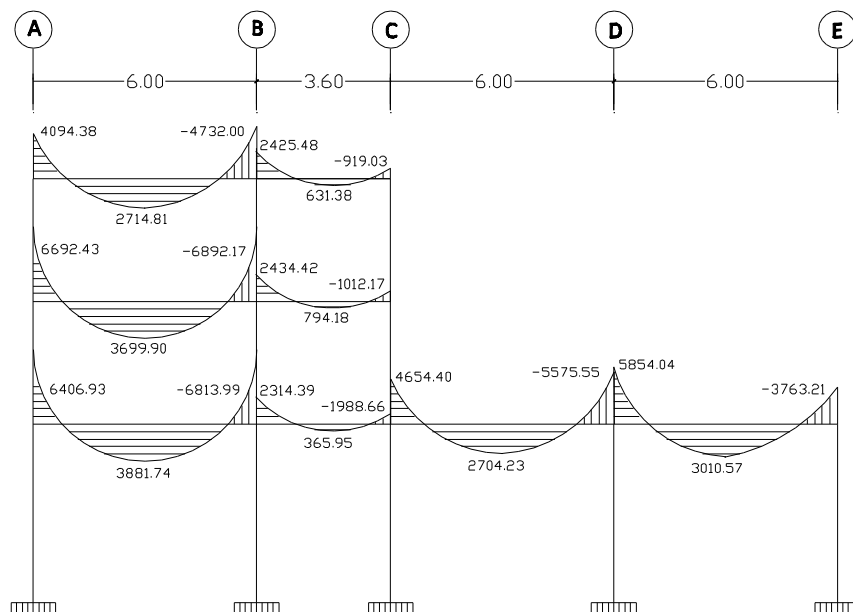
Fuente: elaboración propia.

Tabla L. Momentos últimos por CV en columnas, marco A

COLUMNA	ARRIBA	ABAJO
1-5	-61.3232	-87.0548
2-6	-667.7524	-1171.8585
3-7	-0.3583	-9.5054
4-8	823.5435	1513.7100
5-9	-108.4326	-104.0788
6-10	-1784.3840	-1892.8034
7-11	-23.7367	-28.8210
8-12	2383.1726	2562.4687
9-13	-45.7073	-22.8536
10-14	-917.2271	-458.6135
11-15	-15.5399	-7.7699
12-16	1256.6422	628.3211

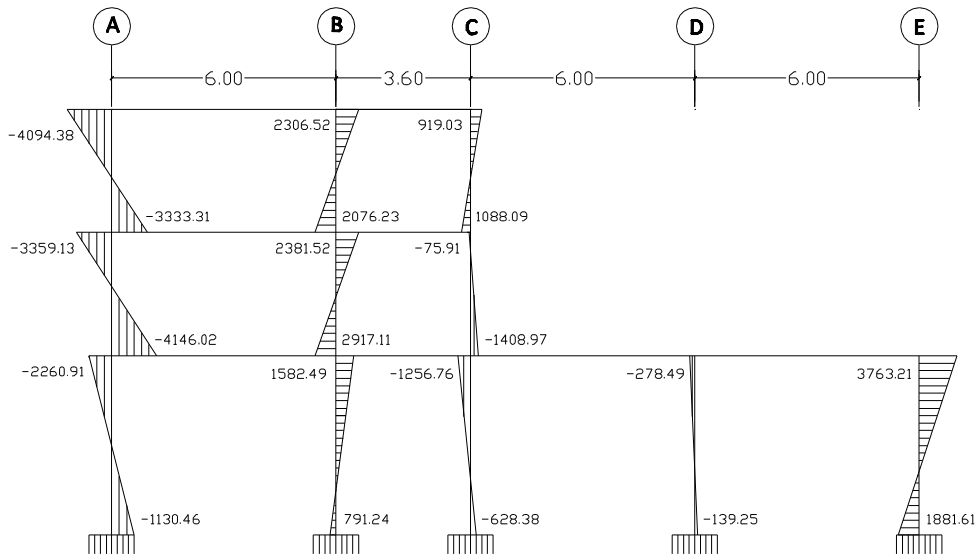
Fuente: elaboración propia.

Figura 42. Diagrama de momentos últimos por CM en vigas, marco 2



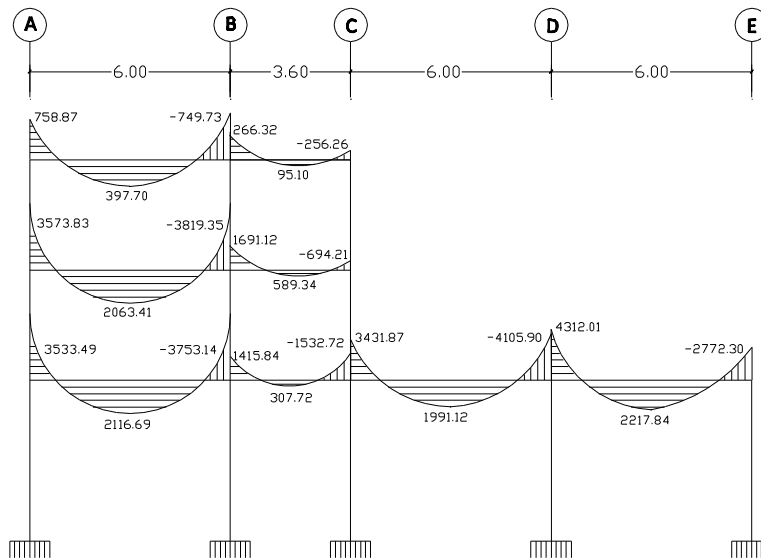
Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 43. Diagrama de momentos últimos por CM en columnas, marco 2



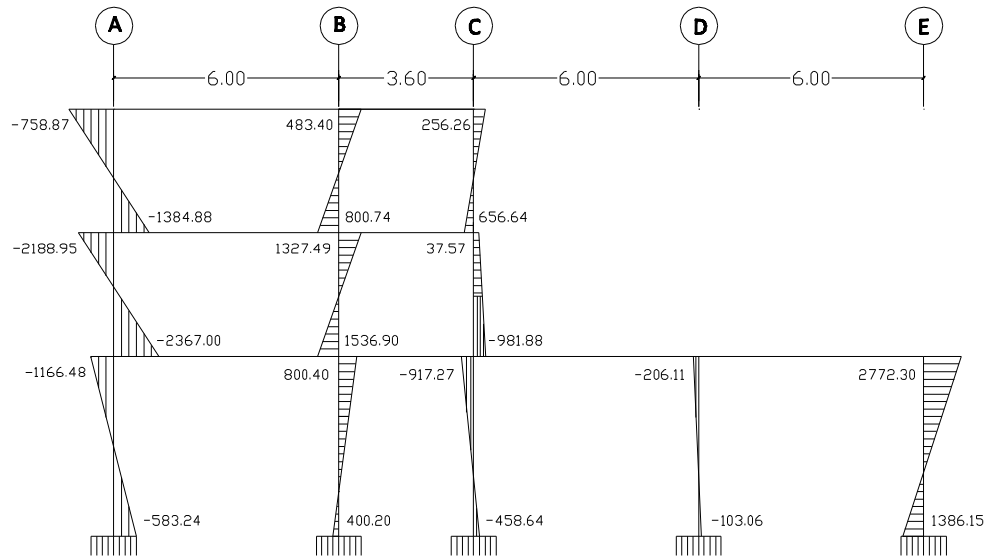
Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 44. Diagrama de momentos últimos por CV en vigas, marco 2



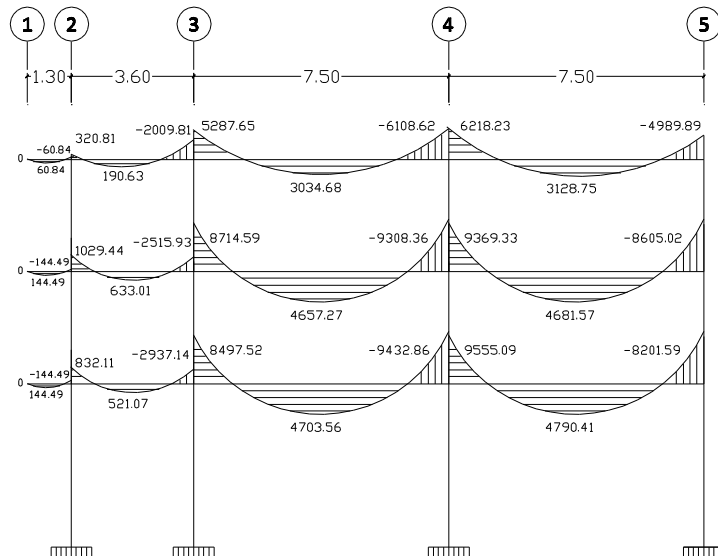
Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 45. Diagrama de momentos últimos por CV en columnas, marco 2



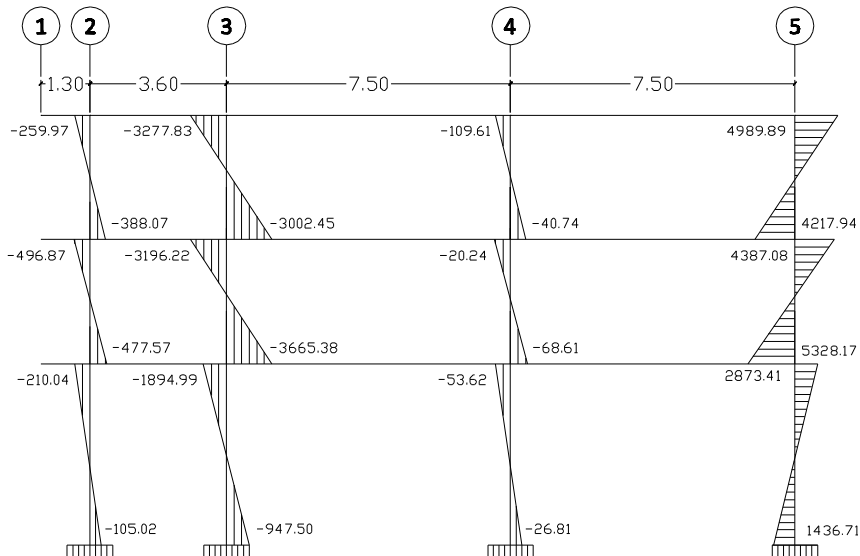
Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 46. Diagrama de momentos últimos por CM en vigas, marco A



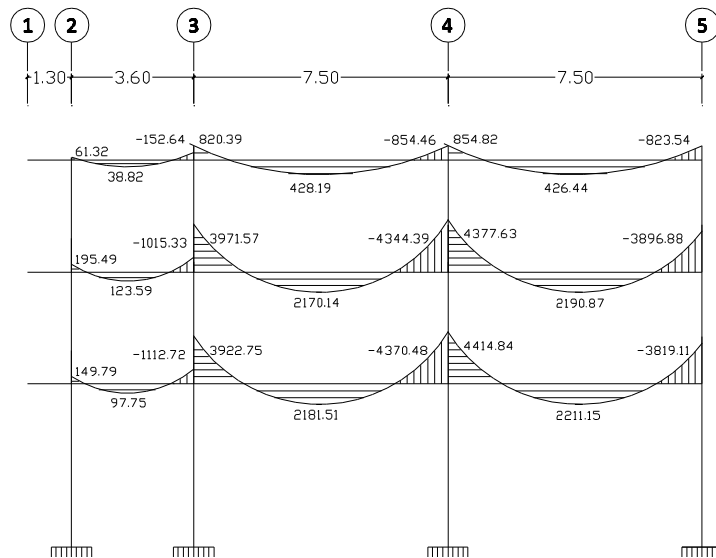
Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 47. **Diagrama de momentos últimos por CM en columnas, marco A**



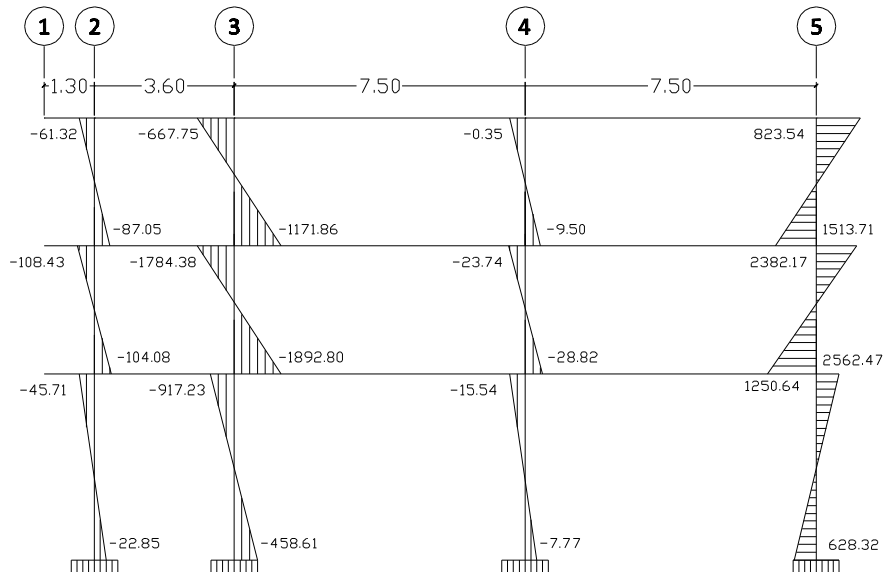
Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 48. **Diagrama de momentos últimos por CV en vigas, marco A**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 49. Diagrama de momentos últimos por CV en columnas, marco A



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Método de Kani para cargas sísmicas:

Para el análisis de carga sísmica se utiliza el método de Kani con lado, asumiendo que no existen cargas verticales y las únicas cargas que provocan esfuerzos en la estructura son las cargas horizontales.

Factores de giro:

$$FG_{ik} = -\frac{1}{2} * \frac{K_i}{\sum K_i}$$



Nudo 1

$$FG_{1-4} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.0833+0.3030} = -0.3922$$

$$FG_{1-2} = -\frac{1}{2} * \frac{0.0833}{0.0833+0.3030} = -0.1078$$

Nudo 2

$$FG_{2-1} = -\frac{1}{2} * \frac{0.0833}{0.0833+0.3030+0.1389} = -0.0793$$

$$FG_{2-5} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.0833+0.3030+0.1389} = -0.2885$$

$$FG_{2-3} = -\frac{1}{2} * \frac{0.1389}{0.0833+0.3030+0.1389} = -0.1322$$

Nudo 3

$$FG_{3-2} = -\frac{1}{2} * \frac{0.1389}{0.1389+0.3030} = -0.1571$$

$$FG_{3-6} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.1389+0.3030} = -0.3429$$

Nudo 4

$$FG_{4-7} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.3030+0.0833+0.3030} = -0.2198$$

$$FG_{4-5} = -\frac{1}{2} * \frac{0.0833}{0.3030+0.0833+0.3030} = -0.2198$$

$$FG_{4-1} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.3030+0.0833+0.3030} = -0.0604$$

Nudo 5

$$FG_{5-4} = -\frac{1}{2} * \frac{0.0833}{0.0833+0.3030+0.1389+0.3030} = -0.0503$$

$$FG_{5-8} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.0833+0.3030+0.1389+0.3030} = -0.1829$$

$$FG_{5-6} = -\frac{1}{2} * \frac{0.1389}{0.0833+0.3030+0.1389+0.3030} = -0.1829$$

$$FG_{5-2} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.0833+0.3030+0.1389+0.3030} = -0.0838$$

### Nudo 6

$$FG_{6-5} = -\frac{1}{2} * \frac{0.1389}{0.1389+0.3030+0.3030} = -0.0932$$

$$FG_{6-9} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.1389+0.3030+0.3030} = -0.2033$$

$$FG_{6-3} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.1389+0.3030+0.3030} = -0.2034$$

### Nudo 7

$$FG_{7-12} = -\frac{1}{2} * \frac{0.2083}{0.2083+0.0833+0.3030} = -0.2548$$

$$FG_{7-8} = -\frac{1}{2} * \frac{0.0833}{0.2083+0.0833+0.3030} = -0.1752$$

$$FG_{7-4} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.2083+0.0833+0.3030} = -0.0701$$

### Nudo 8

$$FG_{8-7} = -\frac{1}{2} * \frac{0.0833}{0.0833+0.2083+0.1389+0.3030} = -0.0568$$

$$FG_{8-13} = -\frac{1}{2} * \frac{0.2083}{0.0833+0.2083+0.1389+0.3030} = -0.2065$$

$$FG_{8-9} = -\frac{1}{2} * \frac{0.1389}{0.0833+0.2083+0.1389+0.3030} = -0.1420$$

$$FG_{8-5} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.0833+0.2083+0.1389+0.3030} = -0.0947$$

### Nudo 9

$$FG_{9-8} = -\frac{1}{2} * \frac{0.1389}{0.1389+0.2083+0.0833+0.3030} = -0.0947$$

$$FG_{9-14} = -\frac{1}{2} * \frac{0.2083}{0.1389+0.2083+0.0833+0.3030} = -0.2065$$

$$FG_{9-10} = -\frac{1}{2} * \frac{0.0833}{0.1389+0.2083+0.0833+0.3030} = -0.1420$$

$$FG_{9-6} = -\frac{1}{2} * \frac{0.3030}{0.1389+0.2083+0.0833+0.3030} = -0.0568$$

### Nudo 10

$$FG_{10-9} = -\frac{1}{2} * \frac{0.0833}{0.0833+0.2083+0.0833} = -0.1111$$

$$FG_{10-15} = -\frac{1}{2} * \frac{0.2083}{0.0833+0.2083+0.0833} = -0.2778$$

$$FG_{10-11} = -\frac{1}{2} * \frac{0.0833}{0.0833+0.2083+0.0833} = -0.1111$$

### Nudo 11

$$FG_{11-10} = -\frac{1}{2} * \frac{0.0833}{0.0833+0.2083} = -0.1429$$

$$FG_{11-16} = -\frac{1}{2} * \frac{0.2083}{0.0833+0.2083} = -0.3571$$

Factores de corrimiento: se calculan cuando existen fuerzas que provocan ladeo en la estructura. Este procedimiento se hace con todos los nodos del marco, los factores de corrimiento se calculan por nivel para considerar el desplazamiento lateral.

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

Las fuerzas que provocan ladeo son las fuerzas horizontales o fuerzas sísmicas aplicadas al marco, las cuales fueron calculadas en el corte basal.

Nivel 3

$$FC_{1-4} = -\frac{3}{2} * \frac{0.3030}{0.3030+0.3030+0.3030} = -0.5$$

$$FC_{2-5} = -\frac{3}{2} * \frac{0.3030}{0.3030+0.3030+0.3030} = -0.5$$

$$FC_{3-6} = -\frac{3}{2} * \frac{0.3030}{0.3030+0.3030+0.3030} = -0.5$$

Nivel 2

$$FC_{4-7} = -\frac{3}{2} * \frac{0.3030}{0.3030+0.3030+0.3030} = -0.5$$

$$FC_{5-8} = -\frac{3}{2} * \frac{0.3030}{0.3030+0.3030+0.3030} = -0.5$$

$$FC_{6-9} = -\frac{3}{2} * \frac{0.3030}{0.3030+0.3030+0.3030} = -0.5$$

Nivel 1

$$FC_{7-12} = -\frac{3}{2} * \frac{0.2083}{0.2083+0.2083+0.2083+0.2083+0.2083} = -0.3$$

$$FC_{8-13} = -\frac{3}{2} * \frac{0.2083}{0.2083+0.2083+0.2083+0.2083+0.2083} = -0.3$$

$$FC_{9-14} = -\frac{3}{2} * \frac{0.2083}{0.2083+0.2083+0.2083+0.2083+0.2083} = -0.3$$

$$FC_{10-15} = -\frac{3}{2} * \frac{0.2083}{0.2083+0.2083+0.2083+0.2083+0.2083} = -0.3$$

$$FC_{11-16} = -\frac{3}{2} * \frac{0.2083}{0.2083+0.2083+0.2083+0.2083+0.2083} = -0.3$$

Para ver el diagrama de fuerzas horizontales aplicadas al marco 2 consultar figura 32 en página 79.

Fuerzas de sujeción:

$H_n = F_{mn}$  (fuerza por marco del nivel n, tomada del análisis sísmico)

$$H_{n3} = 4166.00$$

$$H_{n2} = 8763.14$$

$$H_{n1} = 14534.21$$

Fuerzas cortantes de piso:

$$Q_n = \sum H_n$$

$$Q_3 = 4166.00 \text{ kg}$$

$$Q_2 = 4166.00 + 8763.14 = 12929.14 \text{ kg}$$

$$Q_1 = 4166.00 + 8763.14 + 14534.21 = 27463.34 \text{ kg}$$

Momento de piso:

$$M_n = \frac{Q_n * H_n}{3}$$

Donde:

$Q_n$  = fuerza de corte

$H_n$  = altura donde se aplica la carga por nivel

$$M_3 = \frac{4166.00 * 3.3}{3} = 4582.60 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_2 = \frac{12929.14 * 3.3}{3} = 14222.05 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_1 = \frac{27463.34 * 4.8}{3} = 43941.35 \text{ kg} - \text{m}$$

Calculo de iteraciones:

Influencias de giro: cuando el análisis es únicamente para carga horizontal, el  $M_s = 0$ .

$$M'_{ik} = \mu_{ik} \left( M_s + \sum (M'_{ni} + M''_{ni}) \right)$$

Influencias de desplazamiento: se calculan únicamente para las columnas.

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

Primera iteración  $M'_{ik}$ : por definición la primera iteración para las influencias de giro es igual a cero.

Primera iteración  $M''_{ik}$ :

$$\begin{aligned} M''_{1-4} &= -0.5(4582.60 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)) = -2291.30 \\ M''_{2-5} &= -0.5(4582.60 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)) = -2291.30 \\ M''_{3-6} &= -0.5(4582.60 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)) = -2291.30 \\ M''_{4-7} &= -0.5(14222.05 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)) = -7111.03 \\ M''_{5-8} &= -0.5(14222.05 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)) = -7111.03 \\ M''_{6-9} &= -0.5(14222.05 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)) = -7111.03 \\ M''_{7-12} &= -0.3(43941.35 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)) = -13182.40 \\ M''_{8-13} &= -0.3(43941.35 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)) = -13182.40 \\ M''_{9-14} &= -0.3(43941.35 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)) = -13182.40 \\ M''_{10-15} &= -0.3(43941.35 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)) = -13182.40 \\ M''_{11-16} &= -0.3(43941.35 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)) = -13182.40 \end{aligned}$$

Segunda iteración  $M'_{ik}$ :

Nudo 1

$$M'_{1-2} = -0.1078 * (0 + (0 + 0 + (-2291.30))) = 247.10 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{1-4} = -0.3922 * (0 + (0 + 0 + (-2291.30))) = 898.55 \text{ kg} - \text{m}$$

Nudo 2

$$M'_{2-1} = -0.0793 * (0 + (247.10 + 0 + 0 + (-2291.30))) = 162.16 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{2-5} = -0.2885 * (0 + (247.10 + 0 + 0 + (-2291.30))) = 589.67 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{2-3} = -0.1322 * (0 + (247.10 + 0 + 0 + (-2291.30))) = 270.27 \text{ kg} - \text{m}$$

Nudo 3

$$M'_{3-2} = -0.1571 * (0 + (270.27 + 0 + (-2291.30))) = 317.59 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{3-6} = -0.3429 * (0 + (270.27 + 0 + (-2291.30))) = 692.93 \text{ kg} - \text{m}$$

Nudo 4

$$M'_{4-1} = -0.2198 * (0 + (898.55 + 0 + 0 + (-2291.30))) = 1868.96 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{4-5} = -0.0604 * (0 + (898.55 + 0 + 0 + (-2291.30))) = 513.96 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{4-7} = -0.2198 * (0 + (898.55 + 0 + 0 + (-2291.30))) = 1868.96 \text{ kg} - \text{m}$$

Nudo 5

$$\begin{aligned}M'_{5-4} &= -0.0503 * (0 + (513.96 + 0 + 0 + 589.67 + (-7111.026))) \\ &= 417.46 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{5-8} &= -0.1829 * (0 + (513.96 + 0 + 0 + 589.67 + (-7111.026))) \\ &= 1518.05 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{5-6} &= -0.0838 * (0 + (513.96 + 0 + 0 + 589.67 + (-7111.026))) \\ &= 695.77 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{5-2} &= -0.1829 * (0 + (513.96 + 0 + 0 + 589.67 + (-7111.026))) \\ &= 1518.05 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

Nudo 6

$$\begin{aligned}M'_{6-5} &= -0.0932 * (0 + (695.77 + 0 + 692.93 + (-7111.026))) \\ &= 747.03 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{6-9} &= -0.2034 * (0 + (695.77 + 0 + 692.93 + (-7111.026))) \\ &= 1518.05 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{6-3} &= -0.2034 * (0 + (695.77 + 0 + 692.93 + (-7111.026))) \\ &= 695.77 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

Nudo 7

$$\begin{aligned}M'_{7-12} &= -0.1752 * (0 + (0 + 0 + 1868.96 + (-13182.405))) \\ &= 3227.22 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{7-8} &= -0.0701 * (0 + (0 + 0 + 1868.96 + (-13182.405))) \\ &= 1290.87 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 M'_{7-4} &= -0.2548 * (0 + (0 + 0 + 1868.96 + (-13182.405))) \\
 &= 4694.13 \text{ kg} - \text{m}
 \end{aligned}$$

Nudo 8

$$\begin{aligned}
 M'_{8-7} &= -0.057 * (0 + (1290.88 + 0 + 0 + 1518.05 + (-13182.40))) \\
 &= 993.09 \text{ kg} - \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M'_{8-13} &= -0.142 * (0 + (1290.88 + 0 + 0 + 1518.05 + (-13182.40))) \\
 &= 2482.74 \text{ kg} - \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M'_{8-9} &= -0.095 * (0 + (1290.88 + 0 + 0 + 1518.05 + (-13182.40))) \\
 &= 1655.16 \text{ kg} - \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M'_{8-5} &= -0.206 * (0 + (1290.88 + 0 + 0 + 1518.05 + (-13182.40))) \\
 &= 3611.25 \text{ kg} - \text{m}
 \end{aligned}$$

Nudo 9

$$\begin{aligned}
 M'_{9-8} &= -0.095 * (0 + (1655.16 + 0 + 0 + 1629.89 + (-13182.40))) \\
 &= 1610.09 \text{ kg} - \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M'_{9-14} &= -0.142 * (0 + (1655.16 + 0 + 0 + 1629.89 + (-13182.40))) \\
 &= 2415.13 \text{ kg} - \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M'_{9-10} &= -0.057 * (0 + (1655.16 + 0 + 0 + 1629.89 + (-13182.40))) \\
 &= 966.05 \text{ kg} - \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M'_{9-6} &= -0.206 * (0 + (1655.16 + 0 + 0 + 1629.89 + (-13182.40))) \\
 &= 3512.92 \text{ kg} - \text{m}
 \end{aligned}$$

Nudo 10

$$M'_{10-9} = -0.1111 * (0 + (966.05 + 0 + 0 + (-13182.40))) = 1357.37 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{10-15} = -0.2778 * (0 + (966.05 + 0 + 0 + (-13182.40))) = 3393.43 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{10-11} = -0.1111 * (0 + (966.05 + 0 + 0 + (-13182.40))) = 1357.37 \text{ kg} - \text{m}$$

Nudo 11

$$M'_{11-10} = -0.1429 * (0 + (966.05 + 0 + 0 + (-13182.40))) = 1689.29 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{11-16} = -0.3571 * (0 + (966.05 + 0 + 0 + (-13182.40))) = 4223.23 \text{ kg} - \text{m}$$

Segunda iteración  $M''_{ik}$ :

$$M''_{1-4} = -0.5(4582.60 + (898.55 + 1868.96 + 589.67 + 1518.05 + 692.93 + 1629.89)) = -5890.33$$

$$M''_{2-5} = -0.5(4582.60 + (898.55 + 1868.96 + 589.67 + 1518.05 + 692.93 + 1629.89)) = -5890.33$$

$$M''_{3-6} = -0.5(4582.60 + (898.55 + 1868.96 + 589.67 + 1518.05 + 692.93 + 1629.89)) = -5890.33$$

$$M''_{4-7} = -0.5(14222.05 + (1868.96 + 4694.13 + 1518.05 + 3611.25 + 1629.89 + 3512.92)) = -15528.63$$

$$M''_{5-8} = -0.5(14222.05 + (1868.96 + 4694.13 + 1518.05 + 3611.25 + 1629.89 + 3512.92)) = -15528.63$$

$$M''_{6-9} = -0.5(14222.05 + (1868.96 + 4694.13 + 1518.05 + 3611.25 + 1629.89 + 3512.92)) = -15528.63$$

$$M''_{7-12} = -0.3(43941.35 + (3227.22 + 0 + 2482.74 + 0 + 2415.13 + 0 + 3393.43 + 0 + 4223.23 + 0)) = -17904.93$$

$$M''_{8-13} = -0.3(43941.35 + (3227.22 + 0 + 2482.74 + 0 + 2415.13 + 0 + 3393.43 + 0 + 4223.23 + 0)) = -17904.93$$

$$M''_{9-14} = -0.3(43941.35 + (3227.22 + 0 + 2482.74 + 0 + 2415.13 + 0 + 3393.43 + 0 + 4223.23 + 0)) = -17904.93$$

$$M''_{10-15} = -0.3(43941.35 + (3227.22 + 0 + 2482.74 + 0 + 2415.13 + 0 + 3393.43 + 0 + 4223.23 + 0)) = -17904.93$$

$$M''_{11-16} = -0.3(43941.35 + (3227.22 + 0 + 2482.74 + 0 + 2415.13 + 0 + 3393.43 + 0 + 4223.23 + 0)) = -17904.93$$

Tercera iteración  $M'_{ik}$ :

Nudo 1

$$M'_{1-2} = -0.1078 * (0 + (1868.96 + 162.16 + (-5890.33))) = 416.19 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{1-4} = -0.3922 * (0 + (1868.96 + 162.16 + (-5890.33))) = 1513.41 \text{ kg} - \text{m}$$

Nudo 2

$$M'_{2-1} = -0.0793 * (0 + (416.19 + 1518.05 + 317.59 + (-5890.33))) \\ = 288.63 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{2-5} = -0.2885 * (0 + (416.19 + 1518.05 + 317.59 + (-5890.33))) \\ = 1049.57 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{2-3} = -0.1322 * (0 + (416.19 + 1518.05 + 317.59 + (-5890.33))) \\ = 481.05 \text{ kg} - \text{m}$$

Nudo 3

$$M'_{3-2} = -0.1571 * (0 + (481.05 + 1629.89 + (-5890.33))) = 593.90 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{3-6} = -0.3429 * (0 + (481.05 + 1629.89 + (-5890.33))) = 1295.79 \text{ kg} - \text{m}$$

Nudo 4

$$\begin{aligned} M'_{4-7} &= -0.2198 * (0 + (1513.41 + 417.46 + 4694.13 + (-15528.63))) \\ &= 3251.42 \text{ k} - \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{4-5} &= -0.0604 * (0 + (1513.41 + 417.46 + 4694.13 + (-15528.63))) \\ &= 894.14 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{4-1} &= -0.2198 * (0 + (1513.41 + 417.46 + 4694.13 + (-15528.63))) \\ &= 3251.42 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

Nudo 5

$$\begin{aligned} M'_{5-4} &= -0.0503 * (0 + (894.14 + 3611.25 + 747.03 + 1049.57 + (-15528.63))) \\ &= 760.46 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{5-8} &= -0.1829 * (0 + (894.14 + 3611.25 + 747.03 + 1049.57 + (-15528.63))) \\ &= 2765.30 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{5-6} &= -0.0838 * (0 + (894.14 + 3611.25 + 747.03 + 1049.57 + (-15528.63))) \\ &= 1267.43 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{5-2} &= -0.1829 * (0 + (894.14 + 3611.25 + 747.03 + 1049.57 + (-15528.63))) \\ &= 2765.30 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

## Nudo 6

$$\begin{aligned}M'_{6-5} &= -0.0932 * (0 + (1267.43 + 3512.92 + 1295.79 + (-15528.63))) \\ &= 1430.26 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{6-9} &= -0.2034 * (0 + (1267.43 + 3512.92 + 1295.79 + (-15528.63))) \\ &= 3120.57 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{6-3} &= -0.2034 * (0 + (1267.43 + 3512.92 + 1295.79 + (-15528.63))) \\ &= 3120.57 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

## Nudo 7

$$M'_{7-12} = -0.175 * (0 + (0 + 993.1 + 3251.4 + (-17904.9))) = 5112.73 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{7-8} = -0.070 * (0 + (0 + 993.1 + 3251.4 + (-17904.9))) = 2045.09 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{7-4} = -0.255 * (0 + (0 + 993.1 + 3251.4 + (-17904.9))) = 7436.70 \text{ kg} - \text{m}$$

## Nudo 8

$$\begin{aligned}M'_{8-7} &= -0.0568 * (0 + (2045.09 + 0 + 1610.09 + 2765.30 + (-17904.93))) \\ &= 1534.31 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{8-13} &= -0.1420 * (0 + (2045.09 + 0 + 1610.09 + 2765.30 + (-17904.93))) \\ &= 3835.76 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{8-9} &= -0.0947 * (0 + (2045.09 + 0 + 1610.09 + 2765.30 + (-17904.93))) \\ &= 2557.18 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{8-5} &= -0.2065 * (0 + (2045.09 + 0 + 1610.09 + 2765.30 + (-17904.93))) \\ &= 5579.29 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

Nudo 9

$$\begin{aligned}M'_{9-8} &= -0.0947 * (0 + (2557.18 + 0 + 1357.37 + 3120.57 + (-17904.93))) \\ &= 2498.99 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{9-14} &= -0.1420 * (0 + (2557.18 + 0 + 1357.37 + 3120.57 + (-17904.93))) \\ &= 3748.49 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{9-10} &= -0.0568 * (0 + (2557.18 + 0 + 1357.37 + 3120.57 + (-17904.93))) \\ &= 1499.39 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{9-6} &= -0.2065 * (0 + (2557.18 + 0 + 1357.37 + 3120.57 + (-17904.93))) \\ &= 5452.34 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

Nudo 10

$$\begin{aligned}M'_{10-9} &= -0.1111 * (0 + (1499.39 + 0 + 1689.29 + (-17904.93))) \\ &= 1635.14 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{10-15} &= -0.2778 * (0 + (1499.39 + 0 + 1689.29 + (-17904.93))) \\ &= 4087.84 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{10-11} &= -0.1111 * (0 + (1499.39 + 0 + 1689.29 + (-17904.93))) \\ &= 1635.14 \text{ kg} - \text{m}\end{aligned}$$

Nudo 11

$$M'_{11-10} = -0.1429 * (0 + (1635.14 + 0 + (-17904.93))) = 2324.26 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{11-16} = -0.3571 * (0 + (1635.14 + 0 + (-17904.93))) = 5810.64 \text{ kg} - \text{m}$$



Momentos últimos en el extremo de cada barra: para determinar los momentos últimos en los extremos de las barras, provocados por las cargas sísmicas emplea la ecuación siguiente:

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

Vigas:

$$M_{1-2} = 0 + 2 * 943.159752 + 645.473737 + 0 = 2531.7932$$

$$M_{2-1} = 0 + 2 * 645.473737 + 943.159752 + 0 = 2234.1072$$

$$M_{2-3} = 0 + 2 * 1075.789560 + 1308.425710 + 0 = 3460.0048$$

$$M_{3-2} = 0 + 2 * 1308.425710 + 1075.789560 + 0 = 3692.6410$$

$$M_{4-5} = 0 + 2 * 1833.749980 + 1558.646090 + 0 = 5226.1460$$

$$M_{5-4} = 0 + 2 * 1558.646090 + 1833.749980 + 0 = 4951.0421$$

$$M_{5-6} = 0 + 2 * 2597.743480 + 3048.681090 + 0 = 8244.1680$$

$$M_{6-5} = 0 + 2 * 3048.681090 + 2597.743480 + 0 = 8695.1056$$

$$M_{7-8} = 0 + 2 * 3094.726600 + 2301.902450 + 0 = 8491.3556$$

$$M_{8-7} = 0 + 2 * 2301.902450 + 3094.726600 + 0 = 7698.5315$$

$$M_{8-9} = 0 + 2 * 3836.504090 + 3854.813880 + 0 = 11527.8220$$

$$M_{9-8} = 0 + 2 * 3854.813880 + 3836.504090 + 0 = 11546.1318$$

$$M_{9-10} = 0 + 2 * 2312.888330 + 1926.914560 + 0 = 6552.6912$$

$$M_{10-9} = 0 + 2 * 1926.914560 + 2312.888330 + 0 = 6166.7174$$

$$M_{10-11} = 0 + 2 * 1926.914560 + 2954.046210 + 0 = 6807.8753$$

$$M_{11-10} = 0 + 2 * 2954.046210 + 1926.914560 + 0 = 7835.0070$$



Columnas:

$$M_{1-4} = 0 + 2 * 3429.672 + 6668.1817 + -16014.786 = -2487.2604$$

$$M_{4-1} = 0 + 2 * 6668.182 + 3429.6718 + -16014.786 = 751.2495$$

$$M_{2-5} = 0 + 2 * 2347.177 + 5667.8039 + -16014.786 = -5652.6274$$

$$M_{5-2} = 0 + 2 * 5667.804 + 2347.1772 + -16014.786 = -2332.0006$$

$$M_{3-6} = 0 + 2 * 2854.747 + 6651.6678 + -16014.786 = -3653.6239$$

$$M_{6-3} = 0 + 2 * 6651.668 + 2854.7470 + -16014.786 = 143.2969$$

$$M_{4-7} = 0 + 2 * 6668.182 + 11253.5513 + -30528.794 = -5938.8789$$

$$M_{7-4} = 0 + 2 * 11253.551 + 6668.18175 + -30528.794 = -1353.5094$$

$$M_{5-8} = 0 + 2 * 5667.804 + 8370.55437 + -30528.794 = -10822.6314$$

$$M_{8-5} = 0 + 2 * 8370.554 + 5667.80395 + -30528.794 = -8119.8810$$

$$M_{6-9} = 0 + 2 * 6651.668 + 8410.503 + -30528.794 = -8814.9550$$

$$M_{9-6} = 0 + 2 * 8410.503 + 6651.6678 + -30528.794 = -7056.1198$$

$$M_{7-12} = 0 + 2 * 7736.816 + 0 + -22605.238 = -7131.6050$$

$$M_{12-7} = 0 + 2 * 0 + 7736.8165 + -22605.238 = -14868.4215$$

$$M_{8-13} = 0 + 2 * 5754.756 + 0 + -22605.238 = -11095.7258$$

$$M_{13-8} = 0 + 2 * 0 + 5754.7561 + -22605.238 = -16850.4819$$

$$M_{9-14} = 0 + 2 * 5782.221 + 0 + -22605.238 = -11040.7964$$

$$M_{14-9} = 0 + 2 * 0 + 5782.2208 + -22605.238 = -16823.0172$$

$$M_{10-15} = 0 + 2 * 4817.286 + 0 + -22605.238 = -12970.6652$$

$$M_{15-10} = 0 + 2 * 0 + 4817.2864 + -22605.238 = -17787.9516$$

$$M_{11-16} = 0 + 2 * 7385.115 + 0 + -22605.238 = -7835.0070$$

$$M_{16-11} = 0 + 2 * 0 + 7385.1155 + -22605.238 = -15220.1225$$

El método anterior fue aplicado para hallar los momentos últimos provocados por la carga sísmica en el marco 2 en el sentido X, y en el marco A en el sentido Y, obteniendo los siguientes resultados.

Tabla LII. **Momentos últimos por CS en vigas, marco 2**

VIGA	W (cm)	L (m)	Mu(-)	
			IZQUIERDA	DERECHA
1-2	0	6.00	-2531.7932	-2234.1072
2-3	0	3.60	-3460.0048	-3692.6410
4-5	0	6.00	-5226.1460	-4951.0421
5-6	0	3.60	-8244.1680	-8695.1056
7-8	0	6.00	-8491.3556	-7698.5315
8-9	0	3.60	-11527.8220	-11546.1318
9-10	0	6.00	-6552.6912	-6166.7174
10-11	0	6.00	-6807.8753	-7835.0070

Fuente: elaboración propia.

Tabla LIII. **Momentos últimos por CS en columnas, marco 2**

COLUMNA	ARRIBA	ABAJO
1-4	-2487.2604	751.2495
2-5	-5652.6274	-2332.0006
3-6	-3653.6239	143.2969
4-7	-5938.8789	-1353.5094
5-8	-10822.6314	-8119.8810
6-9	-8814.9550	-7056.1198
7-12	-7131.6050	-14868.4215
8-13	-11095.7258	-16850.4819
9-14	-11040.7964	-16823.0172
10-15	-12970.6652	-17787.9516
11-16	-7835.0070	-15220.1225

Fuente: elaboración propia.

Tabla LIV. **Momentos últimos por CS en vigas, marco A**

VIGA	W (cm)	L (m)	Mu	
			IZQUIERDA	DERECHA
1.1-1	0	1.3	0	0
1-2	0	3.6	-4308.7465	-4041.1773
2-3	0	7.5	-1927.5383	-2043.7447
3-4	0	7.5	-2315.7556	-2471.5602
5.1-5	0	1.3	0	0
5-6	0	3.6	-9998.6169	-9768.0227
6-7	0	7.5	-4701.1959	-4824.42645
7-8	0	7.5	-5050.7017	-5153.7463
9.1-9	0	1.3	0	0
9-10	0	3.6	-17045.1062	-16177.1956
10-11	0	7.5	-7751.8173	-8155.1777
11-12	0	7.5	-9028.0497	-9497.5613

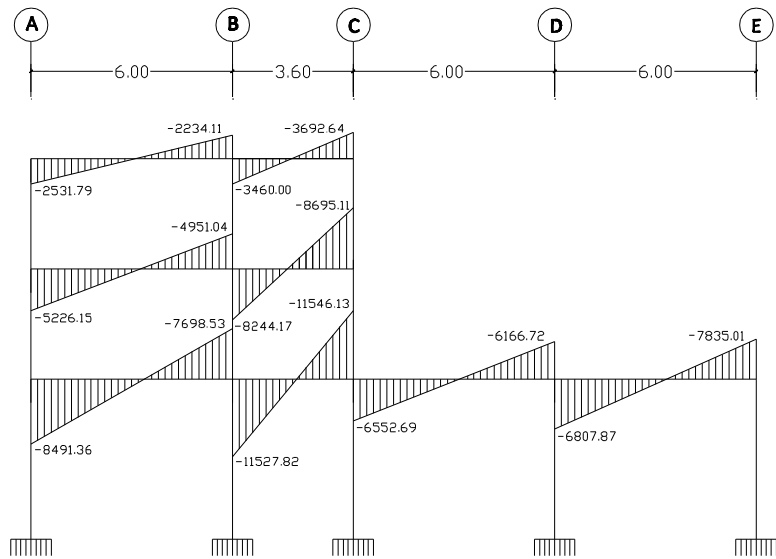
Fuente: elaboración propia.

Tabla LV. **Momentos últimos por CS en columnas, marco A**

COLUMNA	ARRIBA	ABAJO
1-5	-4230.3459	-119.1489
2-6	-5901.0363	-1709.1675
3-7	-4284.4754	-60.6784
4-8	-2399.6855	1584.2935
5-9	-9796.7107	-4208.4888
6-10	-12696.5650	-8498.8505
7-11	-9742.8302	-4271.7983
8-12	-6671.9174	464.8734
9-13	-12814.1531	-21770.6615
10-14	-15417.8848	-23072.5274
11-15	-12896.8821	-21812.0260
12-16	-9962.4347	-20344.8023

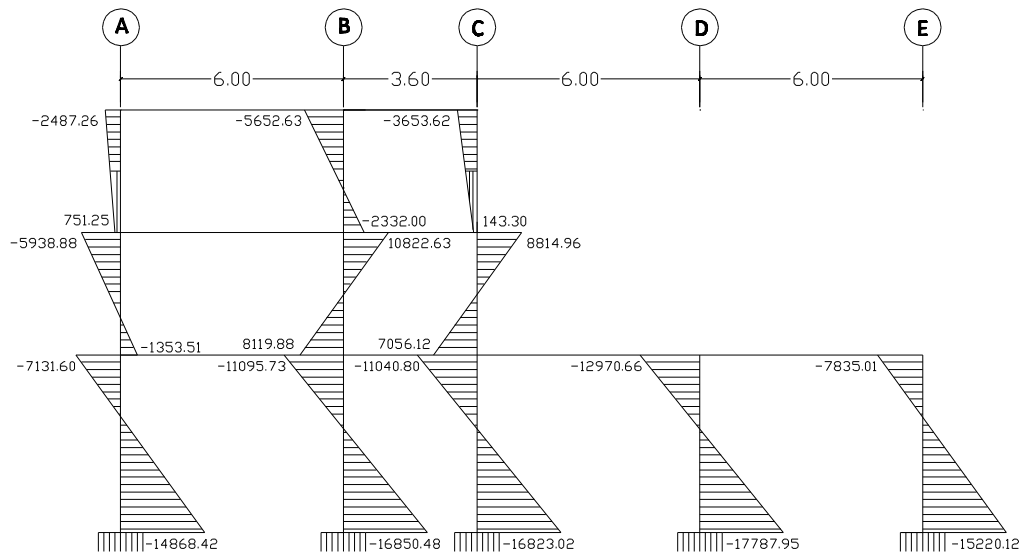
Fuente: elaboración propia.

Figura 50. Diagrama de momentos últimos por CS en vigas, marco 2



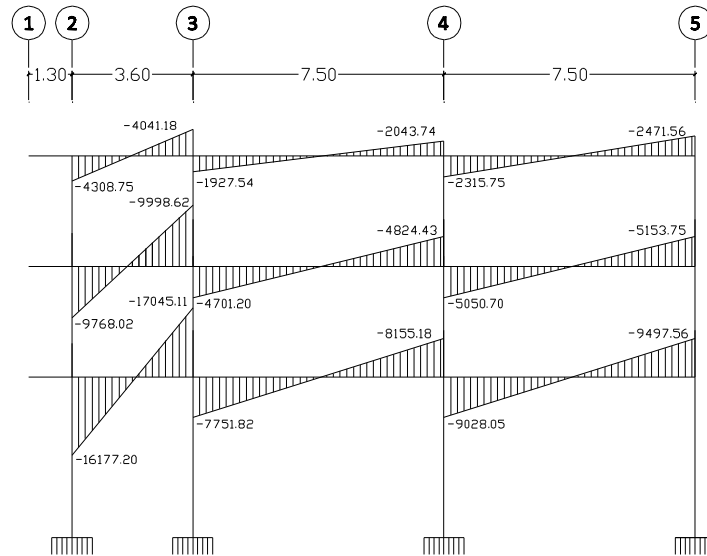
Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 51. Diagrama de momentos últimos por CS en columnas, marco 2



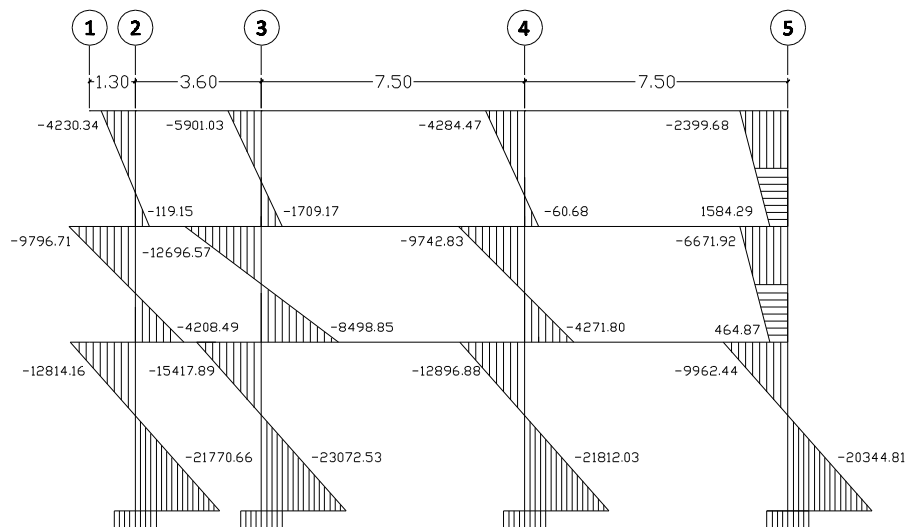
Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 52. Diagrama de momentos últimos por CS en vigas, marco A



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 53. Diagrama de momentos últimos por CS en columnas, marco A



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Al comparar los resultados en este análisis, el método de Cross y el método de Kani difieren en 1 y 2 % por lo que de aquí en adelante se analizará únicamente con el método de Kani ya que es el método que muestra los resultados más conservadores.

Momentos últimos por envolvente de momentos: el Código ACI 318-05, 9.2.1, establece las diferentes combinaciones para la envolvente de momentos. Para este análisis se han tomado en consideración los efectos producidos por carga muerta, carga viva y carga sísmica.

Para demostrar la envolvente de momentos se tomarán los marcos 2 sobre el eje X y el marco A sobre el eje Y.

Momentos últimos negativos en vigas y columnas:

$$M_{(-)} = 0.75(1.4M_{(-)CM} + 1.7M_{(-)CV}) \pm 1.0M_{CS}$$

Momentos últimos de inversión en vigas:

$$M_i = 0.9M_{(-)CM} \pm 1.0M_{(-)CS}$$

Momentos últimos positivos en vigas:

$$M_{(+)} = 1.4M_{(+ )CM} + 1.7M_{(+ )CV}$$

Cálculo de momentos últimos en vigas sobre el marco 2 sobre el eje X: debe usarse el resultado crítico de las diferentes combinaciones.

Tabla LVI. **Envolvente de momentos en vigas, marco 2**

VIGA	M cm(-)		M cm(+)	M cv(-)		M cv(+)	M cs(-)	
	Izquierda	Derecha		Izquierda	Derecha		Izquierda	Derecha
1-2	4094.376	-4732.000	2714.8120	758.867	-749.732	397.7007	-2531.793	-2234.107
2-3	2425.478	-919.032	631.3852	266.327	-256.263	95.1054	-3460.005	-3692.641
4-5	6692.434	-6892.167	3699.8995	3573.827	-3819.351	2063.4110	-5226.146	-4951.042
5-6	2434.419	-1012.175	794.1831	1691.122	-694.206	589.3356	-8244.168	-8695.106
7-8	6406.931	-6813.988	3881.7402	3533.485	-3753.138	2116.6880	-8491.356	-7698.531
8-9	2314.391	-1988.665	365.9519	1415.839	-1532.717	307.7218	-11527.822	-11546.132
9-10	4654.396	-5575.550	2704.2267	3431.868	-4105.900	1991.1159	-6552.691	-6166.717
10-11	5854.045	-3763.213	3010.5708	4312.015	-2772.302	2217.8416	-6807.875	-7835.007

VIGA	= 0.75(1.4Mcm + 1.7Mcv) + 1.0Mcs		= 0.75(1.4Mcm + 1.7Mcv) - 1.0Mcs		Momentos críticos M (-)		M (+) = 1.4Mcm + 1.7Mcv
	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	
	1-2	2734.857	-8158.615	7798.443	-3690.401	7798.443	
2-3	-573.687	-4984.359	6346.323	2400.923	6346.323	-4984.359	1045.618
4-5	6357.538	-17057.491	16809.830	-7155.407	16809.830	-17057.491	8687.658
5-6	-3531.848	-10643.003	12956.488	6747.208	12956.488	-10643.003	2113.727
7-8	2741.116	-19638.471	19723.828	-4241.408	19723.828	-19638.471	9032.806
8-9	-7292.516	-15588.445	15763.128	7503.819	15763.128	-15588.445	1035.460
9-10	2710.056	-17256.068	15815.439	-4922.633	15815.439	-17256.068	7170.814
10-11	4836.690	-15321.066	18452.441	348.948	18452.441	-15321.066	7985.130

Fuente: elaboración propia.

Tabla LVII. **Envolvente de momentos en columnas, marco 2**

COLUMNA	M cm		M cv		M cs	
	Arriba	Abajo	Arriba	Abajo	Arriba	Abajo
1-4	-4094.376	-3333.307	-758.867	-1384.880	-2487.260	751.25
2-5	2306.522	2076.227	483.405	800.740	-5652.627	-2332.00
3-6	919.032	1088.088	256.263	656.638	-3653.624	143.30
4-7	-3359.127	-4146.016	-2188.947	-2367.001	-5938.879	-1353.51
5-8	2381.521	2917.110	1327.489	1536.903	-10822.63	-8119.88
6-9	-75.913	-1408.969	37.568	-981.878	-8814.955	-7056.12
7-12	-2260.915	-1130.458	-1166.484	-583.242	-7131.60	-14868.42
8-13	1582.487	791.243	800.396	400.198	-11095.73	-16850.48
9-14	-1256.762	-628.381	-917.273	-458.637	-11040.80	-16823.02
10-15	-278.495	-139.247	-206.114	-103.057	-12970.66	-17787.95
11-16	3763.213	1881.609	2772.302	1386.151	-7835.01	-15220.12

Continuación de la tabla LVII.

COLUMNA	$= 0.75(1.4M_{cm} + 1.7M_{cv} + 1.0M_{cs})$		$= 0.75(1.4M_{cm} + 1.7M_{cv}) - 1.0M_{cs}$		Momentos críticos	
	Arriba	Abajo	Arriba	Abajo	Arriba	Abajo
1-4	-7753.9105	-4514.4441	-2779.3898	-6016.9432	-7753.9105	-6016.9432
2-5	-2614.4377	868.9815	8690.8170	5532.9829	8690.8170	5532.9829
3-6	-2361.9058	2123.0029	4945.3420	1836.4092	4945.3420	2123.0029
4-7	-12256.8695	-8724.7534	-379.1117	-6017.7346	-12256.8695	-8724.7534
5-8	-6629.4852	-3097.3632	15015.7777	13142.3988	15015.7777	13142.3988
6-9	-8846.7638	-9787.4314	8783.1462	4324.8083	-8846.7638	-9787.4314
7-12	-10992.8330	-16799.0355	3270.3770	12937.8075	-10992.8330	-16799.0355
8-13	-8413.6098	-15509.4239	13777.8417	18191.5399	13777.8417	18191.5399
9-14	-13529.9196	-18067.5788	8551.6732	15578.4556	-13529.9196	-18067.5788
10-15	-13525.8804	-18065.5592	12415.4501	17510.3441	-13525.8804	-18065.5592
11-16	-348.9477	-11477.0929	15321.0663	18963.1522	15321.0663	18963.1522

Fuente: elaboración propia.

Tabla LVIII. **Envoltente de momentos en vigas, marco A**

VIGA	$= 0.75(1.4M_{cm} + 1.7M_{cv}) + 1.0M_{cs}$		$= 0.75(1.4M_{cm} + 1.7M_{cv}) - 1.0M_{cs}$		Momentos críticos		M (+) $= 1.4M_{cm} + 1.7M_{cv}$
	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	M (-)		
					Izquierda	Derecha	
1.1-1	0.0000	-63.8820	0.0000	-63.8820	0	-63.882	85.1760
1-2	4723.7865	1736.2558	-3893.7050	-6346.0975	4723.78654	-6346.09745	332.8683
2-3	8525.5686	-5459.7476	4670.4927	-9547.2363	8525.56856	-9547.23627	4976.4850
3-4	9934.7950	-3817.8462	5303.2845	-8760.9658	9934.79501	-8760.96575	5105.2028
5.1-5	0.0000	-151.7198	0.0000	-151.7198	0	-151.71975	202.2930
5-6	11328.7806	5831.7496	-8668.4533	-13704.295	11328.7806	-13704.295	1096.3224
6-7	18915.2771	-10488.4461	9512.8853	-20137.299	18915.2771	-20137.299	10209.4267
7-8	20469.9817	-8850.0549	10368.5783	-19157.547	20469.9817	-19157.5475	10278.6750
9.1-9	0.0000	-151.7198	0.0000	-151.7198	0	-151.71975	202.2930
9-10	18109.7984	11674.4768	-15980.418	-20679.918	18109.7984	-20679.9185	895.6727
10-11	21675.7237	-7321.6825	6172.0872	-23632.040	21675.7237	-23632.04	10293.5514
11-12	24689.8144	-3983.4700	6633.7126	-22978.595	24689.8144	-22978.595	10465.5318

Fuente: elaboración propia.



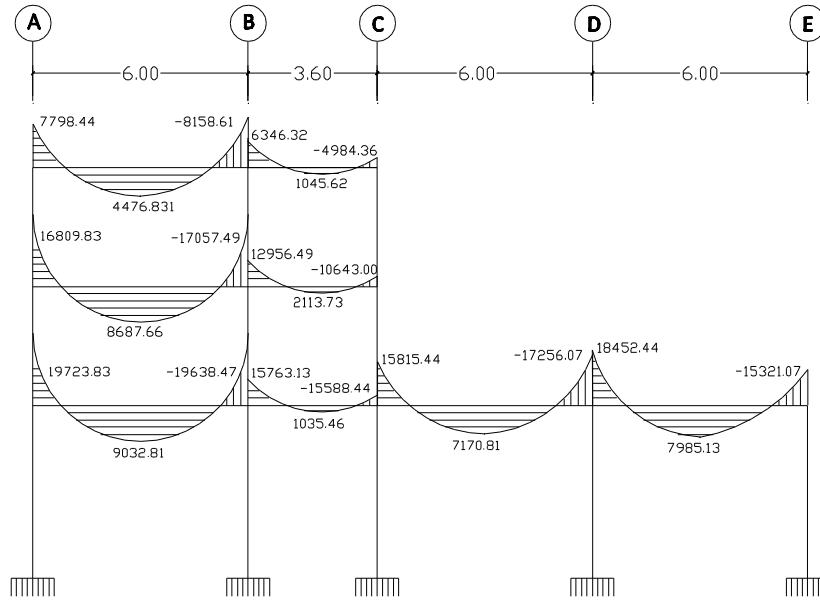
Tabla LIX. **Envolvente de momentos en columnas, marco A**

COLUMNA	M cm		M cv		M cs	
	Arriba	Abajo	Arriba	Abajo	Arriba	Abajo
1-5	-259.973	-388.075	-61.323	-87.055	-4230.345	-119.148
2-6	-3277.834	-3002.447	-667.752	-1171.858	-5901.035	-1709.166
3-7	-109.610	-40.737	-0.358	-9.505	-4284.475	-60.677
4-8	4989.893	4217.942	823.543	1513.710	-2399.685	1584.294
5-9	-496.875	-477.572	-108.433	-104.079	-9796.712	-4208.488
6-10	-3196.219	-3665.380	-1784.384	-1892.803	-12696.566	-8498.851
7-11	-20.238	-68.612	-23.737	-28.821	-9742.831	-4271.798
8-12	4387.082	5328.174	2383.172	2562.469	-6671.918	464.874
9-13	-210.040	-105.020	-45.707	-22.854	-12814.156	-21770.665
10-14	-1894.997	-947.499	-917.227	-458.613	-15417.888	-23072.531
11-15	-53.619	-26.809	-15.540	-7.770	-12896.885	-21812.030
12-16	2873.413	1436.707	1256.642	628.321	-9962.437	-20344.806

COLUMNA	= 0.75(1.4Mcm + 1.7 Mcv) + 1.0Mcs		= 0.75(1.4Mcm + 1.7 Mcv) - 1.0Mcs		Momentos críticos	
	Arriba	Abajo	Arriba	Abajo	Arriba	Abajo
1-5	-4581.504	-637.621	3879.186	-399.326	-4581.504	-637.621
2-6	-10194.145	-6355.855	1607.926	-2937.522	-10194.145	-6355.855
3-7	-4400.022	-115.570	4168.927	5.784	-4400.022	-115.570
4-8	3889.721	7943.114	8689.091	4774.525	8689.091	7943.114
5-9	-10456.682	-4842.640	9136.742	3574.337	-10456.682	-4842.640
6-10	-18327.686	-14760.823	7065.446	2236.878	-18327.686	-14760.823
7-11	-9794.346	-4380.587	9691.317	4163.009	-9794.346	-4380.587
8-12	973.063	9326.604	14316.900	8396.855	14316.900	9326.604
9-13	-13092.975	-21910.075	12535.337	21631.256	-13092.975	-21910.075
10-14	-18577.100	-24652.137	12258.676	21492.925	-18577.100	-24652.137
11-15	-12972.998	-21850.086	12820.772	21773.973	-12972.998	-21850.086
12-16	-5343.134	-18035.155	14581.740	22654.457	14581.739	22654.457

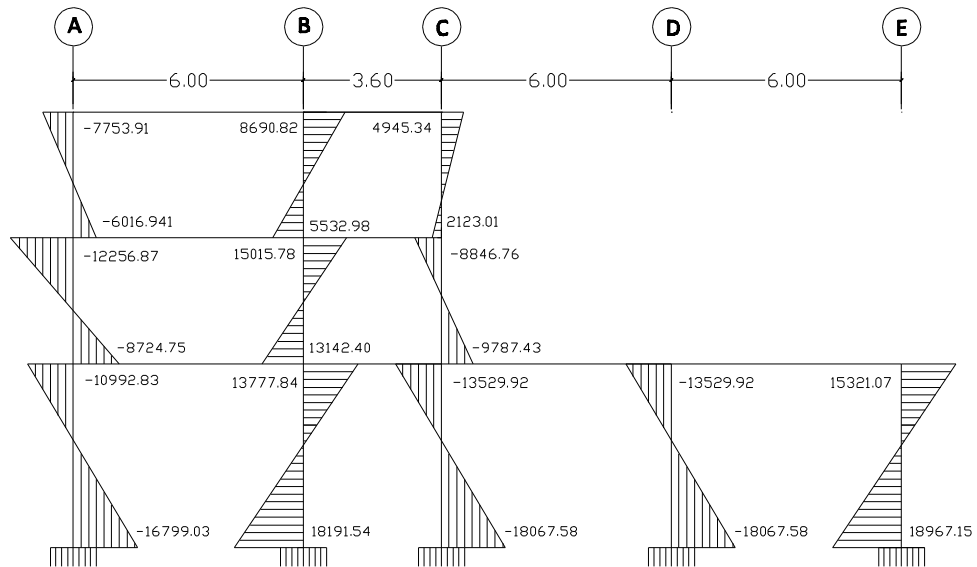
Fuente: elaboración propia.

Figura 54. Diagrama de envolvente de momentos en vigas, marco 2



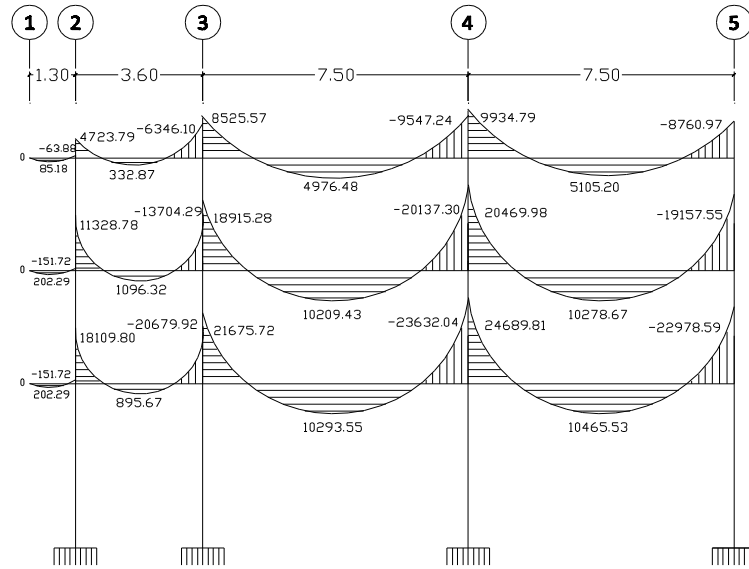
Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 55. Diagrama de envolvente de momentos en columnas, marco 2



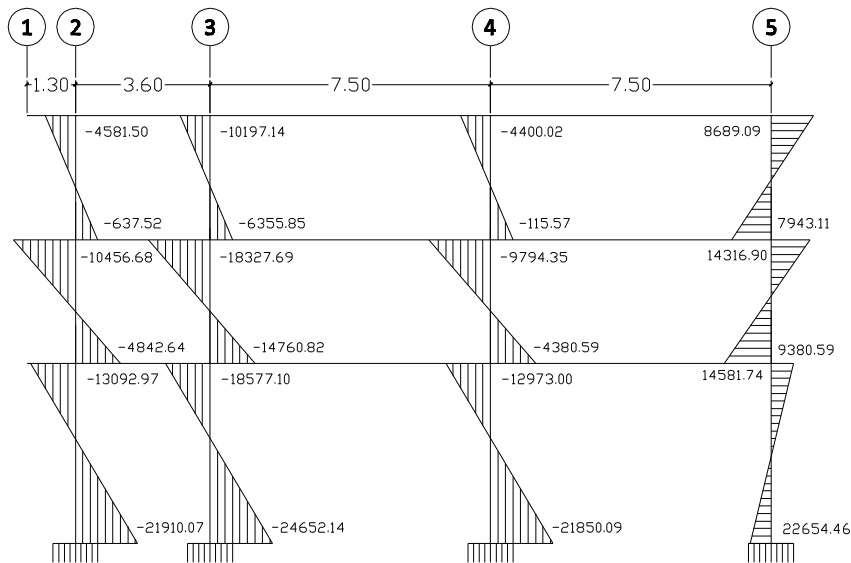
Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 56. Diagrama de envolvente de momentos en vigas, marco A



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 57. Diagrama de envolvente de momentos en columnas, marco A



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Diagramas de cortes últimos en marcos rígidos:

Los cortes que se producen en los marcos se calculan con las siguientes ecuaciones:

Corte en vigas:

$$V_V = 0.75 \left[ \frac{1.4(W_{CM})L_V}{2} + \frac{1.7(W_{CV})L_V}{2} + \frac{1.87(\sum M_{CS})}{L_V} \right]$$

Donde:

$W_{CM}$  = carga muerta uniformemente distribuida sobre la viga

$W_{CV}$  = carga viva uniformemente distribuida sobre la viga

$M_{CS}$  = momentos producidos en los extremos de la viga por la carga sísmica

$L_V$  = longitud de la viga (a ejes)

A continuación se presenta los cortes para los marcos analizados.

Tabla LX. **Cortes últimos en vigas, marco 2**

Viga	L	WCM	WCV	M cs(-)		Vv
				Izquierda	Derecha	
V 1-2	6.00	1584	256	-2531.7932	-2234.1072	7082.8292
V 2-3	3.60	1422	220	-3460.0048	-3692.6410	5979.0316
V 4-5	6.00	2331.6	1280	-5226.1460	-4951.0421	14619.4577
V 5-6	3.60	1554	1100	-8244.1680	-8695.1056	12060.8187
V 7-8	6.00	2331.6	1280	-8491.3556	-7698.5315	16024.9261
V 8-9	3.60	1554	1100	-11527.8220	-11546.1318	14450.7879
V 9-10	6.00	1737.6	1280	-6552.6912	-6166.7174	13342.6018
V10-11	6.00	1737.6	1280	-6807.8753	-7835.0070	13792.2137

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXI. Cortes últimos en vigas, marco A

Viga	L	WCM	WCV	M cs(-)		Vv
				Izquierda	Derecha	
V 1.1-1	1.30	432	0	0	0	294.84
V 1-2	3.60	837	90	4308.7458	4041.1766	5041.4706
V 2-3	7.50	1242	180	1927.5379	2043.7443	6493.6298
V 3-4	7.50	1242	180	2315.7552	2471.5598	6646.2279
V 5.1-5	1.30	1026	0	0	0	700.2450
V 5-6	3.60	1485	450	9998.6169	9768.0223	11540.1532
V 6-7	7.50	1944	900	4701.1959	4824.4265	13738.9164
V 7-8	7.50	1944	900	5050.7017	5153.7463	13865.8568
V 9.1-9	1.30	1026	0	0	0	700.2450
V 9-10	3.60	1485	450	17045.1083	16177.1977	16782.2567
V 10-11	7.50	1944	900	7751.81825	8155.1787	14932.2334
V 11-12	7.50	1944	900	9028.0509	9497.5625	15421.9147

Fuente: elaboración propia.

Corte en columnas:

$$V_C = \frac{\sum M_u}{L_C}$$

Donde:

$M_u$  = momentos últimos en columnas

$L_C$  = longitud de la columna (a ejes)

Tabla LXII. **Cortes últimos en columnas, marco 2**

Columna	Lc	M cs		Vc
		Arriba	Abajo	
C 1- 4	3.30	-2487.2604	751.2495	-526.0639
C 2- 5	3.30	-5652.6274	-2332.0006	-2419.5842
C 3- 6	3.30	-3653.6239	143.2968	-1063.7355
C 4- 7	3.30	-5938.8789	-1353.5094	-2209.8146
C 5- 8	3.30	-10822.6314	-8119.8810	-5740.1553
C 6- 9	3.30	-8814.9550	-7056.1198	-4809.4166
C 7-12	4.80	-7131.6050	-14868.4215	-4583.3389
C 8-13	4.80	-11095.7258	-16850.4819	-5822.1266
C 9-14	4.80	-11040.7964	-16823.0172	-5804.9612
C 10-15	4.80	-12970.6652	-17787.9516	-6408.0452
C 11-16	4.80	-7835.0070	-15220.1225	-4803.1520

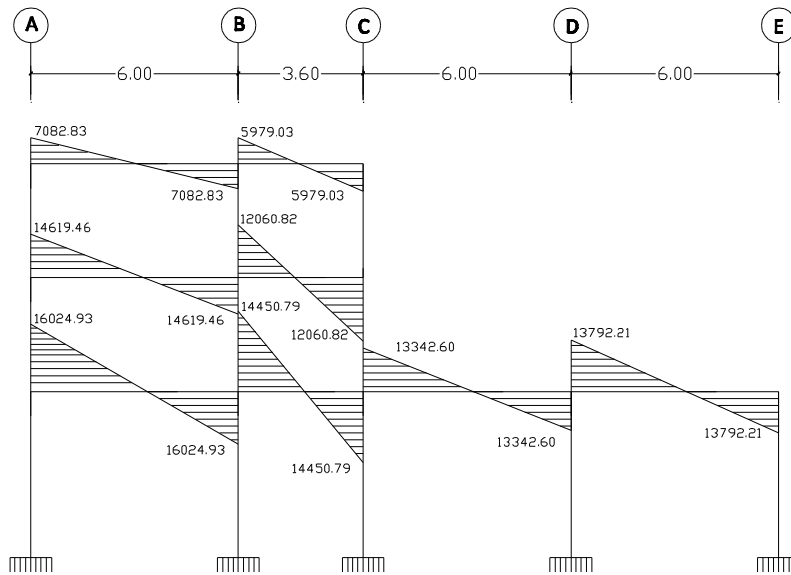
Fuente: elaboración propia.

Tabla LXIII. **Cortes últimos en columnas, marco A**

Columna	Lc	M cs		Vc
		Arriba	Abajo	
C 1-5	3.30	-4230.3453	-119.1477	-1318.0282
C 2-6	3.30	-5901.0354	-1709.1661	-2306.1217
C 3-7	3.30	-4284.4747	-60.6771	-1316.7129
C 4-8	3.30	-2399.6851	1584.2945	-247.0881
C 5-9	3.30	-9796.7120	-4208.4884	-4244.0001
C 6-10	3.30	-12696.5664	-8498.8505	-6422.8536
C 7-11	3.30	-9742.8315	-4271.7979	-4246.8574
C 8-12	3.30	-6671.9184	464.8744	-1880.9224
C 9-13	4.80	-12814.1558	-21770.6653	-7205.1710
C 10-14	4.80	-15417.8878	-23072.5313	-8018.8373
C 11-15	4.80	-12896.8847	-21812.0298	-7231.0239
C 12-16	4.80	-9962.4369	-20344.8059	-6314.0089

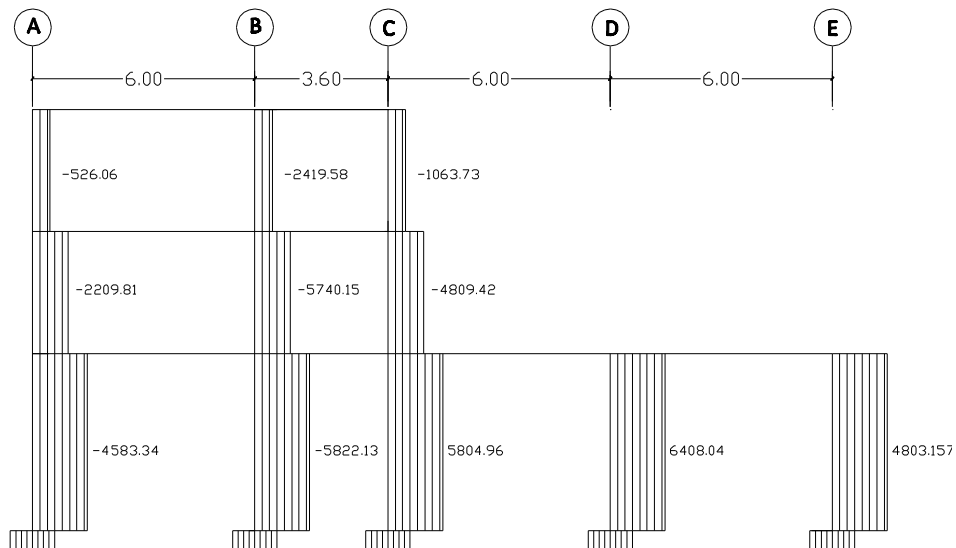
Fuente: elaboración propia.

Figura 58. Diagrama de cortes últimos en vigas, marco 2



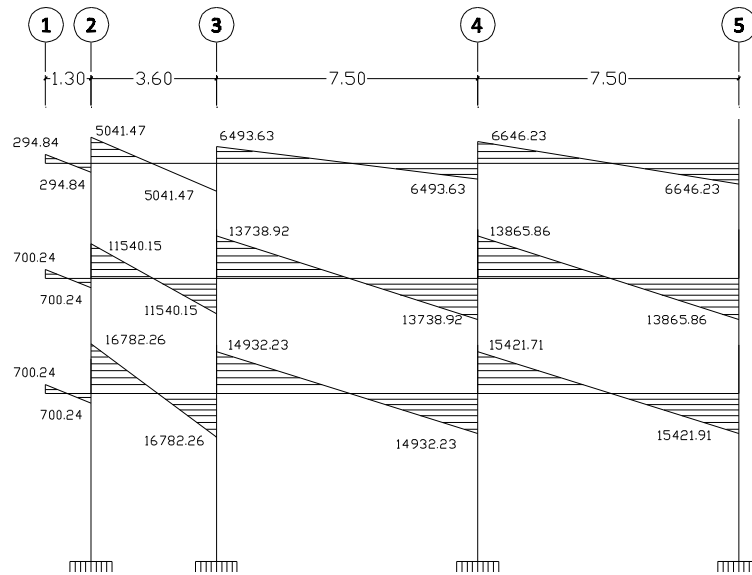
Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 59. Diagrama de cortes últimos en columnas, marco 2



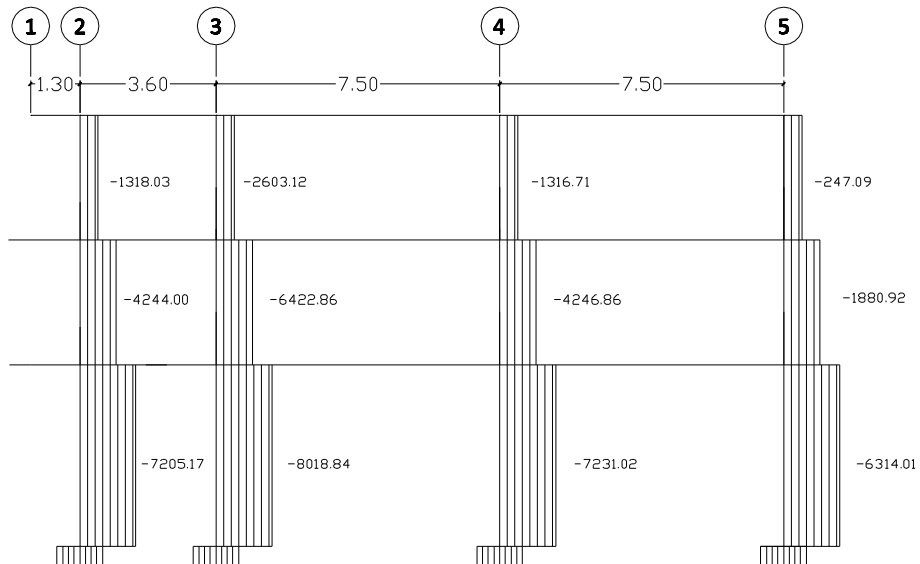
Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 60. Diagrama de cortes últimos en vigas, marco A



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 61. Diagrama de cortes últimos en columnas, marco A



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.



#### **2.1.4.5. Dimensionamiento**

Las dimensiones de los elementos estructurales serán usadas los calculados anteriormente en el predimensionamiento estructural.

#### **2.1.4.6. Software (ETABS)**

Se hizo un análisis con un programa de computadora llamado ETABS, y después de compararlo con los métodos manuales, se llegó a la determinación que entre los métodos existe una diferencia promedio de 7 %, mostrando resultados más conservadores el método manual, por lo que se diseñó por el método de Kani.

### **2.1.5. Diseño estructural**

En el diseño estructural de los elementos se persigue determinar la cantidad necesaria de acero de refuerzo para que estos puedan soportar las condiciones más críticas de combinación de momentos, esto con el fin de proporcionar una estructura funcional y segura, los diseños de los respectivos elementos se presentan a continuación.

#### **2.1.5.1. Losas**

Para el diseño de losas en dos direcciones, se utilizó el método 3 del ACI 1963.

Especificaciones:

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 281 \text{ Kg/cm}^2$$

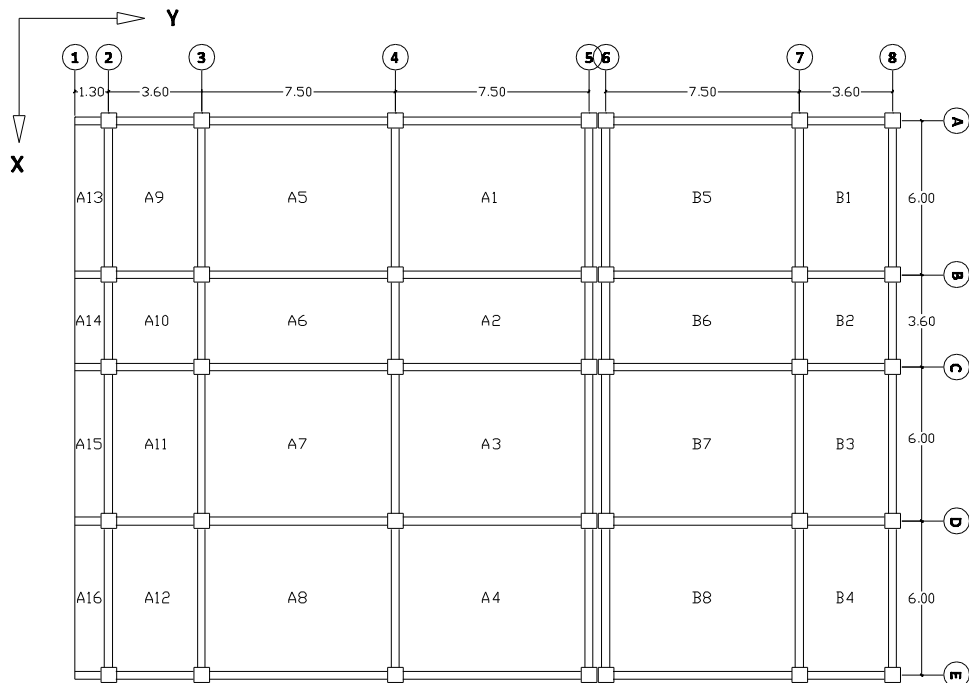
Espesores de losa: fueron calculados en el pre dimensionamiento de losas,  $t_{losa} = 0.15 \text{ m}$ .

El ACI establece lo siguiente respecto a los espesores de losa:

- Si  $t < 0.09 \text{ m}$                       diseñar como cascarones
- Si  $0.09 \leq t \leq 0.15 \text{ m}$             diseñar como losas planas
- Si  $t > 0.15$                               diseñar como losas reticulares o nervadas

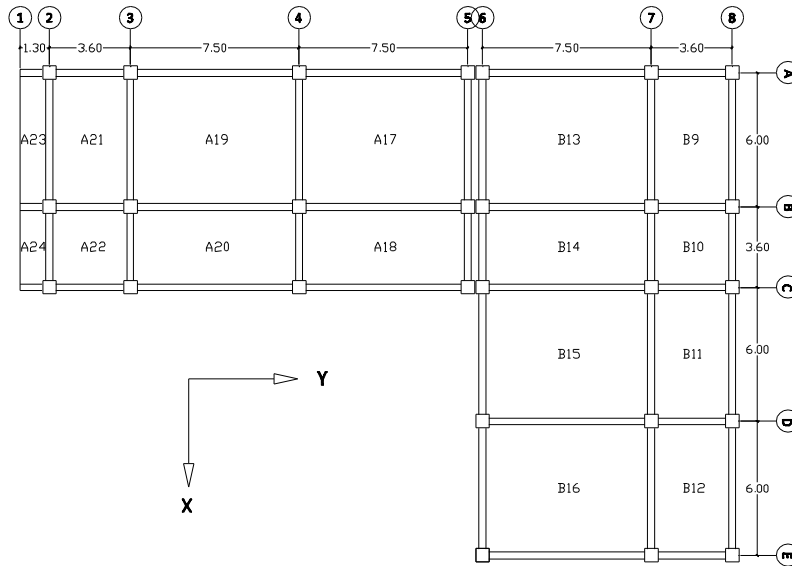
Diseño de losas macizas:

Figura 62.            **Distribución de losas, primer nivel**



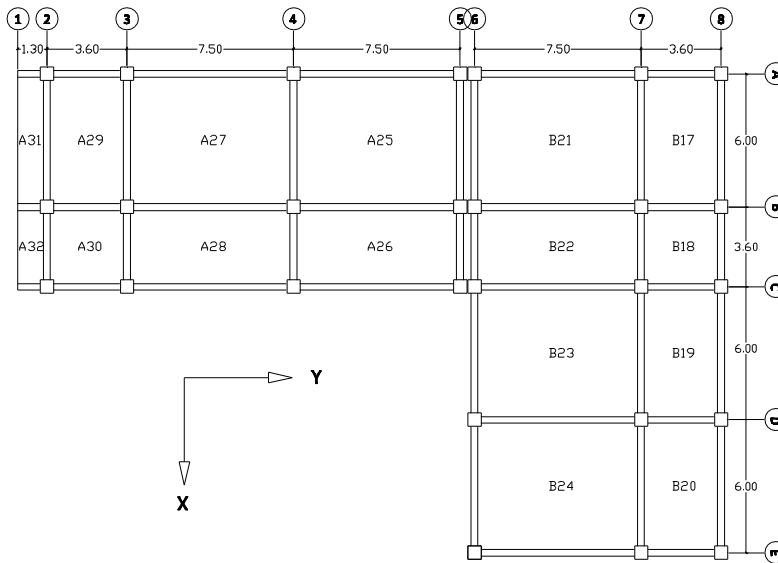
Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 63. Distribución de losas, segundo nivel



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 64. Distribución de losas, tercer nivel



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Carga de diseño para losas:

Primer nivel:

$$CM = 510 \text{ kg/m}^2 \qquad CM_u = 1.4CM = 1.4(510 \text{ kg/m}^2) = 714 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 500 \text{ kg/m}^2 \qquad CM_u = 1.7CV = 1.7(500 \text{ kg/m}^2) = 850 \text{ kg/m}^2$$

$$C_u = 1.4CM + 1.7CV$$

$$C_u = 714 \text{ kg/m}^2 + 850 \text{ kg/m}^2 = 1564 \text{ kg/m}^2$$

Segundo nivel:

$$CM = 510 \text{ kg/m}^2 \qquad CM_u = 1.4CM = 1.4(510 \text{ kg/m}^2) = 714 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 500 \text{ kg/m}^2 \qquad CM_u = 1.7CV = 1.7(500 \text{ kg/m}^2) = 850 \text{ kg/m}^2$$

$$C_u = 1.4CM + 1.7CV$$

$$C_u = 714 \text{ kg/m}^2 + 850 \text{ kg/m}^2 = 1564 \text{ kg/m}^2$$

Tercer nivel:

$$CM = 450 \text{ kg/m}^2 \qquad CM_u = 1.4CM = 1.4(450 \text{ kg/m}^2) = 630 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 100 \text{ kg/m}^2 \qquad CM_u = 1.7CV = 1.7(100 \text{ kg/m}^2) = 170 \text{ kg/m}^2$$

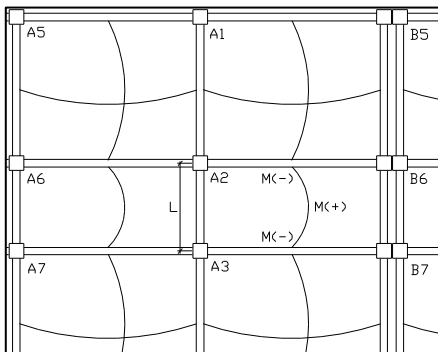
$$C_u = 1.4CM + 1.7CV$$

$$C_u = 630 \text{ kg/m}^2 + 170 \text{ kg/m}^2 = 800 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de momentos para losas en una dirección: la trabajabilidad de las losas fue definida en el pre dimensionamiento. Según el Código ACI 8.3, los momentos actuantes en losas en una dirección resultan de las ecuaciones siguientes:

Como muestra se presenta los momentos actuantes en losa A2, losa en una dirección continua en ambos extremos, sobre el primer nivel.

Figura 65. Losa A2 en una dirección



Momentos negativos:

$$M_{(-)A2-A1} = \frac{C_u * (L_{losa})^2}{11}$$

Momento positivo:

$$M_{(+)A2} = \frac{C_u * (L_{losa})^2}{16}$$

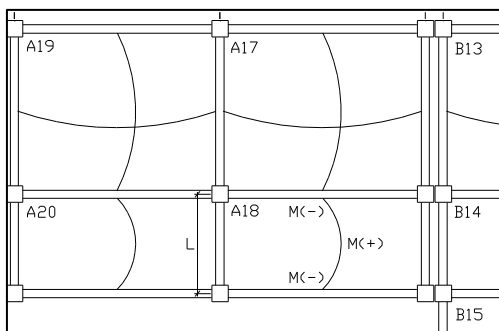
Momentos negativos:

$$M_{(-)A2-A3} = \frac{C_u * (L_{losa})^2}{11}$$

Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Como muestra se presenta los momentos actuantes en losa A18, losa en una dirección a dos tramos, sobre el segundo nivel.

Figura 66. Losa A18 en una dirección



Momentos negativos:

$$M_{(-)A18-A17} = \frac{C_u * (L_{losa})^2}{9}$$

Momento positivo:

$$M_{(+)A18} = \frac{C_u * (L_{losa})^2}{14}$$

Momentos negativos:

$$M_{(-)A18} = \frac{C_u * (L_{losa})^2}{24}$$

Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Para el análisis de momentos se toma una franja unitaria de 1.00 m de ancho, por lo tanto:

$$C_u = 1564 \text{ kg/m}^2 * 1.0 \text{ m} = 1564 \text{ kg/m}$$

Momentos últimos en losa A2:

$$M_{(-)A2-A1} = \frac{C_u * L^2}{11} = \frac{1564 \text{ kg/m} * (3.60 \text{ m})^2}{11} = 1842.68 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{(+)A2} = \frac{C_u * L^2}{16} = \frac{1564 \text{ kg/m} * (3.60 \text{ m})^2}{16} = 1266.84 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{(-)A2-A3} = \frac{C_u * L^2}{24} = \frac{1564 \text{ kg/m} * (3.60 \text{ m})^2}{24} = 844.56 \text{ kg} - \text{m}$$

El mismo procedimiento se realizó para las losas A6, B6, B14 Y B22.

Momentos últimos en losa A18:

$$M_{(-)A18-A17} = \frac{C_u * L^2}{9} = \frac{1564 \text{ kg/m} * (3.60 \text{ m})^2}{9} = 2252.16 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{(+)A18} = \frac{C_u * L^2}{14} = \frac{1564 \text{ kg/m} * (3.60 \text{ m})^2}{14} = 1447.82 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{(-)A18} = \frac{C_u * L^2}{24} = \frac{1564 \text{ kg/m} * (3.60 \text{ m})^2}{24} = 844.56 \text{ kg} - \text{m}$$

El mismo procedimiento se realizó para las losas A20, A26 Y A28.

Cálculo de momentos para losas en dos direcciones: la trabajabilidad de las losas fue definida en el predimensionamiento. El análisis se hace con base en el método 3 del ACI de 1963.

Para el cálculo de los momentos negativos actuantes se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$M_{a(-)} = C_a C_u l_a^2$$

$$M_{b(-)} = C_b C_u l_b^2$$

Donde:

$M_{a(-)}$  = momento actuante en la dirección a

$M_{b(-)}$  = momento actuante en la dirección b

$C_{a,b}$  = coeficientes de momentos, método 3 ACI

$C_u$  = carga última

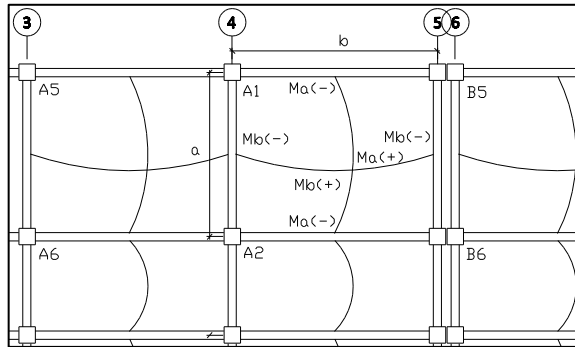
$l_{a,b}$  = longitud de la losa en el sentido analizado

Para el cálculo de los momentos positivos actuantes se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$M_{a(+)} = C_a * 1.4CM * l_a^2 + C_a * 1.7CV * l_a^2$$

$$M_{b(+)} = C_b * 1.4CM * l_b^2 + C_b * 1.7CV * l_b^2$$

Figura 67. Momentos últimos en losa A1



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Relación m:

$$m = \frac{a}{b} = \frac{6}{7.5} = 0.8, \text{ caso 4}$$

Coeficientes (ver tabla método 3 ACI en apéndice):

$$C_a = 0.071$$

$$C_{aCM} = 0.039$$

$$C_{aCV} = 0.048$$

$$C_b = 0.029$$

$$C_{bCM} = 0.016$$

$$C_{bCV} = 0.020$$

$$M_{a(-)} = 0.071 * 1564 * 6^2 = 3997.58 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{b(-)} = 0.029 * 1564 * 7.5^2 = 2551.27 \text{ kg} - \text{m}$$

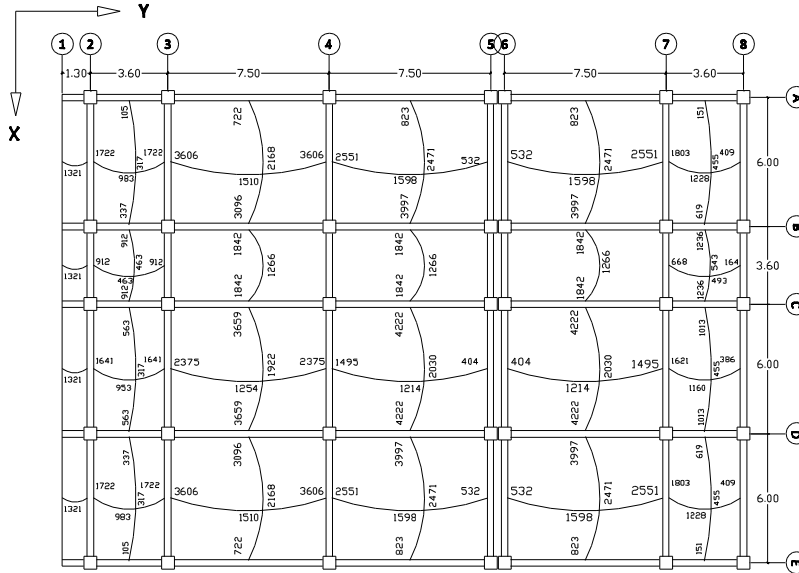
$$M_{a(+)} = 0.048 * 850 * 6^2 + 0.039 * 714 * 6^2 = 2471.26 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{b(+)} = 0.020 * 850 * 7.5^2 + 0.016 * 714 * 7.5^2 = 1598.85 \text{ kg} - \text{m}$$

Después de calcular los momentos actuantes en cada losa, el diagrama de momentos actuantes en losas es el siguiente:

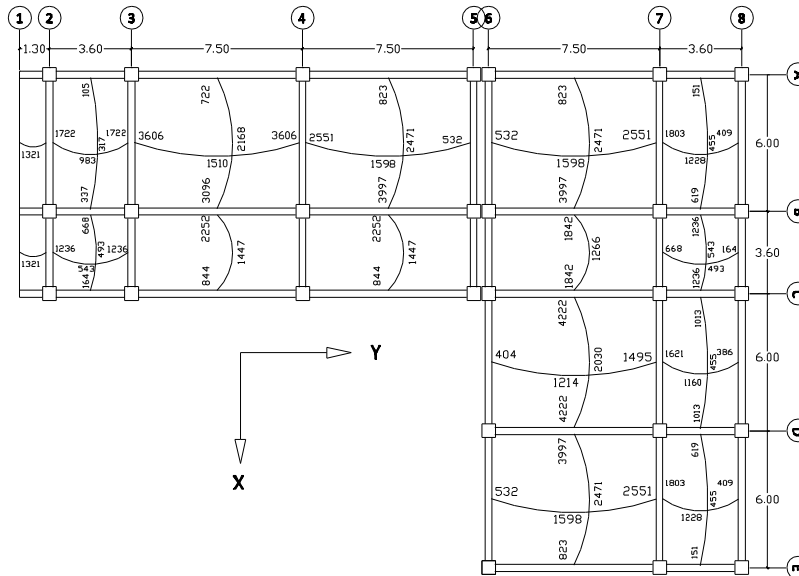


Figura 68. Momentos últimos, primer nivel



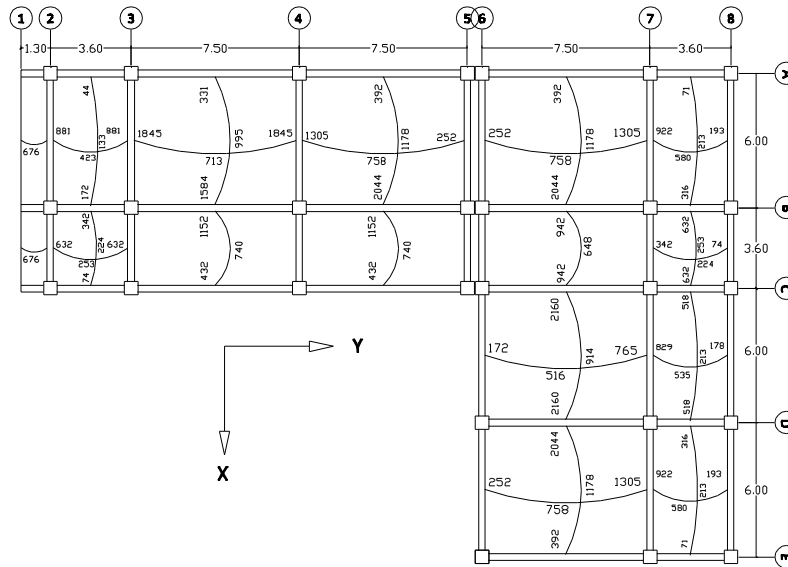
Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 69. Momentos últimos, segundo nivel



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 70. Momentos últimos, tercer nivel



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

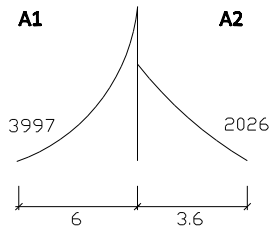
Balance de momentos:

Cuando dos losas compartan un lado en común y, en el mismo ambas presentan diferencia de momentos actuantes, deben balancearse aplicando el siguiente criterio:

Si  $0.8 \cdot M_{\text{mayor}} \leq M_{\text{menor}}$ , entonces 
$$M_B = \frac{M_{\text{mayor}} + M_{\text{menor}}}{2}$$

Si  $0.8 \cdot M_{\text{mayor}} > M_{\text{menor}}$ , entonces  $M_B = \text{proporcional a su rigidez}$

Figura 71. **Balance de momentos en losas A1 y A2**



$$0.8 * 3997 = 3198 > 2026$$

Balancear proporcionalmente a su rigidez

Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Calculo de rigideces:

$$k_1 = \frac{1}{L_{losaA1}} = \frac{1}{6} = 0.1667$$

$$k_2 = \frac{1}{L_{losaA2}} = \frac{1}{3.6} = 0.2778$$

Factor de distribución

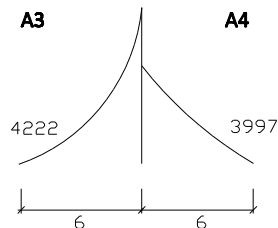
$$D_1 = \frac{k_1}{k_1+k_2} = \frac{0.1667}{0.1667+0.2778} = 0.37$$

$$D_2 = \frac{k_2}{k_1+k_2} = \frac{0.2778}{0.1667+0.2778} = 0.62$$

$$M_{B1} = 3997 - [(3997 - 1842) * 0.37] \cong 3189 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{B2} = 1842 + [(3997 - 1842) * 0.62] \cong 3189 \text{ kg} - \text{m}$$

Figura 72. **Balance de momentos en losas A3 y A4**



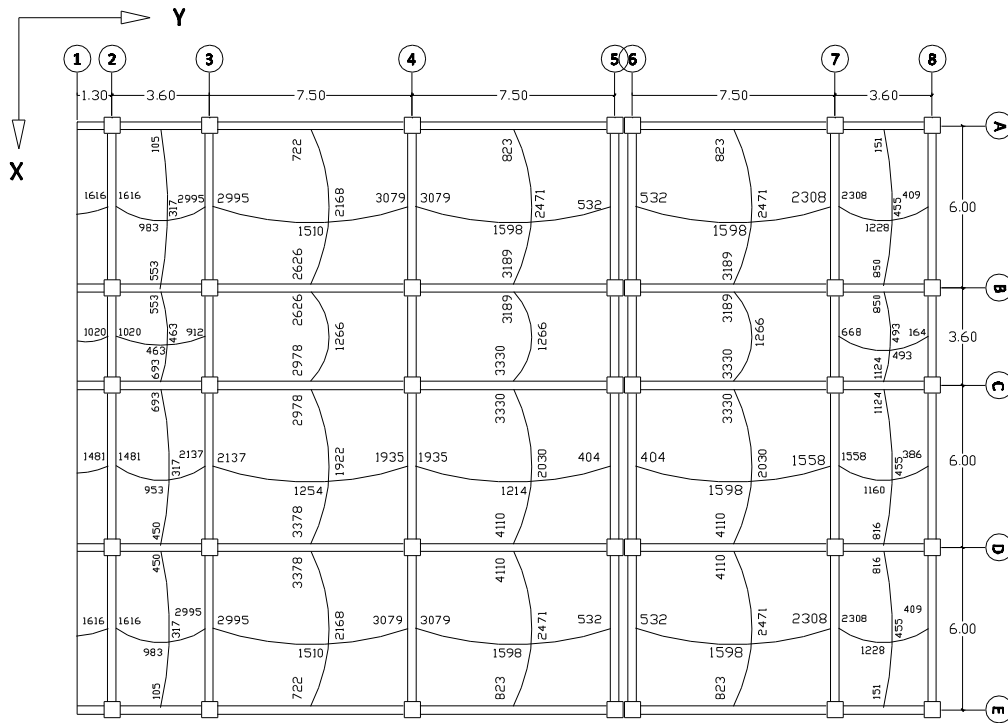
$$0.8 * 4222 = 3378 > 3997$$

Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

$$M_B = \frac{4222 + 3997}{2} \cong 4110$$

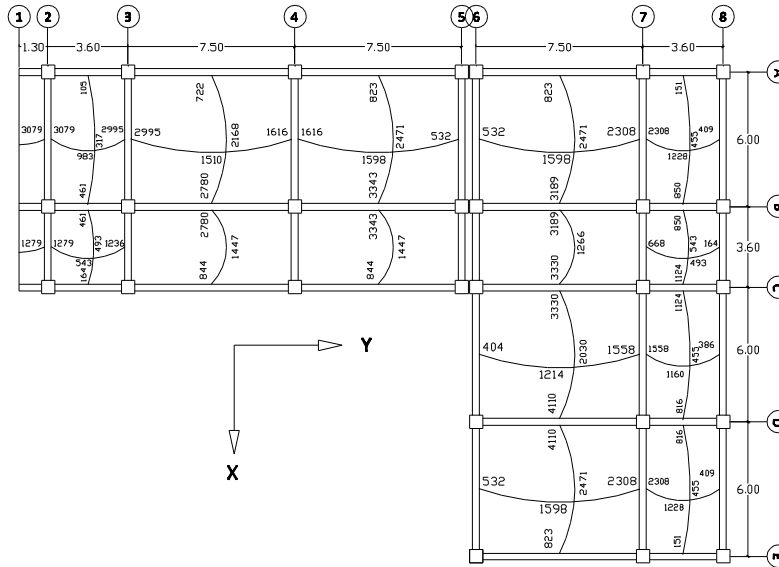
Después de balancear los momentos actuantes en cada losa, el diagrama de momentos en losas es el siguiente:

Figura 73. Momentos últimos balanceados, primer nivel



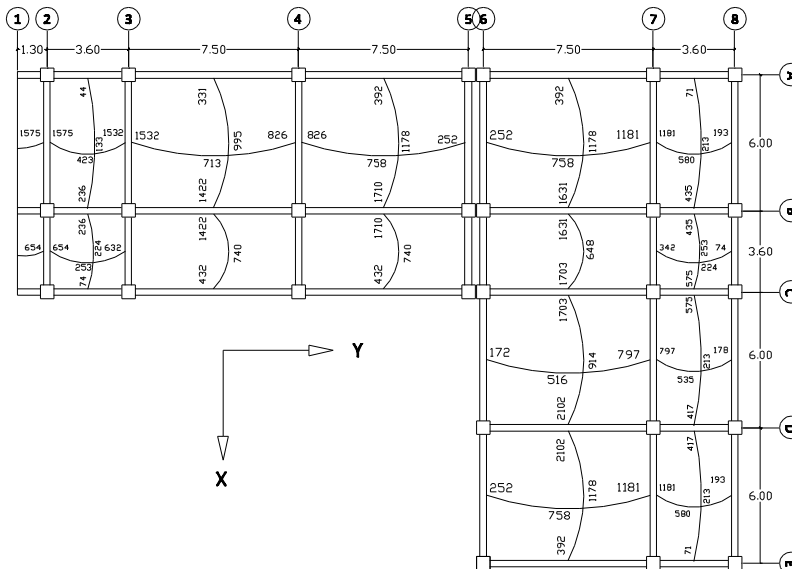
Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 74. **Momentos últimos balanceados, segundo nivel**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Figura 75. **Momentos últimos balanceados, tercer nivel**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Cálculo del área de acero para el refuerzo a flexión:

Datos:

$$h_{\text{losa}} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{rec} = 2.0 \text{ cm, según ACI 7.7.1}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

Cuantía de acero:

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{f_y}, \quad \text{según Código ACI 318-05, 10.5.1}$$

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.00335714$$

$$\rho_{\max} = 0.5\rho_b, \quad \text{para zona sísmica}$$

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left[ \frac{6120}{6120+f_y} \right], \quad \text{según Código ACI 318-05, apéndice F}$$

Para concretos menores a  $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$ , usar  $\beta_1 = 0.85$ , según Código ACI 318-05, 10.2.7.3.

$$\rho_{\max} = 0.50 \left[ 0.85 * 0.85 * \frac{281 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \left[ \frac{6120}{6120+4200 \text{ kg/cm}^2} \right] \right] = 0.014$$

Franja unitaria 100 cm, se propone usar acero No. 3 cuyo diámetro es 0.95 cm y el área es 0.71 cm<sup>2</sup>.

### Cálculo del peralte en losa

$$d = 15 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - \frac{0.95}{2} \text{ cm} = 12.5 \text{ cm}$$

### Área máxima de acero

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

$$A_{s_{\max}} = 0.014 * 100 \text{ cm} * 12.5 \text{ cm} = 17.50 \text{ cm}^2$$

### Área mínima de acero

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

$$A_{s_{\min}} = 0.00335714 * 100 \text{ cm} * 12.5 \text{ cm} = 4.20 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento de barras: según Código ACI 318-05, 7.6.5 el espaciamiento del refuerzo a flexión no debe ser mayor a 3 veces el espesor de la losa, no debe ser mayor a 45 cm.

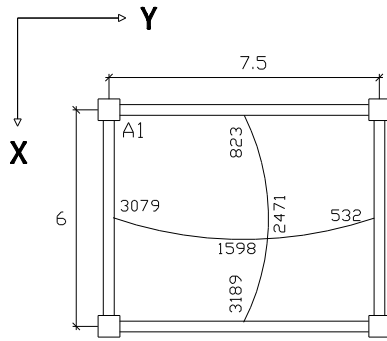
Para encontrar el espaciamiento para el  $A_{s_{\min}}$  utilizamos la regla de tres:

$$4.20 \text{ cm}^2 \longrightarrow 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \longrightarrow S = 16.9 \text{ cm}$$

Losa A1: la trabajabilidad de esta losa es en dos sentidos por lo que se necesita calcular el área de acero en ambos sentidos

Figura 76. **Losa A1**



$$A_{s_{req}} = \left[ bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0.003825 f_c}} \right] \frac{0.85 f_c}{f_y}$$

Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Sentido X

$$A_{s_{req}(-)} = \left[ (100 * 12.5) - \sqrt{(100 * 12.5)^2 - \frac{823 * 100}{0.003825(281)}} \right] \frac{0.85(281)}{4200} = 1.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}(+)} = \left[ (100 * 12.5) - \sqrt{(100 * 12.5)^2 - \frac{2471 * 100}{0.003825(281)}} \right] \frac{0.85(281)}{4200} = 5.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}(-)} = \left[ (100 * 12.5) - \sqrt{(100 * 12.5)^2 - \frac{3189 * 100}{0.003825(281)}} \right] \frac{0.85(281)}{4200} = 7.09 \text{ cm}^2$$

Sentido Y

$$A_{s_{req}(-)} = \left[ (100 * 12.5) - \sqrt{(100 * 12.5)^2 - \frac{532 * 100}{0.003825(281)}} \right] \frac{0.85(281)}{4200} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}(+)} = \left[ (100 * 12.5) - \sqrt{(100 * 12.5)^2 - \frac{1598 * 100}{0.003825(281)}} \right] \frac{0.85(281)}{4200} = 3.46 \text{ cm}^2$$

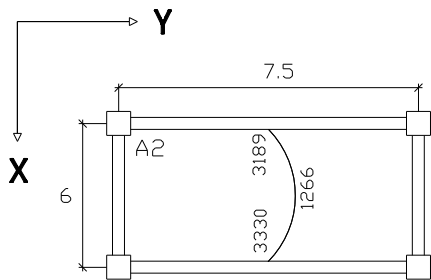
$$A_{s_{req}(-)} = \left[ (100 * 12.5) - \sqrt{(100 * 12.5)^2 - \frac{3079 * 100}{0.003825(281)}} \right] \frac{0.85(281)}{4200} = 6.83 \text{ cm}^2$$



Cuando el  $A_{s_{req}} < A_{s_{min}}$ , se utilizará el área de acero mínimo con un espaciamiento entre barras de 15 cm, cuando el  $A_{s_{req}}$  sea mayor al  $A_{s_{min}}$ , utilizaremos bastones #3 intercalados entre tensión y bastón.

Losa A2: la trabajabilidad de esta losa es en un sentido por lo que solo se necesita calcular el área de acero en el sentido Y, y en el sentido X se calculará el área de acero para que resista los esfuerzos por temperatura.

Figura 77. **Losa A2**



$$A_{s_{req}} = \left[ bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0.003825 f_c}} \right] \frac{0.85 f_c}{f_y}$$

Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

$$A_{s_{req}(-)} = \left[ (100 * 12.5) - \sqrt{(100 * 12.5)^2 - \frac{3189 * 100}{0.003825(281)}} \right] \frac{0.85(281)}{4200} = 7.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}(+)} = \left[ (100 * 12.5) - \sqrt{(100 * 12.5)^2 - \frac{1266 * 100}{0.003825(281)}} \right] \frac{0.85(281)}{4200} = 2.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}(+)} = \left[ (100 * 12.5) - \sqrt{(100 * 12.5)^2 - \frac{3330 * 100}{0.003825(281)}} \right] \frac{0.85(281)}{4200} = 7.42 \text{ cm}^2$$

Cuando el  $A_{s_{req}} < A_{s_{min}}$ , se utilizará el área de acero mínimo con un espaciamiento entre barras de 15 cm, cuando el  $A_{s_{req}}$  sea mayor al  $A_{s_{min}}$ , utilizaremos bastones #3 intercalados entre tensión y bastón.

Cálculo del área de acero para el refuerzo de retracción y temperatura según Código ACI 318-05, 7.12.2.1,  $\rho_t = 0.002$ .

$$A_{st} = \rho_t * b * d$$

$$A_{st} = 0.002 * b * d$$

$$A_{st} = 0.002 * 100 * 12.5 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento de barras: según Código ACI 318-05, 7.12.2.2 el espaciamiento del refuerzo de retracción y temperatura no debe ser mayor a 5 veces el espesor de la losa ni debe ser mayor a 45 cm.

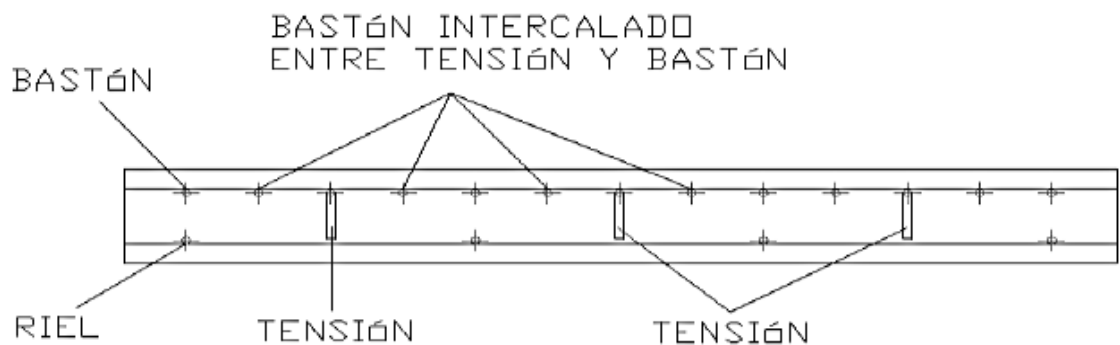
$$2.50 \text{ cm}^2 \longrightarrow 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \longrightarrow S$$

$$\text{Espaciamiento} \quad S = 28.4 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 5(15 \text{ cm}) = 75 \text{ cm}$$

Figura 78. **Sección de armado de losa**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Armado final de losa para el primer nivel:

Para losa en dos sentidos:

Sentido X: acero No. 3 @ 15 cm + bastón intercalado (donde sea necesario)

Sentido Y: acero No. 3 @ 15 cm + bastón intercalado (donde sea necesario)

Para losa en un sentido:

Sentido X: acero No. 3 @ 15 cm + bastón intercalado (donde sea necesario)

Sentido Y: acero No. 3 @ 25 cm

Armado final de losa para el segundo nivel:

Para losa en dos sentidos:

Sentido X: acero No. 3 @ 15 cm + bastón intercalado (donde sea necesario)

Sentido Y: acero No. 3 @ 15 cm + bastón intercalado (donde sea necesario)

Para losa en un sentido:

Sentido X: acero No. 3 @ 15 cm + bastón intercalado (donde sea necesario)

Sentido Y: acero No. 3 @ 25 cm

Armado final de losa para el tercer nivel

Para losa en dos sentidos:

Sentido X: acero No. 3 @ 17 cm

Sentido Y: acero No. 3 @ 17 cm

Para losa en un sentido:

Sentido X: acero No. 3 @ 17 cm

Sentido Y: acero No. 3 @ 25 cm

Chequeo por corte en la losa: las losas están sometidas a esfuerzos de corte, por lo que debe comprobarse si el espesor resiste este esfuerzo.

Para este chequeo se tomó la losa con dimensiones mayores ya que esta es la que presenta el valor de corte actuante más grande.

$$V_{ac} < V_{res}$$

$$V_{ac} = \frac{C_u L_{corto}}{2}$$

$$V_{res} = 45 h_{losa} \sqrt{f'_c}$$

Donde:

$V_{ac}$  = corte actuante en losas

$V_{res}$  = corte resistente

$C_u$  = carga última

$L_{corto}$  = lado corto de la losa

$h_{losa}$  = espesor de losa

$$V_{ac} = \frac{1564 \text{ kg/m} \cdot 6 \text{ m}}{2} = 4692 \text{ kg}$$

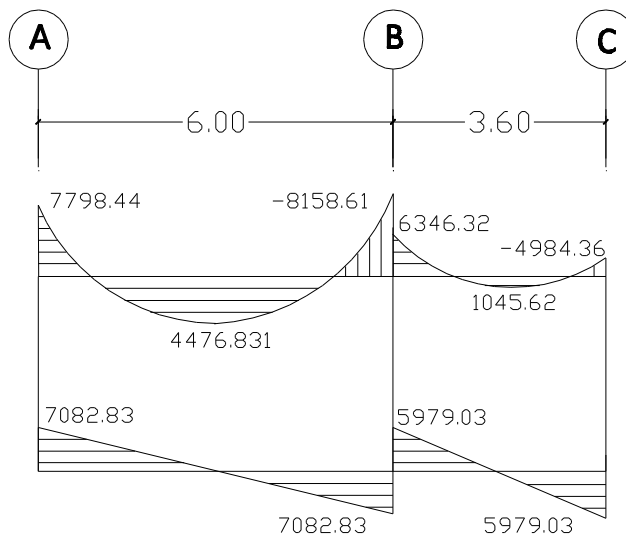
$$V_{res} = 45 \cdot 15 \text{ cm} \cdot \sqrt{281 \text{ Kg/cm}^2} = 11315 \text{ kg}$$

El espesor es adecuado para soportar los esfuerzos de corte.

### 2.1.5.2. Vigas

Las vigas son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión, tensión y corte. Los datos necesarios para su diseño son los momentos y cortes últimos actuantes, que resultan del análisis estructural.

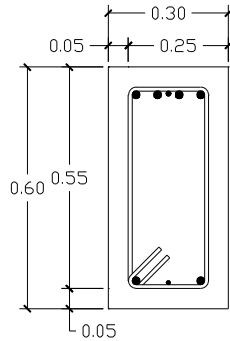
Figura 79. **Diseño de viga A-B, tercer nivel marco 2**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Cálculo del peralte: el diámetro de las barras corridas será No. 6. El recubrimiento mínimo de las barras principales debe de 5 cm, según Código ACI 318-05, 7.7.1.

Figura 80. Sección de viga



$$d = 60 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{1.905}{2} \text{ cm} = 54 \text{ cm}$$

Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Área de acero mínimo:

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{4200 \text{ kg/cm}^2} * 30 \text{ cm} * 54 \text{ cm} = 5.44 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo:

$$A_{s_{\max}} = 0.5\rho_b * b * d, \text{ para zona sísmica}$$

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left[ \frac{6120}{6120+f_y} \right], \text{ según ACI 318-05, apéndice F}$$

Para concretos menores a  $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$ , usar  $\beta_1 = 0.85$ , según Código ACI 318-05\_10.2.7.3.

$$A_{s_{\max}} = 0.5 \left[ 0.85 * 0.85 \frac{281 \text{ Kg/cm}^2}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \left[ \frac{6120}{6120+4200 \text{ Kg/cm}^2} \right] \right] * 30\text{cm} * 54\text{cm} = 29.95 \text{ cm}^2$$

El  $A_{s_{\min}}$  y el  $A_{s_{\max}}$ , deben ser consideradas en el diseño de cada viga.

### Área de acero para el refuerzo longitudinal

$$A_{sreq} = \left[ bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0.003825 f'_c}} \right] \frac{0.85 f'_c}{f_y}$$

$$M_{(-)} = 7798.44 \text{ kg} - \text{m}$$

$$A_{sreq(-)} = \left[ (30 * 54) - \sqrt{(30 * 54)^2 - \frac{7798.44 * 30}{0.003825(281)}} \right] \frac{0.85(281)}{4200} = 3.90 \text{ cm}^2$$

$$M_{(+)} = 4476.83 \text{ kg} - \text{m}$$

$$A_{sreq(+)} = \left[ (30 * 54) - \sqrt{(30 * 54)^2 - \frac{4476.83 * 30}{0.003825(281)}} \right] \frac{0.85(281)}{4200} = 2.22 \text{ cm}^2$$

$$M_{(-)} = 8158.61 \text{ kg} - \text{m}$$

$$A_{sreq(-)} = \left[ (30 * 54) - \sqrt{(30 * 54)^2 - \frac{8158.61 * 30}{0.003825(281)}} \right] \frac{0.85(281)}{4200} = 4.08 \text{ cm}^2$$

Distribución del área de acero: según especificaciones del Código ACI 318-05, para armado en zona sísmica, la distribución debe hacerse de la siguiente manera:

Refuerzo cama superior al centro:

$$33\% A_{sreq(-)} \text{ mayor: } 33\%(4.08 \text{ cm}^2) = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 5.44 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ barras corridas, 2 No. 6} = 5.70 \text{ cm}^2$$

Ya que en este caso el  $A_{s_{req}} < A_{s_{min}}$  se utilizará el para el armado el  $A_{s_{min}}$  o en su defecto 2 barras corridas, 2 No. 6, que cubran el  $A_s$  para la cama superior.

Refuerzo cama inferior en los apoyos:

50 % $A_{s_{req(-)}}$ mayor:	50 % (4.08 cm <sup>2</sup> )	= 2.04 cm <sup>2</sup>
50 % $A_{s_{req(+)}}$	50 % (3.07 cm <sup>2</sup> )	= 1.11 cm <sup>2</sup>
$A_{s_{min}}$		= 5.44 cm <sup>2</sup>
2 barras corridas, 2 No. 6		= 5.70 cm <sup>2</sup>

Al igual que en la cama superior el  $A_{s_{req}} < A_{s_{min}}$  se utilizará el para el armado el  $A_{s_{min}}$  o en su defecto 2 barras corridas, 2 No.6, que cubran el  $A_s$  para la cama inferior.

Refuerzo a corte (estribos):

El objetivo del refuerzo a corte o acero transversal (estribos), es asegurar que el elemento estructural sea capaz de resistir los esfuerzos cortantes a los que estará sometido, además de contribuir a que el refuerzo longitudinal permanezca en la posición correcta y confinar el concreto.

El diámetro mínimo para refuerzos estructurales de acuerdo al Código ACI 318-05, 7.10.5.1 es No. 3 para barras longitudinales menores al acero No. 10.



Distribución de estribos:

ACI 318-05, 21.3.3.2, cuando el corte actuante es mayor al corte que resiste el elemento, el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

- $d/4$
- 8 veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento
- 30 cm

Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento, en una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión.

Cuando la sección de la viga resiste el corte actuante no se necesitan estribos de confinamiento por lo que el Código ACI 318-05, 21.3.3.4, establece que para zona sísmica deben colocarse estribos espaciados a no más de  $d/2$  en toda la longitud del elemento.

Corte que resiste el concreto:

$$V_c = 0.53\phi\sqrt{f'_c}bd$$

Donde:

$\phi = 0.85$ , para corte

$$V_c = 0.53 * 0.85\sqrt{281} * 30 * 54 = 12233.84 \text{ kg}$$

$$V_{ac} = 7082.83 \text{ kg}$$

Comparar corte resistente con corte último:

Si  $V_c > V_{ac}$  la viga necesita estribos solo por armado, a  $S_{max} = d/2$ .

Si  $V_{ac} < V_c$  se diseñan estribos por corte, por medio de las expresiones

En este caso  $V_{ac} < V_c$ , por lo que solo se utilizarán estribos por armado.

Separación de estribos:

Como el corte actuante es menor al corte que resiste el concreto usar el espaciamiento máximo  $S_{max} = d/2$ .

$$S = \frac{d}{2} = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm}$$

Si en caso el corte actuante fuera mayor al corte que resiste el concreto se utilizaría la siguiente expresión para el espaciamiento de estribos:

$$S = \frac{2A_v * f_y * d}{V_{ac}}$$

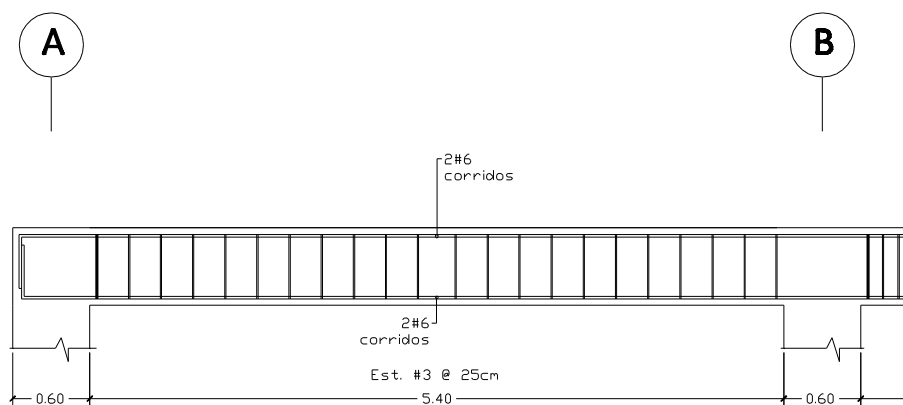
La cual deberá cumplir con las siguientes comprobaciones ACI:

- $S = \frac{d}{4}$
- $S = 8\emptyset$
- $S = 24 \emptyset$  estribos

La separación deberá ser igual a la más pequeña de las anteriores, el primer estribo de confinamiento a 5 cm desde el rostro del apoyo (ACI\_21.3.3.2) y cumplir con la longitud de confinamiento.

Longitud de confinamiento: según el Código ACI 318-05\_21.3.3.1, la longitud de confinamiento debe ser igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión.

Figura 81. **Detalle de armado final de viga**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

### 1.2.3. Columnas

Son elementos estructurales que trabajan principalmente a compresión, se encargan de recibir toda la carga actuante de losas, vigas y acabados, su refuerzo principal son barras longitudinales, colocadas en sentido paralelo a la aplicación de la carga.

Especificaciones del código ACI: el porcentaje de refuerzo longitudinal respecto al área de la sección transversal es  $1\% A_g - 8\% A_g$  (ACI 318-05\_10.9.1), siendo el número mínimo de barras longitudinales igual a 4 (ACI 318-05\_10.9.2) para columnas de sección rectangular, cuya separación entre ellas no debe ser mayor a 15 cm (ACI 318-05\_7.10.5.3).

El diámetro de los refuerzos transversales debe cumplir las siguientes especificaciones (ACI 318-05\_7.10.5.1):

- No. 3 cuando las barras longitudinales utilizadas son de diámetro menor o igual a las barras No. 10.
- No. 4 cuando las barras longitudinales utilizadas son de diámetro mayor a las barras No. 10 y cuando se utilizan racimos o paquetes de barras.

Según el Código ACI 318-05I\_7.10.5.2, el espaciamiento vertical de los estribos debe cumplir con el menor de:

- $>16\phi$  acero longitudinal
- $>48\phi$  estribos
- Menor dimensión de la sección de la columna.

Para el diseño de columnas se ha seleccionado la columna ubicada en la intersección del marco 4 y marco B del primer nivel.

Datos:

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sección de la columna} = 60 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$$

$$\text{Momento máximo en Y} = -22482 \text{ kg m}$$

$$\text{Momento máximo en X} = 20540 \text{ kg m}$$

$$\text{Corte último en Y} = 7424 \text{ kg}$$

$$\text{Corte último en X} = 6422 \text{ kg}$$

$$\text{Recubrimiento} = 5 \text{ cm (ACI 318-05_7.7.1)}$$

Carga de diseño en losas:

$$C_u = 1.4CM + 1.7CV$$

Carga última producida en los niveles uno, dos y tres:

$$\text{Nivel 3} \quad C_u = 1.4(450 \text{ kg/m}^2) + 1.7(100 \text{ kg/m}^2) = 800 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Nivel 2} \quad C_u = 1.4(510 \text{ kg/m}^2) + 1.7(500 \text{ kg/m}^2) = 1564 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Nivel 1} \quad C_u = 1.4(510 \text{ kg/m}^2) + 1.7(500 \text{ kg/m}^2) = 1564 \text{ kg/m}^2$$

Factor de carga última:

$$F_{cu} = \frac{C_u \text{ total}}{CM + CV}$$

$$F_{cu \text{ nivel 3}} = \frac{800 \text{ kg/m}^2}{450 \text{ kg/m}^2 + 100 \text{ kg/m}^2} = 1.4545$$

$$F_{cu \text{ nivel 1,2}} = \frac{1564 \text{ kg/m}^2}{510 \text{ kg/m}^2 + 500 \text{ kg/m}^2} = 1.5485$$

Área tributaria: (ver figura 11, pag.20)

$$A_{tri} = (3.75 + 3.75) * (3 + 1.8) = 36 \text{ m}^2$$

Longitud de viga y muros:

$$L_{v/m} = (3.75 + 3.75) + (3 + 1.8) = 12.30 \text{ m}$$

Altura de columna:

$$h_c = 2.70 \text{ m}$$

Carga axial tercer nivel:

$$P_u = (A_{tri} * C_u) + (L_{v/m} * W_{viga} * F_{cu}) + (L_{v/m} * W_{muro} * F_{cu})$$
$$P_u = 47156.07 \text{ kg}$$

Carga axial segundo nivel:

$$P_u = (A_{tri} * C_u) + (L_{v/m} * W_{viga} * F_{cu}) + (L_{v/m} * W_{muro} * F_{cu})$$
$$+ (h_c * \text{secc. de columna} * W_c * F_{cu})$$
$$P_u = 79458.32 \text{ kg}$$

Carga axial primer nivel:

$$P_u = (A_{tri} * C_u) + (L_{v/m} * W_{viga} * F_{cu}) + (L_{v/m} * W_{muro} * F_{cu})$$
$$+ (h_c * \text{secc. de columna} * W_c * F_{cu})$$
$$P_u = 81866.57 \text{ kg}$$

Carga axial total:

$$P_u = 47156.07 + 79458.32 + 81866.57 = 208480.97 \text{ kg}$$

Cálculo de la esbeltez:

Una columna se considera esbelta cuando su relación  $B/L$  es muy grande, para clasificar una columna de acuerdo a su esbeltez se debe tomar en cuenta:

Cortas;	si	$E < 21$
Intermedias;	si	$21 < E < 100$
Largas;	si	$E > 100$

Si la columna es corta, su diseño se realiza con los momentos resultantes del análisis estructural, si son intermedias se magnifican sus momentos y si son largas no se construyen.

Esbeltez:

$$E = \frac{K * L_u}{R}$$

Donde:

K = coeficiente de rigidez de la columna

$L_u$  = longitud efectiva de pandeo

R = radio de giro = 30%(lado menor de la sección transversal de la columna)

Inercia de la columna:

$$I = \frac{60 \text{ cm} * (60 \text{ cm})^3}{12} = 1080000 \text{ cm}^4$$

Inercia de la viga:

$$I = \frac{30 \text{ cm} * (60 \text{ cm})^3}{12} = 540000 \text{ cm}^4$$

Grado de empotramiento o restricción: en estructuras de concreto reforzado, las columnas se encuentran restringidas parcialmente por los sistemas de piso, sin que existan articulaciones o empotramientos perfectos. El grado de restricción depende de la relación entre las rigideces de las columnas y el sistema de piso, la cual puede definirse de la siguiente forma:

$$\psi_i = \frac{\sum \left( \frac{E_m I}{L} \right)_{\text{columnas}}}{\sum \left( \frac{E_m I}{L} \right)_{\text{vigas}}}$$

Sentido X:

Grado de empotramiento extremo superior:

$$\psi_A = \frac{\left( \frac{1(1080000 \text{ cm}^4)}{450 \text{ cm}} \right) + \left( \frac{1(1080000 \text{ cm}^4)}{270 \text{ cm}} \right)}{\left( \frac{1(540000 \text{ cm}^4)}{480 \text{ cm}} \right)} = 5.6889$$

Extremo inferior: por definición el grado de restricción en la base es igual a cero.

$$\psi_B = 0$$

El grado de restricción debe ser igual al promedio en los extremos:

$$\psi_p = \frac{5.6889 + 0}{2} = 2.8444$$

Cálculo del coeficiente de rigidez:

$$K = \left( \frac{20 - \psi_p}{20} \right) \sqrt{1 - \psi_p}, \quad \text{cuando } \psi_p < 2$$

$$K = 0.9 \sqrt{1 - \psi_p}, \quad \text{cuando } \psi_p \geq 2$$

$$K = 0.9 \sqrt{1 - 2.8444} = 1.7646$$



Esbeltez en X:

$$E = \frac{1.7646 \cdot 4.5 \text{ m}}{0.30 \cdot (0.60)} = 44.12 > 21, \text{ por lo que se considera como columna intermedia.}$$

Sentido Y:

Grado de empotramiento extremo superior:

$$\psi_A = \frac{\left(\frac{1(1080000 \text{ cm}^4)}{270 \text{ cm}}\right) + \left(\frac{1(1080000 \text{ cm}^4)}{450 \text{ cm}}\right)}{\left(\frac{1(540000 \text{ cm}^4)}{750 \text{ cm}}\right)} = 8.8889$$

Extremo inferior: por definición el grado de restricción en la base es igual a cero:

$$\psi_A = 0$$

El grado de restricción debe ser igual al promedio en los extremos:

$$\psi_p = \frac{8.8889 + 0}{2} = 4.4444$$

Cálculo del coeficiente de rigidez:

$$K = \left(\frac{20 - \psi_p}{20}\right) \sqrt{1 - \psi_p}, \text{ cuando } \psi_p < 2$$

$$K = 0.9 \sqrt{1 - \psi_p}, \text{ cuando } \psi_p \geq 2$$

$$K = 0.9 \sqrt{1 - 4.4444} = 2.1$$

Esbeltez en Y

$$E = \frac{2.1 \cdot 4.20 \text{m}}{0.30 \cdot (0.60)} = 52.5 > 21, \text{ por lo que se considera como columna intermedia.}$$

Magnificación de momentos: según el código ACI 318-05\_10.12.3 los momentos cuando una columna tiene una esbeltez intermedia se deben magnificar los momentos actuantes de la siguiente manera:

$$\delta = \frac{1}{1 - \left( \frac{P_{uc}}{\phi P_{cr}} \right)}$$

Donde:

$$\begin{aligned} \phi &= 0.70 \text{ para estribs} \\ &= 0.75 \text{ para zunchos} \end{aligned}$$

Método de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(K \cdot L_u)^2} \qquad EI = \frac{0.4 E_c \cdot I}{1 + \beta_d}$$

El Código ACI 318-05\_10.11.1, recomienda utilizar  $E_c = 15000 \sqrt{f'_c}$

Flujo plástico:

$$\beta_d = \frac{1.4CM}{1.4CM + 1.7CV}$$

$$\beta_d = \frac{1.4(510 \text{ Kg/m}^2)}{1.4(510 \text{ Kg/m}^2) + 1.7(500 \text{ Kg/m}^2)} = 0.4565$$

Cálculo del EIdel material:

$$EI = \frac{0.4 * 15000 \sqrt{281} * 1080000}{1 + 0.4565} = 7.5 * 10^{10}$$

Sentido X

Carga critica de pandeo por el método de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 1.467 * 7.5^{10}}{(1.7646 * 450)^2} = 1.1750 * 10^5 \text{ kg}$$

Magnificación de momento:

$$\delta_x = \frac{1}{1 - \left( \frac{81866.5735 \text{ Kg}}{0.70 * (1.1750 \text{ Kg})} \right)} = 1.1105$$

Sentido Y

Carga critica de pandeo por el método de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 7.5075 * 10^{10}}{(2.1 * 450)^2} = 8.2972 * 10^5 \text{ Kg}$$

Magnificación de momento:

$$\delta_y = \frac{1}{1 - \left( \frac{81866.5735 \text{ Kg}}{0.7 * (8.2972 * 10^5 \text{ Kg})} \right)} = 1.1641$$

Momentos de diseño:

$$M_{dx} = \delta_x M_x = 1.1105 * 20540.103 = 22810.43 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{dy} = \delta_y M_y = 1.1641 * 22482.578 = 26171.55 \text{ kg} - \text{m}$$

Refuerzo longitudinal:

Como las columnas están sometidas a carga axial y momento biaxial usamos el método de Bresler, el cual se basa en calcular los valores máximos de la carga de compresión que actúa a excentricidades  $e_x$  y  $e_y$  en secciones con refuerzo simétrico.

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{1}{P'_x} + \frac{1}{P'_y} - \frac{1}{P_o}$$

Donde:

$P'_u$  = carga normal máxima que actúa a excentricidades  $e_x$  y  $e_y$

$P'_x$  = carga normal máxima cuando se encuentra presente la excentricidad  $e_y$ ,  $e_x = 0$

$P'_y$  = carga normal máxima cuando se encuentra presente la excentricidad  $e_x$ ,  $e_y = 0$

$P_o$  = carga axial máxima que puede resistir la columna cuando no existen excentricidades  $e_x = 0$ ,  $e_y = 0$

El método se basa en proponer secciones de columnas y armados en base a los límites de acero recomendados por el código ACI. El armado propuesto es correcto, si y solo si  $P'_u > P_u$ ; de lo contrario se debe reconsiderar el área de acero y realizar de nuevo los cálculos.

Especificaciones del código ACI: los límites del área de acero respecto a la sección transversal de la columna deben estar entre el 1 % Ag y el 8 % Ag, y para zona sísmica esta entre el 1 % Ag y el 6 % Ag.

Datos:

$$\begin{aligned}
 P_u &= 208480.969 \text{ kg} &= 180.4849 \text{ klb} \\
 M_{dx} &= 22810.43 \text{ kg} - \text{m} &= 1979.8592 \text{ klb} - \text{pulg} \\
 M_{dy} &= 26171.55 \text{ kg} - \text{m} &= 2271.5910 \text{ klb} - \text{pulg} \\
 f'_c &= 281 \text{ kg/cm}^2 &= 3.9968 \text{ klb/pulg}^2 \\
 f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 &= 59.8380 \text{ klb/pulg}^2 \\
 \text{recubrimiento} &= 5 \text{ cm} &= 1.9685 \text{ pulg}
 \end{aligned}$$

Se propone utilizar un 1.4 % Ag = 33.48 plg<sup>2</sup>, armado 8 No.9 + 8 No. 7

Valor de la gráfica:

$$\gamma_g = \frac{H_{\text{nucleo}}}{H_{\text{columna}}} = \frac{23.6220 \text{ pulg} - 2(1.9685 \text{ pulg}) - 1.125}{23.6220} \cong 0.7857$$

Valor de la curva:

$$\rho_{tu} = \frac{A_s}{A_g} = \frac{7.9521 \text{ pulg}^2}{23.6220 \text{ pulg} * 23.6220 \text{ pulg}} = 0.01425$$

Excentricidades:

$$e = \frac{M_d}{P_u}$$

$$e_x = \frac{M_{dx}}{P_u} = \frac{1979.8592}{180.4849} = 10.9697 \text{ pulg}$$

$$e_y = \frac{M_{dy}}{P_u} = \frac{2271.59}{180.4849} = 12.5860 \text{ pulg}$$

Calculo de la pendiente

$$e_x/h = \frac{10.9697}{23.6220} = 0.4644$$

$$e_y/h = \frac{12.5860}{23.6220} = 0.5328$$

Coefficientes  $K'_x, K'_y$  (ver gráfica A7, Diseño de estructuras de concreto, duodécima edición, Arthur H. Nilson adjunta en los anexos de este trabajo de graduación en la página 319)

$$K'_x = 0.38$$

$$K'_y = 0.41$$

Cálculo de la resistencia de la columna bajo excentricidades

$$P' = \frac{K' * A_g * h}{\phi * e}$$

Donde:

$$K' \left( \frac{\text{Klb}}{\text{pulg}^2} \right) = \text{ver graficas}$$

$$A_g (\text{pulg}^2) = \text{área gruesa}$$

$$e (\text{pulg}) = \text{excentricidad}$$

$$\phi = 0.85$$

$$h (\text{pulg}) = \text{altura de la sección transversal de la columna}$$

$$P'_x = \frac{K'_x * A_g * h}{\phi * e_x} = \frac{0.38 * 558.0011 * 23.6220}{0.85 * 10.9697} = 537.1850 \text{ klb} \cong 243662.9976 \text{ kg}$$

$$P'_y = \frac{K'_y * A_g * h}{\phi * e_y} = \frac{0.41 * 558.0011 * 23.6220}{0.85 * 12.5860} = 505.1593 \text{ klb} \cong 229136.3539 \text{ kg}$$

Cálculo de la carga axial máxima que resiste la columna, según el ACI 318-05I\_10.3.6.2, se determina con la ecuación:

$$P_0 = 0.8[0.85f'_c(A_g - A_s) + A_s f_y]$$

$$P_0 = 0.8[0.85(281)(3600 - 61.4383) + (61.4383 * 4200)] = 882580.9875 \text{ Kg}$$

Ecuación de Euler:

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{1}{243662.9976} + \frac{1}{229136.3539} - \frac{1}{882580.9875} = 7.3352E-06 * 10^{-6}$$

$$P'_u = 136328.9 \text{ kg} > 81866.5735 \text{ kg}$$

Refuerzo de corte: el refuerzo a corte consistirá en estribos perpendiculares a la dirección de la carga axial, las cuales sirven para contrarrestar los esfuerzos de corte actuantes, tomando en cuenta que es una zona sísmica, debe asegurarse la ductilidad del elemento.

Esfuerzo de corte que resiste el concreto en una columna:

$$V_c = 0.53\phi\sqrt{f'_c}bd, \quad \Phi = 0.85 \text{ para estribos.}$$

$$V_c = 0.53(0.85)\sqrt{281} * 60 * 54 = 24273.42 \text{ kg}$$

### Esfuerzo de corte actuante en la columna

$V_{ac} = 6422.94$  kg, marco 4 sobre el eje X

$V_{ac} = 7424.77$  kg, marco B sobre el eje Y

$V_c$  resiste el  $V_{ac}$ , por lo que la separación entre estribos en zona confinada debe hacerse de acuerdo a las especificaciones del Código ACI\_21.4.4.1(c), cuando la resistencia de diseño del núcleo del elemento satisface los requisitos de las combinaciones de carga de diseño, incluyendo el efecto sísmico, debe confinarse de acuerdo al ACI\_21.4.4.2, donde la separación del refuerzo transversal no debe exceder el menor de:

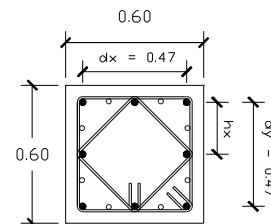
- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento
- Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal
- $S = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right)$ , el valor de S no debe ser mayor a 15 cm ni menor a 10 cm.

Figura 82. **Detalle de separación de refuerzo transversal**

$$S = \frac{60}{4} \text{ cm} \cong 15 \text{ cm}$$

$$S = 6(2.8575) \cong 17.145 \text{ cm}$$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350-23.57125*10}{3}\right) \cong 138 \text{ mm}$$



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

La longitud de confinamiento de estribos en los extremos de la columna como lo recomienda el Código ACI 318-05\_21.4.4.4, debe tomarse el mayor de:



Primer nivel

$$l_o = L_u/6 = 4.5/6 = 0.75 \text{ m}$$

$$l_o = \text{lado de la columna} = 0.60 \text{ m}$$

$$l_o = 0.45 \text{ m}$$

Segundo y tercer nivel

$$l_o = L_u/6 = 2.70 \text{ m}/6 = 0.45 \text{ m}$$

$$l_o = \text{lado de la columna} = 0.60 \text{ m}$$

$$l_o = 0.45 \text{ m}$$

La distribución de estribos en zona no confinada debe hacerse de acuerdo al ACI 318-05\_21.4.4.6 que dice que la separación entre estribos en el resto de la longitud de la columna (zona no confinada) no debe exceder el menor de:

- Seis veces el diámetro de las barras longitudinales
- 15 cm

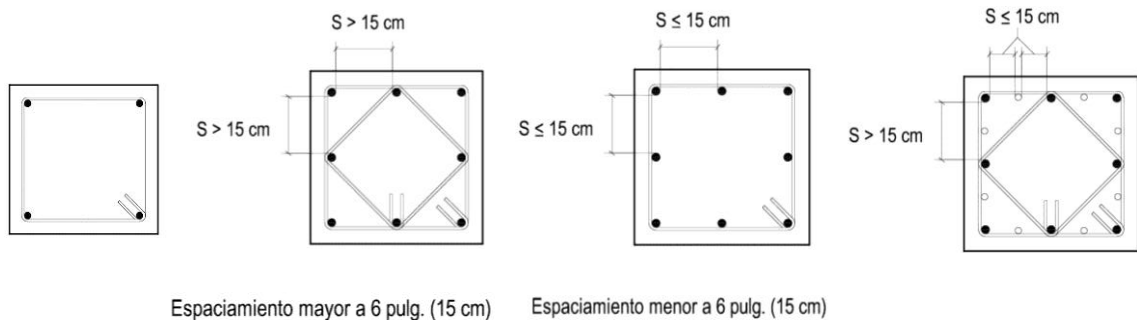
Para este caso:

$$S = 6(2.8575 \text{ cm}) \cong 17 \text{ cm}$$

Para el caso de columnas con muchas barras longitudinales, si la sección de la columna esta atravesada por demasiados fletes (estribos o ganchos), estos interfieren en el vaciado del concreto dentro de las formaletas. Para lograr un amarre efectivo, manteniendo la cantidad mínima de flejes, el Código ACI 318-05\_7.10.5, da las siguientes reglas para la distribución de los flejes:

Los fletes deben distribuirse de manera que cada barra longitudinal de esquina, lo mismo que cada barra interior de por medio, tenga un soporte lateral suministrado por la esquina de un fleje, con un ángulo de no más de 135°, además ninguna barra debe estar ubicada a más de 6 pulgadas de distancia libre a cada lado, de una de estas arras soportadas lateralmente. En vez de flejes pueden utilizarse alambrones corrugados o mallas electro soldadas de alambón de área equivalente. Cuando se coloquen barras alrededor de la periferia de un círculo, pueden utilizarse flejes circulares completos.

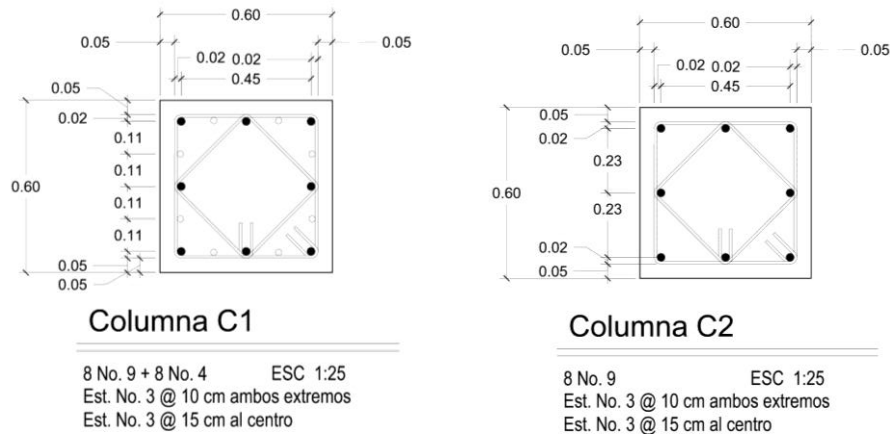
Figura 83. **Confinamiento para barras longitudinales apoyadas lateralmente**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Con el procedimiento anterior se diseñaron las siguientes secciones de columnas:

Figura 84. **Detalle de armado de columnas principales**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

### 1.2.4. **Cimientos**

Los cimientos de una estructura se diseñan con la finalidad de recibir la carga actuante de las columnas y transmitirla al suelo, el suelo debe ser lo suficientemente resistente para asegurar la estabilidad de las estructuras que sobre él descansen.

Diseño de zapatas:

Datos:

$$P_u = 208.4810 \text{ ton}$$

$$M_x = 20.5401 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_y = 22.4826 \text{ ton} - \text{m}$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_s = 17.38 \text{ ton/m}^2$$

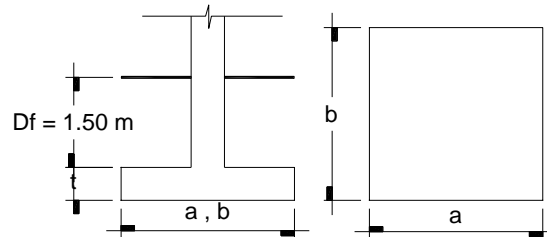
$$\delta_{\text{suelo}} = 1.74 \text{ ton/m}^3$$

$$\delta_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$F_{cu} = 1.55$$

$$H_{col} = 4.50 \text{ m}$$

Figura 85. **Predimensionamiento de zapatas**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Cargas de trabajo o servicio:

$$P' = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{208.4910}{1.55} = 134.5038 \text{ kg}$$

$$M'_x = \frac{M_x}{F_{cu}} = \frac{20.5401}{1.55} = 13.2517 \text{ kg - m}$$

$$M'_y = \frac{M_y}{F_{cu}} = \frac{22.4826}{1.55} = 14.5049 \text{ kg - m}$$

Pre dimensionamiento de zapatas:

$$\sigma_{axial} = A_z * q_d = 1.5 \frac{P'}{A_z}$$

$$A_z = 1.5 \frac{P'}{q_d} = 1.5 * \frac{134.5038}{17.3771} = 11.61 \text{ m}^2$$

Se propone una zapata de 3.75 m X 3.75 m X 0.60 m, respecto a la altura o espesor de la zapata debe estar basado en el código ACI\_15.7.

La dimensión propuesta debe cumplir con los siguientes chequeos:

- Chequeo de la presión transmitida al suelo:

$$q' = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M'_x}{S_x} \pm \frac{M'_y}{S_y}$$

Donde:

$$P' = 134.5038 \text{ ton}$$

$$P_{\text{col}} = 0.60\text{m} * 0.60\text{m} * 4.50\text{m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 3.88 \text{ ton}$$

$$P_{\text{suelo}} = ((3.75\text{m})^2 - (3.75\text{m})^2) * 1.50\text{m} * 1.74 \text{ ton/m}^2 = 36.70 \text{ ton}$$

$$P_{\text{cimiento}} = 14.06 \text{ m}^2 * 0.60 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^2 = 20.25 \text{ ton}$$

$$P = 195.34 \text{ ton}$$

$$S_x = S_y = \frac{1}{6} ab^2$$

$$S_x = S_y = \frac{1}{6} (3.75 \text{ m})(3.75)^2 = 8.79 \text{ m}^3$$

$$q' = \frac{195.34}{14.06} + \frac{13.25}{8.78} + \frac{14.50}{8.79} = 17.05 \text{ ton/m}^2$$

$$q' = \frac{195.34}{14.06} - \frac{13.25}{8.78} - \frac{14.50}{8.79} = 10.73 \text{ ton/m}^2$$

El valor de  $q' > 0$ , y  $q' < q_d$ , para este caso se cumple.

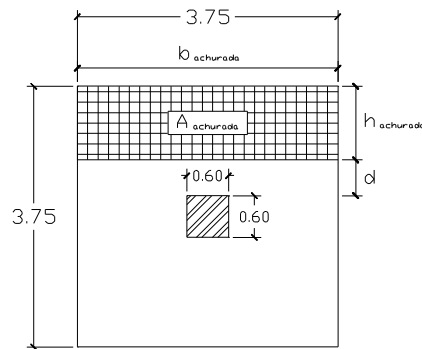
Presión última de diseño: la presión del suelo en un punto cualquiera de la zapata, es distinta a la presión en otro punto distinto de la misma, sin embargo para efectos de diseño se determina una presión constante, la cual puede ser un valor promedio, pero si se quiere tomar un criterio conservador, se realiza el diseño con la presión máxima, esta debe estar afectada por el factor de carga última:

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

$$q_{dis} = 17.05 \text{ ton/m}^2 * 1.55 = 26.43 \text{ ton/m}^2$$

Chequeo por corte simple: según el código ACI 318-05\_7.7.1 el recubrimiento del refuerzo del concreto expuesto directamente al suelo debe ser como mínimo 7.5 cm. El acero que se empleará en el refuerzo de las zapatas será No. 6 cuyo diámetro es 1.905 cm y  $A_v = 2.85 \text{ cm}^2$

Figura 86. **Chequeo por corte simple**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Cálculo del peralte:

$$d = 60\text{cm} - 7.5\text{cm} - \frac{1.905}{2} \text{ cm} = 51.55 \text{ cm}$$

Calculo del área achurada:

$$h_{achurada} = \frac{(3.75\text{m} - 0.60\text{m})}{2} - 0.5155 \text{ m} = 1.0595\text{m}$$

$$b = 3.75 \text{ m}$$

$$\text{Area achurada} = b * h = 3.75 * 1.0595 = 3.9732 \text{ m}^2$$

$$V_{ac} = q_{dis} A_{achurada}$$

$$V_{ac} = 26.4264 \text{ ton/m}^2 * 3.9732 \text{ m}^2 = 105 \text{ ton}$$

$$V_{res} = \frac{0.53 \phi \sqrt{f'_c} b d}{1000}, \quad \phi = 0.85$$

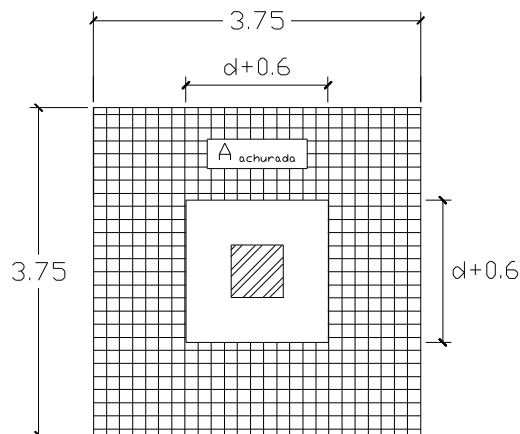
$$V_{res} = \frac{0.53(0.85)\sqrt{281}(375)(51.5475)}{1000} = 145.98 \text{ ton}$$

$$V_{res} > V_{ac}$$

- Chequeo por corte punzonante:

La fuerza que la columna ejerce sobre la zapata es una acción que tiende a perforarla, por lo que debe chequearse el corte punzonante, este actúa a una distancia  $d/2$  del borde de la columna.

Figura 87. **Chequeo por corte punzonante**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

$$V_{ac} = q_{dis} * A_{achurada}$$

$$V_{ac} = 26.43 * (3.75^2 - (0.6 + 0.5155)^2) = 338.74 \text{ ton}$$

$$V_{res} = 1.06\phi\sqrt{f'_c}(\beta_0 d)$$

Donde:

$\beta_0$  = perímetro donde actúa el punzonamiento

$$V_{res} = 1.06(0.85)\sqrt{281}(4(0.6 + 0.5155) * 0.37) = 347.38 \text{ ton}$$

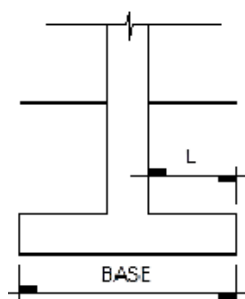
$$V_{res} > V_{ac}$$

Diseño del refuerzo por flexión en zapatas:

Los tramos de la zapata donde existe flexión se diseñan como losa en voladizo.

Ecuación para  $M_u$  en voladizo:

Figura 88. Diagrama de voladizo en zapata



$$M_u = \frac{q_{dis} * L^2}{2}$$

$$M_{ux} = \frac{26.42 \text{ ton/m}^2 * (1.575)^2}{2} = 32.78 \text{ ton} - \text{m} \cong 32776.97 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{uy} = \frac{26.42 \text{ ton/m}^2 * (1.575)^2}{2} = 32.78 \text{ ton} - \text{m} \cong 32776.97 \text{ kg} - \text{m}$$

Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.



Cálculo del área de acero: al igual que en el cálculo del área de acero en losas, se determina para una franja unitaria de ancho 1.0 m.

Área mínima de acero:

$$A_{\min} = \frac{14.1}{f_y} bd$$

$$A_{\min} = \frac{14.1}{4200 \text{ Kg/cm}^2} * 100\text{cm} * 51.55 \text{ cm} = 17.30 \text{ cm}^2$$

Área requerida de acero:

$$A_{\text{req}} = \left[ (bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0.003025 f'_c}} \right] \frac{0.85 f'_c}{f_y}$$

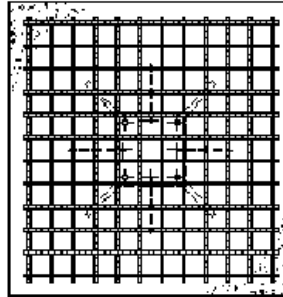
$$A_{\text{req}} = \left[ (100 * 51.55) - \sqrt{(100 * 51.55)^2 - \frac{32776.97 * 100}{0.003025(281)}} \right] \frac{0.85(281)}{(4200)} = 17.33 \text{ cm}^2$$

Utilizamos el área de acero mínimo,  $A_s = 17.33 \text{ cm}^2$ .

Separación de barras:

$$S = \frac{A_v * 100}{A_s} = \frac{2.85 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{17.33 \text{ cm}^2} \cong 16 \text{ cm}$$

Figura 89. **Detalle de armado de zapata**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Dimensiones: 3.75 m X 3.75 m

Armado de zapata: No. 5 @ 0.16 m ambos sentidos

Diseño de cimiento corrido:

Para el cálculo y diseño del cimiento corrido se toman condiciones similares a las expuestas en el diseño de las zapatas, el resultado es:

Sección transversal = 45 cm x 20 cm

Refuerzo longitudinal = 3 varillas No. 3

Refuerzo transversal = eslabones No. 2 colocados @ 15 cm

Recubrimiento = 7.5 cm

Instalaciones eléctricas:

La instalación eléctrica se realizó en base a los requisitos de la Normas ANSI NEC (National Electric Code) aplicables en Guatemala.

Las partes principales que componen una instalación eléctrica son:

- Acometida
- Instalación de enlace
- Instalación interior

Acometida: se entiende por acometida, la parte de la instalación eléctrica que se construye desde las redes públicas de distribución hasta las instalaciones del usuario.

Según cual sea el trazado de la red las acometidas se pueden dividir en:

- Aéreas
- Subterráneas
- Mixtas

Instalaciones de enlace: son aquellas partes de la instalación del edificio que unen o enlazan la red urbana de distribución con el recinto propio de cada usuario, ya sea vivienda, local comercial, o los servicios generales correspondientes al edificio.

Los elementos que forman parte de la instalación de enlace son:

- Caja o Cuadro General de Protección (CGP)
- Línea General de Protección (LGA)
- Contadores
- Derivaciones Individuales (DI)
- Interruptor de Control de Mando y Protección (ICP)
- Cuadro General de Mando y Protección (CGMP)

Instalaciones interiores: son las encargadas de transportar el suministro eléctrico desde las protecciones o el cuadro general de mando y protección a los distintos puntos finales de consumo.

En términos generales su concepción dependerá del tipo de necesidades planteadas según las siguientes posibilidades:

- Un circuito puede alimentar un único elemento receptor.
- Un circuito puede estar formado por una llamada línea de distribución y una serie de derivaciones en su recorrido para distintos puntos de recepción. En este caso habría que poner especial cuidado en esas derivaciones y sus mecanismos de conexión, para que realmente estén cubiertos por las protecciones del circuito.
- Un circuito también puede servir para alimentar otros cuadros secundarios de mando y protección, que a su vez se diversifiquen en otros circuitos interiores secundarios.

Para esta instalación se establecieron 22 circuitos distribuidos 4 en el primer nivel (A-D), 9 en el segundo (E-M) y 9 en el tercer nivel (N-V).

Tabla LXIV. **Diseño de instalación eléctrica**

CIRCUITO	DESCRIPCION	TOMAS	LUMINARIAS	LAMPARAS POR LUMINARIA	POTENCIA UNITARIA (Watts)	POTENCIA TOTAL (Watts)	VOLTAJE (V) (Voltios)	CORRIENTE (I) (Amperios)	CORRIENTE (I) (Protección 25%)	CONDUCTOR AWG	FLIP ON
A	Iluminación		14	1	18	252	110	2.2909	2.8636	12	15
B	Iluminación		14	2	36	1008	110	9.1636	11.4545	12	15
C	Iluminación		12	2	36	882	110	8.0182	10.0227	12	15
			1	1	18						
D	Fuerza	7			200	1400	110	12.7273	15.9091	12	20
E	Iluminación		14	1	18	252	110	2.2909	2.8636	12	15
F	Iluminación		9	1	18	162	110	1.4727	1.8409	12	15
G	Fuerza	7			200	1400	110	12.7273	15.9091	12	20

Continuación de la tabla LXIV.

CIRCUITO	DESCRIPCION	TOMAS	LUMINARIAS	LAMPARAS POR LUMINARIA	POTENCIA UNITARIA (Watts)	POTENCIA TOTAL (Watts)	VOLTAJE (V) (Voltios)	CORRIENTE (I) (Amperios)	CORRIENTE (I) (Protección 25%)	CONDUCTOR AWG	FLIP ON
H	Iluminación		9	1	18	162	110	1.4727	1.8409	12	15
I	Fuerza	7			200	1400	110	12.7273	15.9091	12	20
J	Iluminación		9	1	18	162	110	1.4727	1.8409	12	15
K	Fuerza	7			200	1400	110	12.7273	15.9091	12	20
L	Iluminación		18	2	36	1296	110	11.7818	14.7273	12	15
M	Fuerza	7			200	1400	110	12.7273	15.9091	12	20
N	Iluminación		14	1	18	252	110	2.2909	2.8636	12	15
O	Iluminación		9	1	18	162	110	1.4727	1.8409	12	15
P	Fuerza	7			200	1400	110	12.7273	15.9091	12	20
Q	Iluminación		9	1	18	162	110	1.4727	1.8409	12	15
R	Fuerza	7			200	1400	110	12.7273	15.9091	12	20
S	Iluminación		9	1	18	162	110	1.4727	1.8409	12	15
T	Fuerza	7			200	1400	110	12.7273	15.9091	12	20
U	Iluminación		18	2	36	1296	110	11.7818	14.7273	12	15
V	Fuerza	7			200	1400	110	12.7273	15.9091	12	20

Fuente: elaboración propia.

#### Instalaciones de 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 a los siguientes requisitos mínimos:

- El servicio de agua potable será continuo durante las 24 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.

- El tipo de tubería a utilizar será de cloruro polivinilo (pvc) de 3/4 de pulgada de diámetro para ramales principales y PVC de 1/2 pulgada de diámetro para las conexiones a los artefactos sanitarios.
- 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 centímetros, por encima protegidas con mortero o concreto en una longitud de 1 metro, 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.

Para alimentar todos los accesorios, se diseñó un solo circuito, basado en el método de Hunter, donde se deben tomar en cuenta los pesos o demandas de agua de los artefactos a ser usados en el proyecto.

Para encontrar el caudal necesario y con este diámetro del ramal de alimentación. El cálculo se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$Q = 0.30 * \sqrt{\sum P}$$

Dónde:

Q = caudal

P = peso

Tabla LXV. **Demanda de accesorios para método de Hunter**

PIEZA O ACCESORIO	PESO
Inodoro con caja de descarga	0.30
Inodoro con fluxómetro	40.00
Tina de baño	1.00
Bebedero	0.10
Bidet	0.10
Regadera	0.50
Lavabo	1.00
Lavadora de ropa	2.80
Mingitorio auto aspirante	2.80
Mingitorio	0.30

Fuente: ENRIQUE HARPER, Gilberto. Calculo de instalaciones hidráulicas y sanitarias, residenciales y comerciales. Tabla 6, p. 126.

Tabla LXVI. **Demanda de accesorios para el proyecto**

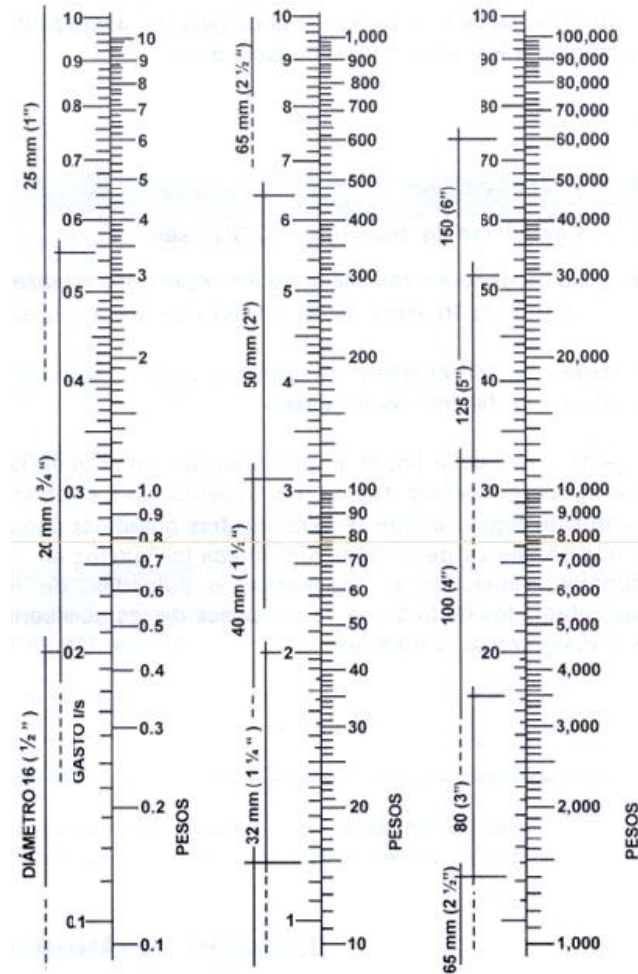
PIEZA O ACCESORIO	CANTIDAD	PESO	PARCIAL
Inodoro con caja de descarga	18	0.30	5.40
Lavabo	14	0.50	7.00
Mingitorio	3	0.30	0.90
Grifos	1	0.50	0.50
Total			13.80

Fuente: elaboración propia.

$$Q = 0.30 * \sqrt[2]{13.80} = 1.11$$

Con el dato del caudal necesario para abastecer los accesorios, se procede a buscar el dato en el ábaco que se presenta en la figura 90.

Figura 90. **Ábaco para el cálculo de tuberías de agua fría**



Fuente: ENRIQUE HARPER, Gilberto. Calculo de instalaciones hidráulicas y sanitarias, residenciales y comerciales. Ábaco 1, p. 128.

Ya localizado el caudal (peso), se indica que el ramal de alimentación debe ser de 3/4 pulgadas de diámetro. Para los subramales que alimentan los accesorios deberá ser la tubería de 1/2 pulgada de diámetro. La tubería utilizada debe cumplir con la Norma ASTM D2241 y los accesorios serán cedula 40 y cumplir con la Norma ASTM D2466.



### Instalaciones de drenajes:

El diseño incluye sistemas totalmente independientes para la recolección tanto de las aguas servidas como de las aguas pluviales, los cuales serán conducidas por tubería PVC en diferentes diámetros y deben cumplir con los requisitos de fabricación de la norma ASTM 3034. En el diseño se permite el uso de tubería de pared delgada únicamente para las bajadas de agua pluvial y únicamente cuando las mismas se encuentren empotradas en los muros, de lo contrario incluso para el drenaje pluvial se debe utilizar PVC Norma ASTM 3034. El diseño incluye también cajas recolectoras de caudal, cajas trampa de grasa y cajas de artefacto, las cuales se construirán con paredes, base y tapadera de concreto armado.

### Determinando el diámetro de la tubería de drenaje sanitario:

Las tuberías que recibirán los afluentes de los ramales de descarga reciben el nombre de ramal de drenaje y los diámetros se obtienen de la tabla LXVII, según las unidades de Hunter que lleguen a él.

Tabla LXVII. **Dimensiones de ramales para drenaje**

<b>DIAMETRO NOMINAL</b>	<b>MAXIMO DE UNIDADES</b>
1"	1
1 1/2"	3
2"	6
3"	20
4"	160
6"	620

Fuente: ENRIQUE HARPER, Gilberto. Calculo de instalaciones hidráulicas y sanitarias, residenciales y comerciales, p. 241.

Para los ramales de drenaje de aguas negras, se utilizará tubería PVC de 4 pulgadas de diámetro ya que se encuentra en el rango de más de 20 unidades.

Determinando el diámetro de la tubería de drenaje pluvial:

Datos:

Pendiente = 2 %

Área tributaria = 709.29 m<sup>2</sup> = 0.07093 hectáreas

Tiempo para tramo inicial t = 12 min

PVC = 6"

Coefficiente de rugosidad de pvc n=0.010

Coefficiente de escorrentía para superficie de concreto c=0.90

Intensidad de lluvia para la región en 10 años.

$$I_{Tr} = \frac{A}{(B * t)^n}$$

$$I_{Tr} = \frac{46840}{(45 * 12)^{1.43}} = 144.45 \text{ mm/h}$$

Dónde:

I = intensidad de lluvia (mm/h)

Tr = periodo de retorno

t = duración (min)

A, B y n = parámetros de ajuste

Caudal de diseño:

$$q_{\text{dis.}} = \frac{C * I * A}{360}$$

$$q_{\text{dis.}} = \frac{0.90 * 144.45 * 0.0709}{360} = 0.0256 \text{ m}^3/\text{s} = 25.60 \text{ l/s}$$

Donde:

$q_{\text{dis.}}$  = caudal de diseño en  $\text{m}^3/\text{s}$

C = relación entre la escorrentía y la cantidad de lluvia caída en el area

I = intensidad de lluvia en mm/h

A = área a drenar en hectáreas

Velocidad de flujo de sección llena:

$$V = \frac{0.03429 * D^{2/3} * s^{1/2}}{n}$$

$$V = \frac{0.03429 * 6^{2/3} * 0.02^{1/2}}{0.01} = 1.60 \text{ m/s}$$

Dónde:

D = diámetro del tubo de PVC

s = pendiente

n = coeficiente de rugosidad

Área de sección de tubería:

$$A = 5.067E^{-4} * D^2$$

$$A = 5.067E^{-4} * 6^2 = 0.0182412 \text{ m}^2$$

Caudal de sección llena:

$$Q = A * V$$

$$Q = 0.0182412 * 1.60 = 0.02918592 \text{ m}^3/\text{s} = 29.18 \text{ l/s}$$

Como  $Q > q_{\text{dis}}$ . El diámetro de tubería para la conexión al sistema municipal es correcto, para los ramales se utilizó el mismo procedimiento, esto para tener un diámetro adecuado para cada ramal del salón.

### **2.1.6. Evaluación ambiental**

Marco legal

Decreto número 68-86

Artículo 8.- (Reformado por el Decreto del Congreso número 1-93). Para todo proyecto, obra, industria o cualquier otra actividad que por sus características puede producir deterioro a los recursos naturales renovables o no, al ambiente, o introducir modificaciones nocivas o notorias al paisaje y a los recursos culturales del patrimonio nacional, será necesario previamente a su desarrollo un estudio de evaluación del impacto ambiental, realizado por técnicos en la materia y aprobado por la Comisión del Medio Ambiente.

Para proyectos de bajo impacto ambiental será necesario el llenado del Formulario de Evaluación Ambiental Inicial FEAI-2, el cual se presenta en el apéndice de este documento.

#### **2.1.7. Planos constructivos**

Los planos constructivos son la representación gráfica del proceso constructivo de un proyecto arquitectónico de construcción. En ellos se dibujan todas las exigencias constructivas del proyecto, como:

Localización y ubicación, plantas amuebladas, elevaciones, plantas acotadas, armado de losas, armado de vigas, planta de columnas y cimientos, detalle de armado de columnas y cimentación, sistema de agua y drenaje.

\*Consultar apéndice.

#### **2.1.8. Elaboración de presupuesto**

Se elaboró a base de precios unitarios, tomando en cuenta lo siguiente:

Costo directo: está conformado por el costo de los materiales de construcción y los costos de mano de obra.

Costo indirecto: en este se incluyen los renglones como dirección técnica (supervisión), administración y utilidades, se consideró un 42 % del costo directo.

Para el efecto se tomaron como base los precios de los materiales y mano de obra que se trabajan en la cabecera municipal.

## Tabla LXVIII. Presupuesto general/ primer nivel

HUARY OLDEMAR MAAZ RODRIGUEZ  
EPS Ingeniería Civil

**CLIENTE:** Municipalidad de Cobán, Alta Verapaz.  
**PROYECTO:** Diseño de la plaza cultural y parqueo público de la ciudad de Cobán, Alta Verapaz.  
**UBICACIÓN:** 1ra. Calle y 1ra. Avenida de la ciudad de Cobán, Alta Verapaz.

### CUADRO DE CANTIDADES ESTIMADAS DE TRABAJO, PRIMER NIVEL

REGLON	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	SUBTOTAL	TOTAL (Q.)
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>					
1.1	Limpieza inicial	m2	943.20	7.46	7,031.56	
1.2	Trazo y nivelación	m2	943.20	13.59	12,817.20	19,848.76
<b>2</b>	<b>CIMENTACIONES</b>					
2.1	Zapata Tipo 1	unidad	2.00	19,850.58	39,701.16	
2.2	Zapata Tipo 2	unidad	1.00	26,146.32	26,146.32	
2.3	Zapata Tipo 3	unidad	2.00	11,543.10	23,086.20	
2.4	Zapata Tipo 4	unidad	1.00	18,368.55	18,368.55	
2.5	Zapata Tipo 5	unidad	1.00	25,947.19	25,947.19	
2.6	Zapata Tipo 6	unidad	1.00	22,512.29	22,512.29	
2.7	Zapata Tipo 7	unidad	2.00	24,560.31	49,120.61	
2.8	Zapata Tipo 8	unidad	1.00	23,195.86	23,195.86	
2.9	Zapata Tipo 9	unidad	2.00	18,825.72	37,651.43	
2.10	Zapata Tipo 10	unidad	2.00	8,580.02	17,160.05	
2.11	Zapata Tipo 11	unidad	4.00	19,536.72	78,146.88	
2.12	Zapata Tipo 12	unidad	1.00	23,090.08	23,090.08	
2.13	Zapata Tipo 13	unidad	5.00	13,361.27	66,806.34	
2.14	Cimiento corrido	ml	51.20	566.08	28,983.46	
2.15	Solera de amarre	ml	31.57	223.27	7,048.74	486,965.15
<b>3</b>	<b>COLUMNAS</b>					
3.1	Columna tipo 1	ml	137.70	1,324.73	182,415.59	
3.2	Columna tipo 2	ml	40.80	1,189.38	48,526.67	
3.3	Columna tipo 3	ml	177.00	327.36	57,943.06	
3.4	Columna tipo 4	ml	60.00	289.41	17,364.86	306,250.18
<b>4</b>	<b>MUROS</b>					
4.1	Levantado de block 15x20x40	m2	20.52	138.18	2,835.56	
4.2	Levantado de block 10x20x40	m2	45.65	128.90	5,884.43	
4.3	Solera intermedia	ml	50.60	201.26	10,183.79	
4.4	Solera final	ml	50.60	201.26	10,183.79	
4.5	Sillares y dinteles	ml	29.80	324.37	9,666.17	38,753.73
<b>5</b>	<b>VIGAS</b>					
5.1	Viga tipo 1	ml	17.80	794.83	14,147.92	
5.2	Viga tipo 2	ml	35.60	863.53	30,741.84	
5.3	Viga tipo 3	ml	35.60	821.05	29,229.28	
5.4	Viga tipo 4	ml	76.80	797.15	61,220.75	
5.5	Viga tipo 5	ml	57.60	764.40	44,029.72	
5.6	Viga tipo 6	ml	49.50	883.74	43,745.00	223,114.50
<b>6</b>	<b>LOSA</b>					
6.1	Losa de entrepiso	m2	596.76	629.34	375,562.09	375,562.09
<b>7</b>	<b>PISOS</b>					
7.1	Instalación de pisos	m2	276.57	260.25	71,976.09	71,976.09
<b>8</b>	<b>ACABADOS</b>					
8.1	Repello + cernido en paredes	m2	132.34	80.75	10,686.18	
8.2	Repello + alisado en columnas	ml	105.00	90.11	9,461.66	
8.3	Repello + alisado en vigas	ml	272.90	94.58	25,810.50	
8.4	Repello + cernido en cielo de losas	m2	596.76	74.92	44,712.17	90,670.51
<b>9</b>	<b>PUERTAS</b>					
9.1	Puerta tipo 1 (1.0 x 2.0 m)	unidad	2.00	1,902.80	3,805.60	
9.2	Puerta tipo 2 (0.8 x 1.8 m)	unidad	12.00	1,116.48	13,397.70	17,203.30
<b>10</b>	<b>VENTANERIA</b>					
10.1	Ventana tipo 1 (1.0 x 1.9 m)	unidad	10.00	1,161.74	11,617.38	
10.2	Ventana tipo 2 (5.4 x 0.6 m)	unidad	2.00	1,845.11	3,690.23	15,307.60
<b>11</b>	<b>ARTEFACTOS SANITARIOS</b>					
11.1	Inodoro	unidad	12.00	223.65	2,683.80	
11.2	Lavamanos	unidad	8.00	629.36	5,034.91	
11.3	Mingitorios	unidad	3.00	2,607.48	7,822.43	15,541.14
<b>12</b>	<b>RED HIDRAULICA</b>					
12.1	Red hidráulica (nivel 1)	Global	1.00	17,240.93	17,240.93	17,240.93
<b>13</b>	<b>RED DE DRENAJES</b>					
13.1	Drenaje pluvial (nivel 1)	Global	1.00	11,210.90	11,210.90	
13.2	Drenaje sanitario (nivel 1)	Global	1.00	32,205.60	32,205.60	43,416.50

Continuación de la tabla LXVIII.

REGLON	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	SUBTOTAL	TOTAL (Q.)
<b>14</b>	<b>INSTALACION ELECTRICA</b>					
14.1	Instalación eléctrica (nivel 1)	Global	1.00	43,310.00	43,310.00	43,310.00
<b>15</b>	<b>MÓDULOS DE ACCESO</b>					
15.1	Módulo de gradas (nivel 1)	m2	43.20	1,488.87	64,319.18	64,319.18
<b>TOTAL PRIMER NIVEL</b>						<b>1,829,479.65</b>
PRIMER NIVEL		metro cuadrado	709.29 m2			2,579.31

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXIX. **Presupuesto general/ segundo nivel**

CUADRO DE CANTIDADES ESTIMADAS DE TRABAJO, SEGUNDO NIVEL						
REGLON	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	SUBTOTAL	TOTAL (Q.)
<b>16</b>	<b>COLUMNAS</b>					
16.1	Columna tipo 2	ml	89.10	1,235.79	110,108.71	
16.2	Columna tipo 3	ml	218.40	332.35	72,585.04	
16.4	Columna tipo 4	ml	32.40	1,790.32	58,006.50	240,700.25
<b>17</b>	<b>MUROS</b>					
17.1	Levantado de block 0.15x0.20x0.40 m.	m2	57.44	142.60	8,190.81	
17.2	Levantado de block 0.10x0.20x0.40 m.	m2	20.05	542.49	10,877.00	
17.3	Solera intermedia	ml	84.70	198.62	16,823.39	
17.4	Solera final	ml	84.70	198.62	16,823.39	
17.5	Sillares y dinteles	ml	21.40	132.47	2,834.79	55,549.38
<b>18</b>	<b>VIGAS</b>					
18.1	Viga tipo 7	ml	35.60	758.42	26,999.70	
18.2	Viga tipo 8	ml	17.80	773.03	13,759.94	
18.3	Viga tipo 9	ml	33.60	745.31	25,042.56	
18.4	Viga tipo 10	ml	57.60	673.49	38,792.99	
18.5	Viga tipo 11	ml	49.50	805.46	39,870.30	144,465.50
<b>19</b>	<b>LOSA</b>					
19.1	Losa de entrepiso	m2	382.50	220.87	84,481.72	84,481.72
<b>20</b>	<b>PISOS</b>					
20.1	Instalación de pisos	m2	433.67	260.25	112,860.62	112,860.62
<b>21</b>	<b>ACABADOS</b>					
21.1	Repello + cernido en paredes	m2	94.90	80.75	7,663.30	
21.2	Repello + alisado en columnas	ml	339.90	90.11	30,628.90	
21.3	Repello + alisado en vigas	ml	194.10	94.58	18,357.66	
21.4	Repello + cernido en cielo de losas	m2	382.50	74.92	28,658.21	85,308.07
<b>22</b>	<b>PUERTAS, PERCIANAS Y BARANDA</b>					
22.1	Puerta tipo 2	unidad	3.00	5,736.80	17,210.40	
22.2	Puerta tipo 4	unidad	3.00	1,258.48	3,775.43	
22.3	Puerta tipo 5	unidad	1.00	11,466.50	11,466.50	
22.4	Perclana metálica 6.9 metros	unidad	3.00	9,230.00	27,690.00	
22.5	Baranda metálica	ml	16.80	497.00	8,349.60	68,491.93
<b>23</b>	<b>VENTANERIA</b>					
23.1	Ventana tipo 1	unidad	12.00	1,161.74	13,940.85	
23.2	Ventana tipo 3	unidad	3.00	12,361.10	37,083.30	51,024.15
<b>24</b>	<b>ARTEFACTOS SANITARIOS</b>					
24.1	Inodoro	unidad	3.00	223.65	670.95	
24.2	Lavamanos	unidad	3.00	294.06	882.19	1,553.14
<b>25</b>	<b>RED HIDRAULICA</b>					
25.1	Red hidráulica (nivel 2)	Global	1.00	3,190.03	3,190.03	3,190.03
<b>26</b>	<b>RED DE DRENAJES</b>					
26.1	Drenaje pluvial (nivel 2)	Global	1.00	1,151.98	1,151.98	
26	Drenaje sanitario (nivel 2)	Global	1.00	1,963.15	1,963.15	3,115.13
<b>27</b>	<b>INSTALACION ELECTRICA</b>					
27.1	Instalación eléctrica (nivel 2)	Global	1.00	50,410.00	50,410.00	50,410.00
<b>28</b>	<b>MODULOS DE ACCESO</b>					
28.1	Módulo de gradas (nivel 2)	m2	43.20	1,488.87	64,319.18	64,319.18
<b>TOTAL SEGUNDO NIVEL</b>						<b>965,469.09</b>
SEGUNDO NIVEL		metro cuadrado	465.78 m2			2,072.80

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXX. Presupuesto general/ tercer nivel

CUADRO DE CANTIDADES ESTIMADAS DE TRABAJO, TERCER NIVEL						
REGLON	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	SUBTOTAL	TOTAL (Q.)
<b>29</b>	<b>COLUMNAS</b>					
29.1	Columna tipo 2	ml	89.10	1,235.79	110,108.71	
29.2	Columna tipo 3	ml	218.40	332.35	72,585.04	
29.3	Columna tipo 4	ml	32.40	1,790.32	58,006.50	240,700.25
<b>30</b>	<b>MUROS</b>					
30.1	Levantado de block 15x20x40mm	m2	57.44	142.60	8,190.81	
30.2	Levantado de block 10x20x40mm	m2	20.05	542.49	10,877.00	
30.3	Solera intermedia	ml	84.70	198.62	16,823.39	
30.4	Solera final	ml	84.40	198.62	16,763.80	
30.5	Sillares y dinteles	ml	21.40	132.47	2,834.79	55,489.79
<b>31</b>	<b>VIGAS</b>					
31.1	Viga tipo 12	ml	53.40	721.83	38,545.96	
31.2	Viga tipo 13	ml	33.60	664.59	22,330.13	
31.3	Viga tipo 14	ml	57.60	620.32	35,730.64	
31.4	Viga tipo 15	ml	49.50	711.83	35,235.75	131,842.49
<b>32</b>	<b>LOSA</b>					
32.1	Losa de terraza	m2	382.50	195.52	74,786.75	74,786.75
<b>33</b>	<b>PISOS</b>					
33.1	Instalacion de pisos	m2	433.62	260.25	112,847.61	112,847.61
<b>34</b>	<b>ACABADOS</b>					
34.1	Repello + cernido en paredes	m2	94.90	80.75	7,663.30	
34.2	Repello + alisado en columnas	ml	339.90	90.11	30,628.90	
34.3	Repello + alisado en vigas	ml	194.10	94.58	18,357.66	
34.4	Repello + cernido en cielo de losas	m2	382.50	74.92	28,658.21	85,308.07
<b>35</b>	<b>PUERTAS, PERCIANAS Y BARANDA</b>					
35.1	Puerta tipo 3	unidad	3.00	5,736.80	17,210.40	
35.2	Puerta tipo 4	unidad	3.00	1,258.48	3,775.43	
35.3	Puerta tipo 5	unidad	1.00	11,466.50	11,466.50	
35.5	Perciana metalica 6.9 metros	unidad	3.00	9,230.00	27,690.00	
35.4	Baranda metalica	ml	16.80	497.00	8,349.60	68,491.93
<b>36</b>	<b>VENTANERIA</b>					
36.1	Ventana tipo 1	unidad	12.00	1,161.74	13,940.85	
36.2	Ventana tipo 3	unidad	3.00	12,361.10	37,083.30	51,024.15
<b>37</b>	<b>ARTEFACTOS SANITARIOS</b>					
37.1	Inodoro	unidad	3.00	223.65	670.95	
37.2	Lavamanos	unidad	3.00	269.46	808.37	1,479.32
<b>38</b>	<b>RED HIDRAULICA</b>					
38.1	Red hidraulica (nivel 3)	Global	1.00	3,190.03	3,190.03	3,190.03
<b>39</b>	<b>RED DE DRENAJES</b>					
39.1	Drenaje pluvial (nivel 3)	Global	1.00	1,151.98	1,151.98	
39.2	Drenaje sanitario (nivel 3)	Global	1.00	1,963.15	1,963.15	3,115.13
<b>40</b>	<b>INSTALACION ELECTRICA</b>					
40.1	Instalación electrica (nivel 3)	Global	1.00	50,410.00	50,410.00	50,410.00
<b>41</b>	<b>MODULOS DE ACCESO</b>					
41.1	Modulo de gradas (nivel 3)	m2	43.20	1,488.87	64,319.18	64,319.18
<b>TOTAL TERCER NIVEL</b>					<b>943,004.70</b>	
TERCER NIVEL		metro cuadrado	465.78 m2			2,024.57

Fuente: elaboración propia.



## 2.1.9. Cronograma de ejecución

En el cronograma de ejecución se estipula el tiempo promedio de la ejecución de la obra, el cronograma indica el tamaño en trabajo del proyecto en este estudio se realizó por el tiempo de quince meses.

Tabla LXXI. Cronograma de ejecución

HUARY OLDEMAR MAAZ RODRIGUEZ  
EPS Ingeniería Civil

CLIENTE: Municipalidad de Cobán, Alta Verapaz.  
PROYECTO: Diseño de la plaza cultural y parqueo público de la ciudad de Cobán, Alta Verapaz.  
UBICACIÓN: 1ra. Calle y 1ra. Avenida de la ciudad de Cobán, Alta Verapaz.

CRONOGRAMA DE EJECUCION / PRIMER NIVEL																
Región	Descripción	MESES														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Trabajos Preliminares															
1.1	Limpeza inicial	■	■													
1.2	Trazo y circulación	■	■													
2	Cimentaciones															
2.1	Zapata tipo 1	■	■													
2.2	Zapata tipo 2	■	■	■												
2.3	Zapata tipo 3	■	■	■	■											
2.4	Zapata tipo 4	■	■	■	■	■										
2.5	Zapata tipo 5	■	■	■	■	■	■									
2.6	Zapata tipo 6	■	■	■	■	■	■	■								
2.7	Zapata tipo 7	■	■	■	■	■	■	■	■							
2.8	Zapata tipo 8	■	■	■	■	■	■	■	■	■						
2.9	Zapata tipo 9	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■					
2.10	Zapata tipo 10	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■				
2.11	Zapata tipo 11	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■			
2.12	Zapata tipo 12	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■		
2.13	Zapata tipo 13	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
2.14	Cimiento corrido								■	■						
2.15	Solera de amarre								■	■						
3	Columnas															
3.1	Columna tipo 1		■	■	■	■	■									
3.2	Columna tipo 2		■	■	■	■	■									
3.2	Columna tipo 3		■	■	■	■	■									
3.4	Columna tipo 4		■	■	■	■	■									
4	Muros															
4.1	Levantado de block 15x20x40									■	■					
4.2	Levantado de block 10x20x40									■	■					
4.3	Solera intermedia									■	■					
4.4	Solera final									■	■					
4.5	Sillares y dinteles									■	■					
5	Vigas															
5.1	Viga tipo 1															
5.2	Viga tipo 2															
5.3	Viga tipo 3															
5.4	Viga tipo 4															
5.5	Viga tipo 5															
5.6	Viga tipo 6															
6	Losa															
6.1	Losa de entreniso															
7	Pisos															
7.1	Instalación de pisos															
8	Acabados															
8.1	Repello + cernido en paredes															
8.2	Repello + alisado en columnas															
8.3	Repello + alisado en vigas															
8.4	Repello + cernido en cielo de losas															
9	Puertas															
9.1	Puerta tipo 1 (1.0 x 2.0 m)															
9.2	Puerta tipo 2 (0.8 x 1.8 m)															
10	Ventaneria															
10.1	Ventana tipo 1 (1.0 x 1.9 m)															
10.2	Ventana tipo 2 (5.4 x 0.6 m)															
11	Artefactos Sanitarios															
11.1	Inodoro															
11.2	Lavamanos															
11.3	Miñitorios															
12	Red Hidráulica															
12.1	Red hidráulica (nivel 1)															
13	Red de Drenajes															
13.1	Drenaje pluvial (nivel 1)															
13.2	Drenaje sanitario (nivel 1)															
14	Instalación Eléctrica															
14.1	Instalación eléctrica (nivel 1)															
15	Módulos de acceso															
15.1	Módulo de gradas (nivel 1)															

Continuación de la tabla LXXI.

CRONOGRAMA DE EJECUCION / SEGUNDO NIVEL															
Renglón	Descripción	MESES													
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
16	<b>Columnas</b>														
16.1	Columna tipo 2														
16.2	Columna tipo 3														
16.3	Columna tipo 4														
17	<b>Muros</b>														
17.1	Levantado de block 15x20x40														
17.2	Levantado de block 10x20x40														
17.3	Solera intermedia														
17.4	Solera final														
17.5	Sillares y dinteles														
18	<b>Vigas</b>														
18.1	Viga tipo 7														
18.2	Viga tipo 8														
18.3	Viga tipo 9														
18.4	Viga tipo 10														
18.5	Viga tipo 11														
19	<b>Losa</b>														
19.1	Losa de entrepiso														
20	<b>Pisos</b>														
20.1	Instalación de pisos														
21	<b>Acabados</b>														
21.1	Repello + cerrado en paredes														
21.2	Repello + alisado en columnas														
21.3	Repello + alisado en vigas														
21.4	Repello + cerrado en cielo de losas														
22	<b>Puertas, Percianes y Baranda</b>														
22.1	Puerta tipo 2														
22.2	Puerta tipo 4														
22.3	Puerta tipo 5														
22.4	Perciana metálica 6.9 metros														
22.5	Baranda metálica														
23	<b>Ventanería</b>														
23.1	Ventana tipo 1														
23.2	Ventana tipo 3														
24	<b>Artefactos Sanitarios</b>														
24.1	Inodoro														
24.2	Lavamanos														
25	<b>Red Hidráulica</b>														
25.1	Red hidráulica (nivel 2)														
26	<b>Drenajes</b>														
26.1	Drenaje pluvial (nivel 2)														
26.2	Drenaje sanitario (nivel 2)														
27	<b>Instalación Eléctrica</b>														
27.1	Instalación eléctrica (nivel 2)														
28	<b>Modulos de acceso</b>														
28.1	Modulo de gradas (nivel 2)														

CRONOGRAMA DE EJECUCION / TERCER NIVEL															
Renglón	Descripción	MESES													
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
29	<b>Columnas</b>														
29.1	Columna tipo 2														
29.2	Columna tipo 3														
29.3	Columna tipo 4														
30	<b>Muros</b>														
30.1	Levantado de block 15x20x40														
30.2	Levantado de block 10x20x40														
30.3	Solera intermedia														
30.4	Solera final														
30.5	Sillares y dinteles														
31	<b>Vigas</b>														
31.1	Viga tipo 12														
31.2	Viga tipo 13														
31.3	Viga tipo 14														
31.4	Viga tipo 15														
32	<b>Losa</b>														
31.5	Losa de terraza														
33	<b>Pisos</b>														
33.1	Instalación de pisos														
34	<b>Acabados</b>														
34.1	Repello + cerrado en paredes														
34.2	Repello + alisado en columnas														
34.3	Repello + alisado en vigas														
34.4	Repello + cerrado en cielo de losas														
35	<b>Puertas, Percianes y Baranda</b>														
35.1	Puerta tipo 3														
35.2	Puerta tipo 4														
35.3	Puerta tipo 5														
35.4	Perciana metálica 6.9 metros														
35.5	Baranda metálica														
36	<b>Ventanería</b>														
36.1	Ventana tipo 1														
36.2	Ventana tipo 3														
37	<b>Artefactos Sanitarios</b>														
37.1	Inodoro														
37.2	Lavamanos														
38	<b>Red Hidráulica</b>														
38.1	Red hidráulica (nivel 3)														
39	<b>Red de Drenajes</b>														
39.1	Drenaje pluvial (nivel 3)														
39.2	Drenaje sanitario (nivel 3)														
40	<b>Instalación Eléctrica</b>														
40.1	Instalación eléctrica (nivel 3)														
41	<b>Modulos de Acceso</b>														
41.1	Modulo de gradas (nivel 3)														

Fuente: elaboración propia.

## **2.2. Diseño del puente vehicular de la carretera que conecta a las comunidades Rubelyum y Sactela del municipio de Cobán, departamento de Alta Verapaz**

Se presenta la descripción del segundo proyecto, investigaciones realizadas, diseño y normas utilizadas.

### **2.2.1. Descripción del proyecto**

El proyecto consiste en diseñar un puente vehicular de concreto reforzado, de una vía, capaz de soportar cargas de vehículo AASHTO H15-44, con una luz entre apoyos de 20 metros y un ancho total de 3 metros de rodadura, estribos de concreto ciclópeo, vigas de apoyo, cortinas, vigas principales, losa y diafragmas de concreto reforzado.

Después de evaluar las diferentes clases de estructuras que se pueden utilizar, se seleccionó una de concreto reforzado fundida *in situ* (en el lugar), debido a que con estos se pueden cubrir luces de hasta 25 metros sin apoyo central, no necesita equipo especial para la construcción, se pueden aprovechar los materiales del lugar, no requieren de mayor mantenimiento y el acceso al lugar es muy difícil, para utilizar otro tipo de estructura.

### **2.2.2. Investigación preliminar**

Se realizó una investigación de campo (estudio topográfico, de suelos e hidraulico), para recabar datos e información que facilitará la planificación del diseño de la estructura.

### 2.2.2.1. Estudio topográfico

El método utilizado para el levantamiento topográfico es radiación desde un punto, el cual consistió en colocar el aparato topográfico, en este caso estación total, en una ubicación desde donde se podía visualizar la mayor cantidad de puntos a los que se les denominará Radiaciones, y con ello se obtuvo el polígono donde se construirá el proyecto y las coordenadas.

### 2.2.2.2. Análisis de suelos

Ensayo triaxial: se obtuvo una muestra de suelo inalterada de 1 pie cúbico a una profundidad de 3 metros, en el lugar donde se construirá la edificación.

Los resultados de la muestra de suelo se dan a continuación:

Datos:

$D_f$	= 3(m)	Profundidad donde se obtuvo la muestra
$\theta_{\text{fricción}}$	= 11.41°	Ángulo de fricción interna
$C_u$	= 2.40 (ton/m <sup>2</sup> )	Cohesión
$\gamma_{\text{suelo}}$	= 1.46 (ton/m <sup>3</sup> )	Peso específico del suelo

Con estos valores se procedió al cálculo del valor soporte  $q_d$ :

Convirtiendo grados en radianes:

$$\theta_{\text{fricción}} = 11.41^\circ * \frac{\pi}{180^\circ} = 0.19914 \text{ rad}$$

Calculando factores de capacidad de carga:  $N_q$ ,  $N_c$  y  $N_\gamma$

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - \theta_{fi} \text{ rad}\right) \tan \theta_{fi}}}{2 \cos^2\left[45^\circ + \frac{\theta_{fi}}{2}\right]} = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - 0.19914\right) \tan(11.41^\circ)}}{2 \cos^2\left[45^\circ + \frac{11.41^\circ}{2}\right]} = 3.10$$

$$N_c = \cot \theta (N_q - 1) = \cot(11.41^\circ) (3.10 - 1) = 10.40$$

$N_\gamma$  se encuentra interpolando la tabla 3.1, Factores de Capacidad de Carga de Terzaghi (ver apéndice), tomando los siguientes datos:

$$(\theta_1, N_{\gamma 1}) = (11, 0.69)$$

$$(\theta_x, N_\gamma) = (11.41, \text{¿?})$$

$$(\theta_2, N_{\gamma 2}) = (12, 0.85)$$

$$N_\gamma = \frac{\theta_x - \theta_1}{\theta_2 - \theta_1} * (N_{\gamma 2} - N_{\gamma 1}) + N_{\gamma 1} = \frac{11.41^\circ - 11^\circ}{12^\circ - 11^\circ} * (0.85 - 0.69) + 0.69 = 0.76$$

Valor soporte último:

$$q_o = 1.3 C N_c + (\gamma_{\text{suelo}} D_f) N_q + 0.4 \gamma_{\text{suelo}} B N_\gamma$$

$$q_o = 1.3 * 2.4 * 3.10 + (1.46 * 3) * 10.40 + 0.4 * 1.46 * 1 * 0.76$$

$$q_o = 46.48 \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

Valor soporte neto último:

$$q_u = q_o - (\gamma_{\text{suelo}} D_f)$$

$$q_u = 46.48 \text{ (ton/m}^2\text{)} - (1.46 \text{ (ton/m}^3\text{)} * 3 \text{ (m)})$$

$$q_u = 42.10 \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

Valor soporte de diseño:

$$q_d = \frac{q_u}{f_c} = \frac{42.10 \text{ (ton/m}^2\text{)}}{3} = 14.03 \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

Donde:

$f_c$  = factor de seguridad igual a 3.

### **2.2.2.3. Estudio hidrológico**

Los estudios hidrológicos son de gran importancia ya que este juntamente con el levantamiento topográfico determina la geometría final que tendrá la estructura.

Para el diseño de un puente se debe considerar la creciente en un río, la cual se puede dividir en tres tipos:

- Creciente normal: la que mantiene el río y varía poco.
- Creciente máxima: la que ocurre casi anualmente en el invierno.
- Creciente máxima extraordinaria: la que ocurre cuando se da un fenómeno natural.

Generalmente se coloca la superestructura a dos metros de la creciente máxima.

Para el cálculo de los caudales que puedan tener los ríos, existen varios métodos entre los cuales tenemos: aforo directo con molinete, vertederos, volumétrico, aforo químico, sección pendiente, etc.

El método que se utilizó en presente proyecto fue el de sección pendiente el cual se explica a continuación:

Método sección pendiente: es uno de los métodos más utilizados en lugares donde no es posible recabar información suficiente para un cálculo confiable. Para la utilización de este método de cálculo de caudales, es necesario el conocimiento de la sección transversal y la altura extrema a la que ha llegado el agua en las crecidas máximas. Para conocer la altura máxima a la que ha llegado el agua se recurre a los siguientes procedimientos:

- Verificar las señales que han dejado grandes crecidas.
- Preguntar a los habitantes del lugar.
- Por medio de archivos o crónicas locales si las hubieran.

Ya obtenida la información necesaria, se procede a calcular el área A que abarca la sección transversal máxima y así utilizar la ecuación de continuidad para determinar el caudal máximo:

$$Q = V * A$$

La velocidad de la corriente se determina aplicando la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} (R^{2/3} * s^{1/2})$$

Donde:

V = velocidad en m/s

R = radio hidráulico = área / perímetro mojado

s = pendiente del terreno donde pasa la corriente

n = coeficiente de rugosidad de Manning

Los datos básicos para determinar la crecida máxima por este método son: el área de la sección de la corriente y la pendiente.

Cálculo de la pendiente: la pendiente del terreno se obtuvo midiendo una distancia de 25 metros, a la cual la pendiente cambiaba, utilizando para el efecto la estación total, una cinta métrica y estacas, la pendiente se determinó en los puntos más cercanos en donde se construirá el puente, siendo esta de 1.5 %.

Cálculo del área de la sección de la corriente: el valor del área de la sección de la corriente, se obtiene a partir de la altura máxima la cual es de 2.8 metros. El área de la sección transversal es de 27.67 cm<sup>2</sup>.

Cálculo de caudales máximos: para el cálculo de los caudales, se hace uso de un coeficiente de rugosidad de 0.20, tomando en cuenta el tipo de terreno.

Datos:

Área = 27.67 cm<sup>2</sup>

Perímetro mojado = 17.93 m

Pendiente = 1.5 %

Coeficiente de rugosidad = 0.20

$$V = \frac{1}{(0.20)} \left( \left( \frac{27.67}{17.93} \right)^{2/3} \times (0.015)^{1/2} \right) = 0.818 \text{ m/s}$$



$$Q = 0.818 * 27.67 = 22.6.3 \text{ m}^3/\text{s}$$

De acuerdo con estos resultados, se determinó que la altura máxima del puente es de 4.8 metros a partir de la parte más baja del lecho del río.

### **2.2.3. Diseño estructural del puente**

Para diseñar los diferentes elementos estructurales del puente se aplicaron criterios y recomendaciones de AASHTO (American Association of Highways and Transportation Officials) y ACI (American Concrete Institute).

#### **2.2.3.1. Diseño de la superestructura**

La superestructura del puente comprende lo que es la losa de rodamiento, las vigas principales y los diafragmas, así como los barandales del puente.

##### **2.2.3.1.1. Diseño de la losa**

Espesor de losa: para el cálculo del espesor de la losa, la AASHTO recomienda las profundidades mínimas estipuladas en la tabla 8.9.2 de la norma AASHTON, a menos que se pueda comprobar por cálculo de la deflexión que un menor espesor pueden ser utilizados sin efectos adversos.

$$t = \frac{1.2(s+10)}{30} \geq 0.542$$

Donde:

t = espesor de losa

s = luz libre más profundidad de los miembros, pero no podrá rebasar la distancia entre ejes de apoyos en pies según norma AASHTO 8.8.

$$t = \frac{1.2((5.9055 \text{ pies}) + 10)}{30} = 0.64 \text{ pies} \geq 0.542$$

$$t = 0.636 \text{ pies} = 0.1939 \text{ m}$$

Se utilizará un espesor de 0.20 m.

Peralte de losa: para el cálculo del peralte de la losa se tomara el espesor de la losa y se le restará el recubrimiento y el radio de la varilla tal como se indica en la fórmula siguiente:

$$d = t - \frac{\phi}{2} - r$$

Donde:

d = peralte efectivo

t = espesor de losa

$\phi$  = diametro de varilla a utilizar en losa (varilla No.4,  $\phi = 1.27 \text{ cm}$ )

r = recubrimiento mínimo 1 pulgada = 2.54 cm (según norma AASHTO 8.22.1)

$$d = 0.2 - \frac{0.0127}{2} - 0.0254 = 0.16825 \text{ m}$$

Momentos por carga muerta: para el cálculo de los momentos por carga muerta, primero se tendrá que calcular el peso total de la estructura tomando en cuenta: el peso de la losa, el peso del asfalto y el peso de la baranda, cada peso se calcula como se indica a continuación:

$$W_{\text{losa}} = W_{\text{concreto}} * t_{\text{losa}} * 1_{\text{metro lineal}}$$

$$W_{\text{losa}} = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0.2 \text{ m} * 1 \text{ m} = 480 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{asfalto}} = W_{\text{asfalto}} * t_{\text{asfalto}} * 1_{\text{metro lineal}}$$

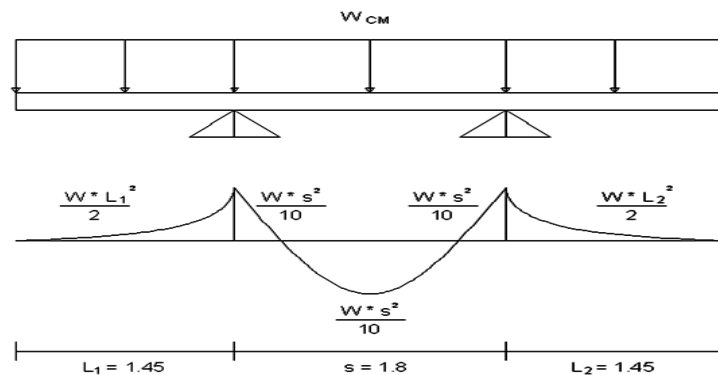
$$W_{\text{asfalto}} = 2100 \text{ kg/m}^3 * 0.05 \text{ m} * 1 \text{ m} = 480 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{barandal}} = 40 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{losa}} + W_{\text{asfalto}} + W_{\text{barandal}}$$

$$W_{\text{total}} = 480 \text{ kg/m} + 105 \text{ kg/m} + 40 \text{ kg/m} = 625 \text{ kg/m}$$

Figura 91. Diagrama de carga y momento en losa de puente



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

$$M_{cm} = \frac{W L_1^2}{2} = \frac{625 * 1.45^2}{2} = 657.03 \text{ kg/m}$$

$$M_{cm} = \frac{W s^2}{10} = \frac{625 * 1.8^2}{10} = 202.50 \text{ kg/m}$$

$$M_{cm} = \frac{W L_2^2}{2} = \frac{625 * 1.45^2}{2} = 657.03 \text{ kg/m}$$

Se debe tomar el momento más crítico en este caso: 657.03 kg/m.

Cálculo de momento por carga viva: el momento por carga viva es causado por las cargas de los diferentes vehículos que circularán sobre el mismo, escogiéndose para el diseño el vehículo tipo H-15, el cual produce en las llantas del eje delantero una carga de 1 360,80 Kg (3 000 lb) y en las llantas del eje trasero una carga de 5 443,20 kg (12 000 lb); tomándose para el diseño, la carga del eje más pesado.

El momento se calcula de acuerdo a la especificación AASHTO 3.24.3:

$$M_{cv} = 0.8 \left( \frac{S + 2}{32} \right) P_{15}$$

Donde:

S = luz libre más profundidad de los miembros, pero no podrá rebasar la distancia entre ejes de apoyos en pies según norma AASHTO 8.8

$P_{15}$  = 12,000 lb, según norma AASHTO 3.24.3.1

$$M_{cv} = 0.8 \left( \frac{5.9055+2}{32} \right) * 12,000 = 2,371.6536 \text{ lb} - \text{pie} = 327.8934 \text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo de carga debido al impacto: es el incremento que se la hace al momento por carga viva para permitir los efectos dinámicos, de vibración y de impacto. Dicho incremento deberá ser menor o igual al 30 %, y se determina mediante la fórmula (AASHTO 3.8.2):

$$I = \frac{50}{L + 125} \leq 30\%$$

Donde:

I = carga de impacto según AASHTO 3.8

L = longitud en pies de la parte del tramo que se carga para producir la máxima tensión en el miembro, para los pisos de carretera la longitud del tramos de diseño. AASHTO 3.8.2.1 y 3.8.2.2

$$I = \frac{50}{65.6168+125} = 0.38 * 100 = 26\% \leq 30\%$$

Cálculo del momento último: para la combinación de cargas y momento se determina según norma AASHTO 3.22, mediante la fórmula siguiente:

$$M_u = 1.3 \left( M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} * (I + 1)) \right)$$

$$M_u = 1.3 \left( 657.0313 + \frac{5}{3} (327.8934 * (0.26 + 1)) \right) = 1,750.9282 \text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo del refuerzo de la losa:

Refuerzo transversal cama inferior:

$$A_s = \left( bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 * f_c}} \right) * \frac{0.85 * f_c}{f_y}$$

Datos:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 16.865 \text{ cm}$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 1,750.9282 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \left( 100 * 16.865 - \sqrt{(100 * 16.865)^2 - \frac{1,750.9282 * 100}{0.003825 * 281}} \right) * \frac{0.85 * 281}{4200} = 2.78 \text{ cm}^2$$

Determinando  $A_{s_{\text{mínimo}}}$  y  $A_{s_{\text{máximo}}}$  para comprobar si el  $A_s$  esta en el rango aceptable.

$$A_{s_{\text{mínimo}}} = \frac{14.1}{f_y} b d = \frac{14.1}{4200} * 100 * 16.865 = 5.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{máximo}}} = \rho_{\text{max}} b d = 0.014330124 * 100 * 16.865 = 24.17 \text{ cm}^2$$

Se encontró que el  $A_s$  es menor al  $A_{s_{\text{mínimo}}}$  por lo que se utilizará el  $A_{s_{\text{mínimo}}}$  para el armado del refuerzo transversal de la cama inferior.

La distribución de varillas se encuentra por medio de la formula siguiente:

$$S = \frac{A_{s_{\text{varilla}}} * 100}{A_{s_{\text{min}}}} = \frac{1.26677 * 100}{5.66} = 22.38 \text{ cm}$$

Para el refuerzo transversal cama inferior se utilizará varillas No.4 @ 20 cm.

Refuerzo transversal cama superior: se calcula como Acero a temperatura.

$$A_{s_{\text{temperatura}}} = 0.002 b t = 0.002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}$$

La distribución de varillas se encuentra por medio de la formula siguiente:

$$S = \frac{A_{s_{\text{varilla}}} * 100}{A_{s_{\text{mínimo}}}} = \frac{1.26677 * 100}{4} = 31.669 \text{ cm}$$

Para el refuerzo transversal cama superior se utilizará varillas No.4 @ 30 cm.

Refuerzo longitudinal: se encuentra primero el factor longitudinal mediante la fórmula:

$$FL = \frac{2.2}{\sqrt{s}} \leq 67\%$$

Donde:

FL = factor longitudinal según AASHTO 3.24.10.2

s = luz libre más profundidad de los miembros, pero no podrá rebasar la distancia entre ejes de apoyos en pies según AASHTO 8.8

$$FL = \frac{2.2}{\sqrt{(5.9055)}} = 0.9053 * 100 = 90.53\% > 67\%$$

$$A_{s_{longitudinal}} = A_{s_{minima}} * FL = 5.66 * 0.67 = 3.79 \text{ cm}^2$$

La distribución de varillas se encuentra por medio de la formula siguiente:

$$S = \frac{A_{s_{varilla}} * 100}{A_{s_{longitudinal}}} = \frac{1.26677 * 100}{3.79} = 33.42 \text{ cm}$$

Para el refuerzo longitudinal ambas camas se utilizará varillas No.4 @ 30 cm.

Cálculo del refuerzo de la acera: el armado de la acera es el mismo que el de la losa, es decir es una continuación del acero de refuerzo.

### 2.2.3.1.2. Diseño de las vigas principales

Determinando las dimensiones de la viga: la sección de vigas principales se determina basándose en la luz de las mismas; es decir, el largo. Por tanto para el cálculo del peralte se recomienda que éste no sea menor que  $L/16$  para no hacer chequeo por deflexiones y la base de la viga no deberá ser menor que el peralte sobre 3.5, para no chequear alabeo.

$$H_{\text{viga}} = \frac{L}{16} = \frac{20}{16} = 1.25 \quad \text{se utilizará } H_{\text{viga}} = 1.30 \text{ m}$$

$$B_{\text{viga}} = \frac{H_{\text{viga}}}{3.5} = \frac{1.30}{3.5} = 0.37 \quad \text{se utilizará } B_{\text{viga}} = 0.60 \text{ m}$$

Donde:

$L$  = longitud del puente

Momento por carga muerta: para obtener el momento por carga muerta, se utiliza la carga total ( $W_{\text{total}}$ ) distribuida en la viga y la carga  $P$  producida por los diafragmas.

$$W_{\text{total}} = W_{\text{losa}} + W_{\text{vigas principales}}$$

$$W_{\text{total}} = 625 \text{ kg/m} + 2,400 \text{ kg/m}^3 * 1.3 \text{ m} * 0.6 \text{ m} = 2,497 \text{ kg/m}$$

Carga puntual producida por los diafragmas:

$$P = W_{\text{diafragma}} * S$$



Donde:

$W_{\text{diafragma}}$  = peso del diafragma

$s$  = luz libre más profundidad de los miembros, pero no podrá rebasar la distancia entre ejes de apoyo en pies, según norma AASHTO 8.8

$$P = (2,400 \text{ kg/m}^3 * 1 \text{ m} * 0.5 \text{ m})(1.8 \text{ m}) = 2,160 \text{ kg}$$

Por lo que el momento por carga muerta, se encuentra mediante la siguiente formula:

$$M_{\text{cm}} = \frac{W_{\text{total}} L^2}{8} + Pa$$

Donde:

$W_{\text{cm}}$  = carga total producida por el peso de la sola y de las vigas principales

$L$  = longitud del puente

$P$  = carga producida por los diafragmas

$a$  = distancia entre diafragmas

$$M_{\text{cm}} = \frac{2,497 \text{ kg/m} * (20 \text{ m})^2}{8} + 2,160 \text{ kg} * 9.825 \text{ m} = 146,072 \text{ kg} - \text{m}$$

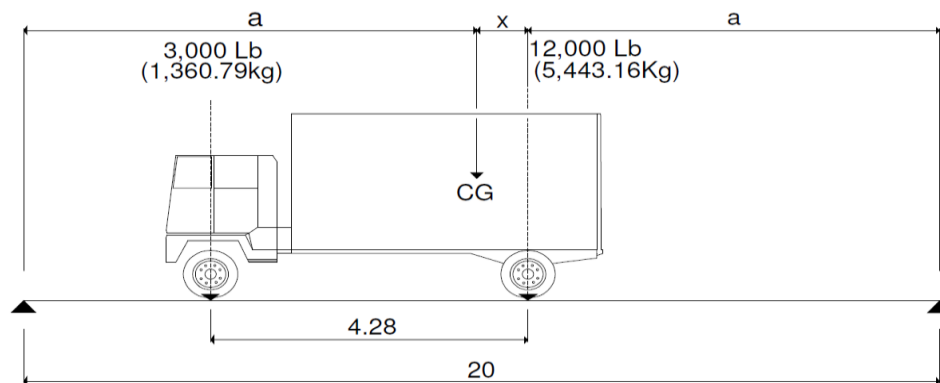
Cálculo del momento por carga viva: la carga viva vehicular utilizada para este diseño es H-15. Esta carga se analiza desde dos situaciones diferentes.

La primera se enfoca a una carga puntual correspondiente a la mayor carga del camión localizada en una posición crítica a lo largo del puente. El

momento máximo por carga viva en esta posición, ocurre en la carga más cercana al centro de gravedad, cuando ésta se encuentra tan lejos del soporte como su centro de gravedad (CG) del otro.

La segunda situación ocurre, cuando en un momento dado existe una fila de camiones; la cual corresponde a una carga distribuida a lo largo del puente, esta carga tendría también su correspondiente momento. Al haber analizado ambas situaciones y obtenido sus momentos, se escoge el mayor, y este será utilizado para el diseño final.

Figura 92. **Distribución de carga en vigas debido a la sobre carga**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Hallando el centro de gravedad (CG) en la posición de la figura arriba indicada se realiza sumatoria de momentos al vehículo de diseño respecto al centro de gravedad (CG):

$$\sum M_{CG} = 0$$

$$3,000 (14 - X) - 12,000 X = 0$$

$$X = 2.8 \text{ pies} = 0.85344 \text{ m}$$

Encontramos la distancia a:

$$2a + X = L$$

$$2a + 0.86344 = 20$$

$$a = 9.57 \text{ m}$$

Hallando las reacciones R1 y R2:

$$\sum M_A = 0$$

$$20R_2 - 5443.16(9.5733) - 1360.79(9.5733 + 4.2666) = 0$$

$$R_2 = 3547.11 \text{ kg}$$

$$\sum F_Y = 0$$

$$R_1 + 3547.11 - 5443.16 - 1360.79 = 0$$

$$R_1 = 3256.84 \text{ kg}$$

Para el momento máximo se hace un corte en la sección donde se aplica la mayor carga.

$$\sum M_{\max} = R_2 * 10.422 - 1360.79 * 4.27$$

$$M_{\max} = 31178.0567 \text{ m}$$

Cálculo del momento debido al impacto:

$$I = \frac{50}{L + 125} < 30\%, \quad L \text{ en pies}$$

$$I = \frac{50}{65.62 + 125} = 0.26 < 30\%$$

$$I = 1.26$$

Cálculo del factor de distribución: según norma AASHTO 3.22.3 se utilizará la siguiente expresión para el cálculo del factor de distribución:

$$FD = \frac{S}{6.5}$$

Donde:

S = espaciamiento entre vigas en pies

$$FD = \frac{5.9055}{6.5} = 0.9085$$

Cálculo del factor de frenado:

Ff = 5% \* carga del camión \* ancho del camión

$$Ff = 0.05 * 6803.95 \text{ kg} * 1.8 \text{ m} = 612.35 \text{ kg} - \text{m}$$

Calculo momento total actuante en la viga:

$$Mu = 1.3 \left[ M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} * I * FD) \right]$$

$$Mu = 1.3 \left[ 146072 + \frac{5}{3} ((31178.0567 + 612.3792) * (1 + 0.2623) * (1)) \right]$$

$$Mu = 276840.44 \text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo del acero de refuerzo:

Refuerzo al centro de la viga:

$$A_s = \left[ d * b - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 * f_c}} \right] * \frac{\phi * f_c}{f_y}$$

Datos para el cálculo del  $A_s$ :

$$M_u = 276840.44 \text{ kg} - \text{m}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$d = 125 \text{ cm}$$

$$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 63.4078 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{4200} * 60 * 125 = 25.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = \left[ 0.5 * \left( (0.85)^2 * \frac{f_c}{f_y} * \frac{6090}{f_y + 6090} \right) \right] * b * d$$

$$A_{s_{\max}} = \left[ 0.5 * \left( (0.85)^2 * \frac{281}{4200} * \frac{6090}{4200 + 6090} \right) \right] * 60 * 125 = 107.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 25.18 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 63.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 107.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} < A_s < A_{s_{\max}} \quad \text{Ok}$$

El armado quedará distribuido de la siguiente forma:

Cama superior:

- 33 % del  $A_s = 0.33 * 63.40 = 20.88 \text{ cm}^2$
- $A_{s_{\min}} = 25.18 \text{ cm}^2$

Se utilizará 5 varillas #8.

Cama inferior:

- 50% del  $A_s = 0.50 * 63.40 = 31.64 \text{ cm}^2$
- $A_{s_{\min}} = 25.18 \text{ cm}^2$

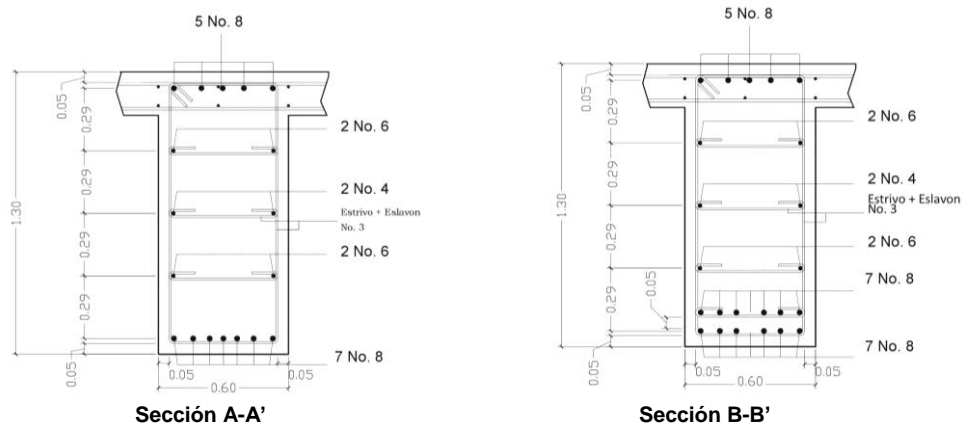
Se utilizará 7 varillas #8.

Refuerzo adicional: se debe agregar un refuerzo adicional en las caras cuando la distancia entre la cama superior e inferior excede los 30 cm dicho refuerzo se recomienda que sea de al menos  $0.25 \text{ pulg}^2$  por pie de alto.

$$h_{\text{viga principal}} = 1.30 \text{ m} \cong 4.264 \text{ pies}$$

$$0.25 \text{ pulg}^2 * 4.264 \text{ pies} = 1.066 \text{ pulg}^2 = 6.88 \text{ cm}^2 \cong 2\#6 + 1\#4.$$

Figura 93. **Detalle de armado de viga principal**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Diseño de corte:

Corte debido a carga muerta:

$$V_{cm} = \frac{W_{cm} * L}{2} + \frac{\sum P}{2}$$

Donde:

$W_c$  = carga muerta

$L$  = longitud de la viga

$P$  = carga producida por el diafragma

$$V_{cm} = \frac{2497 * 20}{2} + \frac{2160}{2} = 26050 \text{ kg}$$

Corte debido a carga viva:

$$\sum M_A = 0$$

$$R_2 * L - P_{CG} * X = 0$$

$$R_2 = \frac{P_{CG} * X}{L} = \frac{6803.95 * 1360.79}{20} = 290.34 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_1 + R_2 - P_{CG} = 0$$

$$R_1 = 6803.95 - 290.34 = 6513.56 \text{ kg}$$

$$R_1 = V_{CV\max} = 6803.95 \text{ kg}$$

Corte debido al impacto:

$$I = \frac{50}{L+125} = \frac{50}{65.62+125} = 0.26$$

Corte último:

$$V_u = 1.3 \left[ V_{cm} + \frac{5}{3} (V_{cv} * (1 + I)) \right]$$

$$V_u = 1.3 \left[ 26050 + \frac{5}{3} (6513.56 * (1 + 0.26)) \right] = 51679.56 \text{ kg}$$

Cálculo de la resistencia última del concreto:

$$V_{conc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_{conc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 60 * 125 = 56638.17 \text{ kg}$$



$V_{conc} > V_u$  , como el corte que resiste el concreto es mayor al corte último, solo serán necesarios estribos por armado a una separación máxima de  $d/2$  menor o igual a 30 cm.

$$S = \frac{d}{2} = \frac{125}{2} = 62.5 \text{ cm, usar un espaciamiento } S = 30 \text{ cm}$$

### 2.2.3.1.3. Diseño de diafragmas

La especificación de la norma AASHTO 8.12 indica que deben de colocarse diafragmas en los extremos de las vigas T y de las vigas rectangulares, a menos que otros medios sean suministrados, para resistir cargas laterales y mantener la geometría de la sección. Se utiliza un diafragma intermedio recomendado para luces mayores de 40 pies (12 metros).

Los diafragmas no están diseñados para soportar cargas provenientes de la losa, los diafragmas se refuerzan con el área de acero mínimo.

Cálculo de diafragma interior:

$$h_{\text{diaf. interior}} = \frac{3}{4} * h_{\text{viga}} = \frac{3}{4} * 1.3 = 0.975 \text{ m} \cong 1 \text{ m}$$

$$b_{\text{diaf. interior}} = \frac{1}{2} * h_{\text{diaf. interior}} = \frac{1}{2} * 1 = 0.50 \text{ m}$$

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{14.1}{f_y} * b * d = \frac{14.1}{4200} * 50 * 100 = 16.79 \text{ cm}^2$$

Se utilizará 6 No. 6 corridos, tanto en la cama inferior como la cama superior.

Se debe agregar un refuerzo adicional en las caras cuando la distancia entre la cama superior e inferior excede los 30 cm dicho refuerzo se recomienda que sea de al menos 0.25 pulg<sup>2</sup> por pie de alto.

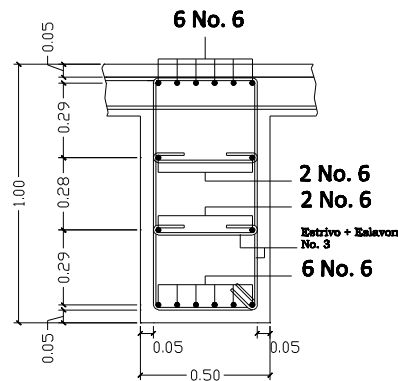
$$h_{\text{diaf. interior}} = 1 \text{ m} \cong 3.28 \text{ pies}$$

$$0.25 \text{ pulg}^2 * 3.28 \text{ pies} = 0.82 \text{ pulg}^2 = 5.29 \text{ cm}^2 \cong 2\#6.$$

El refuerzo a corte quedara d/2:

$$S = \frac{d}{2} = \frac{1}{2} = 0.50 \leq 30 \text{ cm}$$

Figura 94. **Detalle de armado de diafragma interior**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Cálculo de diafragma exterior:

$$h_{\text{diaf. exterior}} = \frac{1}{2} * h_{\text{viga}} = \frac{1}{2} * 1.3 = 65 \text{ cm} \cong 70 \text{ cm}$$

$$b_{\text{diaf. exterior}} = \frac{1}{2} * h_{\text{diaf. exterior}} = \frac{1}{2} * 70 = 35 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{f_y} * b * d = \frac{14.1}{4200} * 35 * 70 = 8.22 \text{ cm}^2$$

Se utilizará 3 No. 6 corridos, tanto en la cama inferior como la cama superior.

Se debe agregar un refuerzo adicional en las caras cuando la distancia entre la cama superior e inferior excede los 30 cm dicho refuerzo se recomienda que sea de al menos 0.25 pulg<sup>2</sup> por pie de alto.

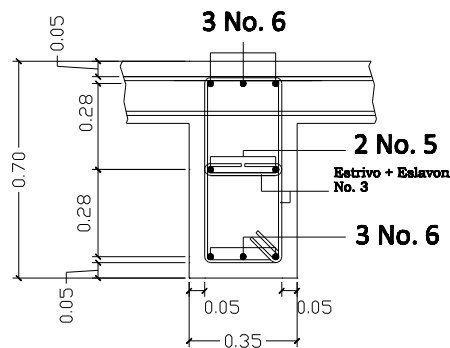
$$h_{\text{diaf. exterior}} = 0.7 \text{ m} \cong 2.30 \text{ pies}$$

$$0.25 \text{ pulg}^2 * 2.30 \text{ pies} = 0.57 \text{ pulg}^2 = 3.7 \text{ cm}^2 \cong 2 \text{ No. 5 a cada } 28 \text{ cm.}$$

El refuerzo a corte quedara d/2:

$$S = \frac{d}{2} = \frac{70}{2} = 35 \leq 30 \text{ cm}$$

Figura 95. **Detalle de armado de diafragma exterior**

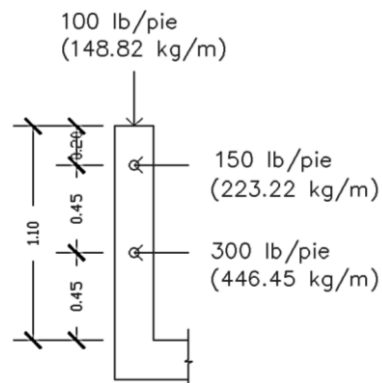


Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

### Diseño de barandales:

Según la norma AASHTO 2.7.1 los postes y pasamanos se diseñan con las cargas descritas en la figura que se muestra a continuación. Su función primordial es la protección de los peatones, soportados por postes de concreto reforzado. La altura mínima recomendada para los postes de los pasamanos es de 42 pulgadas. AASHTO recomienda para el diseño de los postes una carga vertical de 100 lb/pie (149 kg/m), y una carga horizontal de 300 lb/pie (448 kg/m), que son producto de los peatones que circulan por la acera.

Figura 96. **Detalle del diseño del barandal**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Diseño de pasamanos: se diseñara como una viga continua, con una carga no mayor a 300 lb/pie (447.21 kg/m), en el cual se usaran tubos HG estándar de 3 pulgadas de diámetro. Según AISC se tiene que el diámetro interno de un tubo HG de 3 pulgadas es de 3.068 pulgadas, mientras que el diámetro externo es de 3.5 pulgadas, así como una inercia de 3.017 pulgadas a la cuarta.

$$C = \frac{\phi_{\text{ext.}}}{2}$$

$$C = \frac{3.5}{2} = 1.75 \text{ pulg}$$

Módulo de sección:

$$S = \frac{I_{\text{inercia}}}{C}$$

$$S = \frac{3.017}{1.75} = 1.724 \text{ pulg}^3$$

Análisis de resistencia de tubo:

$$M_u = S * f$$

$$f = 20,000 \text{ lb/pulg}^2$$

$$M_u = 1724 * 20000 = 34480 \text{ lb} - \text{pulg} \approx 2873.33 \text{ lb} - \text{pie}$$

Por ser tramos continuos se utiliza:

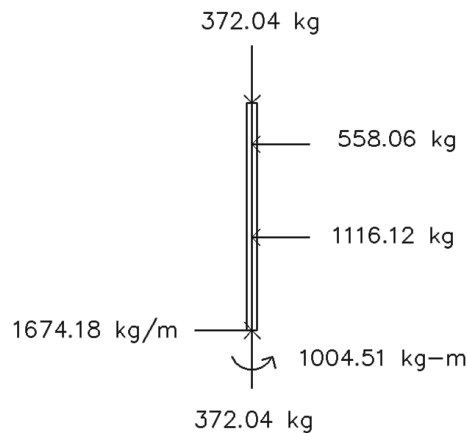
$$M_u = \frac{W * L^2}{10}$$

$$L = \sqrt{\frac{10 * M_u}{W}} = \sqrt{\frac{10 * 2873.33}{300}} = 9.79 \text{ pies} \approx 2.98 \text{ m}$$

Se distribuirán tubos HG de 3 pulgadas de diámetro, entre los postes con separación máxima de 2.5 metros.

Diseño de postes: se colocaran postes de concreto reforzado a cada 2,00 metros, cada uno se diseñará como una columna a flexo compresión, es decir que actúa sobre ella una carga axial más un momento flexionante, de acuerdo al diagrama de cuerpo libre de cargas actuantes que se muestra en la siguiente figura.

Figura 97. **Diagrama de cargas sobre poste de barandal**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Se seguirá el procedimiento del ACI-318'05 para el diseño de columna a flexo compresión, calculando primero su esbeltez, para clasificar la columna.

Cálculo de esbeltez:

$$E = \frac{K * Lu}{r}$$

Dónde:

E = esbeltez de la columna

K = factor de longitud efectiva de la columna

Lu = luz de la columna

r = radio de giro (0.30h)

$$K = \frac{20 * (1.10 + 0)^{1/2}}{20} = 1.05$$

$$r = 0.30 * 0.20 = 0.06$$

$$E = \frac{1.05 * 1.10}{0.06} = 19.25 < 21$$

Como su relación es menor que 21, se clasifica como una columna corta.

Asumiendo un  $\rho = 0.01$ , tenemos:

$$A_s = \rho * A_g$$

$$A_s = 0.01 * 20 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Utilizando 4 No. 3 tenemos:

As de varilla número 3 es  $0.95 \text{ cm}^2$

$$A_{s_t} = 4 * 0.95 = 3.80 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{real}} = \frac{3.80}{20 * 20} = 0.0095$$

Cálculo de resistencia a la compresión:

$$\phi P_n = 0.80 * \phi [0.85 * f'_c * (A_g - A_{s_t}) + A_{s_t} * f_y]$$

Donde  $\phi$  será igual a 0.70, para elementos sometidos a compresión.

$$\phi P_n = 0.80 * (0.70) * [0.85 * 210 * (20 * 20 - 3.80) + 3.80 * 2810]$$

$$\phi P_n = 47,470.10 \text{ kg} < 372.73 \text{ kg}$$

Cálculo de resistencia al cortante del concreto:

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

$$V_c = 0.53 * \left(1 + \frac{1.7 * 47470.10}{140 * 20 * 20}\right) * \sqrt{210} * 20 * 17.5$$

$$V_c = 6561.93 \text{ kg} > 1677.28 \text{ kg}$$

Espaciamiento entre estribos:

$$S = 48 * \phi_{\text{varilla del estribo}}$$

$$S = 48 * 0.95 = 45.60 \text{ cm}$$

$$S = 16 * \phi_{\text{varilla longitudinal}}$$

$$S = 16 * 1.27 = 20.32 \text{ cm}$$

$$S = \text{lado menor}$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

Se utilizarán estribos No.3 grado 40 @ 20 cm.



Cálculo de resistencia al cortante del concreto:

$$M_n = \phi * \left[ A_s * f_y * d - \left( \frac{A_s^2 * f_y^2}{1.7 * f'c * b} \right) \right]$$

Donde  $\phi$  será igual a 0.70, para elementos sometidos a corte.

$$M_n = 0.70 * \left[ 5.08 * 2810 * 17.5 - \left( \frac{5.8^2 * 2810^2}{1.7 * 210 * 20} \right) \right]$$

$$M_n = 154889.00 \text{ kg} - \text{cm} \cong 1548.89 \text{ kg} - \text{m} > 1006.37 \text{ kg} - \text{m}$$

Se utilizarán para el armado de la columna del barandal varillas No.4 grado 40 + estribos No.3 grado 40 @ 20cm.

### **2.2.3.2. Diseño de la subestructura**

La subestructura del puente comprende lo que es la cortina, la viga de apoyo, neopreno y los estribos.

#### **2.2.3.2.1. Diseño de la cortina**

Se parte del criterio de que la cortina esta empotrada sobre el asiento o base de la viga de apoyo. Las fuerzas que intervienen son:

Empuje de tierra: la norma AASHTO\_3.20 considera una sobre carga del suelo con un equivalente liquido de 2.0 pies de alto, con una presión de 480 kg/m<sup>3</sup>. El peso del suelo se toma con el equivalente líquido de 480 kg/m<sup>2</sup>.

$$P_{\text{sobre carga}} = 0.61\text{m} * 480 \text{ kg/m}^3 = 292.80 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{suelo}} = 1.30\text{m} * 480 \text{ kg/m}^3 = 624.00 \text{ kg/m}^2$$

$$E_{\text{sobre carga}} = P_{\text{sobre carga}} * H = 292.80 * 1.30 = 380.39 \text{ kg/m}$$

$$E_{\text{suelo}} = P_{\text{suelo}} * \frac{H}{2} = 624 * \frac{1.3}{2} = 405.60 \text{ kg/m}$$

Cálculo de momentos de empuje:

$$M_{\text{Esobre carga}} = E_{\text{sobre carga}} * \frac{H}{2}$$

$$M_{\text{Esobre carga}} = 380.39 \text{ kg/m} * \frac{1.3\text{m}}{2} = 247.25 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{Esuelo}} = E_{\text{suelo}} * \frac{H}{3}$$

$$M_{\text{Esuelo}} = 405.60 \text{ kg/m} * \frac{1.3\text{m}}{3} = 263.64 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}}$$

Cálculo de la fuerza longitudinal:

$$FL = \frac{0.05P}{2H}$$

$$FL = \frac{0.05 * 5443.10}{2 * 1.30} = 104.675 \text{ kg/m}$$

Por ser dos llantas se multiplica por 2:  $FL = 104.675 * 2 = 209.35 \text{ kg/m}$

Cálculo del momento de la fuerza longitudinal:

$$M_{\text{FL}} = FL * \text{brazo}$$

$$M_{\text{FL}} = 209.35 * 3.13 = 655.02 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}}$$

$$\text{Brazo} = 6 \text{ pies} + H$$

$$\text{Brazo} = 1.83\text{m} + 1.3\text{m} = 3.13\text{m}$$

Cálculo de la fuerza por sismo:

$$EQ = 0.12 * W_{\text{cortina}}$$

$$EQ = 0.12 * (2400 * 0.30 * 1.30) = 112.32 \text{ kg/m}$$

Cálculo del momento por la fuerza por sismo:

$$\text{Brazo} = \frac{H}{2}$$

$$\text{Brazo} = \frac{1.30}{2} = 0.65\text{m}$$

$$M_{EQ} = EQ * \text{brazo}$$

$$M_{EQ} = 112.32 * 0.65 = 73 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}}$$

Combinación de cargas de diseño: siguiendo lo especificado en la norma AASHTO\_3.22.1.

Para momentos:

$$\begin{aligned} \text{Grupo III} &= 1.3(M_{\text{Esob}} + M_{\text{Esuelo}} + M_{\text{FL}}) \\ &= 1.3(247.25 + 263.64 + 655.02) = 1515.68 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Grupo VII} &= 1.3(M_{\text{Esob}} + M_{\text{Esuelo}} + M_{\text{EQ}}) \\ &= 1.3(247.25 + 263.64 + 73) = 759.07 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Para corte:

$$\begin{aligned} \text{Grupo III} &= 1.3(E + FL) \\ &= 1.3(785.99 + 209.35) = 1293.94 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Grupo VII} &= 1.3(E + EQ) \\ &= 1.3(785.99 + 112.32) = 1167.80 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}}\end{aligned}$$

El momento máximo y corte máximo se determina comparando el momento producido por los dos grupos de cargas:

$$M_{\text{maximo}} = 1515.68 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{maximo}} = 935.06 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Cálculo del refuerzo:

Refuerzo por flexión:

$$A_s = \left[ d * b - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_{\text{max}} * b}{0.003825 * f'c}} \right] * \frac{\phi * f'c}{f_y}$$

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\text{max}}} = \left[ 0.5 * \left( (0.85)^2 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{6090}{f_y + 6090} \right) \right] * b * d$$

Datos:

$$M_{\text{max}} = 1515.68 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 30 \text{ cm} - 3 \text{ cm} - \left( \frac{0.9525}{2} \right) = 26.52 \text{ cm}$$

$$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 8.51 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 36.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} > A_s < A_{s_{\max}} \quad \text{usar } A_{s_{\min}}$$

Refuerzo por corte:

Corte que resiste el concreto:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 100 * 25.36 = 19155.03 \text{ kg}$$

Corte máximo:

$$V_{\max} = 1293.94 \text{ kg/m}$$

El corte máximo es menor al corte que resiste el concreto por lo que se utilizarán estribos No.3 a  $d/2$ .

$$S = \frac{25.36}{2} = 12.68 \text{ cm} \cong 12.5 \text{ cm}$$

#### 2.2.3.2.2. Diseño de la viga de apoyo

Es la viga transversal, en la cual se apoyaran las vigas principales (longitudinales), la altura no podrá ser menor que 40 cm. debido a que esta estructura solo resiste aplastamiento, el refuerzo longitudinal se diseña por temperatura mediante la siguiente fórmula.

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{4200} * 80 * \left(40 - 4 - \frac{1.27}{2}\right) = 9.14 \text{ cm}^2$$

Equivalente a 8 varillas No.4.

Para la separación del refuerzo por corte se distribuirá a  $d/2$  como máximo.

$$S = \frac{d}{2} = \frac{35.36}{2} = 17 \leq 30\text{cm} \quad \text{Utilizar estribos No. 3 @ 17cm}$$

Diseño de asiento (Neopreno):

La norma AASHTO en su capítulo 14 establece las condiciones de apoyo para un puente en función de la longitud de su claro. Para apoyos fijos de claros de 50 pies, no es necesario hacer consideraciones por deflexión, mientras que para claros mayores o iguales a 50 pies deberán proveerse tipo de apoyos especiales que toleren mayores niveles de rotación, los puentes con claros menores de 50 pies también pueden apoyarse en dispositivos móviles, consistentes en placas de acero con superficies tersas que tampoco toman en cuenta la deflexión.

De acuerdo con el tipo de material del que están hechos, los apoyos pueden clasificarse en metálicos y elastómeros. El uso de apoyos metálicos generalmente se limita a puentes con superestructura a base metálica, mientras que los apoyos elastoméricos se usan independientemente en puentes con superestructura de concreto o metálicas.

Según lo afirmado anteriormente los apoyos elastoméricos ofrecen mayor versatilidad en su uso, razón por la cual el presente apartado estará enfocado en el estudio de estos.

- Apoyos elastoméricos: son un mecanismo constituido parcial o totalmente de elastómeros, pueden ser sencillos (que tienen una sola placa de elastómero) laminados (son varias capas de elastómero restringidas entre sus caras mediante láminas de acero integralmente sujetas o con refuerzo de fábrica), en adición a cualquier refuerzo interno, los apoyos pueden tener una placa externa de acero, unida a la placa inferior o superior del elastómero, cada placa de carga será al menos tan larga como la capa de elastómero a la cual este unido.

Especificaciones AASHTO para el proporcionamiento de apoyos elastoméricos.

- Propiedades de los materiales: dependen de sus elementos constituyentes. Una de las propiedades más importantes del elastómero es su módulo de cortante, el cual puede definirse como la fuerza por pulgada cuadrada del cojinete (área de contacto) necesaria para deformar una cantidad igual a su espesor.

Cuando sea especificado o se conozca el módulo de cortante del elastómero del que está hecho cada uno de los apoyos, este valor deberá ser utilizado para el diseño, de lo contrario los valores usados serán aquellos del rango aplicable según la tabla siguiente:

Tabla LXXII. **Propiedades de diferentes durezas elastoméricas**

Handness (Shore 'A')	50	60	70
Shear modulus at 73°F (psi) Creep deflection at 25 yrs	95 - 130	130 - 200	200 - 300
Instantaneous deflection	25%	35%	45%

Fuente: Norma AASHTO, p. 344.

Tomando en cuenta esto los valores de módulo cortante se utilizará  $G=130$  psi para una dureza SHORE A 60.

En la revisión de esfuerzos por compresión, si no se previene la deformación por corte, el esfuerzo de compresión promedio  $\sigma_c$  en cualquier capa no deberá exceder de 1000 psi para apoyos reforzados de acero, 800 psi para apoyos reforzados con acero laminado o cojinetes sencillos, según su módulo de cortante y su factor de forma.

$$\sigma_{c,TL} \leq \frac{GS}{\beta}$$

$G$  = módulo de cortante del elastómero a 73°F

$S$  = factor de forma

$\beta$  = factor de modificación



El factor de modificación  $\beta$  será de 1.0 para capas internas de apoyos reforzados, de 1.4 para capas de cubiertas y 1.8 para almohadillas de fricción.

El factor de forma S para apoyos rectangulares sin agujeros será:

$$S = \frac{LW}{2h_{ri}(L + W)}$$

Dónde:

L = longitud del apoyo

W = ancho del apoyo

$h_{ri}$  = espesor de la capa i del elastómero

Se supone un apoyo elastomérico compuesto de 3 capas interiores de 10 milímetros de espesor cada una, separadas entre sí por una lámina de 1 milímetro de espesor, las capas exteriores tienen un espesor de 5 milímetros.

El apoyo elastomérico tendrá una longitud de 300 mm y un ancho de 250 mm.

$$S = \frac{300\text{mm} * 250\text{mm}}{2 * 10\text{mm}(300\text{mm} + 250\text{mm})} = 6.82$$

Entonces tenemos:

$$\sigma_{c,TL} \leq \frac{GS}{\beta} = \frac{130 \text{ psi} * 6.82}{1} = 886.6 \text{ psi} \approx 62.41 \text{ kg/cm}^2$$

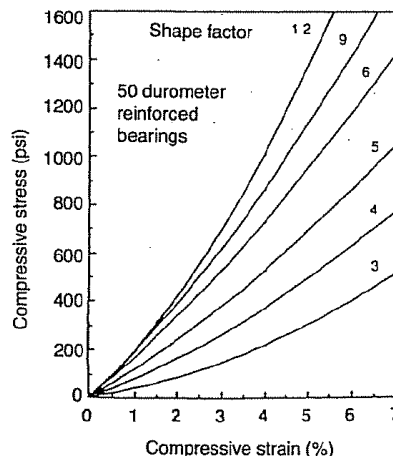
El cálculo de la deformación instantánea por compresión será calculada como

$$\Delta_c = \sum_i \epsilon_{ci} h_{ri}$$

$E_i$  = tensión instantánea de compresión en la capa de elastómero i-esimo de un cojinete de elastómero laminado.

Los valores deberán ser determinados a partir de resultados de la prueba o análisis racional. Los efectos de la fluencia del elastómero, se añade a la deformación instantánea al considerar desviaciones a largo plazo que debe ser calculado a partir de la información pertinente para el compuesto elastomérico usado. En ausencia de información específica sobre el particular puede usarse el contenido de la figura siguiente.

Figura 98. **Comportamiento de la desviación de la carga del cojinete del elastómero**



Fuente: Norma AASHTO, p. 345.

Se tiene con base a la gráfica anterior un 45 % de esfuerzo a compresión.

La deformación por cortante ( $A_s$ ) será tomada como la máxima deformación posible causada por flujo plástico, contracción postensiamiento y efectos térmicos calculados entre la temperatura de instalación y la menos favorable temperatura extrema, a menos que un dispositivo para desplazamiento se instale.

El apoyo será diseñado de tal forma que

$$H_{gt} = 2\Delta_s$$

Dónde:

$H_{gt}$  = espesor total del elastomero (pulg.) = 44 mm

$\Delta_s$  = servicio de maxima deformacion de corte del elastomero (pulg.)

$H_{gt} = 2\Delta_s$ , despejamos  $\Delta_s$  y obtenemos,  $\frac{H_{gt}}{2} = \Delta_s$

$$\Delta_s = \frac{1.73}{2} = 0.865 \text{ pulgadas} \approx 2.20 \text{ cm}$$

$A_s$  es la máxima deformación del elastómero.

Para garantizar la estabilidad del apoyo, el espesor total es como sigue en la ecuación.

$$\frac{3.84(h_{gt}/L)}{S\sqrt{1 + 2 * L/W}} > \frac{2.67}{S(S + 2)(1 + L/4W)}$$

La presión es estable para todas las cargas admisibles en esta especificación sin mayor consideración de la estabilidad se requiere

$$H_{gt} = 1.73 \text{ pulgadas}$$

$$L = 300 \text{ mm} = 11.81 \text{ pulgadas}$$

$$W = 250 \text{ mm} = 9.84 \text{ pulgadas}$$

$$S = 6.82$$

$$\frac{3.84 * (1.73/11.81)}{6.82 * \sqrt{1 + 2 * (11.81/9.84)}} > \frac{2.67}{6.82 * (6.82 + 2)(1 + 11.81/(4 * 9.84))}$$

$$0.04473 > 0.01278$$

Cumple por lo que se concluye que la sección es estable y no representa ningún problema.

El refuerzo debe satisfacer los requisitos de la M251 y su resistencia, en libras por pulgada lineal, a esfuerzos de trabajo en cada dirección no debe ser menos que:

1400t<sub>i</sub> para acero laminado

1700t<sub>i</sub> para aceros

t<sub>i</sub> se tomara como el espesor medio de las dos capas de elastómero unidas al refuerzo si son de diferente espesor.

La resistencia por pulgada lineal es dada por el producto del espesor del material y los esfuerzos permitidos sobre la sección neta. El espesor del acero será apropiadamente incremento si se hacen agujeros en este.

Anclaje: si existe alguna combinación de cargas que cause una fuerza de corte mayor de 1/5 de la fuerza de compresión ocurrida simultáneamente, el apoyo será asegurado contra el movimiento horizontal. Si los apoyos están sujetos a ambas superficies superior e inferior, la unión debe ser tal que en una dirección vertical la tensión no sea posible.

Se utilizará una base de neopreno de 25\*30 cm con un espesor de 1.73 pulgada dureza SHORE A 60.

### 2.2.3.2.3. Diseño de estribos

Es difícil establecer un límite de altura para poder utilizar un determinado tipo de subestructura por gravead, pero en general los estribos por gravead se emplea cuando la subestructura a utilizar sea de poca altura y no pase los 6.0 metros, después de la cual la estructura resulta muy masiva.

El primer análisis consistirá en chequear volteo, deslizamiento y presiones y se utilizarán las siguientes fórmulas:

$$\text{Volteo} = \frac{ME}{MV} > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 \left( \frac{ME}{MV} \right) > 1.5$$

$$\text{Presiones} = P = \frac{W}{A} \left( 1 \pm \left( 6 * \frac{e}{b} \right) \right) < V_s$$

Donde:

ME = momento estabilizante

E = fuerzas horizontales

MV = momento de volteo

W = fuerza resistente

e = b/2 – a = excentricidad, siendo a = (ME-EV)/W

Estas verificaciones se efectúan para el muro solo, el muro con superestructura y carga viva y para la verificación por sismo en el cual no se considera carga viva.

Datos:

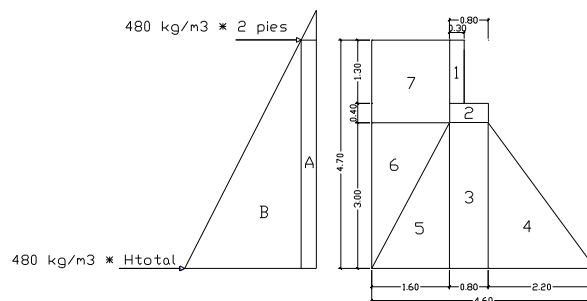
Peso del concreto ciclópeo  $W_{cc} = 2700 \text{ kg/m}^3$   
 Peso del concreto armado  $W_c = 2400 \text{ kg/m}^3$   
 Peso del suelo  $W_{suelo} = 480 \text{ kg/m}^3$

Tabla LXXIII. **Tabulación de datos para encontrar el momento de volteo**

SECCIÓN	ALTURA (m)	Presión	Empuje Wv	Brazo	Momento MV
A	4.70	292.61	1375.26	2.35	3231.85
B	2.35	2256	5301.60	1.57	8305.84
			6676.86		11537.69

Fuente: elaboración propia.

Figura 99. **Geometría y diagrama de presiones del estribo**



Fuente: elaboración propia, con el programa AUTOCAD 2011.

Momento estabilizante (ME): este momento es debido al peso propio y al relleno (el momento obtenido es por metro de ancho).

Tabla LXXIV. **Momento estabilizante**

Sección	Base (m)	Altura (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Peso (kg/m <sup>3</sup> )	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)	
1	0.30	1.30	0.39	2400	936	2.85	2667.60	
2	0.80	0.40	0.32	2400	768	2.60	1996.80	
3	0.80	3.00	2.40	2500	6000	2.60	15600	
4	2.20	3.00	3.30	2500	8250	1.46667	12100	
5	1.60	3.00	2.40	2500	6000	3.53333	21200	
6	1.60	3.00	2.40	1460	3504	4.06667	14249.60	
7	1.60	1.70	2.72	1460	3971.2	3.80	15090.56	
					<b>W</b>	<b>29429.2</b>	<b>ME</b>	<b>82904.56</b>

Fuente: elaboración propia.

Chequeo solo del muro, sin considerar la sobrecarga:

$$\text{I. Volteo} \quad = \frac{ME}{MV} = \frac{82904.56}{11537.69} = 7.186 \quad > 1.5 \quad \text{Ok}$$

$$\text{II. Deslizamiento} = 0.5 \left( \frac{WE}{WV} \right) = 0.5 \left( \frac{29429.20}{6676.86} \right) = 2.20 \quad > 1.5 \quad \text{Ok}$$

III. Presiones :

$$a = \frac{(ME-MV)}{WE} = \frac{(82904.56-11537.69)}{29429.2} = 2.42$$

$$3a = 3 * 2.42 = 7.27\text{m} > 4.6 \text{ m}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{b}{2} - a$$

$$e = \frac{4.6}{2} - 2.42 = -0.12$$

$$P = \frac{WE}{A} \left( 1 \pm \left( 6 * \frac{e}{b} \right) \right)$$

$$P = \frac{29429.20}{4.6*1} \left( 1 \pm \left( 6 * \frac{-0.12}{4.6} \right) \right)$$

$$P(+)= 5354.26 < 14000 \quad \text{Ok}$$

$$P(-)= 7441.05 > 0 \quad \text{Ok}$$

Como se puede observar las presiones máximas y mínimas no sobrepasan el valor soporte real del suelo, por lo que las dimensiones del muro, son aptas para su construcción.

Chequeo solo del muro, sin considerar la sobrecarga: la siguiente verificación que se hará al estribo es sumarle su propio peso, el peso propio de la superestructura y la carga viva. La carga viva es la reacción que resulta cuando el eje trasero de la sobrecarga esta en el apoyo R1 = 6513.56 kg, y su punto de aplicación (brazo) será el punto medio de la base 2.3 m

$$CM = 24970 \text{ kg}$$

$$CV = 6513.56 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = 2.3 \text{ m}$$

Luego de integrar las cargas, se obtienen un nuevo momento estabilizante (ME2), que es el que produce la aplicación de la carga viva y la carga muerta.

La suma de ME2 y ME (peso propio del estribo), darán como resultado el momento estabilizante total.

$$ME_2 = (CM + CV)\text{brazo} = (24970.00 + 6513.56) * 2.3 = 72412.18 \text{ kg} - \text{m}$$

$$ME_{\text{total}} = ME_2 + ME = (72412.18 + 83904.56) = 155316.74 \text{ kg} - \text{m}$$

$$WE = W + CM + CV = 29429.20 + 6513.56 + 24970.00 = 60912.76 \text{ kg} - \text{m}$$



- I. Volteo  $= \frac{ME_2}{MV} = \frac{72412.18}{11537.69} = 6.28 > 1.5$  Ok
- II. Deslizamiento  $= 0.5 \left( \frac{WE}{WV} \right) = 0.5 \left( \frac{60912.76}{6676.86} \right) = 4.56 > 1.5$  Ok
- III. Presiones :

$$a = \frac{(ME_{total} - MV)}{WE} = \frac{(155316.74 - 11537.69)}{60912.76} = 2.36$$

$$3a = 3 * 2.36 = 7.08m > 4.6 m$$

Excentricidad:

$$e = \frac{b}{2} - a$$

$$e = \frac{4.6}{2} - 2.36 = -0.06$$

$$P = \frac{WE}{A} \left( 1 \pm \left( 6 * \frac{e}{b} \right) \right)$$

$$P = \frac{60912.76}{4.6 * 1} \left( 1 \pm \left( 6 * \frac{-0.06}{4.6} \right) \right)$$

$$P(+) = 12198.51 < 14000 \quad \text{Ok}$$

$$P(-) = 14285.30 > 0 \quad \text{Ok}$$

La tercera y última verificación será por sismo, para esta prueba no se considerara la carga viva, se sumara el peso del muro (W) y la carga muerta (CM), para obtener una carga total (W2), así mismo se sumara el momento estabilizante (ME) y el generado por la carga muerta (CM\*brazo), para obtener el momento estabilizante (ME3), también se calcula la fuerza horizontal (FH) que se produce, aplicándoles el factor por sismo del 8 %.

$$\begin{aligned}
 W2 &= W + CM &= 29429.2 + 24970 &= 54399.20 \text{ kg} \\
 ME3 &= ME + CM * brazo &= 82904.56 + 24970 * 2.3 &= 140335.56 \text{ kg} - \text{m} \\
 FH &= 1.08E + 0.08W2 &= 1.08 * 6676.86 + 0.08 * 54399.20 &= 11562.94 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Tabla LXXV. **Momento por sismo**

Sección	Base (m)	Altura (m)	Área (m2)	Peso (kg/m3)	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	0.30	1.30	0.39	2400	936	4.05	3790.8
2	0.80	0.40	0.32	2400	768	3.20	2457.6
3	0.80	3.00	2.40	2500	6000	1.50	9000
4	2.20	3.00	3.30	2500	8250	1.00	8250
5	1.60	3.00	2.40	2500	6000	1.00	6000
6	1.60	3.00	2.40	1460	3504	2.00	7008
7	1.60	1.70	2.72	1460	3971.2	3.85	15289.12
Mv2 =							51795.52

Fuente: elaboración propia.

$$MEQ = 0.08 * MV2 = 0.08 * 51795.52 = 4143.64 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\begin{aligned}
 MV3 &= (1.08 * MV) + (CM * 0.08 * h') + MEQ \\
 &= 1.08 * 11537.69 + 24970 * 0.08 * (0.8 + 2.2) + 4143.64 \\
 &= 22597.15 \text{ kg} - \text{m}
 \end{aligned}$$

$$I. \quad \text{Volteo} \quad = \frac{ME_2}{MV3} = \frac{140335.56}{22597.15} = 6.21 > 1.5 \quad \text{Ok}$$

$$IV. \quad \text{Deslizamiento} = 0.5 \left( \frac{W3}{FH} \right) = 0.5 \left( \frac{54399.20}{11562.94} \right) = 2.35 > 1.5 \quad \text{Ok}$$

V. Presiones :

$$a = \frac{(ME3 - MV3)}{W2} = \frac{(140335.56 - 22597.15)}{54399.20} = 2.16 \text{ cm}$$

$$3a = 3 * 2.16 = 6.49\text{m} > 4.6 \text{ m}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{b}{2} - a$$

$$e = \frac{4.6}{2} - 2.16 = 0.14$$

$$P = \frac{WE}{A} \left( 1 \pm \left( 6 * \frac{e}{b} \right) \right)$$

$$P = \frac{60912.76}{4.6*1} \left( 1 \pm \left( 6 * \frac{-0.06}{4.6} \right) \right)$$

$$P(+) = 13918.47 < 14000 \quad \text{Ok}$$

$$P(-) = 9733.36 > 0 \quad \text{Ok}$$

Los resultados obtenidos, se concluye que los valores de las fuerzas no exceden el valor soporte, por lo cual las dimensiones del muro son aptas para soportar la superestructura.

#### **2.2.4. Evaluación ambiental**

Marco legal

Decreto número 68-86

Artículo 8.- (Reformado por el Decreto del Congreso número 1-93). Para todo proyecto, obra, industria o cualquier otra actividad que por sus características puede producir deterioro a los recursos naturales renovables o no, al ambiente, o introducir modificaciones nocivas o notorias al paisaje y a los recursos culturales del patrimonio nacional, será necesario previamente a su desarrollo un estudio de evaluación del impacto ambiental, realizado por técnicos en la materia y aprobado por la Comisión del Medio Ambiente.

Para proyectos de bajo impacto ambiental será necesario el llenado del Formulario de Evaluación Ambiental Inicial FEAI-2, el cual se presenta en el apéndice de este documento.

#### **2.2.5. Planos constructivos**

Los planos constructivos son la representación gráfica del proceso constructivo de un proyecto de construcción. En ellos se dibujan todas las exigencias constructivas del proyecto.

Consultar apéndice.

#### **2.2.6. Elaboración de presupuesto**

Se elaboró a base de precios unitarios, tomando en cuenta lo siguiente:

Costo directo: está conformado por el costo de los materiales de construcción y los costos de mano de obra.

Costo indirecto: en este se incluyen los renglones como dirección técnica (supervisión), administración y utilidades, se consideró un 42 % del costo directo.

Para el efecto se tomaron como base los precios de los materiales y mano de obra que se trabajan en la cabecera municipal.

## Tabla LXXVI. Presupuesto general

**HUARY OLDEMAR MAAZ RODRIGUEZ**  
EPS Ingeniería Civil

**CLIENTE:** Municipalidad de Cobán, Alta Verapaz

**PROYECTO:** Diseño del Puente vehicular de la carretera que conecta a las comunidades Rubelyu y Sactela

**UBICACIÓN:** Ciudad de Cobán, Alta Verapaz

CUADRO DE CANTIDADES ESTIMADAS DE TRABAJO, PUENTE 20 METROS						
REGLON	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	SUBTOTAL	TOTAL (Q.)
1	TRAZO Y NIVELACION	m	20.00	920.43	18,408.60	
2	EXCAVACION ESTRUCTURAL	m3	120.00	247.59	29,710.80	
3	RELLENO ESTRUCTURAL	m3	60.00	358.14	21,488.40	
4	CONCRETO CICLOPEO	m3	117.00	1,943.21	227,355.57	
5	CONCRETO 4000 PSI	m3	54.00	6,018.25	324,985.50	
6	TUBO HG Ø 2"	m	120.00	87.92	10,550.40	
7	ACERO DE REFUERZO	kg	3,910.00	65.98	257,981.80	
8	LIMPIEZA GENERAL	global	1.00	15,532.02	15,532.02	906,013.09
<b>TOTAL PRIMER NIVEL</b>						<b>906,013.09</b>
			Metro lineal	20 m		
						<b>45,300.65</b>

Fuente: elaboración propia.

### 2.2.7. Cronograma de ejecución

En el cronograma de ejecución se estipula el tiempo promedio de la ejecución de la obra, el cronograma indica el tamaño en trabajo del proyecto en este estudio se realizó por el tiempo de nueve meses.

## Tabla LXXVII. Cronograma de ejecución

**HUARY OLDEMAR MAAZ RODRIGUEZ**  
EPS Ingeniería Civil

**CLIENTE:** Municipalidad de Cobán, Alta Verapaz.  
**PROYECTO:** Diseño del Puente vehicular de la carretera que conecta a las comunidades Rubelyu y Sactela.  
**UBICACIÓN:** Ciudad de Cobán, Alta Verapaz.

CRONOGRAMA DE EJECUCION / PUENTE										
Renglón	Descripción	MESES								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Trazo y nivelación	■								
2	Excavación estructural	■	■							
3	Levantado de estribos		■	■						
4	Relleno estructural de estribos			■	■					
5	Armado de vigas de carga				■	■				
6	Fundición de vigas de carga					■	■			
7	Armado de vigas, diafragmas y losa de rodadura						■	■	■	
8	Fundición de vigas, diafragmas y losa de rodadura						■	■	■	
9	Armado y fundición de banquetas							■	■	
10	Colocación de barandales									■
11	Acabados									■
12	Fletes									■

Fuente: elaboración propia.



## CONCLUSIONES

1. Se propuso un sistema de marcos estructurales basados en marcos rígidos con vigas, columnas. Las losas de entrepiso tanto para el primer nivel como para el segundo nivel, así como para la losa del techo en el tercer piso, serán de concreto armado, los muros serán de block de 15 cm de espesor más acabados tradicionales de repello más cernido. Cada local contará con los servicios básicos tales como: agua, sistemas de drenaje, energía eléctrica.
2. Después de analizar cada marco por dos métodos aproximados siendo estos el método de Cross y el método de Kani que comparados posteriormente con el software ETABS, se pudo demostrar que entre los métodos existe poca variaciones respecto a los resultados finales, quedando a criterio del diseñador utilizar el que más crea conveniente.
3. El costo total directo de la ejecución del proyecto: Diseño de la plaza cultural y parqueo público de la ciudad de Cobán, departamento de Alta Verapaz, asciende a la cantidad de US\$ 479 224,80 (Q 3 737 953,44).
4. El puente vehicular está diseñado de concreto reforzado, debido a las condiciones del lugar no puede diseñarse con vigas pretensadas por el problema del transporte. Los estribos están diseñados con concreto ciclópeo por la facilidad de conseguir material piedra bola. Este proyecto vendrá a beneficiar a muchas familias, ya que facilitará el transporte de productos, personas y movilizará enfermos al centro de salud del municipio.



5. El costo total directo de la ejecución del proyecto: Diseño del puente vehicular de la carretera que conecta a las comunidades Rubelyum y Sactela del municipio de Cobán, departamento de Alta Verapaz, asciende a la cantidad de US\$ 116 155,52 (Q 906 013,09).

## RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de Cobán:

1. Cumplir con cada uno de los requisitos técnicos, y por ningún motivo cambiar la calidad y resistencia de los materiales especificados en planos para poder garantizar un buen funcionamiento estructural del edificio.
2. Informar y concientizar a los usuarios sobre una buena utilización de los recursos físicos que proveerá el edificio y así reducir gastos en mantenimiento del mismo.
3. En la construcción del puente vehicular, es importante utilizar los materiales de calidad que especifican los planos así como tener un buen control de calidad en la construcción.
4. Garantizar la calidad de las obras a través de una supervisión técnica, para lo cual se deberá contratar a un profesional de la ingeniería civil.



## BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of State Highways and Transportation Officials. *Standard Specifications for Highway Bridges*. 16a ed. Washington D.C., USA: AASHTO, 1996. 966 p.
2. American Concrete Institute. Código ACI 318-05, *Código de diseño de hormigón armado y comentarios*. Chile: ACI, 2005. 459 p.
3. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas estructurales de diseño y construcción recomendadas para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2002. 118 p.
4. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 5a ed. México: Limusa, 2006. 650 p.
5. MC CORMAC, Yac. *Diseño de concreto reforzado*. 4a ed. México: Alfa y Omega, 1994. 779 p.
6. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Colombia: McGraw-Hill, 1999. 722 p.
7. TAMPÁN CORADO, Rolando Antonio. *Guía teórica y práctica para uso de software de ETABS para diseño de estructuras de concreto*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2006. 262 p.



## APÉNDICES

- Distribución de carga muerta y carga viva, sobre cada viga de la estructura.
- Planos estructurales.



## DISTRIBUCIÓN DE CARGAS VERTICALES, SOBRE LA ESTRUCTURA

MARCO A: (EJE Y)										
TERCER NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
1-2	100	450	0.00	1.30	0	432	0	0	432	0
2-3	100	450	3.24	3.60	405	432	0	0	837	90
3-4	100	450	13.50	7.50	810	432	0	0	1242	180
4-5	100	450	13.50	7.50	810	432	0	0	1242	180
SEGUNDO NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
1-2	500	510	0.00	1.30	0	432	0	594	1026	0
2-3	500	510	3.24	3.60	459	432	0	594	1485	450
3-4	500	510	13.50	7.50	918	432	0	594	1944	900
4-5	500	510	13.50	7.50	918	432	0	594	1944	900
PRIMER NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
1-2	500	510	0.00	1.30	0	432	0	594	1026	0
2-3	500	510	3.24	3.60	459	432	0	594	1485	450
3-4	500	510	13.50	7.50	918	432	0	594	1944	900
4-5	500	510	13.50	7.50	918	432	0	594	1944	900

MARCO B: (EJE Y)										
TERCER NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
1-2	100	450	0.00	1.30	0	432	0	0	432	0
2-3	100	450	6.48	3.60	810	432	0	0	1242	180
3-4	100	450	27.00	7.50	1620	432	0	0	2052	360
4-5	100	450	27.00	7.50	1620	432	0	0	2052	360
SEGUNDO NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
1-2	500	510	0.00	1.30	0	432	0	594	1026	0
2-3	500	510	6.48	3.60	918	432	75	0	1425	900
3-4	500	510	27.00	7.50	1836	432	0	594	2862	1800
4-5	500	510	27.00	7.50	1836	432	0	594	2862	1800
PRIMER NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
1-2	500	510	0.00	1.30	0	432	0	594	1026	0
2-3	500	510	6.48	3.60	918	432	75	0	1425	900
3-4	500	510	27.00	7.50	1836	432	0	594	2862	1800
4-5	500	510	27.00	7.50	1836	432	0	594	2862	1800



MARCO C: (EJE Y)										
TERCER NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
1-2	100	450	0.00	1.30	0	432	0	0	432	0
2-3	100	450	3.24	3.60	405	432	0	0	837	90
3-4	100	450	13.50	7.50	810	432	0	0	1242	180
4-5	100	450	13.50	7.50	810	432	0	0	1242	180
SEGUNDO NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
1-2	500	510	0.00	1.30	0	432	75	0	507	0
2-3	500	510	3.24	3.60	459	432	75	0	966	450
3-4	500	510	13.50	7.50	918	432	75	0	1425	900
4-5	500	510	13.50	7.50	918	432	75	0	1425	900
PRIMER NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
1-2	500	510	0.00	1.30	0	432	0	0	432	0
2-3	500	510	6.48	3.60	918	432	0	0	1350	900
3-4	500	510	27.00	7.50	1836	432	0	0	2268	1800
4-5	500	510	27.00	7.50	1836	432	0	0	2268	1800

MARCO D: (EJE Y)										
PRIMER NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
1-2	500	510	0.00	1.30	0	432	0	0	432	0
2-3	500	510	6.48	3.60	918	432	0	0	1350	900
3-4	500	510	27.00	7.50	1836	432	0	0	2268	1800
4-5	500	510	27.00	7.50	1836	432	0	0	2268	1800

MARCO E: (EJE Y)										
PRIMER NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
1-2	500	510	0.00	1.30	0	432	75	0	507	0
2-3	500	510	3.24	3.60	459	432	75	0	966	450
3-4	500	510	13.50	7.50	918	432	75	0	1425	900
4-5	500	510	13.50	7.50	918	432	75	0	1425	900

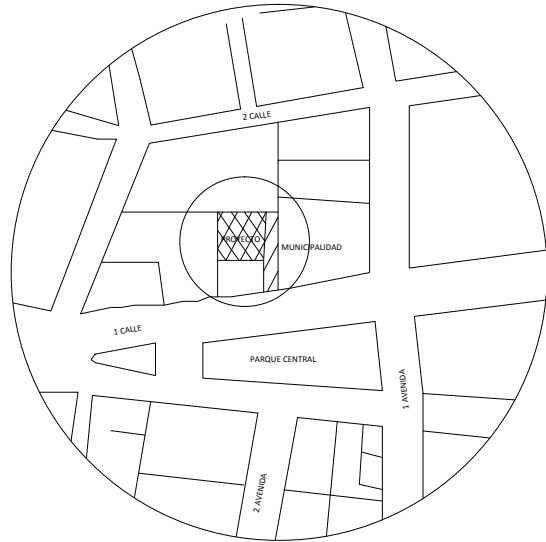
<b>MARCO 2: (EJE X)</b>										
TERCER NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
A-B	100	450	15.36	6.00	1152	432	0	0	1584	256
B-C	100	450	7.92	3.60	990	432	0	0	1422	220
SEGUNDO NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
A-B	500	510	15.36	6.00	1305.6	432	0	594	2331.6	1280
B-C	500	510	7.92	3.60	1122	432	0	0	1554	1100
PRIMER NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
A-B	500	510	15.36	6.00	1305.6	432	0	594	2331.6	1280
B-C	500	510	7.92	3.60	1122	432	0	0	1554	1100
C-D	500	510	15.36	6.00	1305.6	432	0	0	1737.6	1280
D-E	500	510	15.36	6.00	1305.6	432	0	0	1737.6	1280

<b>MARCO 3: (EJE X)</b>										
TERCER NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
A-B	100	450	16.56	6.00	1242	432	0	0	1674	276
B-C	100	450	3.24	3.60	405	432	0	0	837	90
SEGUNDO NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
A-B	500	510	16.56	6.00	1407.6	432	0	594	2433.6	1380
B-C	500	510	3.24	3.60	459	432	0	0	891	450
PRIMER NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
A-B	500	510	16.65	6.00	1415.25	432	0	594	2441.25	1387.5
B-C	500	510	3.24	3.60	459	432	0	0	891	450
C-D	500	510	16.65	6.00	1415.25	432	0	0	1847.25	1387.5
D-E	500	510	16.65	6.00	1415.25	432	0	0	1847.25	1387.5

<b>MARCO 4: (EJE X)</b>										
TERCER NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
A-B	100	450	18.00	6.00	1350	432	0	0	1782	300
B-C	100	450	0.00	3.60	0	432	0	0	432	0
SEGUNDO NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L Viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
A-B	500	510	18.00	6.00	1530	432	0	594	2556	1500
B-C	500	510	0.00	3.60	0	432	0	0	432	0
PRIMER NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L Viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
A-B	500	510	18.00	6.00	1530	432	0	594	2556	1500
B-C	500	510	0.00	3.60	0	432	0	0	432	0
C-D	500	510	18.00	6.00	1530	432	0	0	1962	1500
D-E	500	510	18.00	6.00	1530	432	0	0	1962	1500

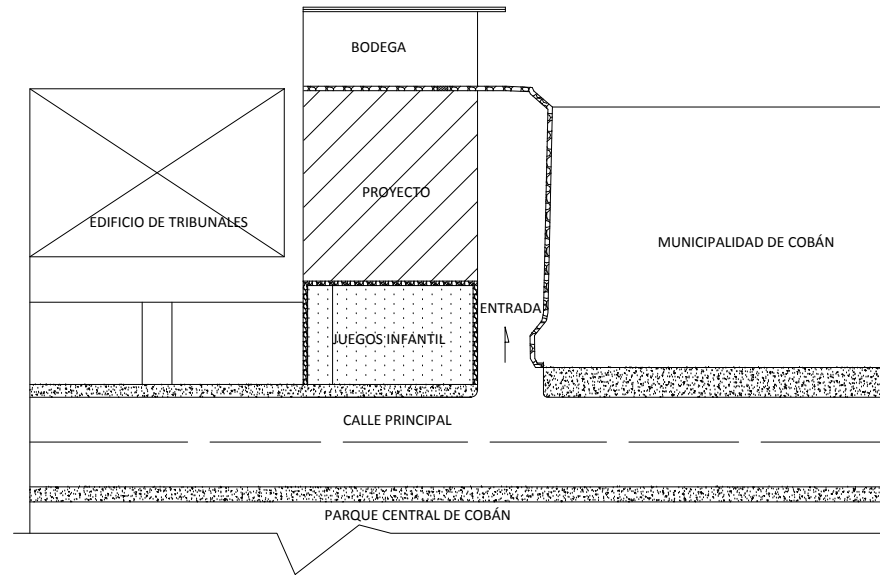
<b>MARCO 5: (EJE X)</b>										
TERCER NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
A-B	100	450	9.00	6.00	675	432	0	0	1107	150
B-C	100	450	0.00	3.60	0	432	0	0	432	0
SEGUNDO NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
A-B	500	510	9.00	6.00	765	432	0	594	1791	750
B-C	500	510	0.00	3.60	0	432	0	0	432	0
PRIMER NIVEL										
VIGA	CV s/ Losa	CM S/Losa	Área Tributaria	L viga	W losa	W viga	W baranda	W muro	CM (kg/m)	CV (kg/m)
A-B	500	510	9.00	6.00	765	432	0	594	1791	750
B-C	500	510	0.00	3.60	0	432	0	0	432	0
C-D	500	510	9.00	6.00	765	432	0	0	1197	750
D-E	500	510	9.00	6.00	765	432	0	0	1197	750

Fuente: elaboración propia.




**LOCALIZACIÓN**

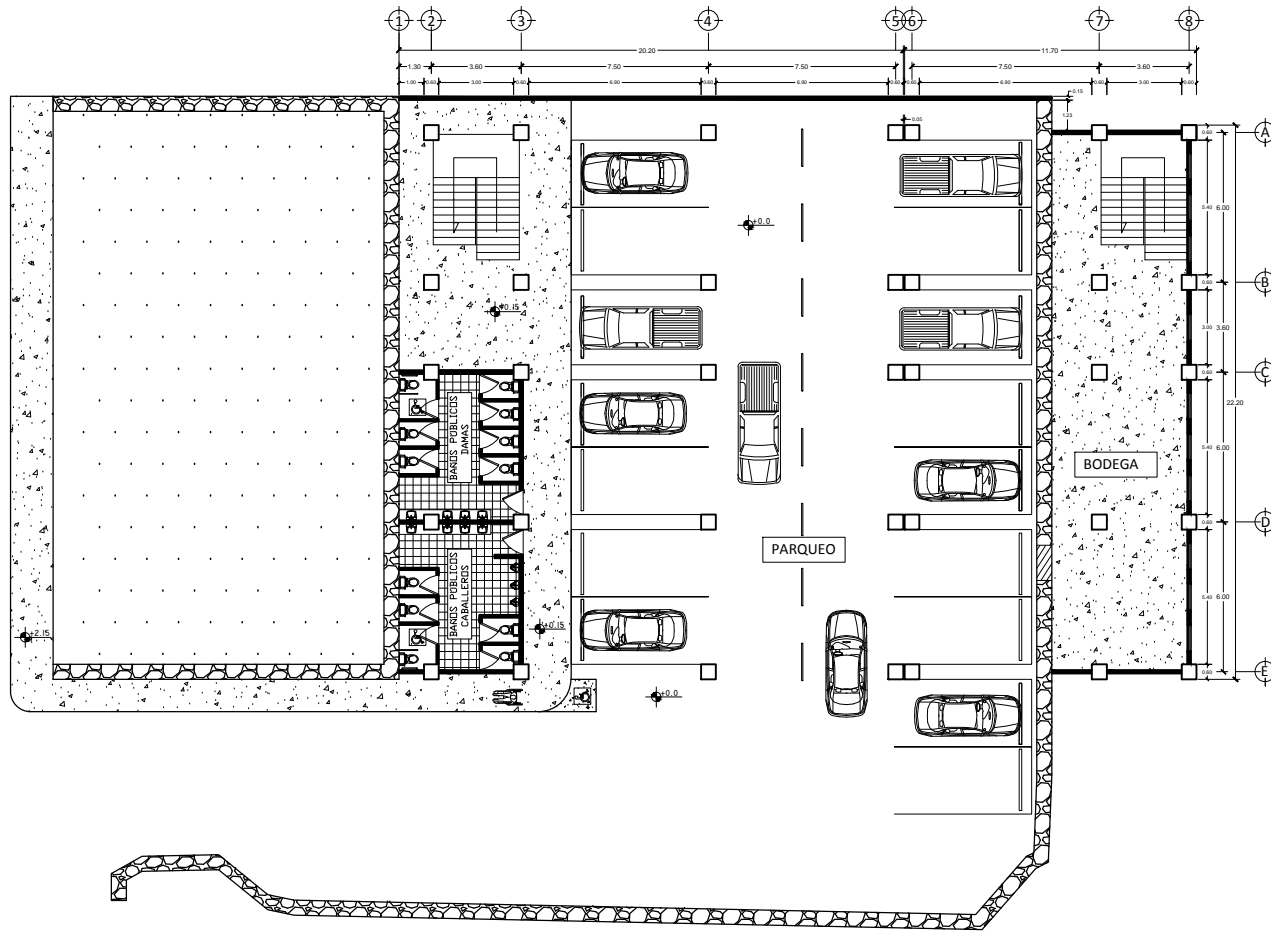
SIN ESCALA



**UBICACIÓN DEL PROYECTO**

SIN ESCALA

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS		
CATEDRA: MUESTRO CUARTO INGENIERIA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DE UN PLAN DE TRÁFICO Y PARQUEO PARA EL CENTRO DE COBÁN, G.U.	ESCALAS: GENERAL: LOCAL: 1/2500 1/500 1/200
FECHA: 05 DE ABRIL DE 2013	AUTORES: ESTUDIANTE(S) Y TUTOR(A)	PÁGINA: 1/28



# PLANTA AMUEBLADA

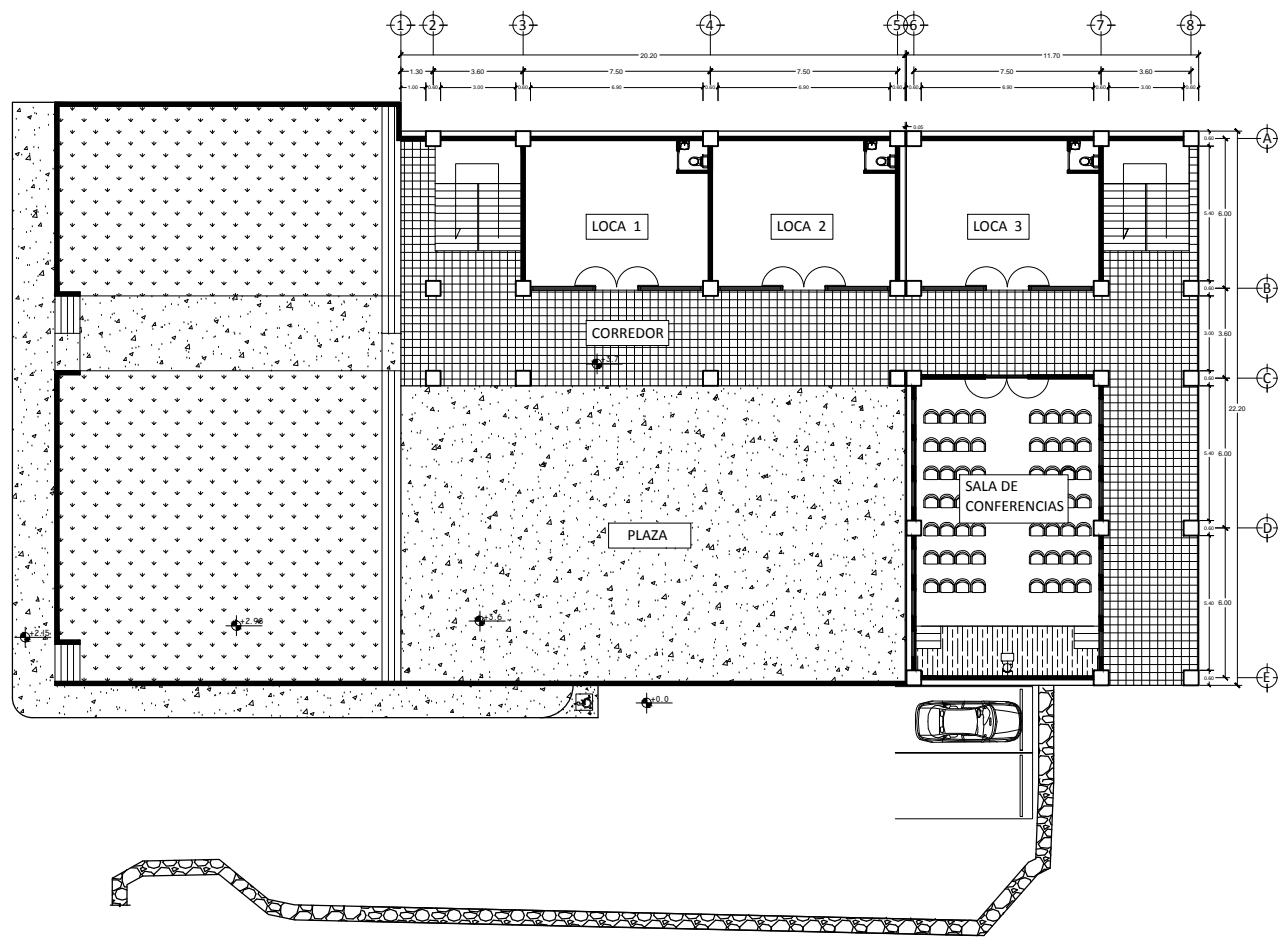
PRIMER NIVEL

ESC 1:100



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIDAD DE EPS


PROYECTO:	SEÑALAMIENTO DE UN AREA DE ESTACIONAMIENTO PARA UN COMPLEJO DE EDIFICIOS DE OFICINAS EN GUATEMALA, S.A.	PROFESOR:	INGENIERO
UBICACION:	GUATEMALA, GUATEMALA	ESCUELA:	INGENIERIA
FECHA:	2018	PROFESOR:	INGENIERO
FECHA:	2018	PROFESOR:	INGENIERO
FECHA:	2018	PROFESOR:	INGENIERO
FECHA:	2018	PROFESOR:	INGENIERO
FECHA:	2018	PROFESOR:	INGENIERO
FECHA:	2018	PROFESOR:	INGENIERO
FECHA:	2018	PROFESOR:	INGENIERO
FECHA:	2018	PROFESOR:	INGENIERO

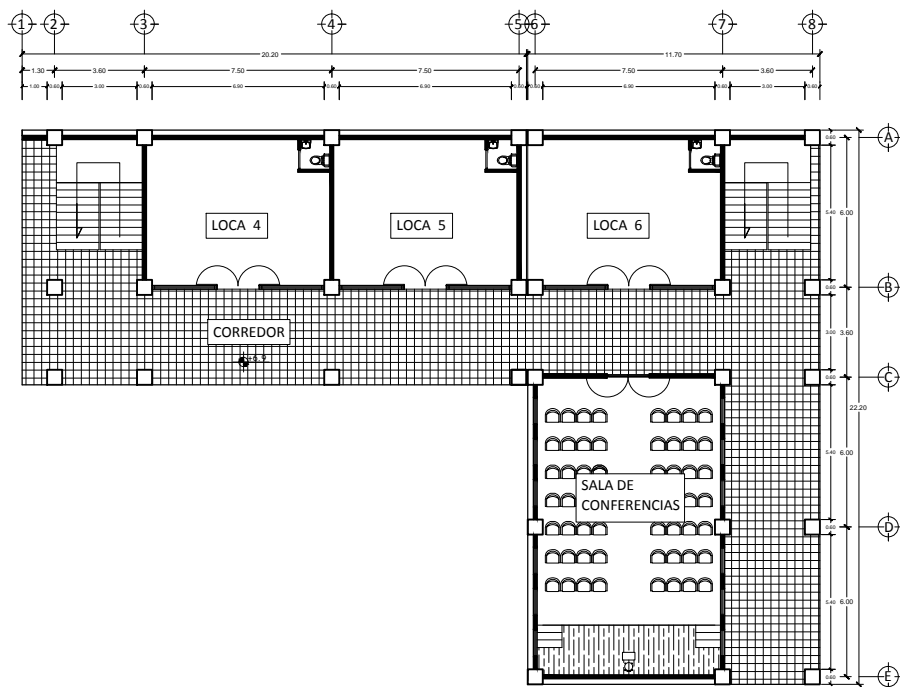


**PLANTA AMUEBLADA**

SEGUNDO NIVEL

ESC 1:100

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS		PROYECTO:	RECTORIA
		CLIENTE:	RECTORIA
DISEÑO:	ALFONSO GUERRERO	COORDINADOR:	OSCAR DE CARVALLO
REVISOR:	ALFONSO GUERRERO	CONTENIDO:	PLANTA AMUEBLADA SEGUNDO NIVEL
FECHA:	14/05/2013	HOJA:	3/28

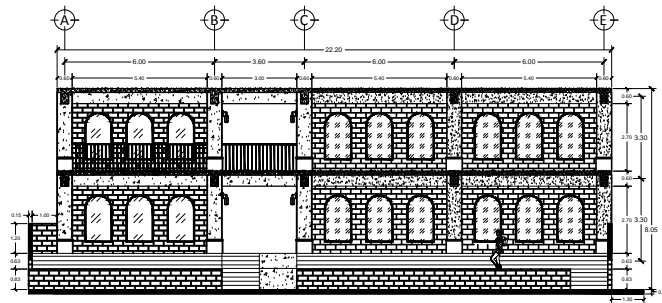


## PLANTA AMUEBLADA

TERCER NIVEL

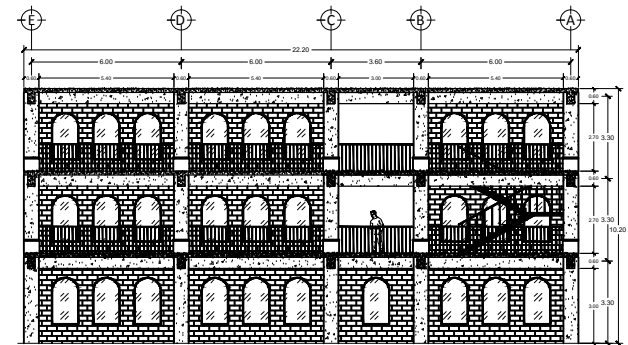
ESC 1:100

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS		
DIRECTOR: MARIO GUZMAN MARIO GUZMAN	PROYECTISTA: MARIO GUZMAN MARIO GUZMAN	INGENIERO: MARIO GUZMAN MARIO GUZMAN
ESCALA: 1:100	LOCALIDAD: GUATEMALA, GUATEMALA, GUATEMALA	ESCALA: 1:100
FECHA: 15/08/2013	CLIENTE: ALUMNOS MARIO GUZMAN Y MARIO GUZMAN	FECHA: 15/08/2013
HOJA: 4/28	HOJA: 4/28	HOJA: 4/28



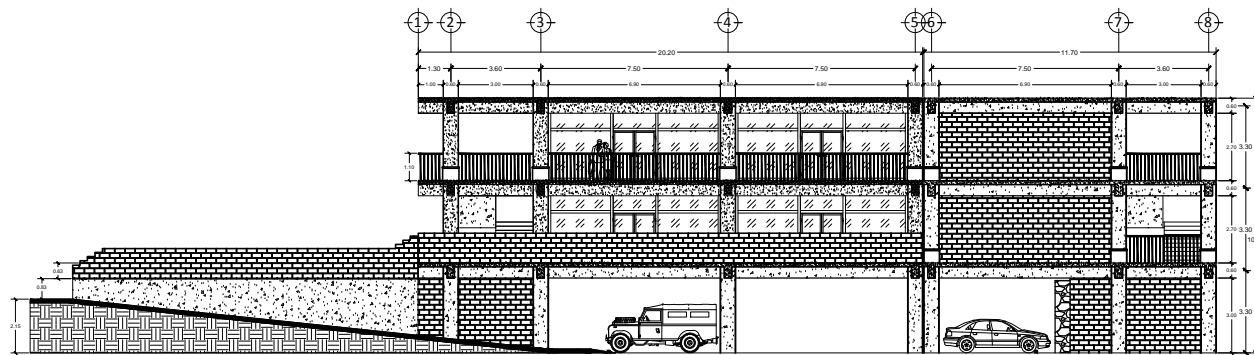
ELEVACIÓN FRONTAL

ESC 1:100



ELEVACIÓN TRASERA

ESC 1:100

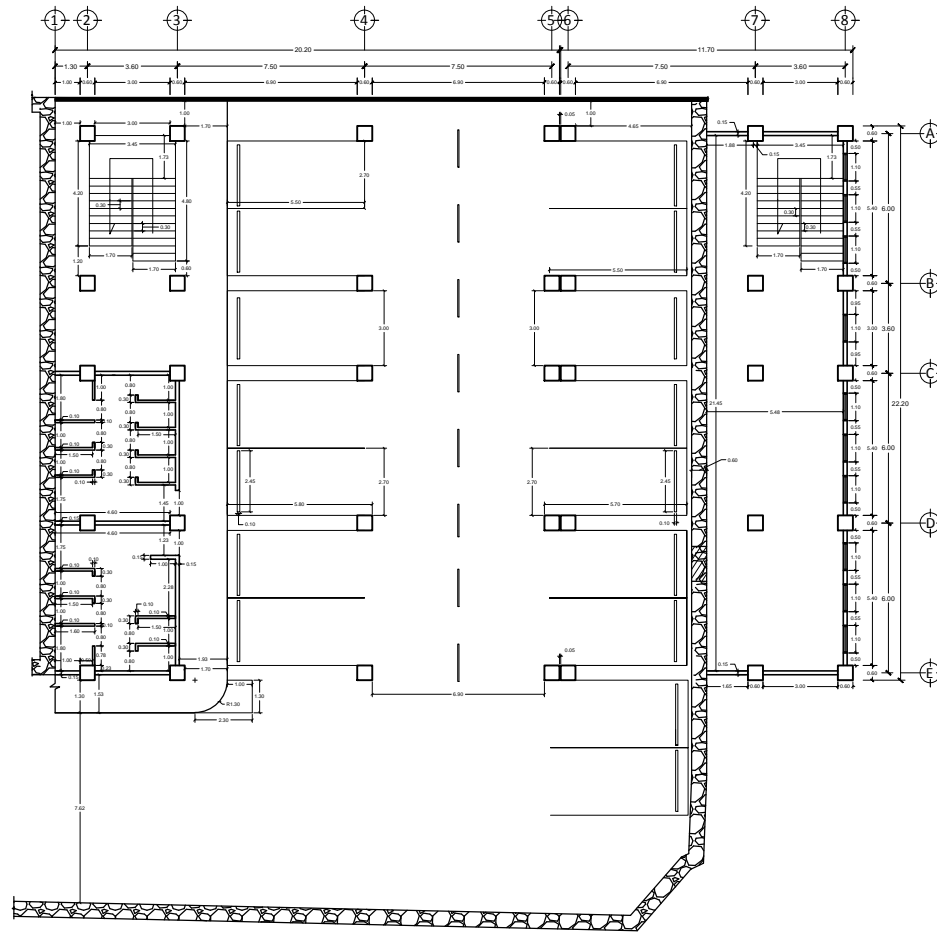


ELEVACIÓN LATERAL

ESC 1:100

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS		PROYECTO:	REVISOR:
		DISEÑO: DISEÑO DE SAN CARLOS DE GUATEMALA Y PARAGUAY INGENIERIA DE INGENIERIA DE CIVIL A.Y.	ESCALA: REDUCIDA
LOCALIDAD: CIUDAD DE GUATEMALA, A.Y.	CONTENIDO: PLANIFICACION	FECHA: AGOSTO 2013	HOJA: 5/28



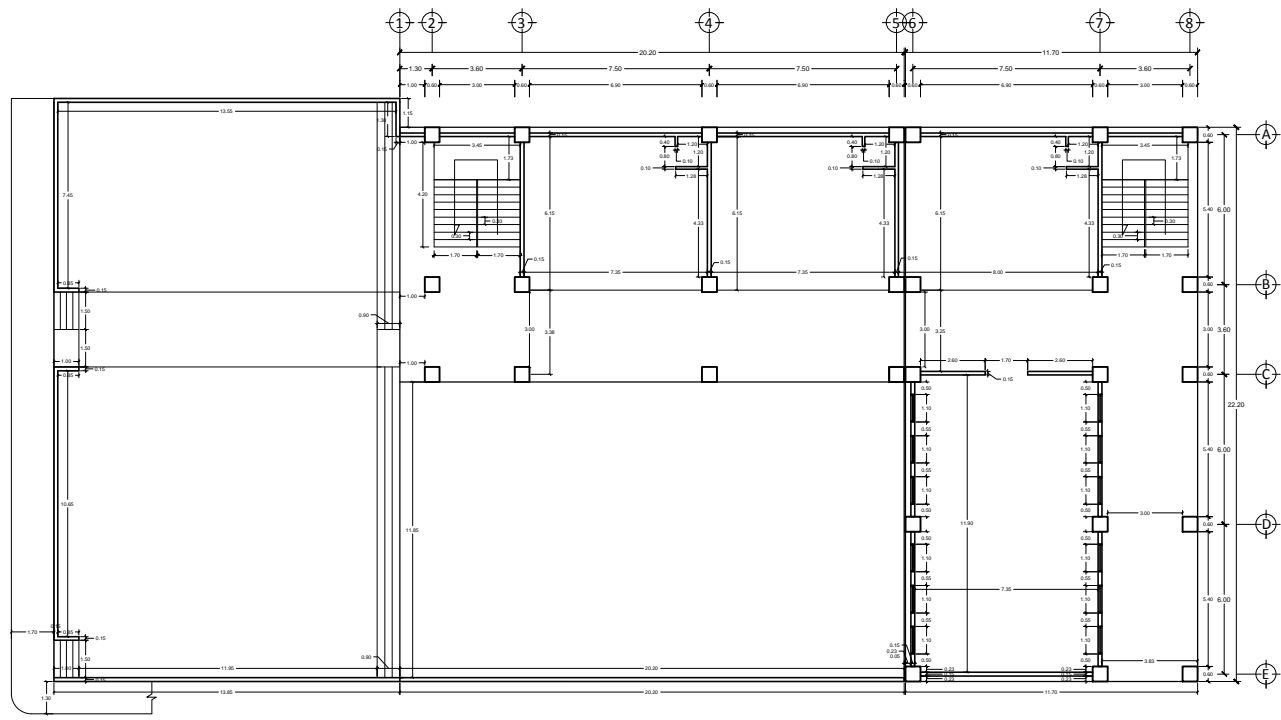


## PLANTA ACOTADA

NIVEL 1

ESC 1:100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERIA			
UNIDAD DE EPS			
PROYECTO:	SECTOR DE SAN CARLOS GUATEMALA Y PARQUEADO	PROYECTO DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, S.A.	REVISOR:
CLIENTE:	SECTOR DE SAN CARLOS GUATEMALA Y PARQUEADO	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, S.A.	ESCALA:
DISEÑO:	SECTOR DE SAN CARLOS GUATEMALA Y PARQUEADO	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, S.A.	FECHA:
REVISOR:	SECTOR DE SAN CARLOS GUATEMALA Y PARQUEADO	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, S.A.	PÁGINA:
PROYECTO:	SECTOR DE SAN CARLOS GUATEMALA Y PARQUEADO	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, S.A.	6/28

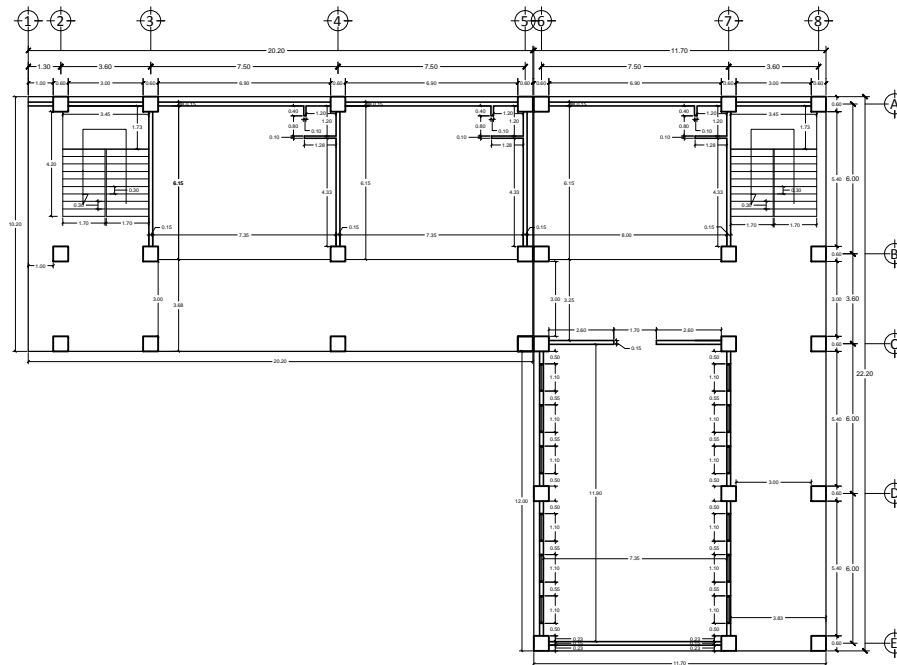


## PLANTA ACOTADA

NIVEL 2

ESC 1:100


 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS		PROYECTO:	RECTORADO
		CLIENTE:	SECRETARIA DE LA UNIVERSIDAD Y VICEPRESIDENCIA DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, S.A.
DISEÑO:	ALBERTO GUZMAN INGENIERO EN INGENIERIA	COLECCIÓN:	ESCALA:
PROYECTO:	SECRETARIA DE LA UNIVERSIDAD Y VICEPRESIDENCIA DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, S.A.	CLIENTE:	SECRETARIA DE LA UNIVERSIDAD Y VICEPRESIDENCIA DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, S.A.
REVISOR:	INGENIERO EN INGENIERIA	PROYECTO:	PLANTA ACCESOS SEGUNDO NIVEL
FECHA:	11/05/2018	FECHA:	AGOSTO 2018
HOJA:	1	HOJA:	7/28

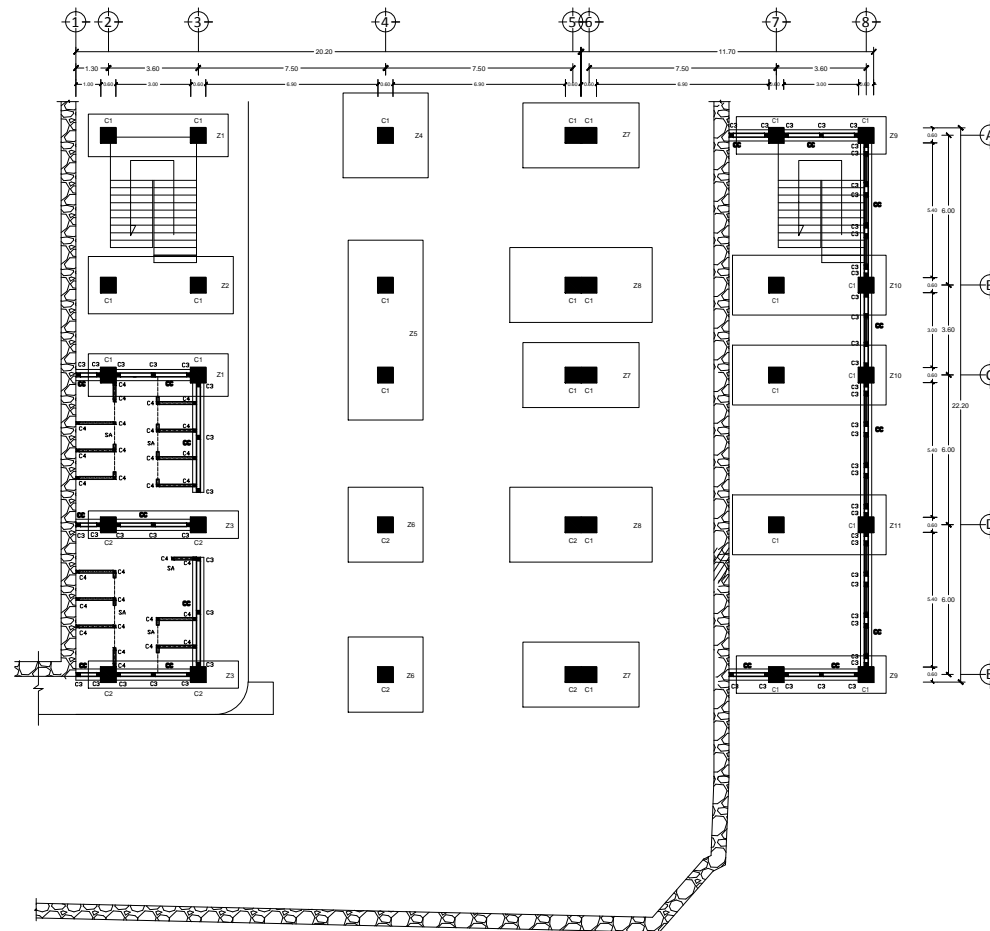


## PLANTA ACOTADA

NIVEL 3

ESC 1:100

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS		
PROYECTO: PLAN DE OBRAS REFORMA Y AMPLIACION	UBICACION: CARRANZA DE GUATEMALA, GUATEMALA, G.U.	INGENIERO: REVISOR:
CLIENTE: PLAN DE OBRAS REFORMA Y AMPLIACION	DISEÑADOR: PLAN DE OBRAS REFORMA Y AMPLIACION	ESCALA: FECHA: AÑO:
REVISOR: ING. CARLOS GONZALEZ	ESCALA: 1	PAGINA: <b>8/28</b>

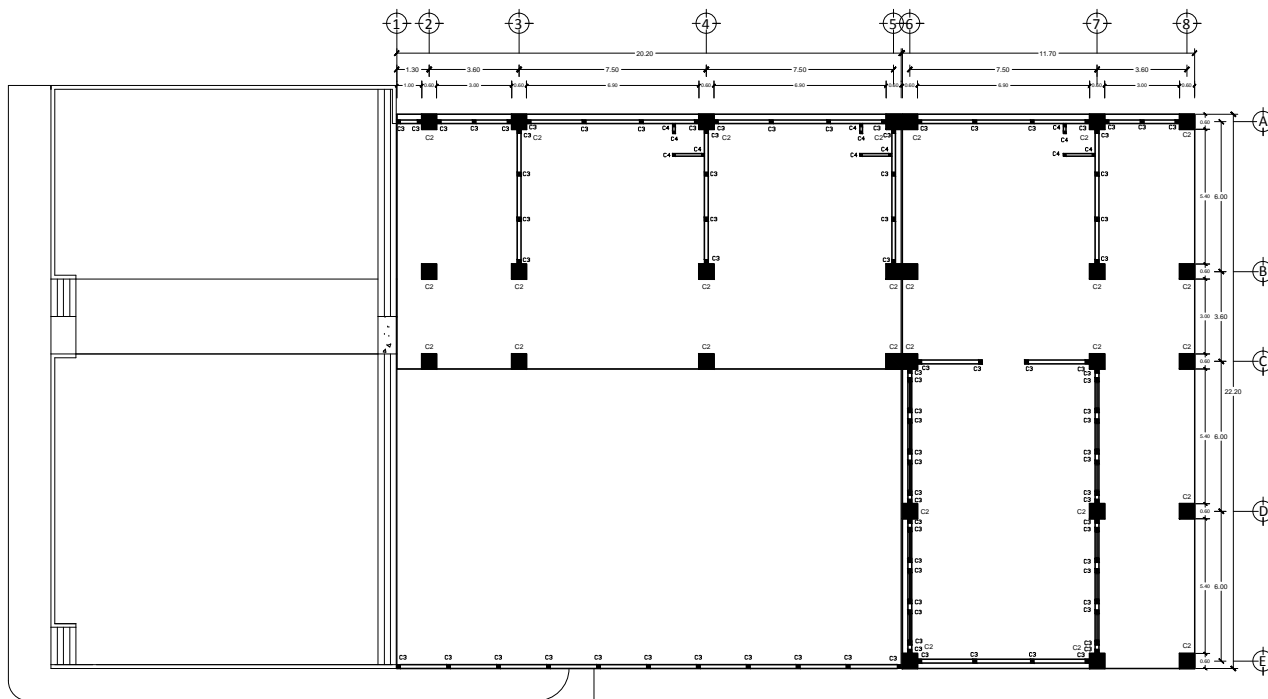


## PLANTA DE COLUMNAS Y CIMIENTOS

NIVEL 1 (Para armado ver planos 12 y 13)

ESC 1:100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS			
PROYECTO:	SECTOR DE LAS CARRILLAS Y PARQUE DE RECREACION DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, S.A.	PROYECTISTA:	INDICIA
DISEÑO:	ALFONSO GUERRA INGENIERO CIVIL	ESCALA:	INDICIA
ELABORADO:	ALFONSO GUERRA INGENIERO CIVIL	FECHA:	AGOSTO 2013
REVISADO:	INGENIERO CIVIL	PAGINA:	9/28

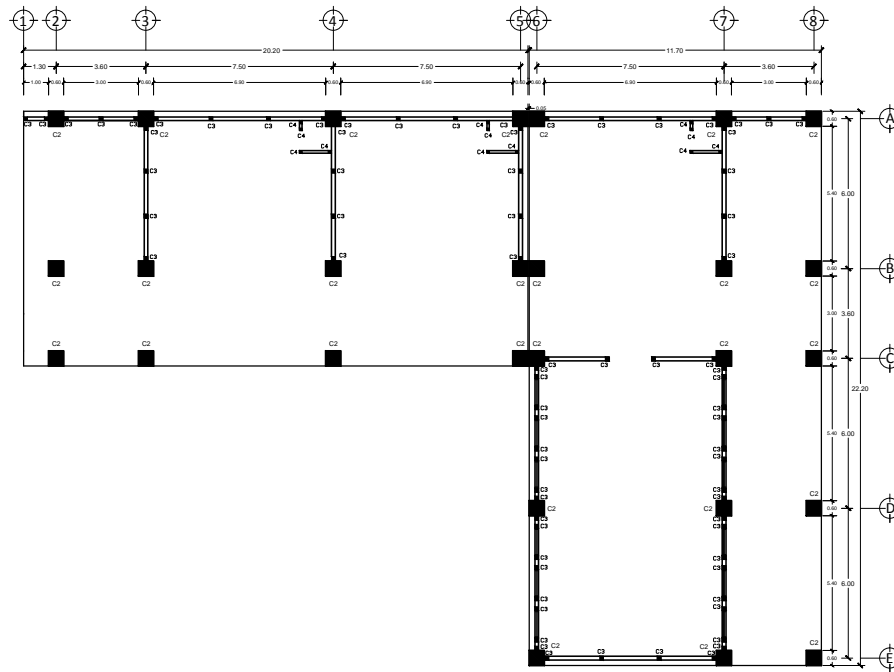


## PLANTA DE COLUMNAS

NIVEL 2 (Para armado ver plano 12)

ESC 1:100


 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS			
PROYECTO: CENTRO DE LAS CIENCIAS Y TECNOLOGIA MUNICIPIO DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, A.T.	DISEÑO: ALVARO GUERRERO INGENIERO CIVIL	COORDINADOR: OSCAR DE CERNA, S.V.	INGENIERO: INGENIERO
DISEÑO: ALVARO GUERRERO INGENIERO CIVIL	COORDINADOR: OSCAR DE CERNA, S.V.	TITULO: PLANTA DE COLUMNAS (REINFORZADO)	FECHA: AGOSTO 2013
REVISOR: ING. LUIS RAMIREZ INGENIERO CIVIL	NO. DE 1	HOJA: 10/28	

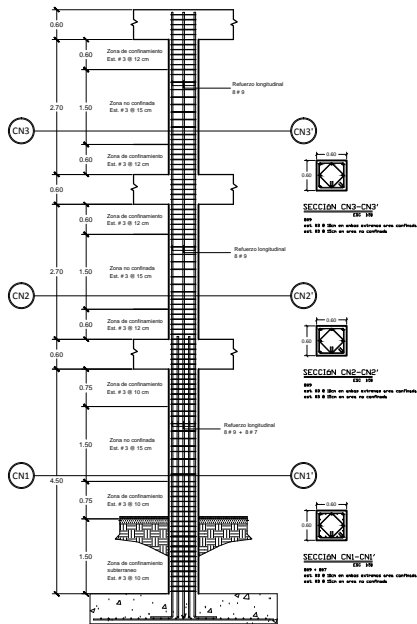


## PLANTA DE COLUMNAS

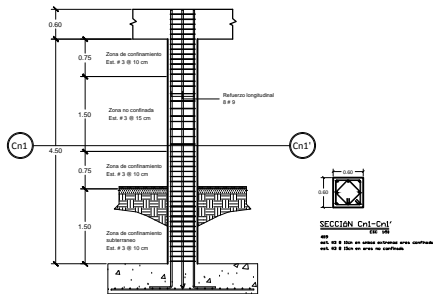
NIVEL 3 (Para armado ver plano 12)

ESC 1:100

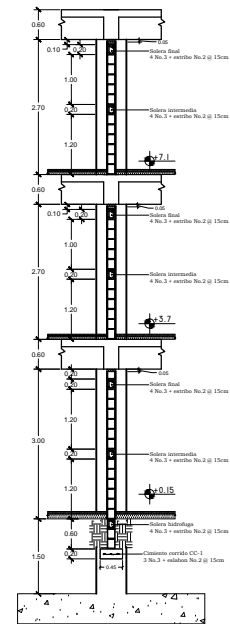
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS		PROYECTO:	REVISOR:
		DISEÑO: PLAN DE COLUMNAS NIVEL 3 (PARA ARMADO VER PLANO 12)	ESCALADOR: ESCALA DE 1:100
DISEÑO: PLAN DE COLUMNAS NIVEL 3 (PARA ARMADO VER PLANO 12)	DISEÑADOR: DISEÑO DE CONCRETO S.A.	FECHA: AGOSTO 2013	HOJA: 11/25



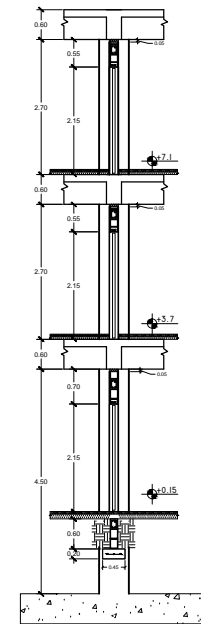
Elevación de columna  
Primer, Segundo y Tercer Nivel ESC: 1:50



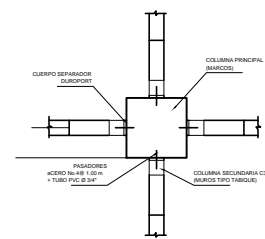
Elevación de columna  
Primer Nivel ESC: 1:50



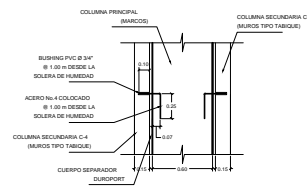
Corte de muro típico  
ESC: 1:50



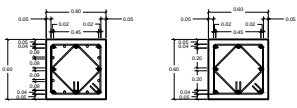
Corte de muro en puertas  
ESC: 1:50



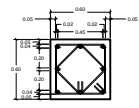
**UNIONES**  
DETALLE DE UNION MURO-COLUMNA  
DEBE COLLOCARSE UNA MANILLA DE DUREPORT DE 5 cm ENTRE COLUMNAS-BAJOS Y VIGAS-MUEROS.  
SE COLOCARÁ UN PASADOR TIPO BUSHING EN CADA JUNTA DE CONSTRUCCIÓN, EL CUAL CONSISTE EN UN PIN DE ACERO No. 4 GRADO 40, COLOCADO A CADA 1.00 m MEDIDOS DESDE LA SOLERA DE HANEDAD HASTA EL NIVEL MÁS BAJO DE LA VIGA DEL MARCO.



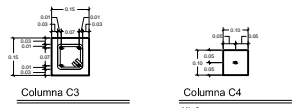
DETALLE DE UNION MURO-COLUMNA  
ESC: 1:25



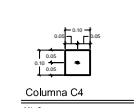
Columna C1  
4 No. 10 + 3 No. 7  
Est. No. 1 @ 10 cm ambos sentidos  
Est. No. 3 @ 15 cm al centro  
ESC: 1:25



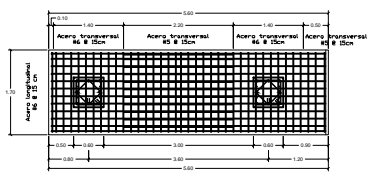
Columna C2  
4 No. 10  
Est. No. 3 @ 10 cm ambos sentidos  
Est. No. 3 @ 15 cm al centro  
ESC: 1:25



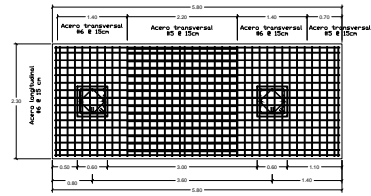
Columna C3  
4 No. 10  
Est. No. 2 @ 10 cm ambos sentidos  
Est. No. 3 @ 15 cm al centro  
ESC: 1:50



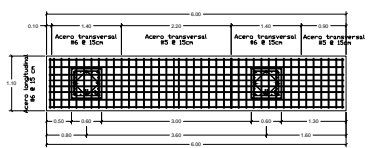
Columna C4  
4 No. 10  
Est. No. 2 @ 10 cm ambos sentidos  
Est. No. 3 @ 15 cm al centro  
ESC: 1:50



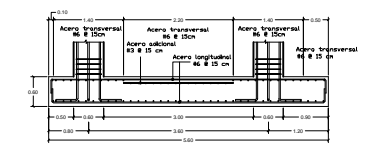
Planta de zapata tipo 1  
ESC: 1:50



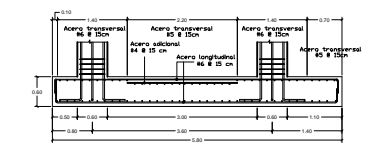
Planta de zapata tipo 2  
ESC: 1:50



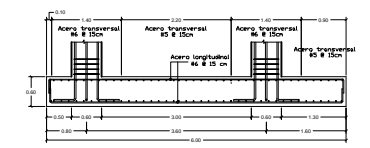
Planta de zapata tipo 3  
ESC: 1:50



Elevación de zapata tipo 1  
ESC: 1:50



Elevación de zapata tipo 2  
ESC: 1:50



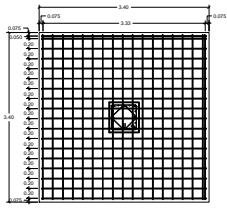
Elevación de zapata tipo 3  
ESC: 1:50

**ZAPATA TIPO 1**

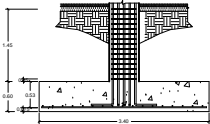
**ZAPATA TIPO 2**

**ZAPATA TIPO 3**

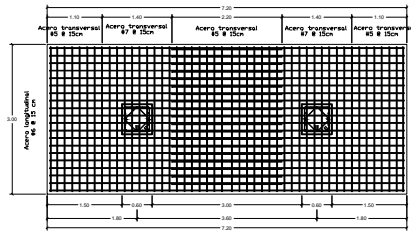
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS			
PROYECTO:	RENOVACIÓN DEL CENTRO DE LAS CIENCIAS Y TECNOLOGÍA	PROYECTO:	RENOVACIÓN
CLIENTE:	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	ESCALA:	RENOVACIÓN
COORDINADOR:	ING. JOSÉ MARÍA SÁENZ	FECHA:	AGOSTO 2023
PROYECTISTA:	ING. JOSÉ MARÍA SÁENZ	FECHA:	12/28
REVISOR:	ING. JOSÉ MARÍA SÁENZ		



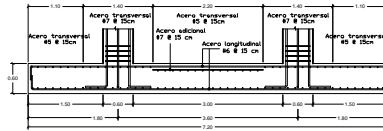
Planta de zapata tipo 4  
No. 6 @ 20cm ambos sentidos  
ESC. 1:50



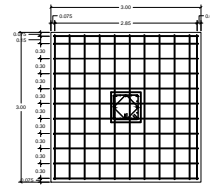
Elevación de zapata tipo 4  
No. 6 @ 20cm ambos sentidos  
ESC. 1:50



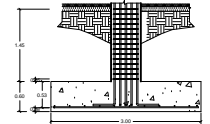
Planta de zapata tipo 5  
ESC. 1:50



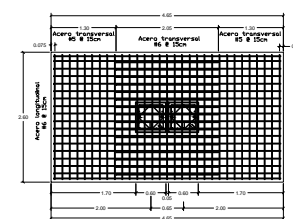
Elevación de zapata tipo 5  
No. 6 @ 20cm ambos sentidos  
ESC. 1:50



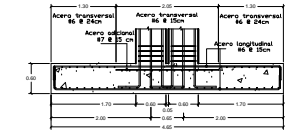
Planta de zapata tipo 6  
No. 6 @ 30cm ambos sentidos  
ESC. 1:50



Elevación de zapata tipo 6  
No. 6 @ 30cm ambos sentidos  
ESC. 1:50



Planta de zapata tipo 7  
ESC. 1:50



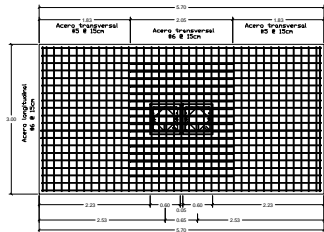
Elevación de zapata tipo 7  
ESC. 1:50

### ZAPATA TIPO 4

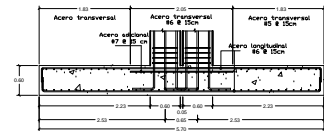
### ZAPATA TIPO 5

### ZAPATA TIPO 6

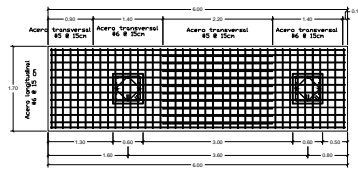
### ZAPATA TIPO 7



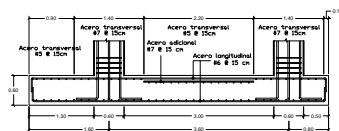
Planta de zapata tipo 8  
ESC. 1:50



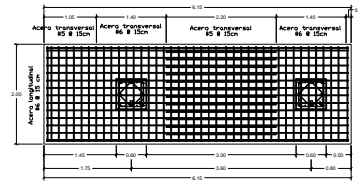
Elevación de zapata tipo 8  
ESC. 1:50



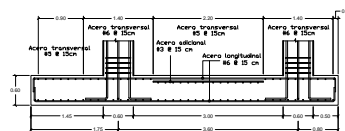
Planta de zapata tipo 9  
ESC. 1:50



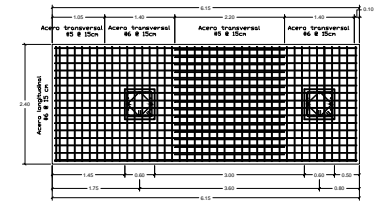
Elevación de zapata tipo 9  
ESC. 1:50



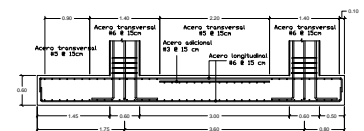
Planta de zapata tipo 10  
ESC. 1:50



Elevación de zapata tipo 10  
ESC. 1:50



Planta de zapata tipo 11  
ESC. 1:50



Elevación de zapata tipo 11  
ESC. 1:50

### ZAPATA TIPO 8

### ZAPATA TIPO 9

### ZAPATA TIPO 10

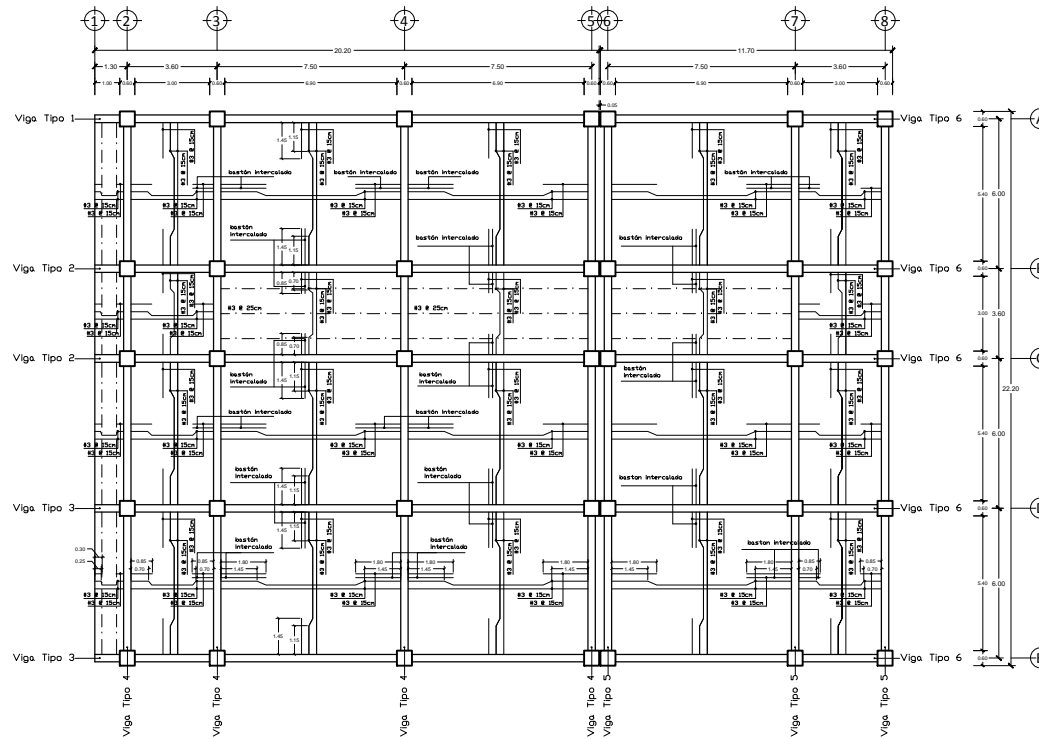
### ZAPATA TIPO 11

#### CUADRO DE ESPECIFICACIONES

MATERIALES:	
Concreto:	f'c = 281 kg/cm <sup>2</sup>
Aceero:	f'y = 4200 kg/cm <sup>2</sup>
q medio:	17.37 Ton/m <sup>2</sup>
ZAPATAS:	
Diseño:	El doblado de 90° debe ser 12 Ø de la barra. Según ACI 7.1.2
Gancho (Estaleros):	Se permite utilizar el doblado de 180° + Ø del estribo. Según ACI 7.1
Gancho (Costillas):	Se permite utilizar el doblado de 180° + Ø del estribo. Según ACI 7.2
La distancia del primer estribo de la columna sobre la superficie de la zapata no debe ser menor de 5 cm. Según ACI 10.5.4	
Requisitos:	
Estructura de zapata:	7.5 cm
Columnas principales:	5 cm, secundarias hasta 2.5 cm Según ACI 7.7
Detalles:	
La longitud para empalmes en elementos a tensión debe ser LD = 47 Ø de la barra, para barras No. 6 o menores, y LD = 72 Ø de la barra, para barras mayores a No. 6.	
Los empalmes deben estar espaciados por lo menos 65 cm entre ellos. Según ACI 12.2.1, 12.15	
La longitud para empalmes en elementos a compresión debe ser LC = 32 Ø de la barra. Según ACI 12.16	

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
		FACULTAD DE INGENIERIA	
UNIDAD DE EPS			
PROYECTO:	DESIGNO DE UN PLAN DE CIMENTACION PARA UN EDIFICIO DE 10 ETAPAS EN GUATEMALA, S.A.	PROFESOR:	INGENIERO
CLIENTE:	INGENIERO CONSULTOR	COADJUVANTE:	INGENIERO
FECHA:	02 de mayo de 2024, S.A.	CONTENIDO:	PROYECTO DE CIMENTACION
REVISOR:	INGENIERO CONSULTOR	FECHA:	02 de mayo de 2024
			13/28





## ARMADO DE LOSA

PRIMER NIVEL

ESC 1:100

CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
	BASTONES
	TENDONES
	BELES
	VIGAS PRINCIPALES 0.30 x 0.60
	COLUMNAS PRINCIPALES 0.60 x 0.60
	ACERO A TEMPERATURA

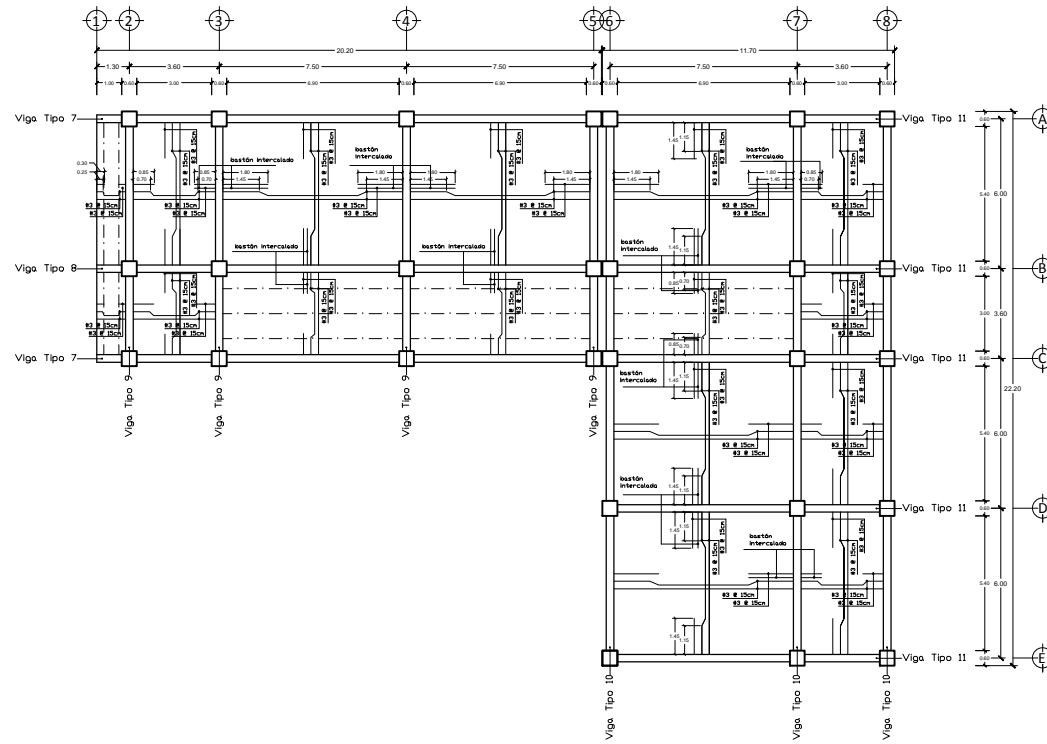
CUADRO DE ESPECIFICACIONES	
MATERIALES:	<p>Concreto: <math>f'c = 281 \text{ kg/cm}^2</math></p> <p>Acero: <math>f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2</math></p>
LOSA	<p>Espesor de losa: 15 cm</p> <p>Acabamiento mínimo en base será 2.00 cm, según ACI 7.7</p> <p>El espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no debe exceder de 2 veces el espesor de la losa, según ACI 13.3</p> <p>El refuerzo para momento positivo perpendicular a un borde discontinuo debe prolongarse hasta el borde de la losa y tener una longitud embudo según el código, de por lo menos 150 mm en las vigas, muros o columnas perimetrales, ACI 13.3.3</p> <p>El refuerzo para momento negativo perpendicular a un borde discontinuo debe doblarse, formar ganchos anclados en las vigas, muros o columnas perimetrales, para que desarrolle su capacidad a tensión en la cara del apoyo, ACI 13.3.4</p>



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIDAD DE EPS

<p>PROYECTO: CENTRO DE LAS CIENCIAS Y TECNOLÓGICO DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, S.A.</p>	<p>DISEÑO: JUAN CARLOS ESCOBAR</p>	<p>REVISIÓN: JUAN CARLOS ESCOBAR</p>	<p>COORDINADOR: JUAN CARLOS ESCOBAR</p>	<p>PROYECTO: CENTRO DE LAS CIENCIAS Y TECNOLÓGICO DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, S.A.</p>	<p>ESCALA: REDUCIDA</p>
<p>FECHA: 14/08/2023</p>	<p>PROYECTO: CENTRO DE LAS CIENCIAS Y TECNOLÓGICO DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, S.A.</p>	<p>ESCALA: REDUCIDA</p>	<p>PROYECTO: CENTRO DE LAS CIENCIAS Y TECNOLÓGICO DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, S.A.</p>	<p>FECHA: 14/08/2023</p>	<p>PROYECTO: CENTRO DE LAS CIENCIAS Y TECNOLÓGICO DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, S.A.</p>
<p>PROYECTO: CENTRO DE LAS CIENCIAS Y TECNOLÓGICO DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, S.A.</p>	<p>PROYECTO: CENTRO DE LAS CIENCIAS Y TECNOLÓGICO DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, S.A.</p>	<p>PROYECTO: CENTRO DE LAS CIENCIAS Y TECNOLÓGICO DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, S.A.</p>	<p>PROYECTO: CENTRO DE LAS CIENCIAS Y TECNOLÓGICO DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, S.A.</p>	<p>PROYECTO: CENTRO DE LAS CIENCIAS Y TECNOLÓGICO DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, S.A.</p>	<p>PROYECTO: CENTRO DE LAS CIENCIAS Y TECNOLÓGICO DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, S.A.</p>

14/28



## ARMADO DE LOSA

SEGUNDO NIVEL

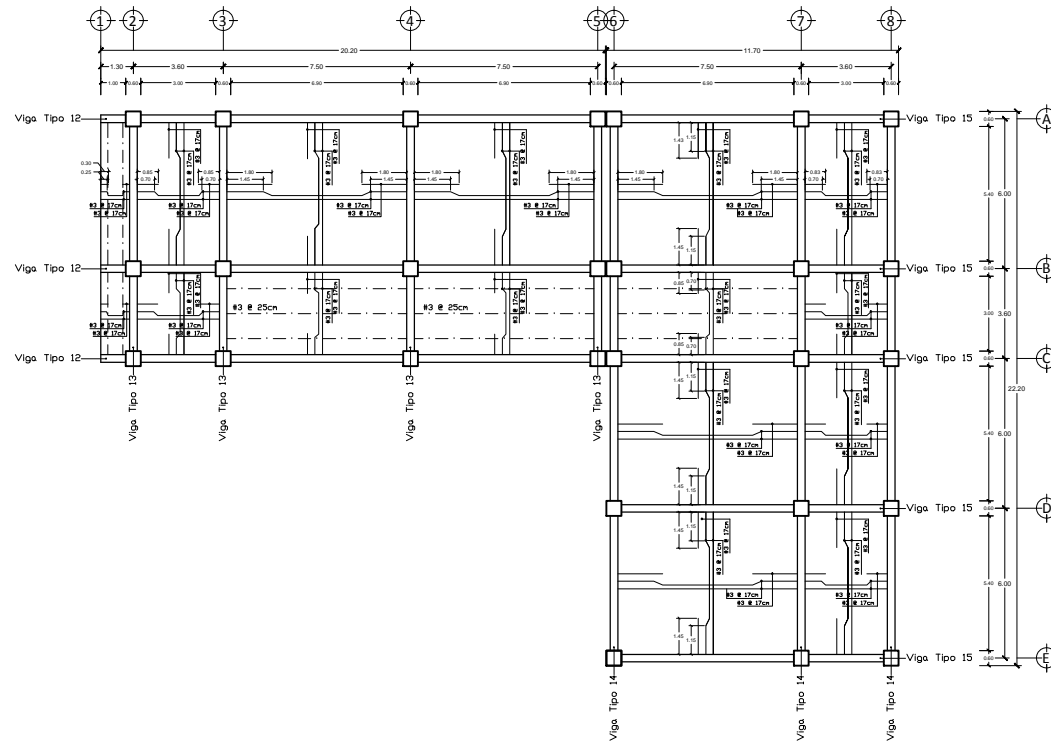
ESC 1:100

CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
	BASTONES
	TENDONES
	BELES
	VIGAS PRINCIPALES 0.30 x 0.60
	COLUMNAS PRINCIPALES 0.60 x 0.60
	ACERO A TEMPERATURA

CUADRO DE ESPECIFICACIONES	
MATERIALES:	<p>Concreto: <math>f'c = 281 \text{ kg/cm}^2</math></p> <p>Acero: <math>f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2</math></p>
LOSA	<p>Espesor de losa: 15 cm</p> <p>Acabamiento inferior en base sea 2.00 cm, según ACI 7.7</p> <p>El espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no debe exceder de 2 veces el espesor de la losa, según ACI 13.3</p> <p>El refuerzo para momento positivo perpendicular a un borde discontinuo debe prolongarse hasta el borde de la losa y tener una longitud embudo según el código de por lo menos 150 mm en las vigas, muros o columnas perimetrales, ACI 13.3.3</p> <p>El refuerzo para momento negativo perpendicular a un borde discontinuo debe doblarse, formar ganchos anclados en las vigas, muros o columnas perimetrales, para garantizar su capacidad a tracción en la cara del apoyo, ACI 13.3.4</p>

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS			
DISEÑO: MARIO GUZMAN INGENIERO CIVIL	REVISADO: MARIO GUZMAN INGENIERO CIVIL	APROBADO: MARIO GUZMAN INGENIERO CIVIL	FECHA: 15/28



## ARMADO DE LOSA

TERCER NIVEL

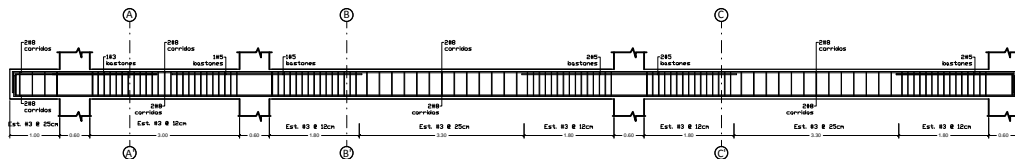
ESC 1:100

CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
	BASTONES
	TENSIONES
	BIELAS
	VIGAS PRINCIPALES 0.30 x 0.60
	COLUMNAS PRINCIPALES 0.60 x 0.60
	ACERO A TEMPERATURA

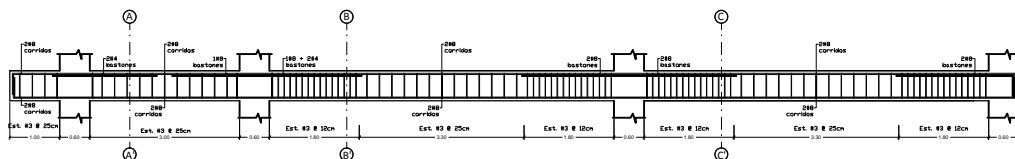
  

CUADRO DE ESPECIFICACIONES	
MATERIALES:	<p>Concreto: <math>f'c = 281 \text{ kg/cm}^2</math></p> <p>Acero: <math>f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2</math></p>
LOSA	<p>Espesor de losa: 15 cm</p> <p>Acabamiento inferior en base sea 2.00 cm, según ACI 7.7</p> <p>El espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no debe exceder de 2 veces el espesor de la losa, según ACI 13.3</p> <p>El refuerzo para momento positivo perpendicular a un borde discontinuo debe prolongarse hasta el borde de la losa y tener una longitud embudoada según ACI 13.3.3</p> <p>El refuerzo para momento negativo perpendicular a un borde discontinuo debe doblarse, formar ganchos anclados en las vigas, muros o columnas perimetrales, para que desarrolle su capacidad a reacción en la cara del apoyo, ACI 13.3.4</p>

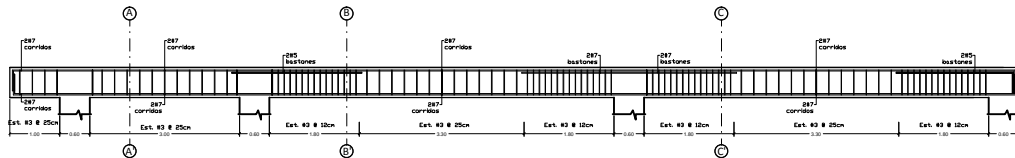
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS			
DISEÑO: INGENIERO CIVIL INGENIERO CIVIL	REVISADO: INGENIERO CIVIL INGENIERO CIVIL	APROBADO: INGENIERO CIVIL INGENIERO CIVIL	FECHA: 16/28



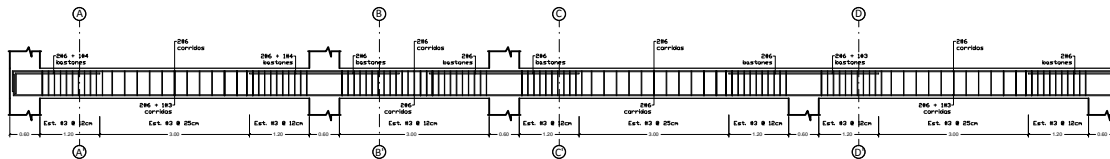
**VIGA TIPO 1**  
ESC 1:50



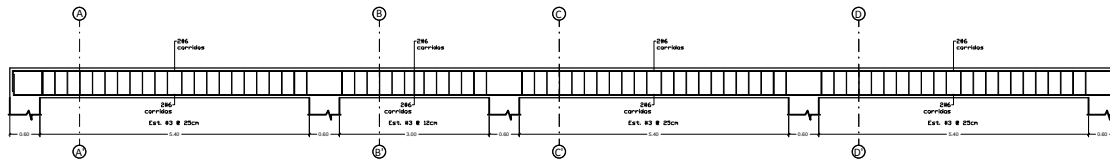
**VIGA TIPO 2**  
ESC 1:50



**VIGA TIPO 3**  
ESC 1:50

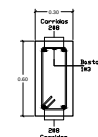


**VIGA TIPO 4**  
ESC 1:50

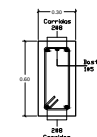


**VIGA TIPO 5**  
ESC 1:50

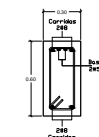
**DETALLE DE ARMADO DE VIGAS**



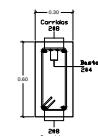
**SECCIÓN A-A'**  
VIGA TIPO 1 ESC. 1:20



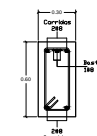
**SECCIÓN B-B'**  
VIGA TIPO 1 ESC. 1:20



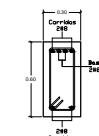
**SECCIÓN C-C'**  
VIGA TIPO 1 ESC. 1:20



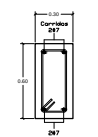
**SECCIÓN A-A'**  
VIGA TIPO 2 ESC. 1:20



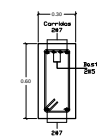
**SECCIÓN B-B'**  
VIGA TIPO 2 ESC. 1:20



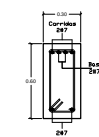
**SECCIÓN C-C'**  
VIGA TIPO 2 ESC. 1:20



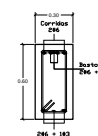
**SECCIÓN A-A'**  
VIGA TIPO 3 ESC. 1:20



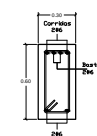
**SECCIÓN B-B'**  
VIGA TIPO 3 ESC. 1:20



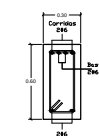
**SECCIÓN C-C'**  
VIGA TIPO 3 ESC. 1:20



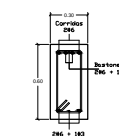
**SECCIÓN A-A'**  
VIGA TIPO 4 ESC. 1:20



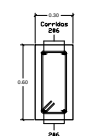
**SECCIÓN B-B'**  
VIGA TIPO 4 ESC. 1:20



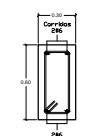
**SECCIÓN C-C'**  
VIGA TIPO 4 ESC. 1:20



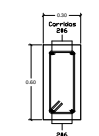
**SECCIÓN D-D'**  
VIGA TIPO 4 ESC. 1:20



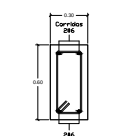
**SECCIÓN A-A'**  
VIGA TIPO 5 ESC. 1:20



**SECCIÓN B-B'**  
VIGA TIPO 5 ESC. 1:20



**SECCIÓN C-C'**  
VIGA TIPO 5 ESC. 1:20

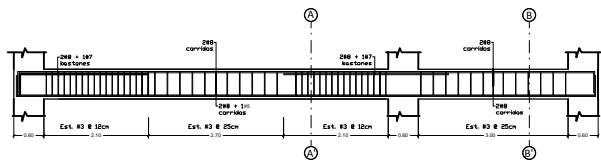


**SECCIÓN D-D'**  
VIGA TIPO 5 ESC. 1:20

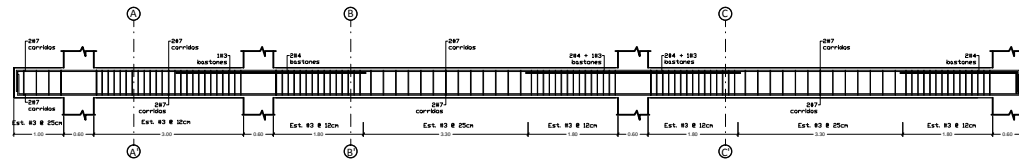
CUADRO DE ESPECIFICACIONES	
<b>MATERIALES:</b>	<p>Concreto: <math>f'c = 281 \text{ kg/cm}^2</math></p> <p>Acero: <math>f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2</math></p> <p>Dados: Longitud de desarrollo (l<sub>db</sub>) Se permite utilizar el doble de <math>180' + 0'</math> de la altura. Según ACI 21.3.4</p> <p>Gancho (Elabores): Se permite utilizar el doble de <math>180' + 0'</math> del estribo. Según ACI 7.1</p> <p>Gancho (Estibos): Se permite utilizar el doble de <math>180' + 0'</math> en estibos. Según ACI 7.2</p> <p>La distancia del primer estribo a partir del borde del apoyo debe ser como máximo de 5 cm. Según ACI 21.3.2</p> <p>El espaciamiento mínimo para estructuras principales en este caso vigas es de 4 cm. Según ACI 7.7</p> <p>Empalmes: La longitud para empalmes en elementos a tracción debe ser <math>LD + 47 \phi</math> de la barra, para barras No. 6, No. 7, No. 8, No. 9, No. 10, No. 11, No. 14, No. 18 y No. 22. Los empalmes debían estar escalonados por lo menos 50 cm entre ellos. Según ACI 12.2.3, 12.15</p> <p>No deben emplearse empalmes por tracción dentro de los nudos y en una distancia de dos veces la altura del elemento medida desde la cara del nudo. Según ACI 21.3.2.3</p>

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIDAD DE EPS

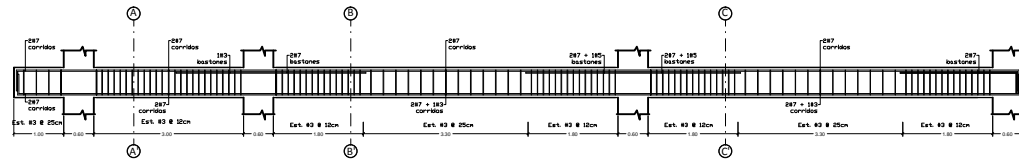
PROYECTO:	REVISIÓN:	FECHA:
CLIENTE:	PROYECTANTE:	ESCALA:
OBJETIVO:	COORDINADOR:	FECHA DE EMISIÓN:
FECHA:	NO. DE HOJAS:	HOJA:
		17/28



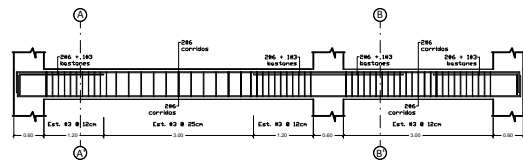
VIGA TIPO 6  
ESC 1:50



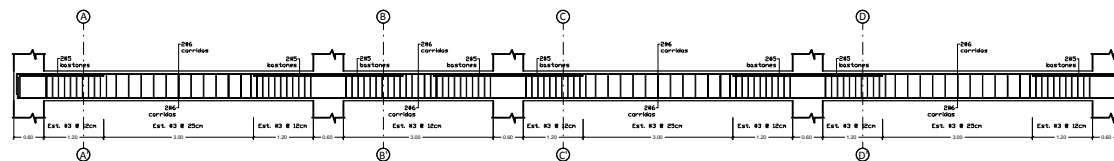
VIGA TIPO 7  
ESC 1:50



VIGA TIPO 8  
ESC 1:50

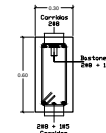


VIGA TIPO 9  
ESC 1:50

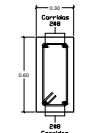


VIGA TIPO 10  
ESC 1:50

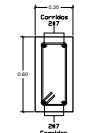
### DETALLE DE ARMADO DE VIGAS



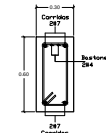
SECCIÓN A-A'  
VIGA TIPO 6 ESC. 1:20



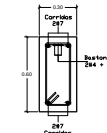
SECCIÓN B-B'  
VIGA TIPO 6 ESC. 1:20



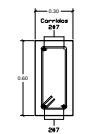
SECCIÓN A-A'  
VIGA TIPO 7 ESC. 1:20



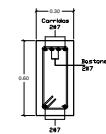
SECCIÓN B-B'  
VIGA TIPO 7 ESC. 1:20



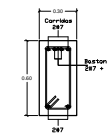
SECCIÓN C-C'  
VIGA TIPO 7 ESC. 1:20



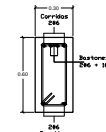
SECCIÓN A-A'  
VIGA TIPO 8 ESC. 1:20



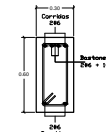
SECCIÓN B-B'  
VIGA TIPO 8 ESC. 1:20



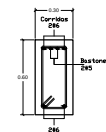
SECCIÓN C-C'  
VIGA TIPO 8 ESC. 1:20



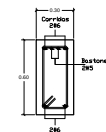
SECCIÓN A-A'  
VIGA TIPO 9 ESC. 1:20



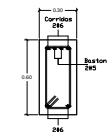
SECCIÓN B-B'  
VIGA TIPO 9 ESC. 1:20



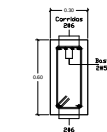
SECCIÓN A-A'  
VIGA TIPO 10 ESC. 1:20



SECCIÓN B-B'  
VIGA TIPO 10 ESC. 1:20



SECCIÓN C-C'  
VIGA TIPO 10 ESC. 1:20



SECCIÓN D-D'  
VIGA TIPO 10 ESC. 1:20

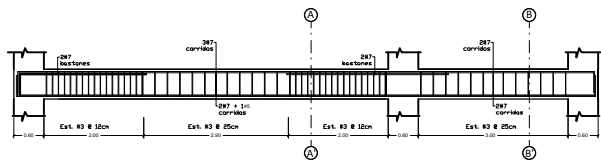
### CUADRO DE ESPECIFICACIONES

<b>MATERIALES:</b>	Concreto: $f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$
	Acero: $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
<b>VIGAS</b>	Diseño: Longitud de desarrollo (l <sub>db</sub> ) Se permite utilizar el doble de $10\phi + 0\phi$ de la tabla. Según ACI 21.4.4
	Canto (Eslabón): Se permite utilizar el doble de $10\phi + 0\phi$ del eslabón. Según ACI 7.1
	Canto (Barras): Se permite utilizar el doble de $10\phi + 0\phi$ en el eslabón. Según ACI 7.2
	La distancia del primer eslabón a partir del borde del apoyo debe ser como máximo de 5 cm. Según ACI 21.3.2.2
	El acortamiento mínimo para estructuras principales en este caso vigas es de 4 cm. Según ACI 7.7
	Empalmes: La longitud para empalmes en elementos a tracción debe ser $LD + 47\phi$ de la barra, para barras No. 10, No. 11, y 12-17 $\phi$ de la barra, para barras mayores a No. 5. Los empalmes debían estar ocasionados por lo menos 50 cm entre ellos. Según ACI 12.2.3, 12.15
	No deben emplearse empalmes por tracción dentro de los nudos y en una distancia de dos veces la altura del elemento medida desde la cara del nudo. Según ACI 21.3.2.3

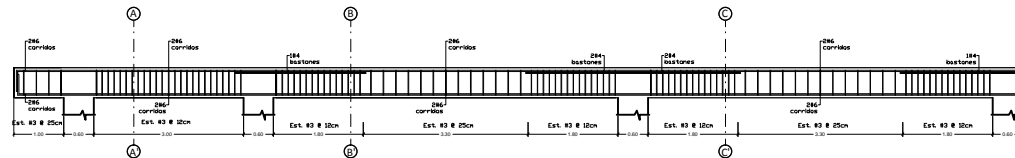
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIDAD DE EPS

PROYECTO:	DISEÑO DE UN PISO DE CONCRETO ARMADO REFORZADO CON BARRAS DE ACERO A-60.	REVISOR:	INGENIERO
CLIENTE:	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	ESCALA:	REVISOR
FECHA:	05/05/2024	FECHA:	REVISOR
PROYECTO:	DISEÑO DE UN PISO DE CONCRETO ARMADO REFORZADO CON BARRAS DE ACERO A-60.	FECHA:	REVISOR
CLIENTE:	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	FECHA:	REVISOR
FECHA:	05/05/2024	FECHA:	REVISOR
PROYECTO:	DISEÑO DE UN PISO DE CONCRETO ARMADO REFORZADO CON BARRAS DE ACERO A-60.	FECHA:	REVISOR
CLIENTE:	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	FECHA:	REVISOR
FECHA:	05/05/2024	FECHA:	REVISOR

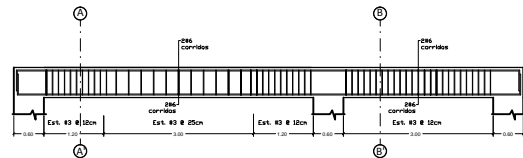
18/28



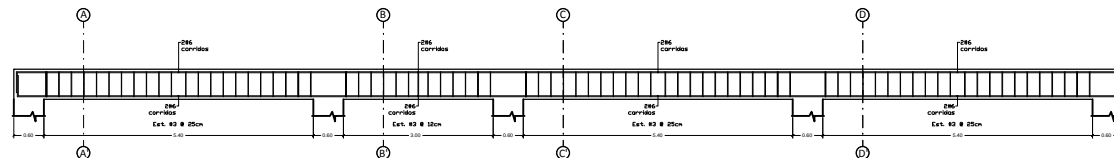
**VIGA TIPO 11**  
ESC 1:50



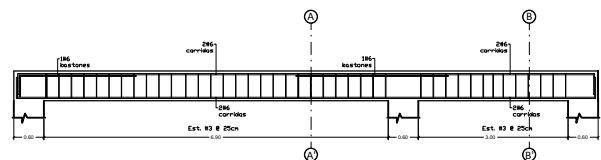
**VIGA TIPO 12**  
ESC 1:50



**VIGA TIPO 13**  
ESC 1:50

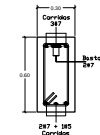


**VIGA TIPO 14**  
ESC 1:50

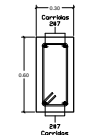


**VIGA TIPO 15**  
ESC 1:50

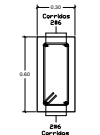
**DETALLE DE ARMADO DE VIGAS**



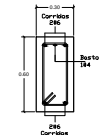
**SECCIÓN A-A'**  
VIGA TIPO 11 ESC 1:20



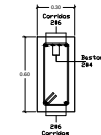
**SECCIÓN B-B'**  
VIGA TIPO 11 ESC 1:20



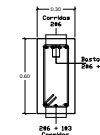
**SECCIÓN A-A'**  
VIGA TIPO 12 ESC 1:20



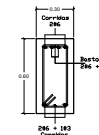
**SECCIÓN B-B'**  
VIGA TIPO 12 ESC 1:20



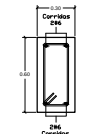
**SECCIÓN C-C'**  
VIGA TIPO 12 ESC 1:20



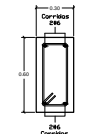
**SECCIÓN A-A'**  
VIGA TIPO 13 ESC 1:20



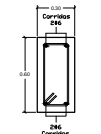
**SECCIÓN B-B'**  
VIGA TIPO 13 ESC 1:20



**SECCIÓN A-A'**  
VIGA TIPO 14 ESC 1:20



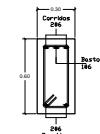
**SECCIÓN B-B'**  
VIGA TIPO 14 ESC 1:20



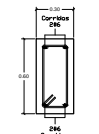
**SECCIÓN C-C'**  
VIGA TIPO 14 ESC 1:20



**SECCIÓN D-D'**  
VIGA TIPO 14 ESC 1:20



**SECCIÓN A-A'**  
VIGA TIPO 15 ESC 1:20

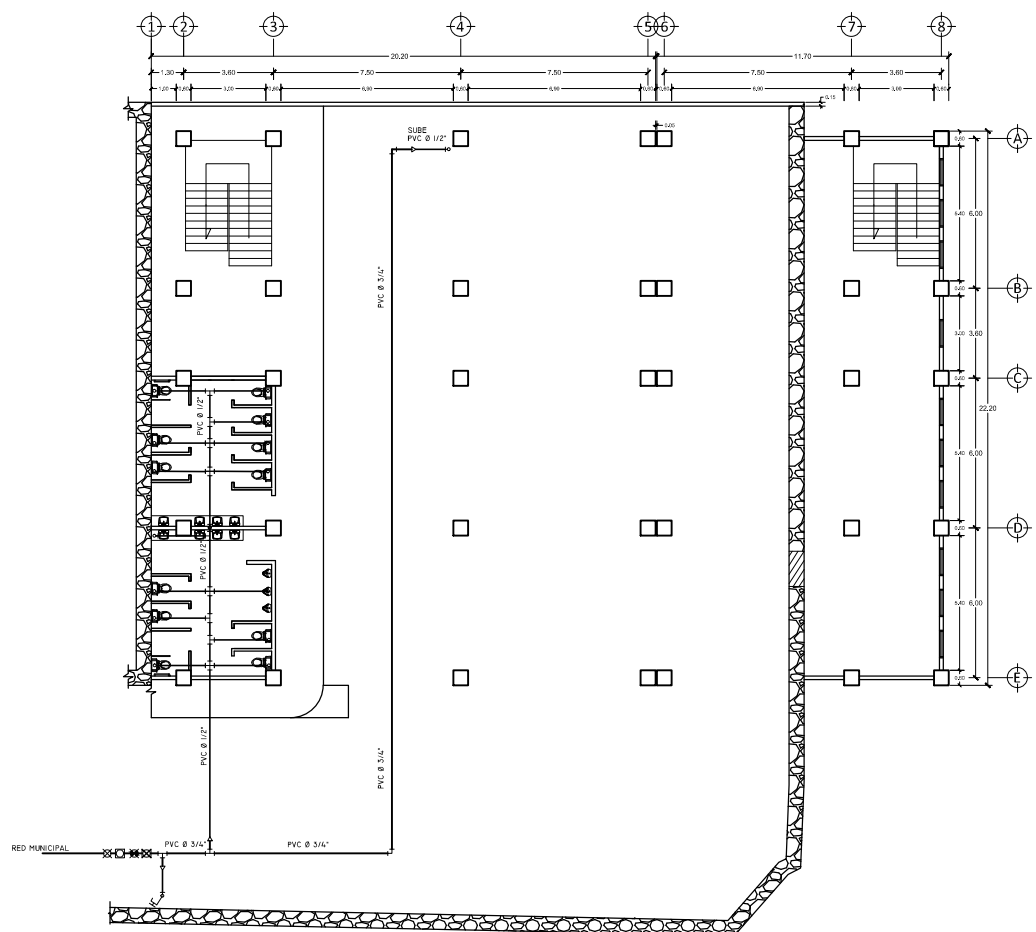


**SECCIÓN B-B'**  
VIGA TIPO 15 ESC 1:20

CUADRO DE ESPECIFICACIONES	
MATERIALES:	Concreto: $f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$
	Axaco: $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
VIGAS	Diseño: Longitud de desarrollo (l <sub>db</sub> ) Se permite utilizar el doble de $90^\circ + 90^\circ$ de la vertical. Según ACI 21.5.4
	Cancho (Estructura): Se permite utilizar el doble de $180^\circ + 90^\circ$ del estribo. Según ACI 7.1
	Cancho (Estribos): Se permite utilizar el doble de $135^\circ + 90^\circ$ del estribo. Según ACI 7.2
	La distancia del primer estribo a partir del borde del apoyo debe ser como máximo de 5 cm. Según ACI 21.3.2.2
	El recubrimiento mínimo para estructuras principales en este caso vigas es de 4 cm. Según ACI 7.7
	Empalmes: La longitud para empalmes en elementos a tracción debe ser $LD + 47 \phi$ de la barra, para barras No. 5, No. 6 y No. 7 de la barra, para barras mayores a No. 8. Los empalmes debían estar escalonados por lo menos 50 cm entre ellos. Según ACI 12.2.3, 12.15
	No deben emplearse empalmes por tracción dentro de los nudos y en una distancia de dos veces la altura del elemento medida desde la cara del nudo. Según ACI 21.3.2.3

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIDAD DE EPS

DISEÑO:	PROYECTO:	REVISIÓN:
ELABORADO POR:	OBJETIVO:	FECHA:
REVISADO POR:	ESTADO:	FECHA:
APPROBADO POR:	FECHA:	19/28



CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
	LLAVE DE PASO
	CONTADOR
	LLAVE DE GLOBO
	LLAVE DE CHUQUE
	TUB. PVC A 90° HORIZONTAL
	REDUCTOR PVC
	SEBRO Ø 1/2"
	COUDO PVC A 90° HORIZONTAL
	COUDO PVC A 90° VERTICAL
	TEE PVC A 90° VERTICAL
	CRUCE PVC
	TUBERIA PVC Ø 1/2" 3/16 PSL PVC 3/4" Ø 210 PSL

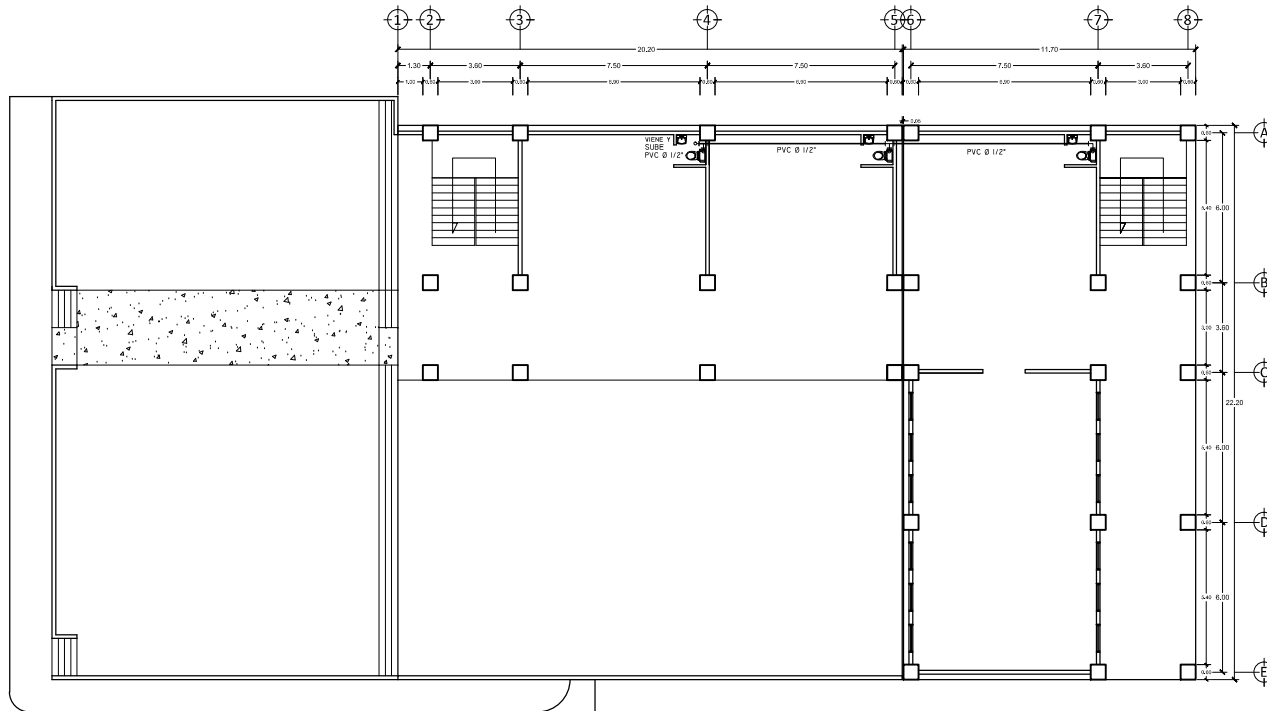
## INSTALACIÓN DE AGUA POTABLE

PRIMER NIVEL

ESC 1:100

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS		
DIRECTOR: HENRI COHEN INGENIERO CIVIL	DIRECTOR GENERAL: GERARDO CORRAL S.Y.	OFICINA DE EPS: INGENIERO
DISEÑO: HENRI COHEN INGENIERO CIVIL	CONTENIDO: INSTALACION DE AGUA POTABLE PRIMER NIVEL	ESCALA: 20/28
DISEÑO: HENRI COHEN INGENIERO CIVIL	FECHA: 1	NÚMERO: 20/28

CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
	LLAVE DE PASO
	CONTADOR
	LLAVE DE GLOBO
	LLAVE DE CHEQUE
	TEL. PVC A 90° HORIZONTAL
	REDUCTOR PVC
	SEÑO 1/2"
	COUDO PVC A 90° HORIZONTAL
	COUDO PVC A 90° VERTICAL
	TEE PVC A 90° VERTICAL
	CRUCE PVC
	TUBERIA PVC Ø 1/2" 3/4" 1" 1 1/2" 2" 2 1/2" 3" 4" 6" 8" 10" 12" 15" 18" 20" 24" 30" 36" 42" 48" 60" 72" 90" 108" 120" 144" 168" 192" 216" 240" 270" 300"



## INSTALACIÓN DE AGUA POTABLE

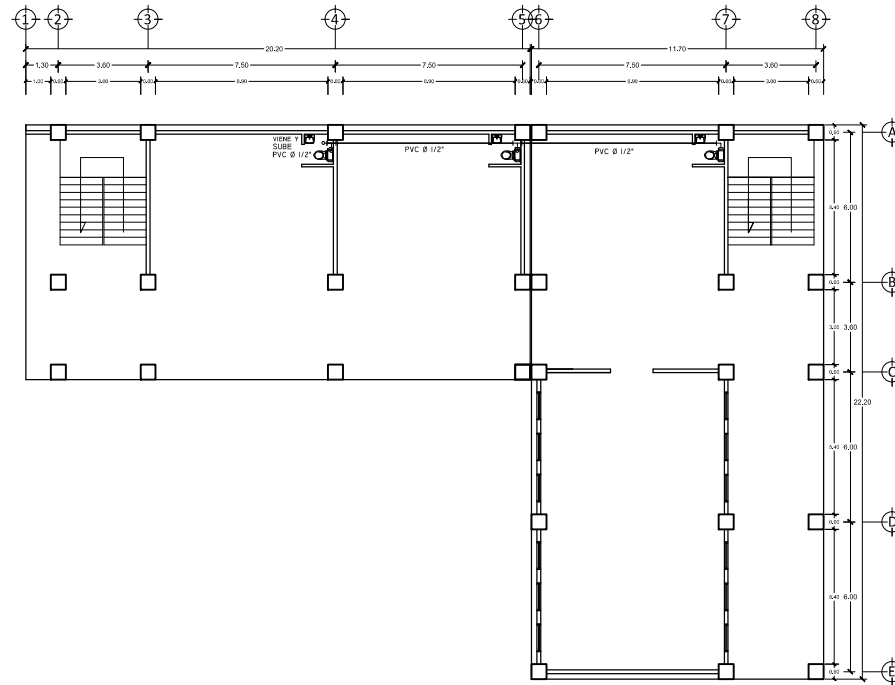
SEGUNDO NIVEL

ESC 1:100

UNIDAD DE EPS		
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA	PROYECTO: SERVICIO DE SUPLENIMIENTO Y MANTENIMIENTO DE SERVICIOS DE INGENIERIA	ESCALA: 1/200 FECHA:
DISEÑO: MARIO OLIVERA INGENIERO CIVIL	SOCIEDAD: GERENCIA COMARCA S.A.	ESCALA: 1/200 FECHA:
DISEÑO: MARIO OLIVERA INGENIERO CIVIL	CONTENIDO: INSTALACION DE AGUA POTABLE SEGUNDO NIVEL	FECHA:
DISEÑO: MARIO OLIVERA INGENIERO CIVIL	FECHA:	HOJA: 21/28



CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
	LLAVE DE PASO
	CONTADOR
	LLAVE DE GLOBO
	LLAVE DE CHEQUE
	TUB. PVC A 90° HORIZONTAL
	REDUCTOR PVC
	SEÑAL 90°
	CODO PVC A 90° HORIZONTAL
	CODO PVC A 90° VERTICAL
	TEE PVC A 90° VERTICAL
	CRUCE PVC
	TUBERIA PVC Ø 1/2" 3/4" 1" 1 1/2" 2" 2 1/2" 3"

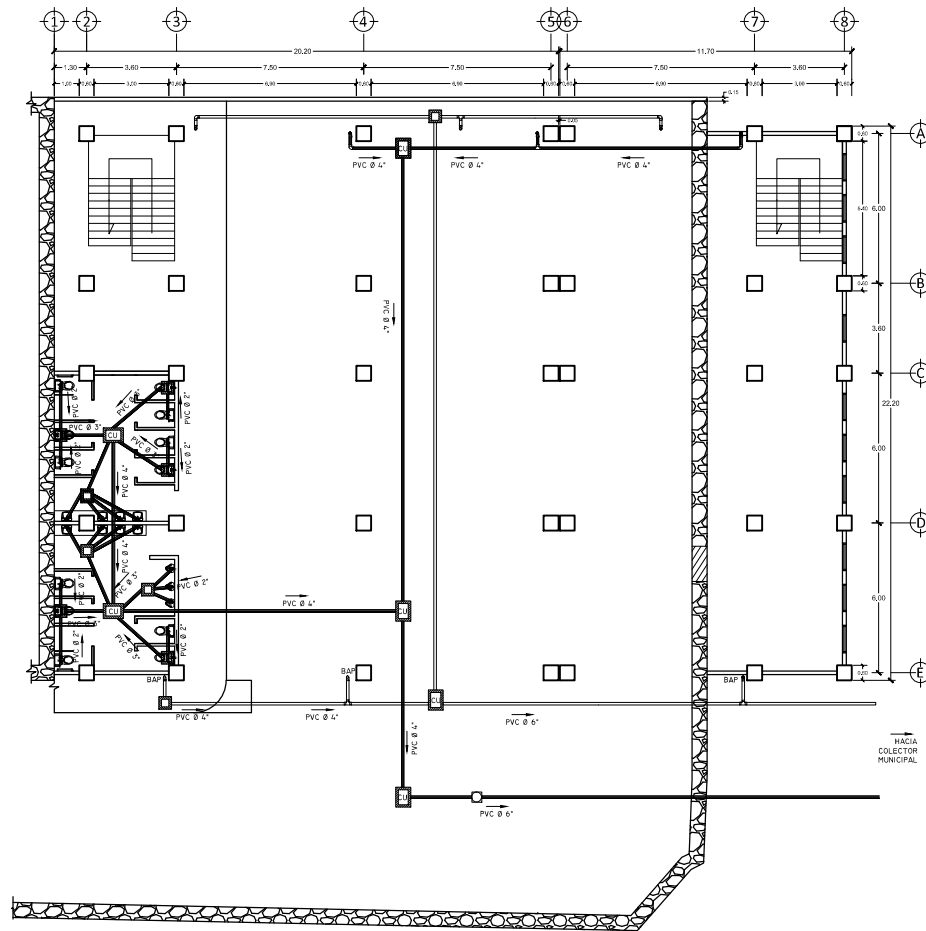


## INSTALACIÓN DE AGUA POTABLE

TERCER NIVEL

ESC 1:100

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS		
PROYECTO: SERVICIO DE SUMINISTRO DE AGUA POTABLE REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE	LOCALIDAD: GUATEMALA, GUATEMALA	ESCALA: 1:100
DISEÑADOR: INGENIERO CIVIL INGENIERIA CIVIL	COORDINADOR: INGENIERO CIVIL	FECHA: AGOSTO 2011
DISEÑADOR: INGENIERO CIVIL INGENIERIA CIVIL	TITULO: INSTALACION DE AGUA POTABLE TERCER NIVEL	HOJA: 22/28



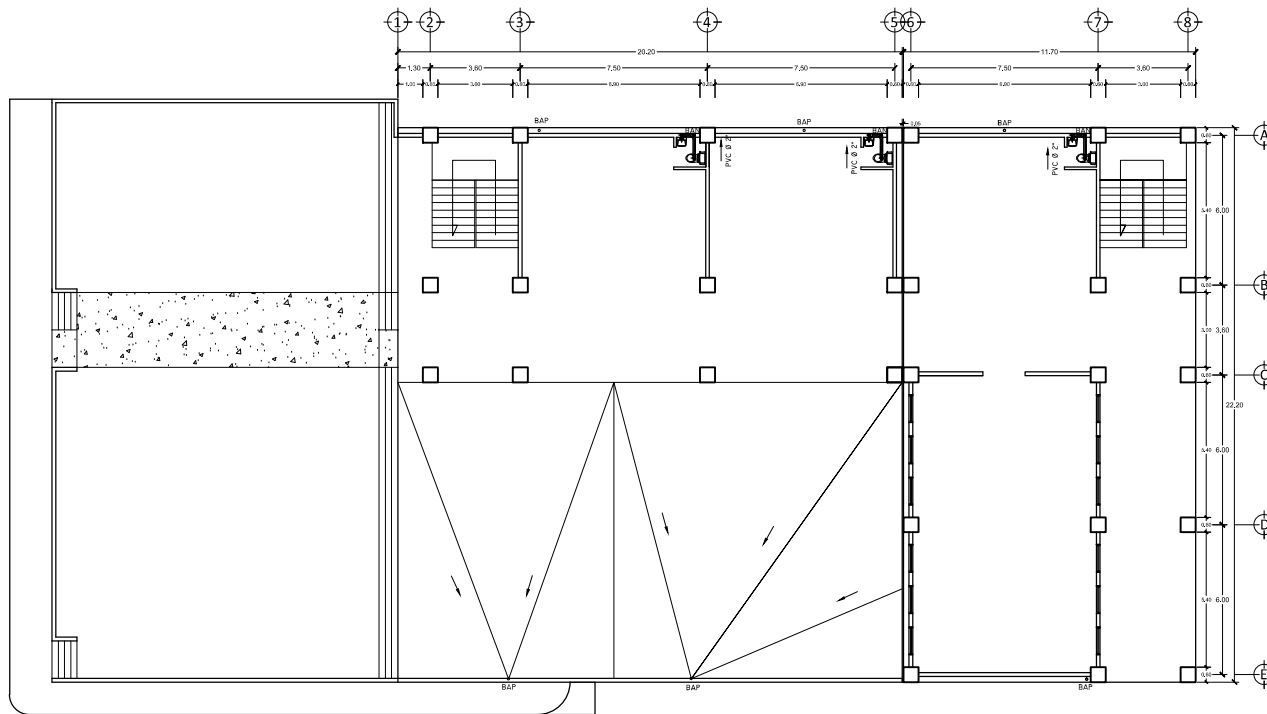
CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
	TEE PVC SANITARIA VERTICAL
	CODO 90° VERTICAL
	CODO 45° HORIZONTAL
	YEE SANITARIA
	CAJA DE ARTIFACTO
	CAJA UNIFICADORA
	CAJA UNIFICADORA + TRAPAPA DE GRASA
	BRON PVC TERMINAL
	TEE PVC SANITARIA
	CANDELA
	BAJADA DE AGUAS NEGRAS PVC Ø 4"
	BAJADA DE AGUAS PLUVIALES PVC Ø 2"
	EMISORAS DEL LLUJO
	TUBERIA PARA AGUAS NEGRAS PVC DIAMETRO UNIFICADO
	TUBERIA PARA AGUAS PLUVIALES PVC DIAMETRO UNIFICADO
	DIAMETRO DE TUBERIA
	CANETA + PIELLA
	REDUCTOR 4" A 3"

## INSTALACIÓN DE DRENAJE

PRIMER NIVEL

ESC 1:100

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS		
PROYECTO: SERVICIO DE SUPLENENCIA DE PERSONAL EN EL AREA DE INGENIERIA DE SISTEMAS DE COMPUTACION	LOCALIDAD: GUATEMALA, GUATEMALA	TIPO DE LUGAR: ESCUELA
CLIENTE: INSTITUTO VICEPRESIDENCIAL DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS Y TECNOLÓGICAS (IVICIT)	CONTENIDO: DISEÑO DE LA INSTALACION DE DRENAJE	FECHA: AGOSTO 2011
DISEÑADOR: M. LUIS GUERRERO	REVISOR: M. LUIS GUERRERO	HOJA: 23/28



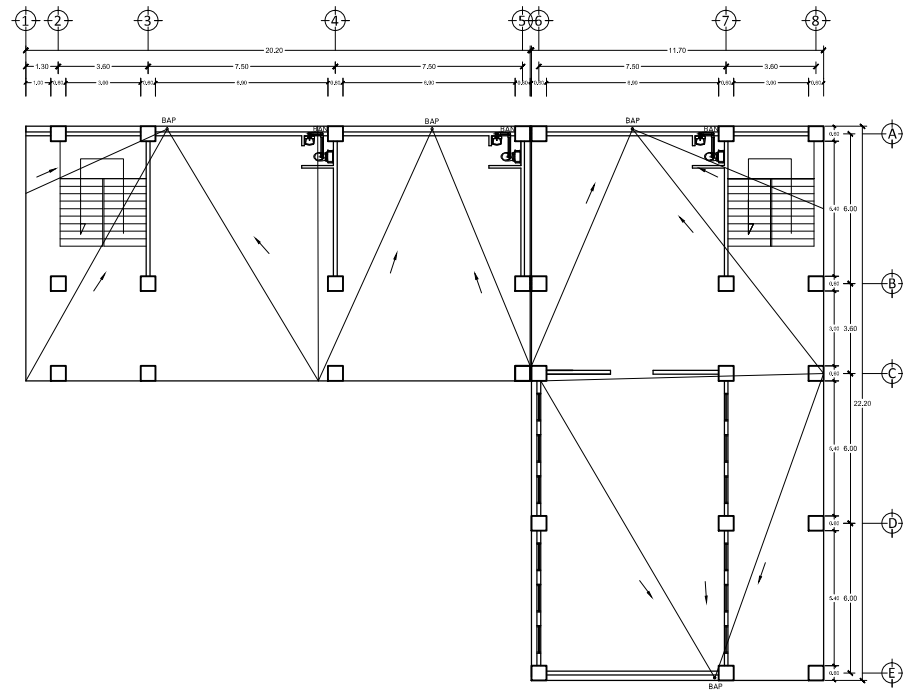
CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
	TEE PVC SANITARIA VERTICAL
	CODO 90° VERTICAL
	CODO 45° HORIZONTAL
	YEE SANITARIA
	CAJA DE ARTIFACTO
	CAJA UNIFICADORA
	CAJA UNIFICADORA + TRAMPA DE GRASA
	SEÑON PVC TERMINAL
	TEE PVC SANITARIA
	CANDELA
	BAJADA DE AGUAS NEGRAS PVC Ø 2"
	BAJADA DE AGUAS PLUVIALES PVC Ø 2"
	EMISORAS DEL FLEJO
	TUBERIA PARA AGUAS NEGRAS PVC DIAMETRO INDECADO
	TUBERIA PARA AGUAS PLUVIALES PVC DIAMETRO INDECADO
	DIAMETRO DE TUBERIA
	CUJETA + PIELLA
	REDUCTOR # 1 A 1/2"

## INSTALACIÓN DE DRENAJE

SEGUNDO NIVEL

ESC 1:100

			UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
			FACULTAD DE INGENIERIA	
INSTITUTO SERVICIO DE EFECTOS DE TITULACIÓN Y PROYECTO INGENIERIA DE INGENIERIA			UNIDAD DE EPS	
			DEPARTAMENTO DE INGENIERIA ESCALA:	
CATEDRA: INGENIERIA DE INGENIERIA			GRUPO DE TRABAJO:	
TÍTULO: INGENIERIA DE INGENIERIA			FECHA:	
AUTOR: INGENIERIA DE INGENIERIA			NÚMERO:	
			<b>24/28</b>	



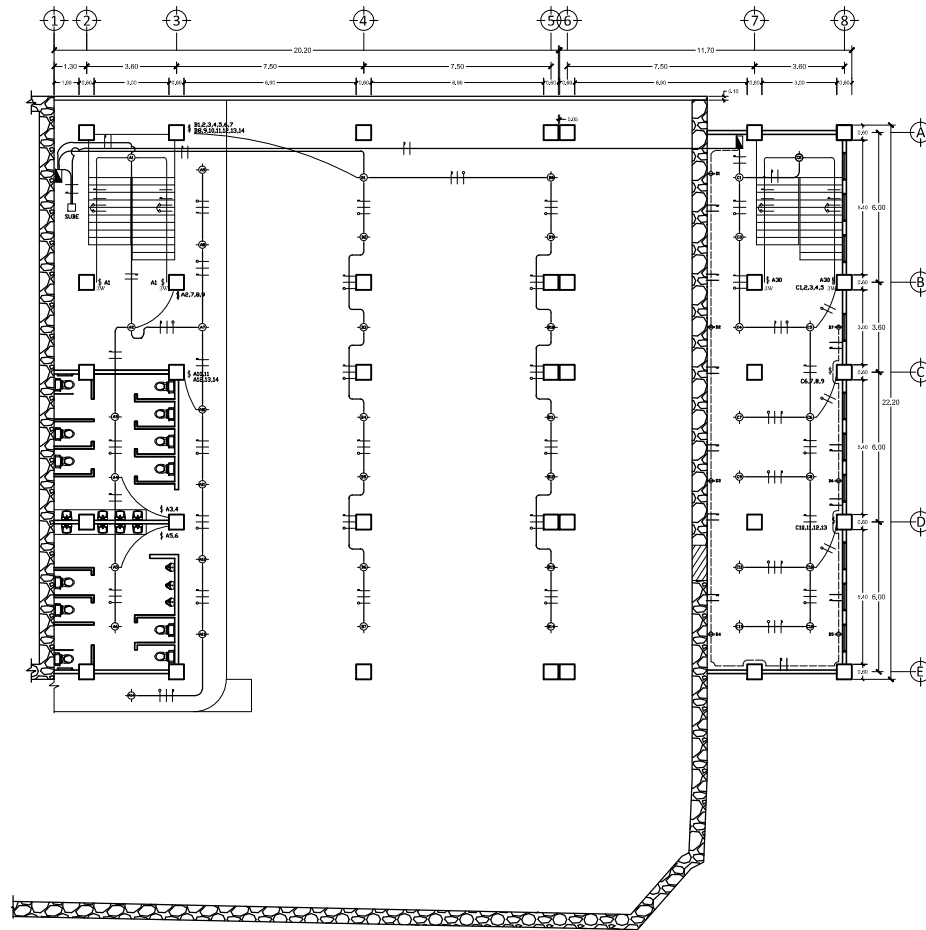
CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
	TEE PVC SANITARIA VERTICAL
	CODO 90° VERTICAL
	CODO 45° HORIZONTAL
	YEE SANITARIA
	CAJA DE ARTEFACTO
	CAJA UNIFICADORA
	CAJA UNIFICADORA + TRAMPA DE GRASA
	SIFON PVC TERMINAL
	TEE PVC SANITARIA
	CANDELA
	BANDA DE AGUAS NEGRAS PVC 8\"/>
	BANDA DE AGUAS PLUVIALES PVC 8\"/>
	EMBRICADOR DEL FELLO
	TUBERIA PARA AGUA NEGRA PVC DIAMETRICO REDONDEADO
	TUBERIA PARA AGUAS PLUVIALES PVC DIAMETRICO REDONDEADO
	DIAMETRO DE TUBERIA
	CANDELA # 1/2\"/>
	REDUCTOR # 1/2\"/>

## INSTALACIÓN DE DRENAJE

TERCER NIVEL

ESC 1:100

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS		
PROYECTO: SERVICIO DE SUPLEN-TO AL TALLER PRODUCTIVO DE REPARACION DE MOTOCICLETAS	LOCALIDAD: GUATEMALA, GUATEMALA	ESCALA: 1:100
DISEÑADOR: WILFRIDO GUZMAN	CONTENIDO: DISEÑO DE DRENAJE	FECHA: AGOSTO 2011
DISEÑADOR: WILFRIDO GUZMAN	FECHA: 1	HOJA: 25/28



CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	CANALIZACION POR LOSA, TIECHO O PARED POLIETILENO PVC Ø 3/4"
	CANALIZACION SUBTERRANEA POLIETILENO PVC Ø 3/4"
	PUNTO DE ILUMINACION
	INTERRUPTOR DIFERENCIAL
	INTERRUPTOR DOBLE
	INTERRUPTOR SWAY
	TOMACORRIENTE OCIOLE 120 VOLTIOS
	CONDUCTOR DE RETORNO THIN CALIBRE 6/10/12
	CONDUCTOR NEUTRO THIN CALIBRE 6/10/12
	CONDUCTOR FASE THIN CALIBRE 6/10/12
	CONDUCTOR PUENTE THIN CALIBRE 12
	TABLERO DE CONTADORES

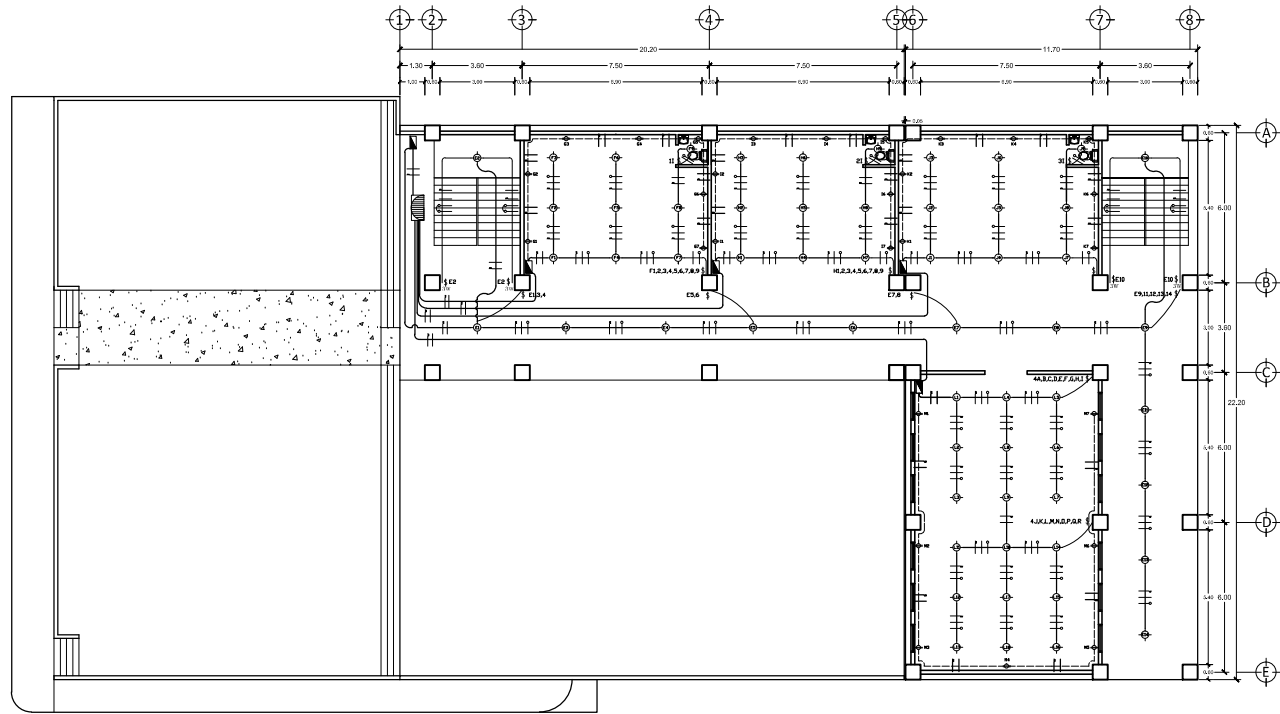
# INSTALACIÓN ELECTRICA

PRIMER NIVEL

ESC 1:100

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS		
DISEÑO: PABLO OLIVERA INGENIERO EN ELECTRICIDAD	PROYECTO: SERVICIO DE SUPLENENCIA DE ALTA Y BAJA TENSION EN EL SISTEMA DE TRANSMISION DE GUATEMALA LOCALIDAD: GUATEMALA, GUATEMALA	ESCALA: 1:100 FECHA: AGOSTO 2010
DISEÑO: PABLO OLIVERA INGENIERO EN ELECTRICIDAD	CONTENIDO: INSTALACION ELECTRICA PRIMER NIVEL	FECHA: AGOSTO 2010 HOJA: 26/28

CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	CANALIZACION POR LOSA, TEGHO O PARED POLIDUCTO PVC Ø 3/4"
	CANALIZACION SUBTERRANEA POLIDUCTO PVC Ø 3/4"
	PUNTO DE ILUMINACION
	INTERRUPTOR SIMPLE
	INTERRUPTOR DOBLE
	INTERRUPTOR DIMMER
	TONACORRIENTE DOBLE 120 VOLTIOS
	CONDUCTOR DE RETORNO THHN CALIBRE 6, 10, 12
	CONDUCTOR NEUTRO THHN CALIBRE 6, 10, 12
	CONDUCTOR FASE THHN CALIBRE 6, 10, 12
	CONDUCTOR PUENTE THHN CALIBRE 12
	TABLERO DE CONTADORES

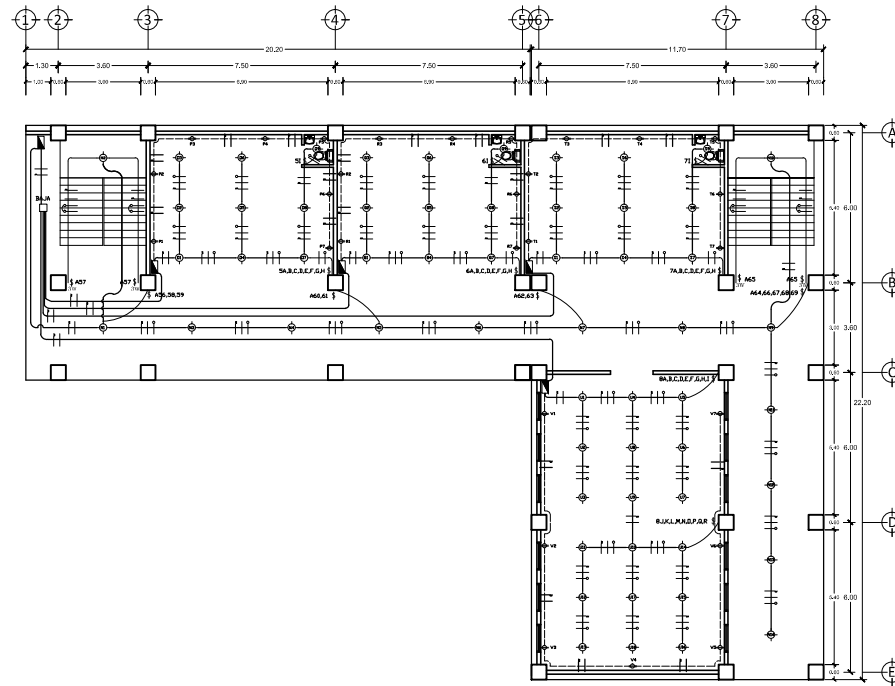


# INSTALACIÓN ELECTRICA

SEGUNDO NIVEL

ESC 1:100

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS		
DIRECTOR: PABLO OLIVERA INGENIERO EN ELECTRICIDAD	COORDINADOR: GERMÁN DE LOS RÍOS INGENIERO EN ELECTRICIDAD	PROFESOR TITULAR: REBECCA ESCALERA INGENIERA EN ELECTRICIDAD
TÍTULO: PABLO OLIVERA INGENIERO EN ELECTRICIDAD	CONTENIDO: INSTALACION ELECTRICA SEGUNDO NIVEL	FECHA: AGOSTO 2023
DISEÑADOR: WILFRIDO GARCIA INGENIERO EN ELECTRICIDAD	REVISOR: 1	HOJA: 27/28



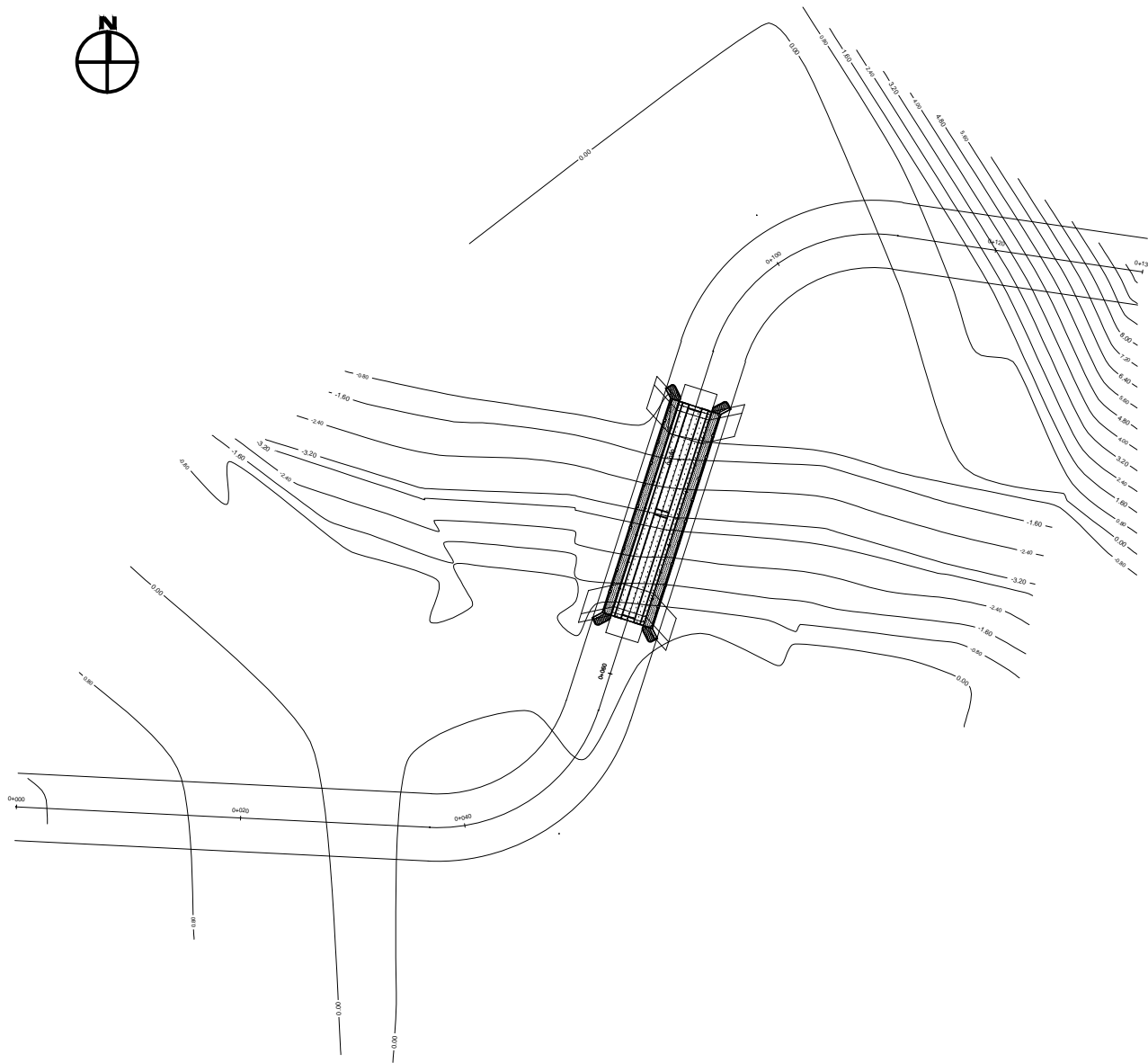
CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	CANALIZACION POR LOSA, TEGHO O PARED POLIURETANO PVC Ø 3/4"
	CANALIZACION SUBTERRANEA POLIURETANO PVC Ø 3/4"
	PUNTO DE ILUMINACION
	INTERRUPTOR SIMPLE
	INTERRUPTOR DOBLE
	INTERRUPTOR SWAY
	TONACORRIENTE OBLE 120 VOLTIOS
	CONDUCTOR DE RETORNO THIN CALIBRE 8, 10, 12
	CONDUCTOR NEUTRO THIN CALIBRE 8, 10, 12
	CONDUCTOR FASE THIN CALIBRE 8, 10, 12
	CONDUCTOR FUENTE THIN CALIBRE 12
	TABLERO DE CONTADORES

## INSTALACIÓN ELECTRICA

TERCER NIVEL

ESC 1:100

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS		
DIRECTOR: PABLO OLIVERA INGENIERO EN ELECTRICIDAD	COORDINADOR: GERMÁN DE CARVALLO, S.J. INGENIERO EN ELECTRICIDAD	PROFESOR TITULAR: OSCAR... INGENIERO EN ELECTRICIDAD
TÍTULO: PABLO OLIVERA INGENIERO EN ELECTRICIDAD	CONTENIDO: INSTALACION ELECTRICA TERCER NIVEL	FECHA: AGOSTO 2023
DISEÑADOR: WILFRIDO GUERRERO INGENIERO EN ELECTRICIDAD	ESCALA: 1 : _____	NÚMERO: 28/28



## CURVAS DE NIVEL

Esc. 1:200

### ESPECIFICACIONES TECNICAS

#### DISEÑO:

"STANDARD SPECIFICATION FOR HIGHWAY BRIDGES" de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

CARGA VIVA: H15-44 (ASSHTO)

#### MATERIALES:

##### ACERO:

Se usará acero de refuerzo  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (4000 PSI).

##### CONCRETO:

Se usará concreto con refuerzo a compresión de  $281 \text{ kg/cm}^2$ , 4000 PSI a los 28 días, con proporción 1:2:3

##### CONCRETO CICLÓPEO:

Combinación de concreto de baja resistencia y piedras grandes de tamaño no mayor a 30cm. La proporción es 33% de concreto de baja resistencia y 67% de piedra bola.

#### REQUISITOS ASSHTO:

##### RECUBRIMIENTO: AASHTO 8.22

Medido del rostro de la barra a la superficie del concreto 8 cm para cimientos, 5 cm para losas en su parte superior y 2.5 cm en su parte inferior, y 5 cm para vigas y columnas.

##### LONGITUD DE DESARROLLO: AASHTO 8.24.1.2

Se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren para el diseño siendo está la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o la luz/20.

##### TRASLAPES: AASHTO 8.25

Se calculan en base a la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para barras No. 10 y 11, de tal modo que desarrollen un 125% del  $f_y$  nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán colocarse alternos a cada 60cm.

##### GANCHOS: AASTHO 8.23.22

Los dobles deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180 grados o 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

#### RECOMENDACIONES:

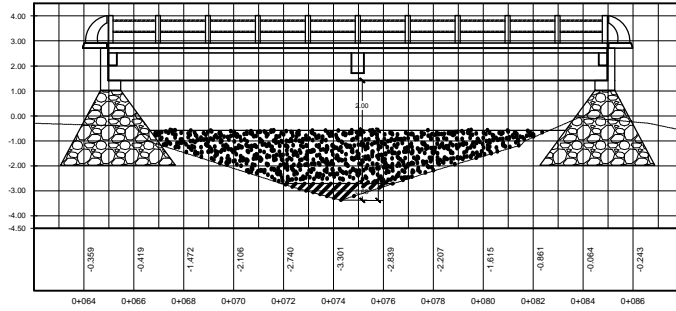
Se debe seguir las normas establecidas para manojos de barras respecto a su cantidad, longitud de desarrollo y recubrimientos, siguiendo los lineamientos del artículo 8.21.5 de AASHTO.

Todos los elementos de acero estructural del puente deberán cubrirse con dos capas de pintura anticorrosiva de diferente color, exceptuando los pernos que deberán dejarse correctamente engrasados.

Cualquier soldadura que se ejecute deberá ser conforme las normas establecidas en el manual de la "American Welding Society" y siguiendo el detalle de los planos.

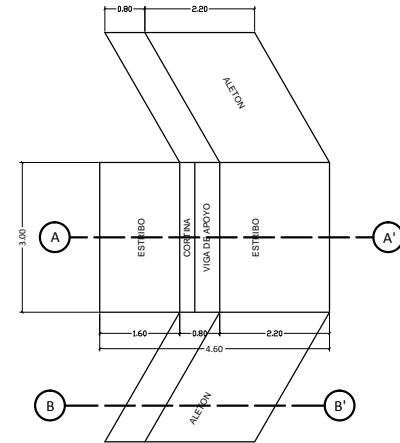
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS	
<b>PROYECTO:</b> DISEÑO DEL PUENTE VINCULADOR DE LA CARRETERA DE TERCER ORDEN ENTRE LAS COMUNIDADES DE SAN JUAN Y SAN CARLOS DE GUATEMALA	<b>REVISOR:</b> NECESITA
<b>CLIENTE:</b> MUNICIPIO DE SAN CARLOS	<b>ESCALA:</b> NECESITA
<b>LOCALIZACIÓN:</b> MUNICIPIO DE SAN CARLOS, A. D.	<b>FECHA:</b> 10/05/2011
<b>OBJETO:</b> DISEÑO DEL PUENTE VINCULADOR DE LA CARRETERA DE TERCER ORDEN ENTRE LAS COMUNIDADES DE SAN JUAN Y SAN CARLOS DE GUATEMALA	<b>HOJA:</b> 1/4
<b>REVISOR:</b> DR. JOSÉ ANTONIO GONZÁLEZ	1





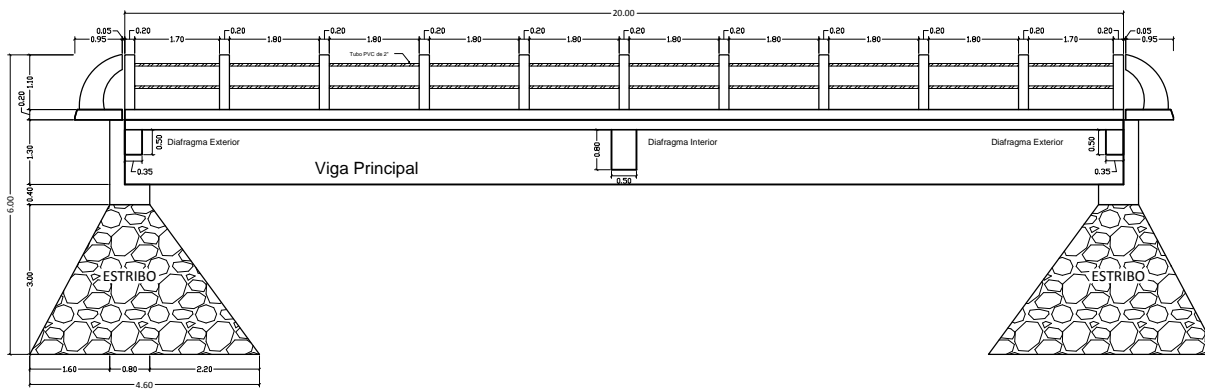
### ELEVACIÓN

Esc. 1:100



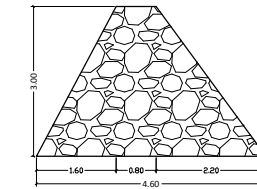
### PLANTA DEL ESTRIBO

Esc. 1:50



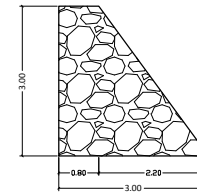
### PERFIL DEL PUENTE

Esc. 1:50



#### SECCIÓN A - A'

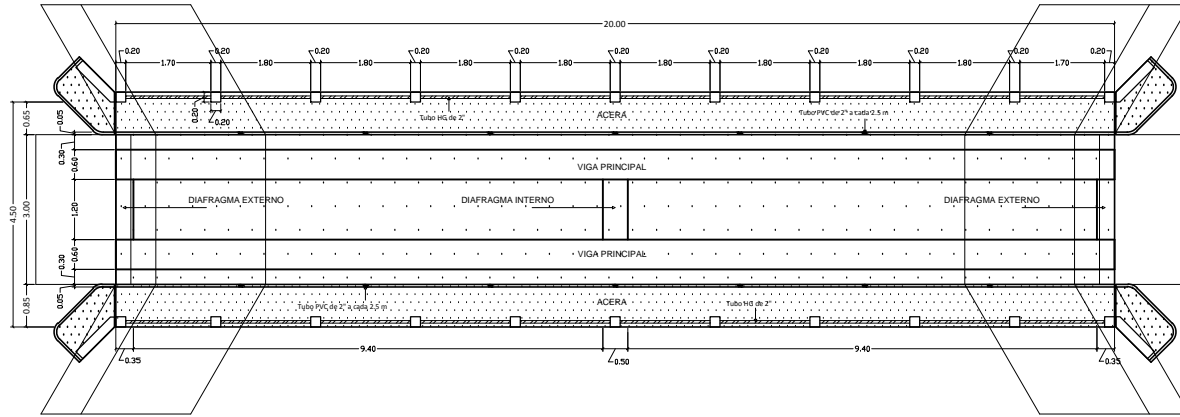
ESTRIBO Esc. 1:50



#### SECCIÓN B - B'

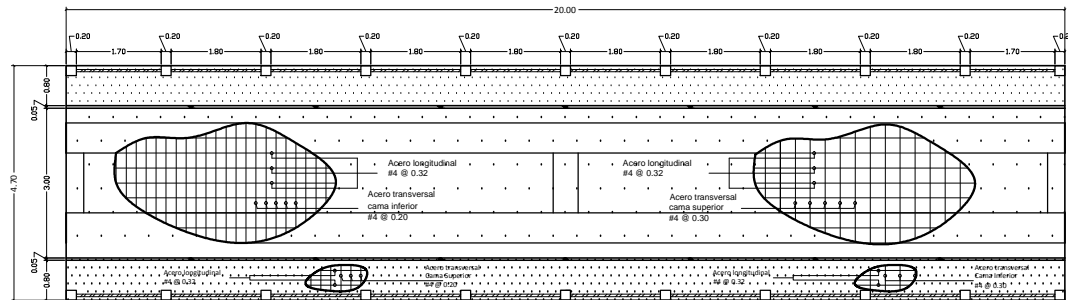
ALFON Esc. 1:50

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EPS	
		PROYECTO: DISEÑO DEL PUENTE VINCULADO DE CUBIERTA EN EL CANTÓN SAN CARLOS DE GUATEMALA	INGENIERO: REVISOR: APROBADO: FECHA:
DISEÑO: REVISOR: APROBADO: FECHA:	SOCIALIZACIÓN: CLASE DE CUMPLIR A.Y. COORDINADOR: AREA: VIGILANCIA DEL PUENTE (SERVICIO TÉCNICO)	ESCALA: ESCALA: FECHA: HOJA:	REVISOR: APROBADO: FECHA:
		<b>2/4</b>	



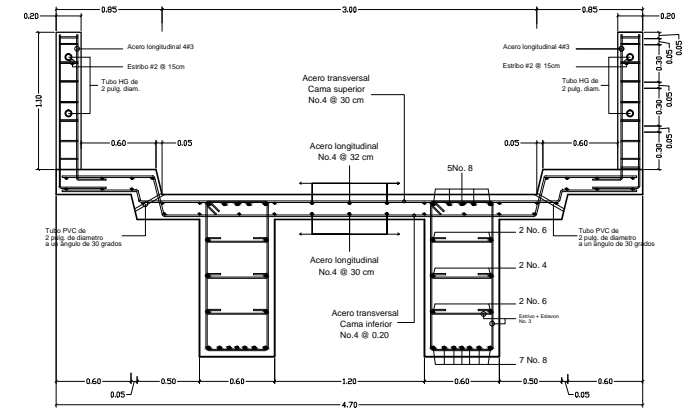
PLANTA DEL PUENTE

Esc. 1:50



ARMADO DE LOSA

Esc. 1:50



SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE

Esc. 1:20

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS			
PROYECTO:	CONSTRUCCION DE PUENTE VINCULO DE LA CARRETERA EN REGION LAS CANTONERAS (MUNICIPIO DE SAN CARLOS)	REVISOR:	REYES
CLIENTE:	MUNICIPIO DE SAN CARLOS	ESCALA:	REYES
FECHA:	02/05/2014	PROYECTANTE:	REYES
PROYECTANTE:	ALVARO RAMIREZ RAMIREZ, DEL PUENTE	FECHA:	REYES
REVISOR:	REYES	NO. DE HOJA:	3/4



## ANEXOS

- Coeficientes para momentos en losas.
- Diagrama de interacción de la resistencia de columnas de sección rectangular con barras en las cuatro caras.
- Ensayo de compresión triaxial. Centro de investigaciones de ingeniería, facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Factores de capacidad de carga de Terzaghi.
- Formulario de Evaluación Ambiental Inicial FEAI-2.












### Coeficientes para momentos en losas

**TABLA 12.3**  
**Coeficientes para momentos negativos en losas<sup>a</sup>**

$M_{a,neg} = C_{a,neg} w l_a^2$   
donde  $w =$  carga muerta más viva uniforme total

$M_{b,neg} = C_{b,neg} w l_b^2$

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
									
1.00	$C_{a,neg}$ $C_{l,neg}$	0.045 0.045	0.076	0.050 0.050	0.075	0.071	0.071	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95	$C_{a,neg}$ $C_{l,neg}$	0.050 0.041	0.072	0.055 0.045	0.079	0.075	0.067	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.055 0.037	0.070	0.060 0.040	0.080	0.079	0.062	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85	$C_{a,neg}$ $C_{l,neg}$	0.060 0.031	0.065	0.066 0.034	0.082	0.083	0.057	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.065 0.027	0.061	0.071 0.029	0.083	0.086	0.051	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.069 0.022	0.056	0.076 0.024	0.085	0.088	0.044	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.074 0.017	0.050	0.081 0.019	0.086	0.091	0.038	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.077 0.014	0.043	0.085 0.015	0.087	0.093	0.031	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.081 0.010	0.035	0.089 0.011	0.088	0.095	0.024	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.084 0.007	0.028	0.092 0.008	0.089	0.096	0.019	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.086 0.006	0.022	0.094 0.006	0.090	0.097	0.014	0.089 0.010	0.088 0.003

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

**TABLA 12.4**

**Coefficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas\***

$$M_{a, pos, dl} = C_{a, dl} w l_b^2$$

donde w = carga muerta uniforme total

$$M_{b, pos, dl} = C_{b, dl} w l_b^2$$

Relación	Caso1	Caso2	Caso3	Caso4	Caso5	Caso6	Caso7	Caso8	Caso9
$l_b$									
1.00	$C_{a, dl}$ 0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
	$C_{b, dl}$ 0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95	$C_{a, dl}$ 0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
	$C_{b, dl}$ 0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.90	$C_{a, dl}$ 0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026
	$C_{b, dl}$ 0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85	$C_{a, dl}$ 0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028
	$C_{b, dl}$ 0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.80	$C_{a, dl}$ 0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
	$C_{b, dl}$ 0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010
0.75	$C_{a, dl}$ 0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
	$C_{b, dl}$ 0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007
0.70	$C_{a, dl}$ 0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033
	$C_{b, dl}$ 0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65	$C_{a, dl}$ 0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034
	$C_{b, dl}$ 0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
0.60	$C_{a, dl}$ 0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
	$C_{b, dl}$ <b>0.010</b>	0.004	<b>0.011</b>	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55	$C_{a, dl}$ 0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037
	$C_{b, dl}$ 0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
0.50	$C_{a, dl}$ 0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038
	$C_{b, dl}$ 0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002

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

**TABLA 12.5**  
**Coefficientes para momentos positivos debidos a carga viva en losas\*\***

$$M_{a,poz,l} = C_{a,l} w l_a^2$$

donde w = carga viva uniforme total

$$M_{b,poz,l} = C_{b,l} w l_b^2$$

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso1	Caso2	Caso3	Caso4	Caso5	Caso6	Caso7	Caso8	Caso9
1.00	$C_{a,l}$ 0.036	$C_{a,l}$ 0.027	$C_{a,l}$ 0.027	$C_{a,l}$ 0.032	$C_{a,l}$ 0.032	$C_{a,l}$ 0.035	$C_{a,l}$ 0.032	$C_{a,l}$ 0.028	$C_{a,l}$ 0.030
	$C_{b,l}$ 0.036	$C_{b,l}$ 0.027	$C_{b,l}$ 0.032	$C_{b,l}$ 0.032	$C_{b,l}$ 0.027	$C_{b,l}$ 0.032	$C_{b,l}$ 0.035	$C_{b,l}$ 0.030	$C_{b,l}$ 0.028
0.95	$C_{a,l}$ 0.040	$C_{a,l}$ 0.030	$C_{a,l}$ 0.031	$C_{a,l}$ 0.035	$C_{a,l}$ 0.034	$C_{a,l}$ 0.038	$C_{a,l}$ 0.036	$C_{a,l}$ 0.031	$C_{a,l}$ 0.032
	$C_{b,l}$ 0.033	$C_{b,l}$ 0.025	$C_{b,l}$ 0.029	$C_{b,l}$ 0.029	$C_{b,l}$ 0.024	$C_{b,l}$ 0.029	$C_{b,l}$ 0.032	$C_{b,l}$ 0.027	$C_{b,l}$ 0.025
0.90	$C_{a,l}$ 0.045	$C_{a,l}$ 0.034	$C_{a,l}$ 0.035	$C_{a,l}$ 0.039	$C_{a,l}$ 0.037	$C_{a,l}$ 0.042	$C_{a,l}$ 0.040	$C_{a,l}$ 0.035	$C_{a,l}$ 0.036
	$C_{b,l}$ 0.029	$C_{b,l}$ 0.022	$C_{b,l}$ 0.027	$C_{b,l}$ 0.026	$C_{b,l}$ 0.021	$C_{b,l}$ 0.025	$C_{b,l}$ 0.029	$C_{b,l}$ 0.024	$C_{b,l}$ 0.022
0.85	$C_{a,l}$ 0.050	$C_{a,l}$ 0.037	$C_{a,l}$ 0.040	$C_{a,l}$ 0.043	$C_{a,l}$ 0.041	$C_{a,l}$ 0.046	$C_{a,l}$ 0.045	$C_{a,l}$ 0.040	$C_{a,l}$ 0.039
	$C_{b,l}$ 0.026	$C_{b,l}$ 0.019	$C_{b,l}$ 0.024	$C_{b,l}$ 0.023	$C_{b,l}$ 0.019	$C_{b,l}$ 0.022	$C_{b,l}$ 0.026	$C_{b,l}$ 0.022	$C_{b,l}$ 0.020
0.80	$C_{a,l}$ 0.056	$C_{a,l}$ 0.041	$C_{a,l}$ 0.045	$C_{a,l}$ 0.048	$C_{a,l}$ 0.044	$C_{a,l}$ 0.051	$C_{a,l}$ 0.051	$C_{a,l}$ 0.044	$C_{a,l}$ 0.042
	$C_{b,l}$ 0.023	$C_{b,l}$ 0.017	$C_{b,l}$ 0.022	$C_{b,l}$ 0.020	$C_{b,l}$ 0.016	$C_{b,l}$ 0.019	$C_{b,l}$ 0.023	$C_{b,l}$ 0.019	$C_{b,l}$ 0.017
0.75	$C_{a,l}$ 0.061	$C_{a,l}$ 0.045	$C_{a,l}$ 0.051	$C_{a,l}$ 0.052	$C_{a,l}$ 0.047	$C_{a,l}$ 0.055	$C_{a,l}$ 0.056	$C_{a,l}$ 0.049	$C_{a,l}$ 0.046
	$C_{b,l}$ 0.019	$C_{b,l}$ 0.014	$C_{b,l}$ 0.019	$C_{b,l}$ 0.016	$C_{b,l}$ 0.013	$C_{b,l}$ 0.016	$C_{b,l}$ 0.020	$C_{b,l}$ 0.016	$C_{b,l}$ 0.013
0.70	$C_{a,l}$ 0.068	$C_{a,l}$ 0.049	$C_{a,l}$ 0.057	$C_{a,l}$ 0.057	$C_{a,l}$ 0.051	$C_{a,l}$ 0.060	$C_{a,l}$ 0.063	$C_{a,l}$ 0.054	$C_{a,l}$ 0.050
	$C_{b,l}$ 0.016	$C_{b,l}$ 0.012	$C_{b,l}$ 0.016	$C_{b,l}$ 0.014	$C_{b,l}$ 0.011	$C_{b,l}$ 0.013	$C_{b,l}$ 0.017	$C_{b,l}$ 0.014	$C_{b,l}$ 0.011
0.65	$C_{a,l}$ 0.074	$C_{a,l}$ 0.053	$C_{a,l}$ 0.064	$C_{a,l}$ 0.062	$C_{a,l}$ 0.055	$C_{a,l}$ 0.064	$C_{a,l}$ 0.070	$C_{a,l}$ 0.059	$C_{a,l}$ 0.054
	$C_{b,l}$ 0.013	$C_{b,l}$ 0.010	$C_{b,l}$ 0.014	$C_{b,l}$ 0.011	$C_{b,l}$ 0.009	$C_{b,l}$ 0.010	$C_{b,l}$ 0.014	$C_{b,l}$ 0.011	$C_{b,l}$ 0.009
0.60	$C_{a,l}$ 0.081	$C_{a,l}$ 0.058	$C_{a,l}$ 0.071	$C_{a,l}$ 0.067	$C_{a,l}$ 0.059	$C_{a,l}$ 0.068	$C_{a,l}$ 0.077	$C_{a,l}$ 0.065	$C_{a,l}$ 0.059
	$C_{b,l}$ 0.010	$C_{b,l}$ 0.007	$C_{b,l}$ 0.011	$C_{b,l}$ 0.009	$C_{b,l}$ 0.007	$C_{b,l}$ 0.008	$C_{b,l}$ 0.011	$C_{b,l}$ 0.009	$C_{b,l}$ 0.007
0.55	$C_{a,l}$ 0.088	$C_{a,l}$ 0.062	$C_{a,l}$ 0.080	$C_{a,l}$ 0.072	$C_{a,l}$ 0.063	$C_{a,l}$ 0.073	$C_{a,l}$ 0.085	$C_{a,l}$ 0.070	$C_{a,l}$ 0.063
	$C_{b,l}$ 0.008	$C_{b,l}$ 0.006	$C_{b,l}$ 0.009	$C_{b,l}$ 0.007	$C_{b,l}$ 0.005	$C_{b,l}$ 0.006	$C_{b,l}$ 0.009	$C_{b,l}$ 0.007	$C_{b,l}$ 0.006
0.50	$C_{a,l}$ 0.095	$C_{a,l}$ 0.066	$C_{a,l}$ 0.088	$C_{a,l}$ 0.077	$C_{a,l}$ 0.067	$C_{a,l}$ 0.078	$C_{a,l}$ 0.092	$C_{a,l}$ 0.076	$C_{a,l}$ 0.067
	$C_{b,l}$ 0.006	$C_{b,l}$ 0.004	$C_{b,l}$ 0.007	$C_{b,l}$ 0.005	$C_{b,l}$ 0.004	$C_{b,l}$ 0.005	$C_{b,l}$ 0.007	$C_{b,l}$ 0.005	$C_{b,l}$ 0.004

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



TABLA 12.6

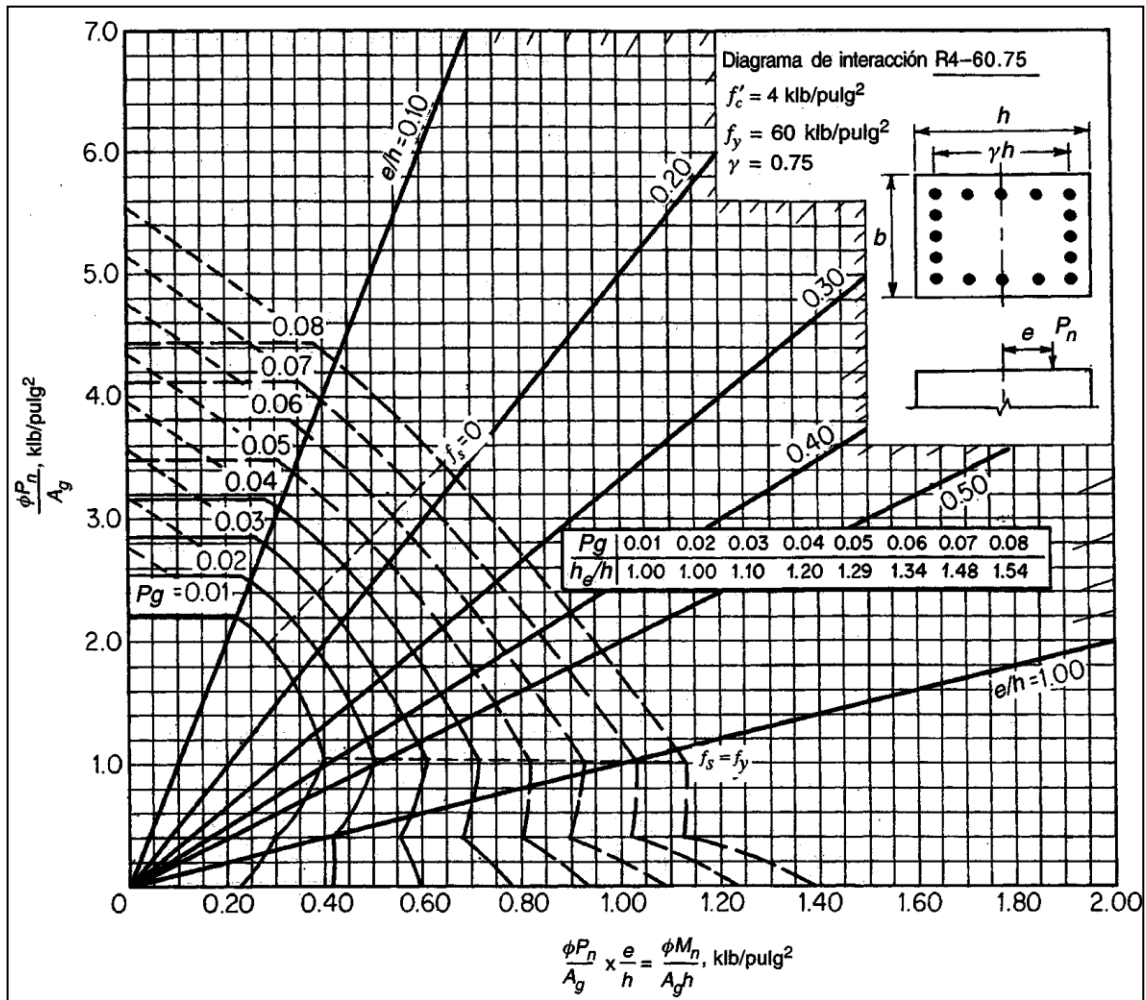
Relación de la carga  $W$  que se transmite en las direcciones  $l_a$  y  $l_b$  para calcular el cortante en la losa y las cargas en los apoyos<sup>a</sup>

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso1	Caso2	Caso3	Caso4	Caso5	Caso6	Caso7	Caso8	Caso9
1.00	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.50	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.50	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.17	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.50	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.83	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.71	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.29	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.33	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.67
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.50	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.50	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.83	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.50	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.17	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.29	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.71	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.67	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.33
0.95	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.55	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.55	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.20	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.55	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.86	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.75	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.33	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.38	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.71
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.45	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.45	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.80	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.45	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.14	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.25	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.67	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.62	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.29
0.90	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.60	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.60	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.23	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.60	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.88	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.79	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.38	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.43	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.75
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.40	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.40	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.77	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.40	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.12	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.21	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.62	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.57	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.25
0.85	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.66	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.66	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.28	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.66	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.90	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.83	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.43	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.49	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.79
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.34	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.34	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.72	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.34	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.10	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.17	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.57	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.51	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.21
0.80	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.71	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.71	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.33	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.71	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.92	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.86	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.49	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.55	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.83
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.29	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.29	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.67	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.29	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.08	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.14	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.51	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.45	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.17
0.75	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.76	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.76	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.39	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.76	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.94	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.88	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.56	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.61	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.86
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.24	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.24	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.61	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.24	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.06	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.12	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.44	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.39	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.14
0.70	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.81	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.81	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.45	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.81	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.95	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.91	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.62	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.68	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.89
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.19	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.19	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.55	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.19	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.05	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.09	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.38	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.32	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.11
0.65	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.85	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.85	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.53	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.85	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.96	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.93	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.69	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.74	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.92
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.15	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.15	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.47	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.15	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.04	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.07	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.31	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.26	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.08
0.60	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.89	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.89	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.61	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.89	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.97	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.95	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.76	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.80	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.94
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.11	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.11	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.39	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.11	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.03	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.05	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.24	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.20	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.06
0.55	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.92	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.92	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.69	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.92	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.98	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.96	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.81	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.85	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.95
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.08	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.08	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.31	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.08	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.02	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.04	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.19	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.15	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.05
0.50	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.94	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.94	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.76	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.94	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.99	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.97	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.86	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.89	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.97
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.06	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.06	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.24	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.06	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.01	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.03	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.14	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.11	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.03

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

Fuente: NILSON, Arthur. Pág. 378

**Diagrama de interacción de la resistencia de columnas de sección rectangular con barras en las cuatro caras**



Fuente: NILSON, Arthur. p. 697

# Ensayo de compresión triaxial



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**

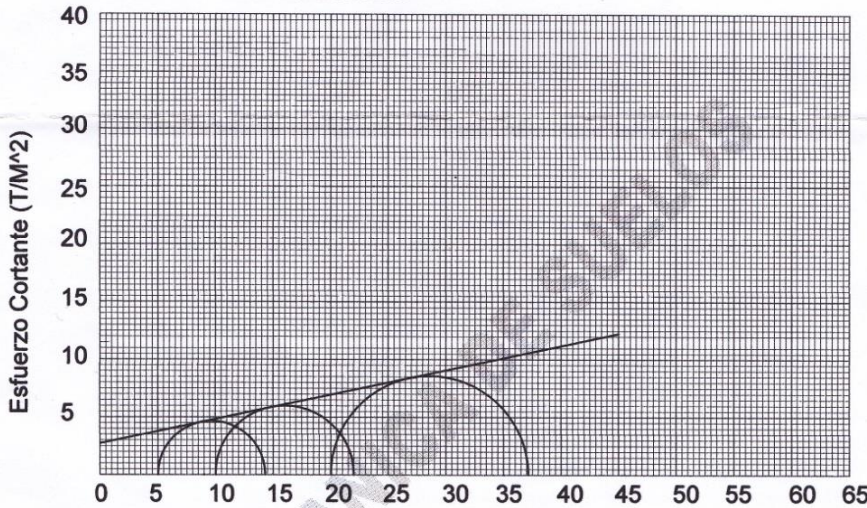


**Nº 003037**

**ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR**

INFORME No.: 466 S.S.      O.T.No.: 23,845

INTERESADO: Huayr Oldemar Maaz Rodríguez  
 PROYECTO: Trabajo de graduación - EPS  
 UBICACIÓN: Cobán, Alta Verapaz  
 pozo: 1      Profundidad: X m      Muestra: 1  
 Fecha: 25 de Noviembre del 2008



**PARAMETROS DE CORTE:**

<b>ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : <math>\phi = 11.96^\circ</math></b>	<b>COHESIÓN: <math>C_u = 2.70 \text{ T/m}^2</math></b>
---	--

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.  
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Arcilla Color Rojizo  
 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 <sup>2</sup> )	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m <sup>2</sup> )	9.32	12.50	17.16
PRESION INTERSTICIAL u(T/m <sup>2</sup> )	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	2.0	3.5	5.0
DENSIDAD SECA (T/m <sup>3</sup> )	1.21	1.21	1.21
DENSIDAD HUMEDA (T/m <sup>3</sup> )	1.74	1.74	1.74
HUMEDAD (%H)	44.0	44.0	44.0



Atentamente,

Vo. Bo.

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvárez  
DIRECTOR CII/USAC



*Omar E. Medrano Méndez*  
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

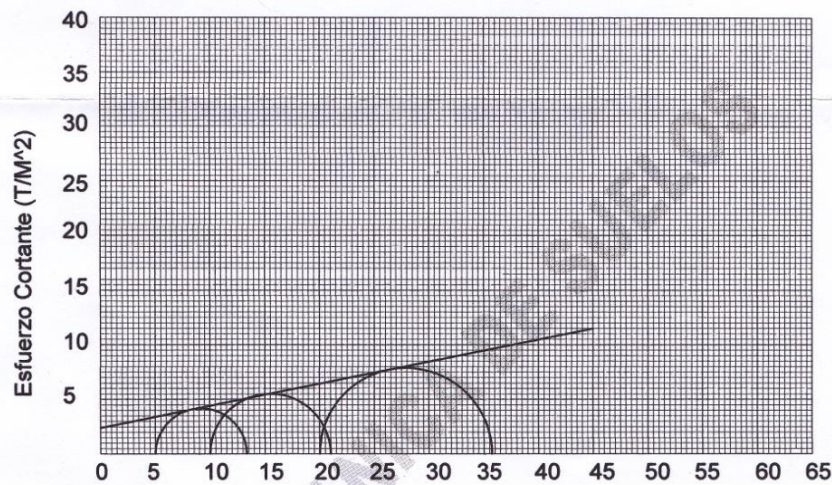


Nº 003036

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 467 S.S. O.T.No.: 23,845

INTERESADO: Huary Oldemar Maaz Rodríguez  
PROYECTO: Trabajo de graduación - EPS  
UBICACIÓN: Cobán, Alta Verapaz  
pozo: 2 Profundidad: X m Muestra: 2  
Fecha: 25 de Noviembre del 2008



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA :  $\phi = 11.41^\circ$  COHESIÓN:  $C_u = 2.40 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.  
DESCRIPCION DEL SUELO: Limo Arcilloso color café  
DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"  
OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m <sup>2</sup> )	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m <sup>2</sup> )	8.35	11.28	15.75
PRESION INTERSTICIAL u(T/m <sup>2</sup> )	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	2.0	4.0	6.5
DENSIDAD SECA (T/m <sup>3</sup> )	1.04	1.04	1.04
DENSIDAD HUMEDA (T/m <sup>3</sup> )	1.46	1.46	1.46
HUMEDAD (%H)	44.7	44.7	44.7



Atentamente,  
Vo. Bo.   
Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez  
DIRECTOR CI/IASAC

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC  
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12  
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993  
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de investigaciones de ingeniería, facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala

### Factores de capacidad de carga de Terzaghi.

▼ TABLA 3.1 Factores de capacidad de carga de Terzaghi; ecuaciones (3.4), (3.5) y (3.6)

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_r^a$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_r^a$
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

\*Según Kumbhojkar (1993)

Fuente: Principios de ingeniería de cimentaciones. BRAJA M. Das, 4a ed. p 158.

## Formulario de Evaluación Ambiental Inicial FEAI-2



**DIRECCIÓN GENERAL DE GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES  
MINISTERIO DE AMBIENTE Y RECURSOS NATURALES  
REPUBLICA DE GUATEMALA**

**SOLICITUD No.** \_\_\_\_\_

CONTROL INTERNO DEL MARN

**FORMULARIO DE EVALUACION AMBIENTAL INICIAL FEAI-2**  
(Para proyectos, obras, industrias o cualquier actividad categoría C, de Bajo Impacto Ambiental Potencial, según Lista Taxativa)

**Instrucciones:**

Contestar el siguiente formulario colocando una **X** en las líneas correspondientes según lo que se solicita y escribiendo en las líneas cuando corresponda. Este formulario debe ser contestado en letra de molde legible o a máquina de escribir de forma breve pero clara.

**Descripción General del Proyecto**

1. Nombre de la persona individual o jurídica \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

2. Teléfono \_\_\_\_\_ Fax \_\_\_\_\_ E- mail \_\_\_\_\_

3. Nombre del Proyecto \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

4. Dirección del Proyecto \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

5. Dirección para recibir Notificaciones \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

6. Escriba el área del terreno en m<sup>2</sup>, acompañar plano de localización a una escala adecuada o un mapa 1:50,000 \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

7. Identifique (en m<sup>2</sup>), el área a ser utilizada en la construcción: \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

8. Escriba las colindancias del terreno:  
NORTE \_\_\_\_\_ SUR \_\_\_\_\_  
ESTE \_\_\_\_\_ OESTE \_\_\_\_\_

8. Caracterización de la actividad : Nueva _____ Remodelación _____ Ampliación _____
9. Estado de avance de la actividad propuesta (%): _____ _____
10. Indicar las características del área, donde se desarrollará la actividad propuesta tales como basureros cercanos, centros, poblados, fuentes de agua y otros identificados: _____ _____ _____ _____
Escribir el tipo de actividades que se realizan en los predios vecinos con el área del proyecto tales como centros turísticos, culturales, asistenciales, educacionales, religiosos, agrícolas, residenciales, fincas, fabricas, comercio u otro: _____ _____ _____ _____
11. Identifique y describa los posibles peligros en el área donde se ha propuesto realizar la actividad, tales como: inundaciones, explosión, intoxicación, incendios, derrames de combustibles y otros que usted considere: _____ _____ _____ _____
12. Identifique el tipo de actividad ha realizar: Industrial _____ Minera _____ Energía _____ Construcción y vivienda _____ Transporte _____ Turismo _____ Agrícola _____ Salud _____ Hidrocarburos _____ Pecuario _____ Forestal _____ Pesquero _____ Otro _____
13. Describa paso a paso las acciones que se desarrollaran en la actividad propuesta: _____ _____ _____ _____
14. Costo aproximadamente el proyecto: _____ _____
<b>Efectos de la actividad en la atmósfera</b>
15. Emisiones a la atmósfera: _____ Humo _____ Polvo _____ Gases _____ Vapores _____ Otro _____  <b>Procedencia:</b>  a. Fuentes fijas o estacionarias: Hornos _____ Calderas _____ Planta eléctrica _____ Estufa de leña _____ Incineradores _____ Quema a cielo abierto _____ Estufa de gas _____ Movimiento de tierra _____ Motores _____ Otros _____  b. Fuentes móviles Vehículos móviles (carros, motos, camiones) SI _____ NO _____ /NUMERO _____

<p>16. Generación de ruidos y olores (SI _____ NO _____)          Equipo y maquinaria _____ Instrumentos musicales _____          Instrumentos para amplificación de sonido _____ Herramientas _____ Vehículos _____          Especifique _____          Otros _____</p>
<p>17. ¿Qué medidas propone para evitar daños a la atmósfera, debido a la ejecución del proyecto?          _____          _____          _____</p>
<p><b>Efectos de la actividad en el agua</b></p>
<p>18. Identifique la fuente de abastecimiento de agua para el desarrollo y operación de la actividad propuesta:          Por servicio público _____ Por servicio privado _____ Perforación de pozo _____          Caudal de río _____ Nacimiento _____ Otro _____</p>
<p>19. Estimación de Volumen de agua requerido por día para la realización de la actividad propuesta:          _____          _____</p>
<p>20. Generación de aguas residuales (aguas negras) identifique características de las mismas:          Aguas residuales domesticas _____ Aguas residuales industriales _____          Otros tipos _____</p>
<p>21. Descarga de aguas de lluvia:          Drenaje municipal _____ Pozo de absorción _____ Ríos o quebradas _____          Zanjas de absorción _____ Escorrentía natural _____ Otro _____</p>
<p>22. Se considera en el desarrollo del proyecto, realizar tratamiento de aguas negras Si _____ No _____          Especifique tipo de tratamiento _____          _____</p>
<p>23. Identifique la Descarga final de aguas negras          Drenaje municipal _____ Río _____ Lago o laguna _____ Estero _____          Mar _____ Quebrada _____ Alcantarillado (pozo o zanja) _____</p>
<p>24. ¿Qué medidas propone para contrarrestar los posibles daños ambientales por uso del agua, debido al desarrollo del proyecto?          _____          _____          _____</p>
<p><b>EFFECTOS DE LA ACTIVIDAD EN EL SUELO</b></p>
<p>25. Uso Actual del suelo en el área donde se desarrollará el proyecto _____          _____          _____</p>
<p>26. Uso del suelo proyectado _____          _____          _____</p>



<p>27. Identifique posibles efectos por movimiento de tierras, a desarrollar :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>* Movimiento de tierra, corte y relleno sin movilización fuera del área de la actividad _____</li> <li>* Movimiento de tierra, corte y relleno con movilización fuera del área del proyecto _____</li> <li>* Construcción de caminos de acceso _____</li> <li>* No se contempla movimientos de ningún tipo _____</li> <li>* Otro _____</li> </ul>																																	
<p>28. Identifique el sitio a utilizar para la extracción de materiales (banco de materiales) _____</p> <p>_____</p>																																	
<p>29. Lugar de destino del material que no se utilice _____</p> <p>_____</p>																																	
<p>30. ¿Qué medidas propone para contrarrestar los efectos al ambiente que se den por movimientos de tierra? _____</p> <p>_____</p> <p>_____</p>																																	
<b>MANEJO DE DESECHOS SÓLIDOS</b>																																	
<p>31. Especifique volumen y disposición final de los desechos sólidos (basura) en la fase de construcción de la actividad : _____</p> <p>_____</p> <p>_____</p>																																	
<p>32. Identifique tipo, volumen y disposición final de los desechos sólidos (basura) en la fase de operación:</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;">Domésticos _____</td> <td style="width: 30%;">volumen (aproximado) _____</td> <td style="width: 40%;">Disposición _____</td> </tr> <tr> <td>Hospitalarios _____</td> <td>volumen (aproximado) _____</td> <td>Disposición _____</td> </tr> <tr> <td>Comerciales _____</td> <td>volumen (aproximado) _____</td> <td>Disposición _____</td> </tr> <tr> <td>Industriales _____</td> <td>volumen (aproximado) _____</td> <td>Disposición _____</td> </tr> <tr> <td>Peligrosos _____</td> <td>volumen (aproximado) _____</td> <td>Disposición _____</td> </tr> <tr> <td>Corrosivos _____</td> <td>volumen (aproximado) _____</td> <td>Disposición _____</td> </tr> <tr> <td>Reactivos _____</td> <td>volumen (aproximado) _____</td> <td>Disposición _____</td> </tr> <tr> <td colspan="3"> </td> </tr> <tr> <td>Tóxicos _____</td> <td>volumen (aproximado) _____</td> <td>Disposición _____</td> </tr> <tr> <td>Explosivos _____</td> <td>volumen (aproximado) _____</td> <td>Disposición _____</td> </tr> <tr> <td>Inflamables _____</td> <td>volumen (aproximado) _____</td> <td>Disposición _____</td> </tr> </table>	Domésticos _____	volumen (aproximado) _____	Disposición _____	Hospitalarios _____	volumen (aproximado) _____	Disposición _____	Comerciales _____	volumen (aproximado) _____	Disposición _____	Industriales _____	volumen (aproximado) _____	Disposición _____	Peligrosos _____	volumen (aproximado) _____	Disposición _____	Corrosivos _____	volumen (aproximado) _____	Disposición _____	Reactivos _____	volumen (aproximado) _____	Disposición _____				Tóxicos _____	volumen (aproximado) _____	Disposición _____	Explosivos _____	volumen (aproximado) _____	Disposición _____	Inflamables _____	volumen (aproximado) _____	Disposición _____
Domésticos _____	volumen (aproximado) _____	Disposición _____																															
Hospitalarios _____	volumen (aproximado) _____	Disposición _____																															
Comerciales _____	volumen (aproximado) _____	Disposición _____																															
Industriales _____	volumen (aproximado) _____	Disposición _____																															
Peligrosos _____	volumen (aproximado) _____	Disposición _____																															
Corrosivos _____	volumen (aproximado) _____	Disposición _____																															
Reactivos _____	volumen (aproximado) _____	Disposición _____																															
Tóxicos _____	volumen (aproximado) _____	Disposición _____																															
Explosivos _____	volumen (aproximado) _____	Disposición _____																															
Inflamables _____	volumen (aproximado) _____	Disposición _____																															
<p>33. ¿Qué medidas propone para contrarrestar los impactos, según tipo, volumen y disposición identificados: _____</p> <p>_____</p> <p>_____</p>																																	
<b>DEMANDA DE ENERGÍA</b>																																	
<p>34. La energía eléctrica para abastecer la demanda para el funcionamiento del proyecto , será :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Privada ( la generará el proyecto): _____</li> <li>- Explique mecanismo de generación: _____</li> <li>- Usuario del Servicio General de energía eléctrica (indique que Empresa prestará el Servicio): _____</li> <li>_____</li> <li>_____</li> </ul>																																	

<p>35. Uso de combustibles Si _____ No _____  Tipos y cantidad Gas propano (glp) _____ Gasolina _____ Diésel _____  Bunker _____  Otro _____</p>
<p>36. Indique la forma de almacenamiento del combustible. _____  _____</p>
<p>37. ¿Qué medidas propone para contrarrestar los riesgos del uso de energía eléctrica y almacenamiento y uso de combustible? _____  _____</p>
<b>EFECTOS DE LA ACTIVIDAD EN FLORA Y FAUNA</b>
<p>38. El proyecto provocará desplazamiento y/o pérdida de flora, fauna y otros organismos en el área del proyecto y/o Áreas vecinas: (SI _____ NO _____) _____  _____</p>
<p>39. ¿Qué medidas propone para contrarrestar la pérdida de flora o fauna? _____  _____</p>
<b>ENTORNO SOCIAL</b>
<p>40. Indique el movimiento vehicular que generará el proyecto en la fase de construcción (# de vehículos / día) _____ ¿Qué efectos provocará por circulación y congestión vehicular? _____  _____</p>
<p>41. Número de empleos que generará el proyecto _____  Fase de construcción _____  Fase de operación _____</p>
<p>42. Disponibilidad de parqueos (metros cuadrados) _____ No. Vehículos _____</p>
<p>43. Contará con Áreas de maniobra de carga y descarga (si -----no / metros <sup>2</sup>) _____  _____</p>
<p>44. Identifique posibles problemas sociales que pudiera generar el proyecto _____  _____</p>
<p>45. ¿Qué medidas propone para contrarrestar posibles problemas sociales? _____  _____</p>

**DECLARACIÓN JURADA**

Yo, \_\_\_\_\_ propietario o Representante Legal, me  
(nombre)  
identifico con cédula de vecindad número de orden \_\_\_\_\_ y de registro \_\_\_\_\_  
extendida en el municipio de \_\_\_\_\_ Departamento de \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

**Declaro Bajo juramento** que toda información suministrada en este formulario y en los anexos que lo acompañan, es verdadera y correcta y someto ante la autoridad ambiental el Formulario de Evaluación Ambiental Inicial, para proyectos, obras, industrias o actividades CATEGORIA C, según Listado Taxativo; y me comprometo a cumplir con el **Código de Buenas Prácticas y otras directrices o requerimientos ambientales que sean necesarios.**

Lugar y fecha \_\_\_\_\_

Firma \_\_\_\_\_

**ESPACIO RESERVADO PARA LA OFICINA DE SERVICIOS (VENTANILLA ÚNICA) DE LA DIRECCIÓN DE GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES; MINISTERIO DE AMBIENTE Y RECURSOS NATURALES**

Fecha de recibido \_\_\_\_\_

Nombre \_\_\_\_\_

Firma \_\_\_\_\_ Sello



Firma: \_\_\_\_\_

Vo.Bo. Oficina de Servicios al Usuario

Nota : Presentar original y copia.