



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

DISEÑO DEL MERCADO PARA LA COLONIA MARÍA TECÚN, ALDEA ARGUETA Y DE LA ESCUELA DEL CASERÍO LOS CHURUNELES II, SECTOR PUJIJIL 3, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ.

Carlos Rolando Alvarado Stuhlhofer

Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez

Guatemala, septiembre de 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

DISEÑO DE MERCADO PARA LA COLONIA MARÍA TECÚN, ALDEA ARGUETA Y DE LA ESCUELA DEL CASERÍO LOS CHURUNELES II, SECTOR PUJIJIL 3, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ.

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

CARLOS ROLANDO ALVARADO STUHLHOFER

ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRIGUEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Rafael Morales Ochoa
SECRETARIO	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DEL MERCADO PARA LA COLONIA MARÍA TECÚN, ALDEA ARGUETA Y DE LA ESCUELA DEL CASERÍO LOS CHURUNELES II, SECTOR PUJIJIL 3, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 13 de febrero de 2008.

Carlos Rolando Alvarado Stuhlhofer

Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala 27 de julio de 2009.
Ref.EPS.DOC.977.07.09.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Carlos Rolando Alvarado Stuhlhofer** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200313507**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL MERCADO PARA LA COLONIA MARÍA TECÚN, ALDEA ARGUETA Y DE LA ESCUELA DEL CASERÍO LOS CHURUNELES II, SECTOR PUJIJIL 3, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ”**.

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

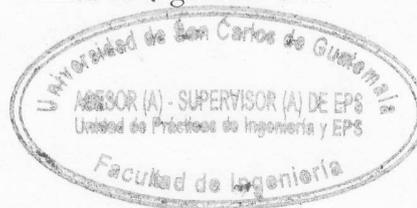
Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

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

c.c. Archivo
SJRS/ra



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala, 27 de julio de 2009.
Ref.EPS.D.417.07.09

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

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

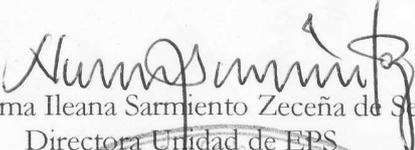
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL MERCADO PARA LA COLONIA MARÍA TECÚN, ALDEA ARGUETA Y DE LA ESCUELA DEL CASERÍO LOS CHURUNELES II, SECTOR PUJIL 3, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Carlos Rolando Alvarado Stuhlhofer**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el **Ing. Silvio José Rodríguez Serrano**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


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

NISZ/ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



Guatemala,
11 de agosto de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

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

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL MERCADO PARA LA COLONIA MARÍA TECÚN, ALDEA ARGUETA Y DE LA ESCUELA DEL CASERÍO LOS CHURUNELES II, SECTOR PUJIJIL 3, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Carlos Rolando Alvarado Stuhlhofer, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

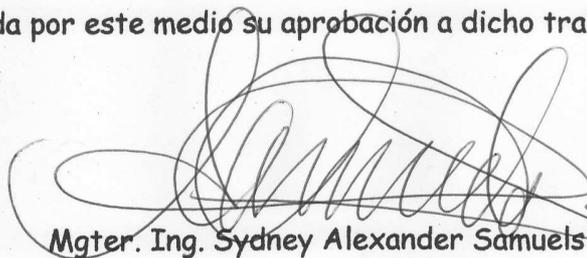
/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen de la Asesor Ing. Silvio José Rodríguez Serrano y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Carlos Rolando Alvarado Stuhlhofer, titulado DISEÑO DEL MERCADO PARA LA COLONIA MARÍA TECÚN, ALDEA ARGUETA Y DE LA ESCUELA DEL CASERÍO LOS CHURUNELES II, SECTOR PUJIJIL 3, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Mgter. Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



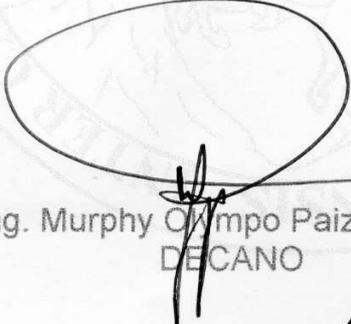
Guatemala, septiembre 2009.

/bbdeb.



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 DEL MERCADO PARA LA COLONIA MARÍA TECÚN, ALDEA ARGUETA Y DE LA ESCUELA DEL CASERÍO LOS CHURUNELES II, SECTOR PUJIJIL 3, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ,** presentado por el estudiante universitario **Carlos Rolando Alvarado Stuhlhofer,** autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
DECANO

Guatemala, septiembre de 2009



/gdech

AGRADECIMIENTOS A:

Mis amigos

En especial a: **Víctor, David, Armando, Oliver, Pablo y Oscar**, porque juntos hemos avanzado en los estudios.

El Ing. Silvio Rodríguez

Por asesorar mi Ejercicio Profesional Supervisado (EPS).

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por haberme dado vida, sabiduría, por ser mi luz y por haberme mostrado el mejor camino en todo momento.
- Mis padres** **Ing. Rolando Augusto Alvarado Fernández**
Luisa Adela Stuhlhofer de Alvarado.
Quienes hoy cosechan la siembra de esfuerzo, dedicación, responsabilidad, amor y sacrificio. Por eso hoy les dedico este triunfo.
- Mis hermanos** **Gillian y Alejandro.**
Por su apoyo, paciencia y ayuda en cada una de mis circunstancias.
- Mis abuelitos** Por haberme dado esa ayuda cuando la necesité, porque creyeron en mí.
- Mi cuñado** **Byron Monzón**
Por brindarme ayuda en los momentos necesarios.
- Tíos y demás familia** Que de una u otra forma estuvieron ahí para apoyarme.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XV
OBJETIVOS	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	
1.1 Monografía del municipio	1
1.1.1 Ubicación	1
1.1.2 Características de la población	1
1.1.3 Extensión territorial, altitud, latitud y longitud	2
1.1.4 Límites y colindancias	2
1.1.5 Aspectos económicos y actividades productivas	3
1.1.6 Clima	4
1.1.7 Vías de acceso	5
1.1.8 Servicios públicos	6
1.1.9 Comercio	7
1.1.10 Turismo	7
2. FASE DE SERVICIO PROFESIONAL	
2.1 Diseño de la Escuela del caserío Los Churuneles II	9
2.1.1 Descripción del proyecto	9
2.1.2 Localización del terreno	9

2.1.3	Entorno	9
2.1.4	Acceso	10
2.1.5	Análisis de suelos	10
2.1.6	Diseño arquitectónico	10
	2.1.6.1 Altura de la edificación	11
2.1.7	Sistema estructural	12
2.1.8	Predimensionamiento estructural	13
2.1.9	Determinación de cargas	17
	2.1.9.1 Cargas verticales	17
	2.1.9.2 Cargas horizontales	20
2.1.10	Fuerzas por nivel	22
2.1.11	Fuerzas por marco	24
2.1.12	Diseño estructural	28
	2.1.12.1 Análisis de un marco de dos niveles por el método de Kani	28
	2.1.12.2 Análisis de marcos dúctiles por Sap2000	39
	2.1.12.3 Momentos últimos por envolvente de momentos	46
	2.1.12.4 Diagrama de corte en marcos	50
2.1.13	Diseño de losas	54
2.1.14	Diseño de vigas	67
2.1.15	Diseño de columnas	77
2.1.16	Diseño de zapatas	89
	2.1.16.1 Valor soporte del suelo	89
	2.1.16.2 Cálculo de dimensiones de zapata	90
2.1.17	Diseño de muro de contención por gravedad	96
2.1.18	Integración de costos	101

2.2	Diseño del mercado para la colonia María Tecún, aldea Argueta	102
2.2.1	Descripción del proyecto	102
2.2.2	Acceso	102
2.2.3	Análisis de suelos	102
2.2.4	Diseño de edificio para mercado	102
2.2.4.1	Diseño de arquitectónico	103
2.2.4.2	Recomendaciones para un mercado	103
2.2.4.3	Aéreas mínimas a considerar	104
2.2.4.4	Selección del tipo de estructura a utilizar	105
2.2.5	Diseño estructural de la plaza	109
2.2.5.1	Forma de la cubierta	110
2.2.5.2	Selección de la cubierta	110
2.2.5.3	Diseño de costanera tipo “C”	111
	2.2.5.3.1 Integración de cargas	111
	2.2.5.3.2 Análisis de la costanera	111
2.2.5.4	Análisis de marcos	116
	2.2.5.4.1 Análisis aproximado de marcos rígidos	116
	2.2.5.4.2 Cálculo y diseño para marcos	119
2.2.5.5	Diseño de la columna	125
2.2.5.6	Diseño de la viga	126
2.2.5.7	Chequeo del radio de la rodilla	127
2.2.5.8	Integración de carga muerta para marco rígido	129
2.2.5.9	Diseño de la placa base para la columna	131

2.2.5.10	Diseño de los pernos de anclaje	134
2.2.5.11	Diseño de zapata concéntrica de marco estructural	137
2.2.5.12	Diseño del tronco de la zapata	141
2.2.6	Integración de costos	143
2.2.7	Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)	144
CONCLUSIONES		153
RECOMENDACIONES		155
BIBLIOGRAFÍA		157
ANEXOS		159
APÉNDICE		171

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Planta típica acotada y de área tributaria, edificio escolar	10
2. Elevación frontal, edificio escolar	10
3. Elevación lateral, edificio escolar	11
4. Áreas para una losa rectangular	14
5. Área tributaria en vigas	17
6. Planta típica (niveles 1 y 2) – distribución de marcos dúctiles	25
7. Cargas aplicadas, marco dúctil típico sentido X	27
8. Cargas aplicadas, marco dúctil típico sentido Y	27
9. Resultado de iteraciones por el método Kani	38
10. Diagrama de momentos (Ton-m) – Carga muerta – marco dúctil Y	40
11. Diagrama de momentos (Ton-m) – Carga viva – marco dúctil Y	41
12. Diagrama de momentos (Ton-m) – Carga sismo – marco dúctil Y	42
13. Diagrama de momentos (Ton-m) – Carga muerta – marco dúctil X	43
14. Diagrama de momentos (Ton-m) – Carga viva – marco dúctil X	44
15. Diagrama de momentos (Ton-m) – Carga sismo – marco dúctil X	45
16. Diagrama de momentos últimos (Kg.m) - marco rígido Y	49
17. Diagrama de momentos últimos (Kg.m) - marco rígido X	50
18. Diagrama de cortes últimos (Kg) - marco rígido Y	52
19. Diagrama de cortes últimos (Kg) - marco rígido X	53
20. Numeración de losas según planta típica	54

21. Fórmulas para losas en una dirección	59
22. Planta de momentos actuantes en losas típicas - nivel 1	60
23. Planta de momentos balanceados en losas típicas-nivel 1	64
24. Momentos últimos viga tipo 1, primer nivel sentido X	63
25. Corte último viga tipo 1, primer nivel sentido X	72
26. Armado final de viga tipo 1	73
27. Momentos últimos viga tipo 2, primer nivel sentido X	73
28. Corte último viga tipo 2, primer nivel sentido X	69
29. Armado final de viga tipo 2	76
30. Armado final de columna	88
31. Armado de la zapata	96
32. Muro de contención	97
33. Diagrama de presiones en muro	98
34. Sección transversal del muro	99
35. Chequeo de presión	100
36. Tipos de perfil estructural	106
37. Dimensiones y datos de costaneras	112
38. Fuerzas actuantes sus componentes	113
39. Curva elástica típica y flexión de viga	114
40. Distribución de fuerza cortante sobre viga	114
41. Esquema de marco rígido	117
42. Dimensiones de marco rígido	119
43. Carga distribuida sobre techo	121
44. Carga actuante de viento sobre techo	122
45. Carga horizontal concentrada	123
46. Dimensiones de rodilla	128
47. Dimensiones de marco y cargas aplicadas a viga y columna	129
48. Área tributaria de cubierta sobre viga de marco	130
49. Dimensiones de placa base	133
50. Armado de la zapata de columna de galera	142

TABLAS

I.	Peso de la estructura por nivel	23
II.	Fuerzas por marco, en cada nivel, para marcos dúctiles en el sentido Y	25
III.	Fuerzas por marco, en cada nivel, para marcos dúctiles en el sentido X	26
IV.	Aéreas de acero requeridas en las losas del nivel 1	66
V.	Momentos producidos por el peso del muro	91
VI.	Integración de costos del centro escolar	93
VII.	Área húmeda	104
VIII.	Área semi-húmeda	104
IX.	Área seca	104
X.	Propiedades para costaneras	111
XI.	Valores de registro de vientos máximos	112
XII.	Resultados del análisis de cargas actuantes en marco rígido	124
XIII.	Integración de costos del mercado	143
XIV.	Lista de control de los impactos ambientales	147

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
P	Peso que actúa sobre una columna
A_g	Área gruesa de la sección de una columna
T_{viga}	Peralte de una viga
t_{losa}	Peralte de una losa
A_{T1}, A_{T2}	Área sobre la cual actúa el peso en una losa, también llamada área tributaria
B	Base mayor de un trapecio
b	Base menor de un trapecio
CM	Carga muerta
CV	Carga viva
W_{losa}	Carga que se aplica a una losa por unidad de área
W_{viga}	Carga que se aplica a una viga por unidad de área
W_{muro}	Carga que se aplica a un muro por unidad de área
$W_{acabados}$	Carga que se aplica a los acabados de una losa por unidad de área
W_{aula}	Carga que se aplica a un aula por unidad de área
$W_{pasillo}$	Carga que se aplica a un pasillo por unidad de área
V	Fuerza dinámica de sismo para el método SEAOC
Total _{muerta}	Integración de cargas muertas
Total _{viva}	Integración de cargas vivas
F_n	Fuerza que actúa en un determinado nivel de una estructura
FM	Fuerzas por marco

e	Excentricidad
$M_{(-)}$	Momento negativo
$M_{(+)}$	Momento positivo
I_{viga}	Inercia de una viga
I_{col}	Inercia de una columna
f'_c	Resistencia a la compresión del concreto
f_y	Resistencia a la fluencia del acero
E_c	Modulo de elasticidad del concreto
E_s	Modulo de elasticidad del acero
γ_c	Peso específico del concreto
C_u	Carga última de diseño
d	Peralte efectivo de una viga o una losa
A_s	Área de acero
$A_{s_{\text{min}}}$	Área de acero mínimo
b	Ancho unitario
s	Espaciamiento entre varillas de acero
V	Corte actuante
V_R	Corte resistente
FCU	Factor de carga última
E	Esbeltez
δ	Magnificador de momentos
\emptyset	Ángulo de fricción interna
C_u	Cohesión
γ	Peso específico del suelo
D_f	Cota de cimentación
N_c, N_q y N_γ	Factores de capacidad de Terezaghi
q_o	Presión vertical del suelo
A_z	Área de una zapata
ASTM	American Society Testing Materials

C_b	Coeficiente de flexión ($C_b = 1$).
C_c	Relación de esbeltez para acero (Para acero A-36, $C_c = 126.1$)
D_p	Deflexión permisible en plg
D_r	Deflexión real en plg.
E_m	Módulo de elasticidad del block.
f'_m	Esfuerzo de ruptura del block.
F_a	Esfuerzo permisible para carga axial en acero lb/plg
f_a	Esfuerzo axial lb / plg
f_b	Esfuerzo permisible de flexión en acero Lb/plg
F_b	Esfuerzo de flexión actuante en lb / plg
F_m	Esfuerzo permisible de la mampostería a flexión ($F_m = 0.33 f'_m$)
f_m	Esfuerzo de flexión en mampostería ($f_m = M / S_m$)
P_m	Peso de muro en kg.
Q_v	Carga ejercida por el viento en lb/pie ² .
S_x	Módulo de sección en plg ³ .
V_e	Velocidad del viento estimada, en mi/h.
A_{se}	Área de la sección transversal efectiva.
A_{brg}	Área de apoyo efectiva.

GLOSARIO

Análisis estructural	Proceso que se realiza para determinar las respuestas de la estructura ante las acciones exteriores que puedan afectarla.
Aproximaciones sucesivas	Método que propone una sección de acero estructural y se comparan los valores obtenidos contra los valores permisibles, hasta que las condiciones de este método se cumplan.
Carga mayorada	Carga multiplicada por los factores de mayoración apropiados, que se utiliza para dimensionar los elementos.
Corte basal	Es la fuerza total lateral que se aplica a una edificación para simular, respecto de un modelo matemático, los efectos del sismo en la estructura.
Diseño estructural	Es la actividad que se realiza, por medio de una serie de cálculos, con el fin de definir las características detalladas de los distintos elementos que componen una estructura.

Dúctil

Dicho de un elemento que admite grandes deformaciones, sin llegar a romperse.

Estribo

Armadura empleada para resistir esfuerzos de corte y torsión en un elemento estructural.

Excentricidad

Es la distancia del centro de masa al centro de rigideces.

Momento

Esfuerzo al que está sometido un cuerpo, resultándole la aplicación de una fuerza a una distancia "X" de su centro de masa.

Longitud de nave

Longitud total de la estructura de acero.

Rigidez

Capacidad de resistencia de un elemento estructural, a la deformación.

Rodilla

Unión de la columna con la viga en un marco estructural.

Sismo

Movimiento vibratorio que se origina en zonas internas de la tierra y se propaga en forma de ondas elásticas por los materiales rocosos.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), desarrollado en la municipalidad de Sololá. En el desarrollo del mismo se describe la planificación y el procedimiento seguido para diseñar la edificación escolar de dos niveles para el caserío Los Churuneles II, aldea Pujijil 3, la cual contará con un edificio de cinco aulas, servicio sanitario, oficina, bodega y su módulo de gradas. Los datos fueron tomados en cuenta de acuerdo con las necesidades de los maestros y alumnos de la escuela.

Es preciso hacer mención que el edificio escolar consiste en una serie de marcos rígidos, cuyo análisis estructural se hizo utilizando el programa Sap2000 y se comparó con el método de Kani. Debido a que Guatemala se encuentra ubicada en una zona de alto riesgo sísmico, fue necesario el análisis de la estructura bajo este efecto. Se procedió después a diseñar los elementos que constituirán el edificio, tales como: losas, vigas, columnas, zapatas y el módulo de gradas.

En este trabajo también se incluye el diseño del edificio del mercado para la colonia María Tecún; tanto estructural como arquitectónico, definido por los requerimientos del INFOM para diseño de mercados.

Debido a la magnitud de este proyecto se realizó una evaluación de impacto ambiental inicial, la cual representan los riesgos ambientales que provocará la ejecución del proyecto.

OBJETIVOS

General:

- Diseñar el mercado para la colonia María Tecún, aldea Argueta y diseñar la Escuela para el caserío Los Churuneles II, sector Pujijil 3, en el municipio de Sololá, departamento de Sololá.

Específicos:

1. Realizar una investigación monográfica y una investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios e infraestructura, para la el municipio de Sololá.
2. Realizar un proyecto que contenga un juego de planos completo que detalle la cantidad y dimensión de cada uno de los ambientes y elementos que conforman la edificación, para el mercado y para el centro escolar.

INTRODUCCIÓN

Con el fin de satisfacer algunas de las necesidades del municipio de Sololá del departamento de Sololá, se determinó planear, diseñar y construir un mercado local para el área de la Colonia María Tecún y una escuela para el caserío Los Churuneles II.

El comercio es una de las bases principales de subsistencia y de sostenimiento económico. El proyecto de mercado municipal permitirá la compra y venta más eficiente de varios productos. La educación aporta considerablemente valores a una persona contribuyendo de gran manera para que pueda optar a un mejor nivel social y económico.

Con el EPS, la Facultad de Ingeniería y en la Universidad de San Carlos promueven una ayuda social en todo el país, a través de instituciones como las Municipalidades y es así como colaboran con el desarrollo de las mismas que han estado olvidadas durante tanto tiempo.

La construcción de estos proyectos servirá para mejorar la calidad de vida de los pobladores y mejorar el desarrollo económico y social del municipio de Sololá, departamento de Sololá.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía del municipio

1.1.1 Ubicación

El municipio de Sololá está situado a 140 kms. de la ciudad capital, al Occidente del país, en el departamento del mismo nombre.

1.1.2 Características de la población

De acuerdo a las estadísticas proporcionadas por el Centro de Salud, el área rural del municipio de Sololá tenía en el año 2000 41,865 habitantes. Sumado a ello los datos del Casco urbano, según Censo de 1998 la población era de 6,436, ascendiendo al total de 48,201 habitantes, del cual el 49% lo constituye la población femenina y el 51% son hombres. En relación a los grupos etéreos, destacan los comprendidos entre 5 y 14 años (correspondiente a la edad escolar), que constituyen el 30%, y los 25-49 años, que corresponden al 24 % del total. Por su parte, los datos poblacionales proporcionados por los líderes comunales durante la realización, en el año 2,001, de los Planes de Desarrollo Comunitario, arrojan un número total de 60,820 habitantes en el municipio.

Basándose en los datos del Centro de Salud y del censo urbano realizado por la municipalidad, la densidad de población del municipio es muy elevada: 513 habitantes por kilómetro cuadrado. Además, Sololá es uno de los municipios del país con más proporción de población indígena: un 85% del total de habitantes pertenece al grupo maya-cakchikel, el 5% al maya-kiché y el 10% restante pertenece al grupo no indígena. La población rural es también ampliamente mayoritaria, ya que representa el 79% del total.

1.1.3 Extensión territorial, altitud, latitud y longitud

El municipio de Sololá cuenta con una superficie de 94 Kms. cuadrados, esto es el 8.86% del total del departamento.

La ubicación del municipio está comprendido dentro de las coordenadas latitud 14° 38' 35" y Longitud 91° 08' 26", y su altitud varía entre los 1,562 metros y los 2,550 metros sobre el nivel del mar. Sus colindancias que son las siguientes:

1.1.4 Límites y colindancias

- Al Norte: municipio de Totonicapán (Departamento de Totonicapán)
municipio de Chichicastenango (Departamento de el Quiché)
- Al Este: municipios de Concepción y Panajachel (Departamento de Sololá)
- Al Sur: lago de Atitlán
- Al Oeste: municipios de Santa Cruz La Laguna, San José Chacayá y Nahualá

1.1.5 Aspectos económicos y actividades productivas

Actividades agrícolas:

A nivel municipal, los cultivos más comunes son el maíz y el frijol, que en 1998 se cultivaban en 63 y 61 comunidades, respectivamente, de un total de 69. Normalmente, estos granos básicos se cultivan conjuntamente en una misma parcela, con técnicas tradicionales y rendimientos bajos. La producción anual total del municipio se estima a 150,000 quintales de maíz y 15,000 quintales de frijol.

En cuanto a hortalizas, sumando todas las especies presentes en el municipio, en 1,998 se tenía un 90% de las comunidades que las cultivan. Las más comunes eran la papa, la zanahoria y el repollo, sembradas en el 75% de los centros poblados.

Actividades forestales:

Como ya se mencionó, el 79% de los suelos de Sololá tiene utilización forestal. Sin embargo, en la actualidad sólo el 25% del territorio del municipio cuenta con cubierta forestal. Las especies de árboles más comunes (pino, ciprés, ilamo, y en menor medida encino o grabilea) son taladas para uso industrial y artesanal, principalmente como material de construcción, madera para muebles y leña para combustible. Además, una pequeña parte es compuesta por árboles frutales como el manzano, durazno, ciruelo o aguacate, de los cuales se venden las frutas.

Actividades manufactureras:

El sector de la industria es muy pequeño en el municipio. Dos motivos de esta situación son la alta inversión inicial que requiere (la cual muy pocos sololatecos están en capacidad de hacer) y la falta de tradición y de conocimiento acerca de este sector productivo. Sin embargo, existen algunas fábricas en el municipio, en su gran mayoría vinculadas al sector de la construcción, como son 180 carpinterías, 15 talleres de estructuras metálicas y 5 blockeras. Además, se pueden mencionar 5 fábricas de hielo, 3 revitalizadoras de llantas y 2 imprentas.

El sector artesanal más común es el del llamado “típico”. Se refiere a la tejeduría tradicional, que está presente en casi todo el municipio, al contrario de las demás actividades artesanales que se concentran en la cabecera municipal (y en la aldea Argueta para la carpintería). Muchas mujeres lo practican para uso familiar, ya que elaboran su propio vestuario en el telar de cintura. Los productos que fabrican (vestimenta tradicional de los maya-cakchiquel de Sololá) se comercializan exclusivamente en el municipio, único lugar donde existe demanda de los mismos.

1.1.6 Clima

En el municipio de Sololá existen dos tipos de climas según la clasificación de Holdridge. Las zonas de vida predominante en el municipio Sololá son, en la parte alta la de Bosque Muy Húmedo Montano Subtropical (BMHMS), y en la zona más bajo la de Bosque Muy Húmedo Montano Bajo Subtropical (BMHMBS). En las dos zonas las precipitaciones pluviales oscilan entre 1000 y 2000 milímetros de agua por año, las temperaturas promedio entre los 12 y los 18°C.

En relación a suelos, en la parte alta (BMHMS) éstos son profundos, predomina la textura mediana sobre la liviana, son bien drenados y de color pardo o café. La pendiente en su mayoría está entre 0% a 5%, entre 5% a 12% y en menor grado el rango de 12% a 32%. En cuanto a la parte baja (BMHMBS), los suelos son profundos, de textura liviana a mediana, bien drenados, de color pardo o café. Predominan las pendientes entre 5% a 12% y 12% a 31%. También las hay comprendidas en el rango de 0% a 5%.

1.1.7 Vías de acceso

El municipio cuenta con una red vial de aproximadamente 130 Km., de los cuales unos 50 (el 38.5%) corresponden a carreteras asfaltadas y 80 (el 61.5%) a caminos de terracería.

La principal carretera asfaltada que atraviesa Sololá es la Interamericana, que es una de las mayores vías de comunicación del país, ya que une a la Región VII Nor-Occidente y gran parte de la Región VI Sur-Occidente, con el resto del país y el área centroamericana. La longitud de la misma dentro el municipio es de 20 Km., siendo los principales centros poblados de que atraviesa las aldeas Los Encuentros y Chaquijyá.

Además, pasan por Sololá otras tres carreteras que pueden catalogarse como departamentales. Una proviene del municipio vecino de Panajachel, pasa por la cabecera municipal de Sololá y entronca con la carretera Interamericana a la altura del cantón Xajaxac, con una longitud de 15 Km. Otro tramo de unos 8 Km. proviene del municipio de Cocales (Departamento de Suchitepéquez), y pasa por varios caseríos del municipio para entroncar con la carretera Interamericana a la altura del caserío Las Trampas. En fin, el último tramo, de aproximadamente 5 Km., inicia en el caserío central de la Aldea Los

Encuentros, por donde pasa la carretera Interamericana, y es la principal vía de acceso del país al departamento del Quiché, pasando previamente por el caserío El Paraíso (perteneciente siempre a la aldea los Encuentros).

En cuanto a las carreteras de terracería existentes, suman un total aproximado de 80 kilómetros, teniendo cada tramo longitudes de entre 1 y 5 Km. Gracias a esta red vial, 67 de los 69 centros poblados del municipio cuentan con acceso vehicular. Todos estos caminos de terracería confluyen a las carreteras asfaltadas, con lo cual se facilita la comunicación ya sea a la cabecera municipal o bien a otros municipios en el interior del país. Además, dos de estos caminos son las vías de acceso a los vecinos municipios de Concepción (al este) y San José Chacayá (al oeste).

1.1.8 Servicios públicos

La empresa nacional Telecomunicaciones de Guatemala S.A. -TELGUA- presta en la cabecera municipal servicios telefónicos con líneas residenciales y teléfonos públicos tarjeteros o monederos. Además ofrece telefonía celular (con su servicio Claro), lo mismo que las compañías Comcel y Telefónica, aunque ninguno cuenta con cobertura total en el municipio. Por otra parte, en algunas comunidades del área rural, existen algunas líneas residenciales de tipo satelitario, instaladas por las empresas Comcel, TELGUA y Teléfonos del Norte, con un costo de las comunicaciones mucho mayor al de las líneas del área urbana. Buena parte de estas líneas prestan un servicio comunitario.

El servicio de correos y telégrafos es prestado por la empresa El Correo, concesionaria del servicio público, que cuenta con una sola oficina, ubicada en la cabecera municipal, y entrega la correspondencia a domicilio diariamente en el área urbana, y aproximadamente cada mes en el área rural.

El servicio de transporte colectivo en el municipio es prestado por buses en las vías principales, pertenecientes a un número reducido de empresas, y por numerosos fleteros en las vías secundarias, que utilizan para ello pick-up y en algunos casos camiones.

1.1.9 Comercio

El municipio de Sololá es uno de los principales centros de comercio del altiplano.

Su mercado es visitado por vendedores y compradores de todo el departamento Sololá y de municipios más lejanos como Chichicastenango, departamento de El Quiché, y Tecpán y Patzicía, departamento de Chimaltenango. Los principales productos comercializados en este mercado son agrícolas (granos, verduras y frutas), aunque también se consiguen otras mercancías de consumo doméstico, entre ellas ropa, calzado y utensilios de cocina. El edificio actual del mercado no es suficiente para albergar a todos los puestos de venta, por lo que éstos abarrotan las calles céntricas del casco urbano los días de plaza (martes y viernes). Por otra parte, la red comercial de Sololá se garantiza por el gran número de establecimientos existentes y el tamaño reducido de la mayoría de éstos. En efecto, poquísimos comercios disponen de una importante cantidad y variedad de productos.

1.1.10 Turismo

El apodo de la cabecera municipal: “la ciudad del paisaje”, demuestra por sí solo el potencial turístico de Sololá. Pues está situado en un lugar privilegiado para la contemplación del lago de Atitlán y su entorno. Ésta se puede realizar desde distintos puntos y ángulos, entre los cuales resaltan los miradores de San

Jorge La Laguna y del caserío El Mirador, del cantón Pujujil II. El municipio cuenta además con otros atractivos turísticos propios. Se pueden mencionar, en el casco urbano, el parque Centroamérica y la torre Centroamericana, la Iglesia Catedral, la capilla de San Simón, y los días viernes que son días de mercado. Por su parte, la aldea San Jorge presenta como centros de interés su iglesia colonial, el centro ceremonial maya Nimajay y la playa de El Jaibal.

A pesar de estos atractivos y de encontrarse en la principal vía de acceso al lago de Atitlán, Sololá tiene una actividad turística muy incipiente. Los principales motivos de esta situación serían la ausencia de promoción del municipio, y la escasez y baja calidad de los servicios de hospedaje y alimentación.

2. FASE DE SERVICIO PROFESIONAL

2.1 Diseño de la escuela del caserío Los Churuneles II

2.1.1 Descripción del proyecto

La edificación contará con los servicios de energía eléctrica, agua potable y drenajes. Se tendrán 5 aulas, oficina, servicios sanitarios y bodega. La estructura de la edificación estará compuesta de marcos dúctiles con losas planas de concreto reforzado, cumpliendo con las normas que rigen el diseño de éstas.

2.1.2 Localización del terreno

El terreno destinado para la construcción del proyecto se encuentra a 28km en dirección noreste del parque central de Sololá, precisamente en la parte final de la carretera que conduce al centro de salud del caserío Los Churuneles II.

2.1.3 Entorno

El terreno que se va a utilizar para la construcción de la edificación escolar, se ubica enfrente del campo de fútbol y a un costado del centro de salud del caserío.

La forma del terreno es casi rectangular, cuenta con un área de 230.45m² para la construcción de la escuela.

2.1.4 Acceso

El acceso es por la carretera CA-1 se toma el cruce en el kilometro 111.5, y se va por la carretera de terracería que conduce hacia el Centro de Salud del caserío Los Churuneles II.

2.1.5 Análisis de suelos

Para realizar el estudio de suelos de la edificación fue necesario extraer del suelo existente una muestra inalterada para someterla a un ensayo triaxial para así conocer sus propiedades, las cuales se muestran mas adelante.

2.1.6 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico se ocupa de todo lo relacionado con la proyección y la construcción del edificio, y engloba, por tanto, no sólo la capacidad de diseñar los espacios sino también la construcción de los volúmenes necesarios. Aunque los elementos constructivos consistan en muros, columnas, techos y demás elementos, su fin es crear espacios con sentido donde los seres humanos puedan desarrollar todo tipo de actividades. El diseño arquitectónico tiene como objetivo principal, condicionar el comportamiento del hombre en el espacio, tanto física como emocionalmente.

A continuación, en las siguientes figuras se puede observar la planta típica y las elevaciones de la escuela a diseñar.

Figura 1. Planta típica acotada y área tributaria, edificio escolar

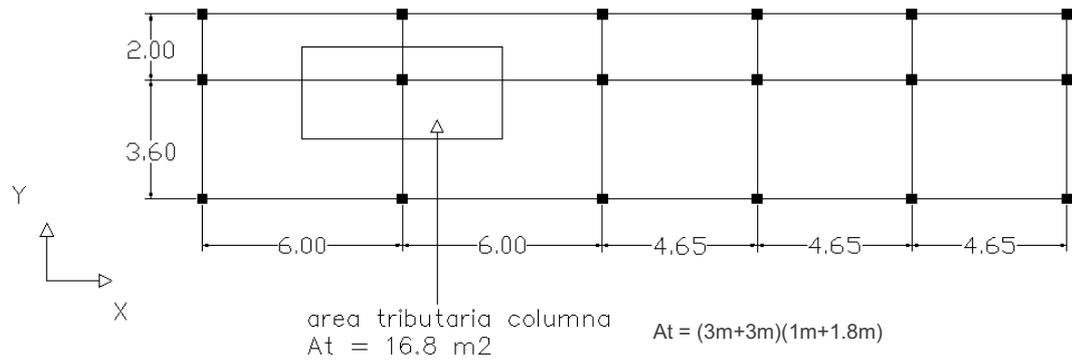


Figura 2. Elevación frontal, edificio escolar

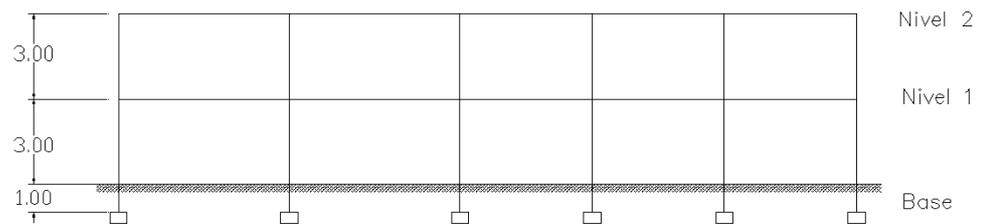
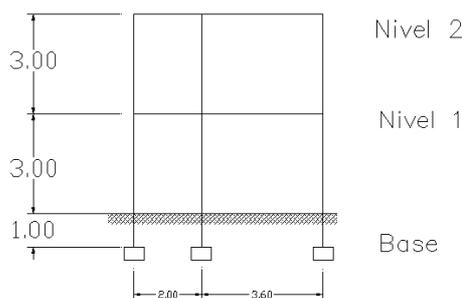


Figura 3. Elevación lateral, edificio escolar



2.1.6.1 Altura de la edificación

La altura del edificio debe tomar en cuenta los niveles máximos admisibles de acuerdo con la edad de los estudiantes. Por esas razones se determinó que se deberá hacer la edificación de dos niveles, y por el espacio del que se dispone. La altura de todos los ambientes que lo conforman de cada nivel tendrá 3 metros de piso a cielo, la altura total será de 6 metros.

2.1.7 Sistema estructural

La selección del tipo de estructura, depende de ciertos factores como son: economía, materiales disponibles, área de terreno, dimensiones de cada ambiente, forma, mano de obra disponible.

Con base a estos aspectos se optó por utilizar un sistema de marcos espaciales dúctiles, losa tradicional de concreto reforzado, muros (tipo tabique) de block pómez.

2.1.8 Predimensionamiento estructural

Antes de hacer un dimensionamiento es necesario realizar un predimensionamiento, en esta parte se recurre a la experiencia obtenida con la práctica en obras similares utilizando el conocimiento de los elementos que componen el sistema sobre la base de las solicitaciones y el material a utilizar.

COLUMNAS: el método que se utiliza para pre dimensionar las columnas, calcula la sección y se basa en la carga aplicada a ésta. En este caso en particular se desea guardar simetría en las dimensiones de las columnas, por tal razón se toma la columna crítica, es decir, la que soporta mayor carga. Esta medida se aplicara a todas las demás columnas, con el fin de mantener simetría.

Como lo considera el código ACI-318 99, en su capítulo 10. Sustituyendo valores en la ecuación de la carga puntual se obtiene el área gruesa.

$$P = 0.80 (0.225 F'c \times Ag + Fy \times As)$$

Donde As oscila entre:

$$1\%Ag \leq As \leq 8\%Ag$$

As = área de acero

Ag= área gruesa de la sección de la columna

Fy= resistencia a la fluencia del acero

$$\begin{aligned} P &= \text{Área tributaria} * \text{Peso específico} = 16.80\text{m}^2 \times (2,400 \text{ Kg. /m}^2) \\ &= 40,320 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Usando un As de 0.01Ag queda:

$$40,320 = 0.8 (0.225(210)Ag + 2,810(0.01Ag))$$

$$40,320 = 0.8 (75.35Ag)$$

$$Ag = 668.90 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar una columna de 30 x 30 cm. dando ésta un $A_g = 900 \text{ cm}^2$ que es mayor que el área calculada.

VIGAS: para pre dimensionar las vigas, el método utilizado, calcula el peralte de la viga, dependiendo ésta de la luz que cubre la viga. La base de la viga queda a criterio del diseñador, nosotros utilizaremos el ancho de las columnas. En este caso sólo se calcula la viga crítica, o sea la de mayor longitud, quedando las demás con la misma sección. La forma en que se calcula el peralte es la siguiente:

$$T_{\text{viga}} = \text{luz libre de viga} * 0.08, \text{ ósea el } 8\% \text{ de la luz libre}$$

$$T_{\text{viga}} = 6.00 * 0.08 = 0.48 \text{ usar } 0.50 \text{ m}$$

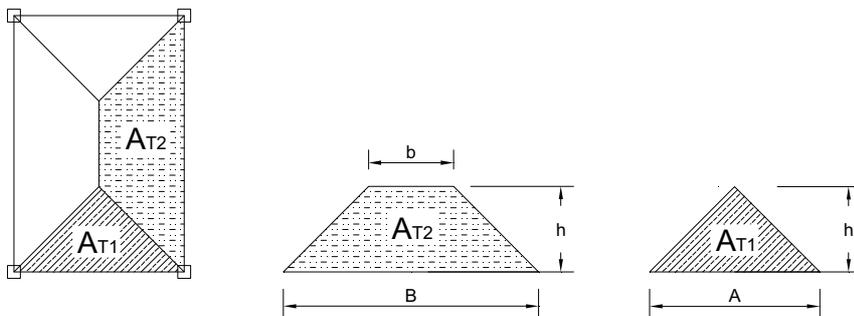
LOSAS: El método usa como variables las dimensiones de la superficie de la losa y el tipo de apoyos que tiene. En este caso, todas las losas están apoyadas en cuatro lados, pero se tienen cuatro medidas de losas, por tanto, se toma la crítica y el peralte resultante se utilizara en todos los casos, para mantener simetría.

$$t_{\text{losa}} = (\text{perímetro de la losa}) / 180$$

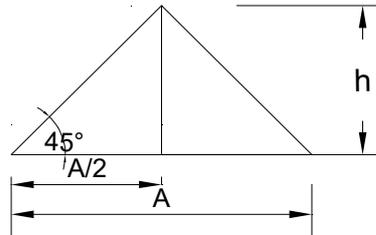
$$t_{\text{losa}} = (6.00 + 3.60 + 6.00 + 3.60) / 180 = 0.1066 \text{ m}$$

Utilizar $t = 11 \text{ cm. de espesor.}$

Figura 4. Áreas para una losa rectangular



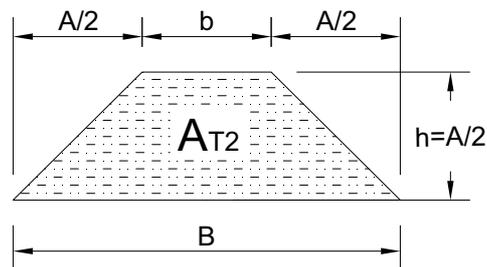
Al analizar por medio de la fórmula para el área de un trapecio,
 Área = $h\left(\frac{B+b}{2}\right)$ queda que:



Para A_{T1} son dos triángulos que tienen una base $A/2$ y una altura $A/2$ por lo que:

$$A_{T1} = 2 \left[\frac{\left(\frac{A}{2} \times \frac{A}{2}\right)}{2} \right] \quad \text{Operando queda que} \quad \boxed{A_{T1} = \frac{A^2}{4}}$$

Debido a que en este triángulo las aristas inferiores forman un ángulo de 45° , por la ecuación trigonométrica de la tangente, se deduce que la altura h es igual a la mitad de la base, que en este caso es de $A/2$.



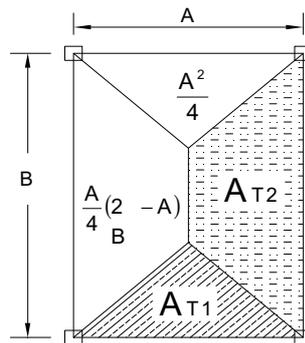
Sustituyendo en la ecuación del trapecio:

$$\text{Área} = h\left(\frac{B+b}{2}\right) \quad A_{T2} = \frac{A}{2} \left[\frac{B+(B-A)}{2} \right]$$

Al realizar la operación algebraica queda que

$$A_T = \frac{A}{4} (2 - A)$$

En resumen



Donde,

B: Lado largo de la losa

A: Lado corto de la losa

A_{T2} = Área tributaria dos

A_{T1} = Área tributaria uno

Cálculo de áreas tributaria aulas:

$$A_{T2} = (3.6/4) (2(6)-3.60) = 7.56m^2$$

$$A_{T1} = (3.6^2)/(4) = 3.24m^2$$

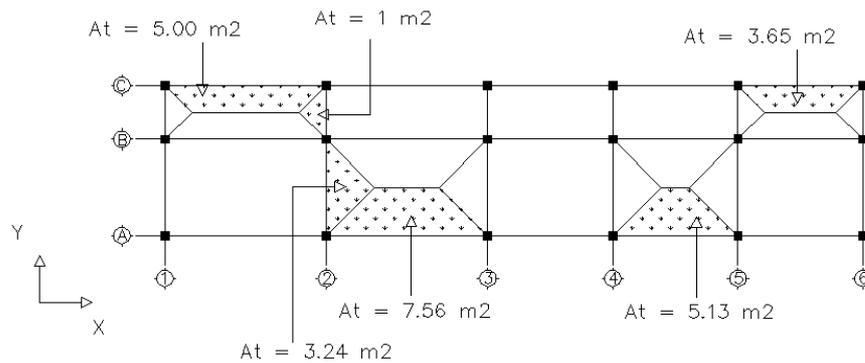
Pasillo:

$$A_{T2} = (2/4) (2(4.65)-2) = 3.65m^2$$

$$A_{T1} = (2^2)/(4) = 1.00m^2$$

A continuación, la figura 5 muestra la vista en planta del edificio, en la cual se puede ver con claridad cuáles son las áreas tributarias y la localización de cada una de las vigas y columnas.

Figura 5. Área tributaria en vigas



2.1.9 Determinación de cargas

2.1.9.1 Cargas verticales

Carga muerta (CM)

Peso del concreto = 2,400 kg. /m³

Peso de acabados = 80 kg. /m²

Peso de muros = 210 kg. /m²

Carga viva (CV)

En techo = 100 kg. /m²

En aulas = 200 kg. /m²

En pasillos = 400 kg. /m²

$$CM = W_{\text{losa}} + W_{\text{vigas}} + W_{\text{muros}} + W_{\text{acabados}}$$

$$CV = (\text{área de carga tributaria en viga})(\text{carga viva}) / \text{longitud viga}$$

Eje Y, Marco 2, Tramo A-B

NIVEL DOS (Azotea)

$$\begin{aligned} W_{\text{losa}} &= (\text{área de carga tributaria})(t \text{ losa} * \text{peso concreto}) / \text{longitud viga} \\ &= (3.24\text{m}^2 + 3.24\text{m}^2)(0.11\text{m} * 2400 \text{ kg/m}^3) / 3.60\text{m} = 475.2 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$W_{\text{vigas}} = (\text{sección viga}) (\text{peso concreto}) \\ = (0.50\text{m}) (0.30\text{m}) (2400 \text{ kg/m}^3) = 360 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{muros}} = (\text{longitud muros}) (\text{peso muros}) \\ = (3.60\text{m}) (210 \text{ Kg/m}^2) = 756 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{acabado}} = (\text{área de carga tributaria viga})(\text{peso acabado})/\text{longitud viga} \\ = (3.24\text{m}^2+3.24\text{m}^2) (80 \text{ kg/m}^2) / (3.60\text{m}) = 144 \text{ kg/m}$$

$$\text{CM} = 475.2 \text{ kg/m} + 360 \text{ kg/m} + 144 \text{ kg/m} = 979.20 \text{ kg/m}$$

$$\text{CV} = (3.24\text{m}^2+3.24\text{m}^2) * (100 \text{ kg/m}^2) / 3.60 = 180 \text{ kg/m}$$

NIVEL UNO

$$\text{CM} = 475.2 \text{ kg/m} + 360 \text{ kg/m} + 756 \text{ kg/m} + 144 \text{ kg/m} = 1,735.2 \text{ kg/m}$$

$$\text{CV} = (3.24\text{m}^2+3.24\text{m}^2) * (200 \text{ kg/m}^2) / 3.60\text{m} = 360 \text{ kg/m}$$

Eje Y, Marco 2, Tramo B-C

NIVEL DOS (Azotea)

$$W_{\text{losa}} = (1\text{m}^2+1\text{m}^2)(0.11\text{m}*2400 \text{ kg/m}^3)/2 = 264 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{vigas}} = (0.50\text{m}) (0.30\text{m}) (2400 \text{ kg/m}^3) = 360 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{muros}} = (2\text{m}) (210 \text{ kg/m}^2) = 420 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{acabados}} = (1\text{m}^2+1\text{m}^2) (80 \text{ kg/m}^2) / 2 = 80 \text{ kg/m}$$

$$\text{CM} = 264 \text{ kg/m} + 360 \text{ kg/m} + 80 \text{ kg/m} = 704 \text{ kg/m}$$

$$\text{CV} = (1\text{m}^2+1\text{m}^2) (200 \text{ kg/m}^2) / 2\text{m} = 200 \text{ kg/m}$$

NIVEL UNO

$$\text{CM} = 264 \text{ kg/m} + 360 \text{ kg/m} + 420 \text{ kg/m} + 80 \text{ kg/m} = 1124 \text{ kg/m}$$

$$\text{CV} = (1\text{m}^2+1\text{m}^2) (400 \text{ kg/m}^2) / 2\text{m} = 400 \text{ kg/m}$$

Eje X, Marco B, Tramo 1-2

NIVEL DOS (Azotea)

$$W_{\text{losa}} = (7.56\text{m}^2 + 5\text{m}^2)(0.11\text{m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3) / 6\text{m} = 556.6 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{vigas}} = (0.50\text{m}) (0.30\text{m}) (2400 \text{ kg/m}^3) = 360 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{muros}} = (6\text{m}) (210 \text{ kg/m}^2) = 1260 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{acabados}} = (7.56\text{m}^2 + 5\text{m}^2) (80 \text{ kg/m}^2) / 6\text{m} = 167.5 \text{ kg/m}$$

$$\text{CM} = 556.6 \text{ kg/m} + 360 \text{ kg/m} + 167.5 \text{ kg/m} = 1,083.1 \text{ kg/m}$$

$$\text{CV} = (5 + 7.56) \cdot 100 / 6 = 209.33 \text{ kg/m}$$

NIVEL UNO

$$\text{CM} = 556.6 \text{ kg/m} + 360 \text{ kg/m} + 1260 \text{ kg/m} + 167.5 \text{ kg/m} = 2,344.1 \text{ kg/m}$$

$$\text{CV} = (5\text{m}^2 + 7.56\text{m}^2) \cdot 200 / 6 = 418.66 \text{ kg/m}$$

Eje X, Marco B, Tramo 3-4

NIVEL DOS (AZOTEA)

$$W_{\text{losa}} = (5.13\text{m}^2 + 3.65\text{m}^2)(0.11\text{m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3) / 4.65\text{m} = 498.5 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{vigas}} = 0.50\text{m} \cdot 0.30\text{m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 360 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{muros}} = 4.65\text{m} \cdot 210 \text{ kg/m}^2 = 976.5 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{acabados}} = (5.13\text{m}^2 + 3.65\text{m}^2) \cdot (80 \text{ kg/m}^2) / 4.65\text{m} = 151 \text{ kg/m}$$

$$\text{CM} = 498.5 \text{ kg/m} + 360 \text{ kg/m} + 151 \text{ kg/m} = 1,009.5 \text{ kg/m}$$

$$\text{CV} = (5.13\text{m}^2 + 3.65\text{m}^2) \cdot (100 \text{ kg/m}^2) / 4.65\text{m} = 188.8 \text{ kg/m}$$

NIVEL UNO

$$\text{CM} = 498.5 \text{ kg/m} + 360 \text{ kg/m} + 976.5 \text{ kg/m} + 151 \text{ kg/m} = 1,986 \text{ kg/m}$$

$$\text{CV} = (5.13\text{m}^2 + 3.65\text{m}^2) \cdot (200 \text{ kg/m}^2) / 4.65\text{m} = 377.6 \text{ kg/m}$$

2.1.9.2 Cargas horizontales

En Guatemala, las cargas horizontales son principalmente debido a fuerzas sísmicas, que consisten en movimientos aleatorios horizontales y verticales en la superficie de la tierra. Para encontrar las fuerzas sísmicas aplicadas a la estructura se utilizó el método de SEAOC, el cual se describe a continuación:

$$V = Z \cdot I \cdot C \cdot K \cdot S \cdot W$$

Z = 1 (Coeficiente que depende de la zona sísmica, en este caso la zona sísmica central)

I = 1.40 (Coeficiente de ocupación o funcionalidad, depende de la importancia o la utilidad que se le vaya a dar a la estructura, después del sismo. En viviendas unifamiliares va a ser menor su coeficiente y para estructuras de uso público como hospitales, centros de comunicación, etc. el coeficiente será mayor; su rango estará comprendido entre: $1.0 \leq I \leq 1.50$)

K = 0.67 (Coeficiente que depende del tipo de estructura seleccionado, en este caso marcos dúctiles)

S = 1.50 (Coeficiente que depende del tipo de suelo donde se cimienta la estructura)

C = (Coeficiente que depende del período natural de vibración) $C = \frac{1}{15\sqrt{T}}$

Donde:

$$T = \text{Período natural de vibración} = \frac{t \times H}{\sqrt{B}}$$

t = espesor losa

H = Altura total del edificio

B = Distancia entre la primera y última columna (Base)

$$T_x = (0.11 \cdot 7) / \sqrt{25.95} = 0.1511$$

$$T_y = (0.11 \cdot 7) / \sqrt{5.6} = 0.325$$

$$C_x = 1 / (15 \times \sqrt{0.15}) = 0.172$$

$$C_y = 1 / (15 \times \sqrt{0.325}) = 0.117$$

CHEQUEO: $C \cdot S \leq 0.14$

$$C_x \cdot S = 0.172 \cdot 1.5 = 0.258$$

$$C_y \cdot S = 0.117 \cdot 1.5 = 0.175$$

Como no cumple, en ambos casos tomar $C \cdot S = 0.14$

W: es el peso propio del edificio.

Cálculo de W_{total}

$$W_{Total} = W_{losas} + W_{vigas} + W_{columnas} + W_{muros} + W_{acabados} + 25\%CV$$

Primer nivel

$$Losa_1 = 0.11m \times 5.6m \times 25.95m \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 38,364.48 \text{ kg.}$$

$$Viga_1 = 0.30m \times 0.50m \times 111.5ml \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 40,140.00 \text{ kg.}$$

$$Col_1 = 0.30m \times 0.30m \times 4.5m \times 18 \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 17,496.00 \text{ kg.}$$

$$Muro_1 = 4.5m \times 111.5ml \times 210 \text{ kg/m}^2 = 105,367.50 \text{ kg.}$$

$$Acabado_1 = 145.32m^2 \times 80 \text{ kg/m}^2 = \underline{11,625.60 \text{ kg.}}$$

$$TOTAL_{muerta} = \underline{\underline{212,993.58 \text{ kg.}}}$$

$$\begin{aligned}
CV_{aulas} &= 93.42\text{m}^2 \times 200 \text{ kg/m}^2 &= 18,684.00 \text{ kg.} \\
CV_{pasillos} &= 51.9\text{m}^2 \times 400 \text{ kg/m}^2 &= \underline{20,760.00 \text{ kg.}} \\
TOTAL_{viva} &= &= 39,444.00 \text{ kg.} \\
25\% &= &= \mathbf{9,861.00 \text{ kg.}}
\end{aligned}$$

Segundo nivel

$$\begin{aligned}
Losa_1 &= 0.11\text{m} \times 5.6\text{m} \times 25.95\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 &= 38,364.48 \text{ kg.} \\
Viga_1 &= 0.30\text{m} \times 0.50\text{m} \times 111.5\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 &= 40,140.00 \text{ kg.} \\
Col_1 &= 0.30\text{m} \times 0.30\text{m} \times 1.5\text{m} \times 18 \times 2400 \text{ kg/m}^2 &= 5,832.00 \text{ kg.} \\
Muro_1 &= 1.5\text{m} \times 111.5\text{m} \times 210 \text{ kg/m}^2 &= 35,122.50 \text{ kg.} \\
Acabado_1 &= 145.32\text{m}^2 \times 80 \text{ kg/m}^2 &= \underline{11,625.60 \text{ kg.}} \\
TOTAL_{muerta} &= &= \mathbf{131,084.58 \text{ kg.}}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
CV_{techo} &= 145.32\text{m}^2 \times 100 \text{ kg/m}^2 &TOTAL_{viva} &= 14,532.00 \text{ kg.} \\
&&25\% &= \mathbf{3,633.00 \text{ kg.}}
\end{aligned}$$

Resumen

$$\begin{aligned}
W_{nivel1} &= 212,993.58 \text{ kg} + 9,861.00 \text{ kg} &= 222,854.58 \text{ kg} \\
W_{nivel2} &= 131,084.58\text{kg.} + 3,633.00 \text{ kg.} &= \underline{134,717.58\text{kg}} \\
W_{Total} &= \mathbf{357,572.16 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

En resumen, el corte basal para nuestro edificio es:

$$\begin{aligned}
V &= (1.00) (1.40) (0.67) (0.14) (357,572.16 \text{ kg}) \\
V &= 0.13132 (357572.16 \text{ kg.}) = \underline{\mathbf{46,949.22 \text{ kg}}}
\end{aligned}$$

2.1.10 Fuerzas por nivel

Para calcular las fuerzas en cada uno de los niveles, se utilizará la siguiente fórmula:

$$F_n = \frac{(V - Ft) * WH_i}{\sum WiHi}$$

Donde:

F_n = fuerza por nivel

V = corte en la base

F_t = fuerza de techo, cuando t (periodo natural de vibración) es menor que 0.25, entonces $F_t = 0$. Pero si t es mayor que 0.25, entonces

$$F_t = 0.07 \times t \times V$$

W = Peso por nivel

H_i = altura por nivel, medida desde la cimentación al nivel considerado.

Tabla I. Peso de la estructura por nivel

NIVEL	Wi	Hi	Wi * Hi
1	222,854.58 kg	4.00 m	891,418.32 kg-m
2	134,717.58 kg	7.00 m	943,023.06 kg-m
TOTAL			1,834,441.38 kg-m

Respecto de Y

Calculando F_t , para $t_y = 0.325$

$$F_t = 0.07 * 0.325 * 46,949.22 \text{ kg} = 1068.09 \text{ kg}$$

Entonces

$$F_{n1} = (46,949.22 \text{ kg} - 1,068.09 \text{ kg}) (891,418.32 \text{ kg-m}) / (1,834,441.38 \text{ kg-m})$$

$$F_{n1} = 22,295.22 \text{ kg}$$

$$F_{n2} = (46,949.22 \text{ kg} - 1,068.09 \text{ kg}) (943,023.06 \text{ kg-m}) / (1,834,441.38 \text{ kg-m})$$

$$F_{n2} = 23,585.90 \text{ kg}$$

Respecto de X

Como $t_x = 0.1511 < 0.25$, entonces $F_t = 0$

$$F_{n1} = (46,949.22 \text{ kg})(891,418.32 \text{ kg m}) / (1,834,441.38 \text{ kg.m})$$

$$F_{n1} = 22814.24 \text{ kg}$$

$$F_{n2} = (46,949.22 \text{ kg})(943,023.06 \text{ kg m}) / (1,834,441.38 \text{ kg.m})$$

$$F_{n2} = 24134.97 \text{ kg}$$

2.1.11 Fuerzas por marco

Para calcular las fuerzas se utilizarán las siguientes fórmulas:

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

$$E = C_m - CR; E_{\text{mínimo}} = 0.05 * \text{Altura total del edificio} \quad CR = \frac{\sum R_i * d_i}{\sum R_i}$$

Donde: R_i = rigidez del marco

d_i = distancia de CR a marco considerado

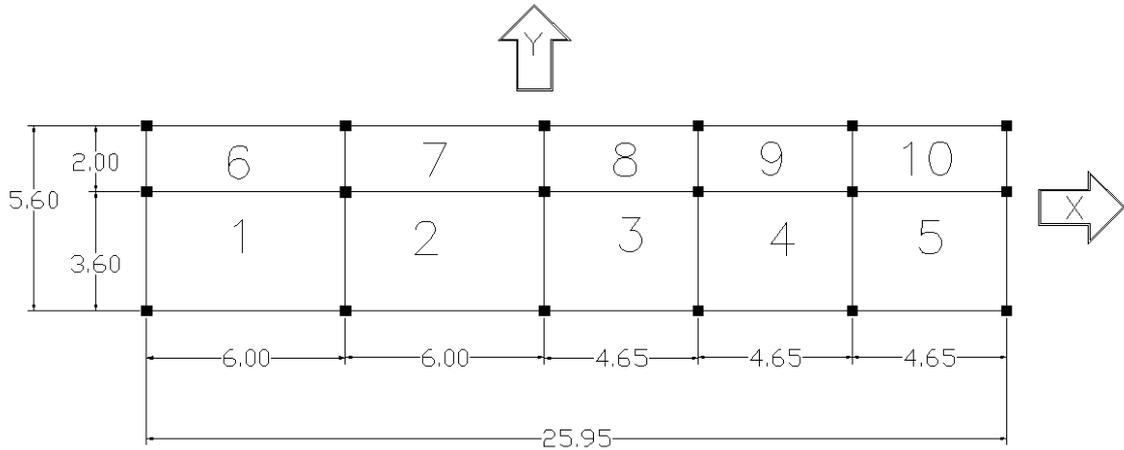
e = excentricidad

C_m = centro de masa

CR = centro de rigidez

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

Figura 6. Planta típica (niveles 1 y 2) – distribución de marcos dúctiles



Sentido Y

Con $R = 1$

$$CR = ((3.6\text{ m} \times 1) + (5.6\text{ m} \times 1)) / 3 = 3.06\text{ m}$$

$$CM = 5.60\text{ m} / 2 = 2.80\text{ m}$$

$$e = 3.06\text{ m} - 2.80\text{ m} = 0.26\text{ m} \quad e_{\min} = 0.05 \times 7\text{ m} = 0.35\text{ m}$$

De las excentricidades, se toma la mayor; en este caso se toma $e = 0.35\text{ m}$

Con los valores obtenidos, se procede a calcular los datos de la siguiente tabla.

Tabla II. Fuerzas por marco, en cada nivel, para marcos dúctiles en el sentido y

Marco	Ri	di	Ri * di	Ri * di ²	NIV 1			NIV 2		
					FM'	FM''	FM niv 1	FM'	FM''	FM niv 2
A	1	-3.06	-3.06	9.36	7431.74	-1482.49	5949.25	7861.97	-1568.31	6293.65
B	1	0.54	0.54	0.29	7431.74	261.62	7693.36	7861.97	276.76	8138.73
C	1	2.54	2.54	6.45	7431.74	1230.56	8662.30	7861.97	1301.80	9163.77
				16.11			22304.91			23596.15

Sentido X

Con $R = 1$

$$CR = ((6m \times 1) + (12m \times 1) + (16.65m \times 1) + (21m.3 \times 1) + (25.95m \times 1)) / 6 = 13.65m$$

$$CM = 25.95m / 2 = 12.97 m$$

$$e = 13.65m - 12.97m = 0.67m$$

$$e_{\min} = 0.05 \times 7m = 0.35m$$

De las excentricidades, se toma la mayor; en este caso se toma $e = 0.67m$

Con los valores obtenidos, se procede a calcular los datos de la siguiente tabla.

Tabla III. Fuerzas por marco, en cada nivel, para marcos dúctiles en el sentido x

						NIV 1			NIV 2	
Marco	Ri	di	Ri * di	Ri * di ²	FM'	FM''	FM niv 1	FM'	FM''	FM niv 2
		12.3	12.3	151.29	3802.37	403.13	4205.50	4022.50	426.47	4448.96
		7.65	7.65	58.52	3802.37	250.73	4053.10	4022.50	265.24	4287.74
		3	3	9.00	3802.37	98.32	3900.69	4022.50	104.02	4126.51
		-1.65	-1.65	2.72	3802.37	-54.08	3748.29	4022.50	-57.21	3965.29
		-7.65	-7.65	58.52	3802.37	-250.73	3551.64	4022.50	-265.24	3757.25
		-13.65	-13.65	186.32	3802.37	-447.38	3354.99	4022.50	-473.28	3549.22
			$\Sigma =$	466.38		$\Sigma =$	22814.2		$\Sigma =$	24134.9

Figura 7. Cargas aplicadas, marco dúctil típico sentido X

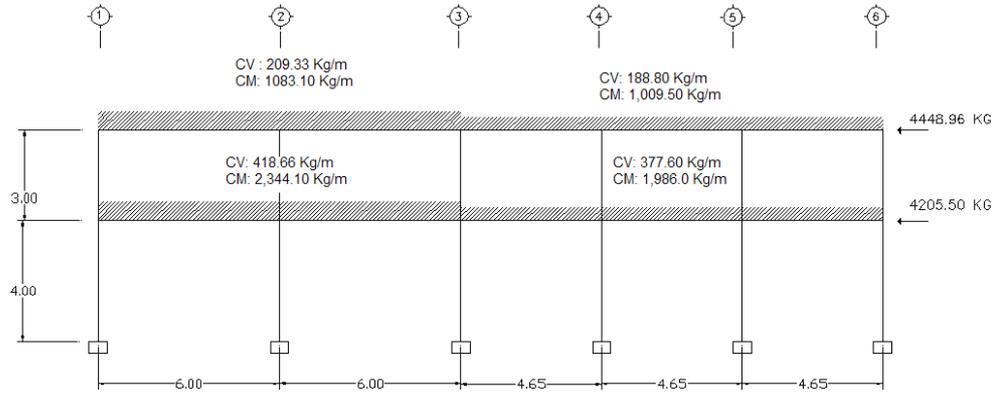
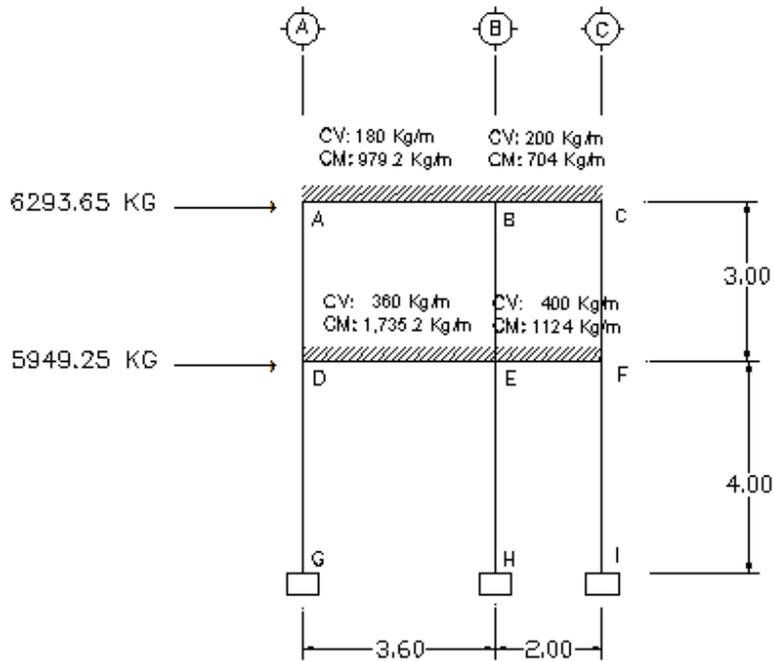


Figura 8. Cargas aplicadas, marco dúctil típico sentido Y



2.1.12 Diseño estructural

2.1.12.1 Análisis de un marco de dos niveles por el método de Kani

a) Procedimiento y análisis del método de Kani

1. Se deberá calcular los momentos de empotramiento o también llamados momentos fijos y anotarse en los extremos de las barras.



2. Calcular los momentos de sujeción y anotarlos en el centro del cuadro interior de cada uno de los nudos.



3. Se calculan los factores de giro y se anotan frente al extremo de la barra a la que corresponde dentro del cuadro exterior.



4. Se calculan las influencias de giro de los nudos a los momentos (M'_{ik}), esto se deberá realizar en forma repetitiva siguiendo un ciclo definido, de un nudo a otro; el resultado se anotará por debajo del momento fijo.



5. Por último se deberán calcular los momentos finales en cada uno de los extremos de las barras.

b) Elementos que componen el método de Kani

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

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

- **Determinación de fuerzas de sujeción (H):** éstas se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido. $H = FMNIVELn$ (fuerza por marco del nivel n, tomada del análisis sísmico)
- **Cálculo de la fuerza cortante en el piso(Q_n):** se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido.

$$Q_n = \sum H$$

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

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

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

$$K_{ik} = I / L_{ik}^3$$

I inercia del elemento

L longitud del elemento

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

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

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

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

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

$$M'_{ik} = \mu_{ik} (Ms + \sum M'_{ni}) \quad \text{sin ladeo}$$

$$M'_{ik} = \mu_{ik} (Ms + \sum (M'_{ni} + M''_{in})) \quad \text{con ladeo}$$

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

$$M''_{ik} = v_{ik} (\sum (M'_{ik} + M'_{ki})) \quad \text{ladeo por asimetría}$$

$$M''_{ik} = v_{ik} (M_n + \sum (M'_{ik} + M'_{ki})) \quad \text{ladeo por fuerza horizontal}$$

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

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

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

c) APLICACIÓN DEL MÉTODO DE KANI PARA CARGA MUERTA

- **Calculando la rigidez de los miembros $K_{ik} = I / L_{ik}$**

Inercia en miembros rectangulares $I = bh^3 / 12$

$$I_{VIGA} = (.30 \cdot .50^3) / 12 = 3.125 \text{ E } -3 \text{ m}^4$$

$$I_{COLUMNA} = (.30 \cdot .30^3) / 12 = 6.750 \text{ E } -4 \text{ m}^4$$

Inercias relativas

$$I_{columna} = \frac{6.75 \times 10^{-4} \text{ m}^4}{6.75 \times 10^{-4} \text{ m}^4} = 1$$

$$I_{viga} = \frac{3.125 \times 10^{-3} \text{ m}^4}{6.750 \times 10^{-4} \text{ m}^4} = 4.63$$

Rigidez

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

Rigidez en vigas:

$$K_{AB} = K_{BA} = 4.63/3.6 = 1.29 = K_{DEH} = K_{ED}$$

$$K_{BC} = K_{CB} = 4.63/2 = 2.32 = K_{EF} = K_{FE}$$

Rigidez en columnas:

$$K_{AD} = K_{DA} = K_{BE} = K_{EB} = K_{CF} = K_{FC} = 1/3 = 0.33$$

$$K_{DG} = K_{GD} = K_{EH} = K_{HE} = K_{FI} = K_{IF} = 1/4 = 0.25$$

▪ **Factores de giro o coeficientes de reparto $\mu_{ik} = -1/2 (K_{ik}/\Sigma_{in})$**

$$\mu_{empotrado} = 0$$

$$\mu_{GD} = \mu_{HE} = \mu_{IF} = 0$$

NUDO "A"

$$\mu_{AB} = -\frac{1}{2} \left(\frac{1.29}{1.29 + 0.33} \right) = -0.40$$

$$\mu_{AD} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{1.29 + 0.33} \right) = -0.10$$

$$\text{Chequeo } -0.40 + -0.10 = -0.50$$

NUDO "B"

$$\mu_{BA} = -\frac{1}{2} \left(\frac{1.29}{1.29 + 0.33 + 2.32} \right) = -0.16$$

$$\mu_{BE} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{1.29 + 0.33 + 2.32} \right) = -0.04$$

$$\mu_{BC} = -\frac{1}{2} \left(\frac{2.32}{1.29 + 0.33 + 2.32} \right) = -0.30$$

$$\text{Chequeo } -0.16 + -0.04 + -0.30 = -0.50$$

NUDO "C"

$$\mu_{CB} = -\frac{1}{2} \left(\frac{2.32}{2.32 + 0.33} \right) = -0.44$$

$$\mu_{CF} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{2.32 + 0.33} \right) = -0.06$$

Chequeo $-0.44 + -0.06 = -0.50$

NUDO "D"

$$\mu_{DA} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{0.33 + 0.25 + 1.29} \right) = -0.09$$

$$\mu_{DG} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.25}{0.33 + 0.25 + 1.29} \right) = -0.07$$

$$\mu_{DE} = -\frac{1}{2} \left(\frac{1.29}{0.33 + 0.25 + 1.29} \right) = -0.34$$

Chequeo $-0.15 + -0.09 + -0.34 = -0.50$

NUDO "E"

$$\mu_{EF} = -\frac{1}{2} \left(\frac{2.32}{1.29 + 0.25 + 2.32 + 0.33} \right) = -0.28$$

$$\mu_{EH} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.25}{1.29 + 0.25 + 2.32 + 0.33} \right) = -0.03$$

$$\mu_{ED} = -\frac{1}{2} \left(\frac{1.29}{1.29 + 0.25 + 2.32 + 0.33} \right) = -0.15$$

$$\mu_{EB} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{1.29 + 0.25 + 2.32 + 0.33} \right) = -0.04$$

Chequeo $-0.28 + -0.03 + -0.15 + -0.04 = -0.50$

NUDO "F"

$$\mu_{FC} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{0.33 + 2.32 + 0.25} \right) = -0.06$$

$$\mu_{FE} = -\frac{1}{2} \left(\frac{2.32}{0.33 + 2.32 + 0.25} \right) = -0.40$$

$$\mu_{FI} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.25}{0.33 + 2.32 + 0.25} \right) = -0.04$$

$$\text{Chequeo } -0.06 + -0.40 + -0.04 = -0.50$$

- **Cálculo de factor de corrimiento: $v = -3/2 (K_{ik}/ \Sigma K_{in})$**

$$v = -\frac{3}{2} \left(\frac{K_{columnas}}{\Sigma K_{columnas}} \right)$$

NIVEL 2:

$$v_{AD} = v_{BE} = v_{CF} = -\frac{3}{2} \left(\frac{0.25}{0.25 + 0.25 + 0.25} \right) = -0.5$$

NIVEL 1:

$$v_{DG} = v_{EH} = v_{FI} = -\frac{3}{2} \left(\frac{0.33}{0.33 + 0.33 + 0.33} \right) = -0.5$$

- **Cálculo de momentos fijos (MF_{ik})**

Para cargas uniformemente distribuidas $M_f = \pm WL^2/12$

Las cargas se usarán en toneladas, sabiendo que 1ton = 1000 kg.

$$MF_{AB} = -\frac{\left(0.979 \frac{T}{m}\right)(3.60m)^2}{12} = -1.05 T \cdot m$$

$$MF_{BA} = +1.05 T \cdot m$$

$$MF_{BC} = -\frac{(0.704)(2.00)^2}{12} = -0.23 T \cdot m$$

$$MF_{CB} = +0.23 T \cdot m$$

$$MF_{DE} = -\frac{(1.17)(3.60)^2}{12} = -1.27 T \cdot m$$

$$MF_{ED} = +1.27 T \cdot m$$

$$MF_{EF} = -\frac{(1.12)(2.00)^2}{12} = -0.37 T \cdot m$$

$$MF_{FE} = +0.37 T \cdot m$$

▪ **Cálculo de momentos de sujeción $M_s = \Sigma(MF_{ik})$**

Nudo A = MF_{AB} = - 1.05 Ton

Nudo B = $MF_{BA} + MF_{BC} = 1.05 - 0.23$ = 0.82 Ton

Nudo C = MF_{CB} = - 0.23 Ton

Nudo D = MF_{DE} = - 1.27 Ton

Nudo E = $MF_{ED} + MF_{EF} = 1.27 - 0.37$ = 0.90 Ton

Nudo F = MF_{FE} = 0.37 Ton

▪ **Influencias de giro (M'_{ik}) [Primera iteración]**

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

Para el presente análisis se adoptará el ciclo en el siguiente orden:

A → B → C → F → E → D

Primer ciclo

A

→ **B** = -0.40 (-1.05 + (0+0)) = 0.42

↓ **D** = -0.10 (-1.05 + (0+0)) = 0.105

B

← **A** = -0.16 (0.82 + (0.42+0.00+0.00)) = -0.198

↓ **E** = -0.04 (0.82 + (0.42+0.00+0.00)) = -0.0496

→ **C** = -0.30 (0.82 + (0.42+0.00+0.00)) = -0.372

C

← **B** = -0.44 (0.23 + (-0.372+0.00)) = 0.062

↓ **F** = -0.06 (0.23 + (-0.372+0.00)) = 0.0085

F

↑ **C** = -0.06 (0.37 + (0.0085+0.00+0.00)) = -0.0227

← **E** = -0.40 (0.37 + (0.0085+0.00+0.00)) = -0.151

↓ **I** = -0.04 (0.37 + (0.0085+0.00+0.00)) = -0.015

E

$$\uparrow \mathbf{B} = -0.04 (0.90 + (-0.049 + 0.00 + -0.151)) = -0.028$$

$$\leftarrow \mathbf{D} = -0.15 (0.90 + (-0.049 + 0.00 + -0.151)) = -0.105$$

$$\downarrow \mathbf{H} = -0.03 (0.90 + (-0.049 + 0.00 + -0.151)) = -0.021$$

$$\rightarrow \mathbf{F} = -0.28 (0.90 + (-0.049 + 0.00 + -0.151)) = -0.196$$

D

$$\uparrow \mathbf{A} = -0.09 (-1.27 + (0.105 + -0.105 + 0.00)) = 0.1143$$

$$\rightarrow \mathbf{E} = -0.34 (-1.27 + (0.105 + -0.105 + 0.00)) = 0.432$$

$$\downarrow \mathbf{G} = -0.07 (-1.27 + (0.105 + -0.105 + 0.00)) = 0.089$$

A → B → C → F → E → D

Segundo ciclo

A

$$\rightarrow \mathbf{B} = -0.40 (-1.05 + (-0.198 + 0.1143)) = 0.453$$

$$\downarrow \mathbf{D} = -0.10 (-1.05 + (-0.198 + 0.1143)) = 0.113$$

B

$$\leftarrow \mathbf{A} = -0.16 (0.82 + (0.453 - 0.028 + 0.06)) = -0.208$$

$$\downarrow \mathbf{E} = -0.04 (0.82 + (0.453 - 0.028 + 0.06)) = -0.052$$

$$\rightarrow \mathbf{C} = -0.30 (0.82 + (0.453 - 0.028 + 0.06)) = -0.391$$

C

$$\leftarrow \mathbf{B} = -0.44 (0.23 + (-0.39 - 0.022)) = 0.08$$

$$\downarrow \mathbf{F} = -0.06 (0.23 + (-0.39 - 0.022)) = 0.011$$

F

$$\uparrow \mathbf{C} = -0.06 (0.37 + (0.011 - 0.196 + 0.00)) = -0.011$$

$$\leftarrow \mathbf{E} = -0.40 (0.37 + (0.011 - 0.196 + 0.00)) = -0.074$$

$$\downarrow \mathbf{I} = -0.04 (0.37 + (0.011 - 0.196 + 0.00)) = -0.007$$

E

$$\uparrow \mathbf{B} = -0.04 (0.90 + (-0.052 + 0.432 + -0.074)) = -0.048$$

$$\leftarrow \mathbf{D} = -0.15 (0.90 + (-0.052 + 0.432 + -0.074)) = -0.181$$

$$\downarrow \mathbf{H} = -0.03 (0.90 + (-0.052 + 0.432 + -0.074)) = -0.036$$

$$\rightarrow \mathbf{F} = -0.28 (0.90 + (-0.052 + 0.432 + -0.074)) = -0.337$$

D

$$\uparrow \mathbf{A} = -0.09 (-1.27 + (0.113 - 0.181 + 0.00)) = 0.12$$

$$\rightarrow \mathbf{E} = -0.34 (-1.27 + (0.113 - 0.181 + 0.00)) = 0.45$$

$$\downarrow \mathbf{G} = -0.07 (-1.27 + (0.113 - 0.181 + 0.00)) = 0.093$$

A → B → C → F → E → D

Tercer ciclo

A

$$\rightarrow \mathbf{B} = -0.40 (-1.05 + (-0.208 - 0.12)) = 0.456$$

$$\downarrow \mathbf{D} = -0.10 (-1.05 + (-0.208 - 0.12)) = 0.137$$

B

$$\leftarrow \mathbf{A} = -0.16 (0.82 + (0.45 - 0.048 + 0.08)) = -0.208$$

$$\downarrow \mathbf{E} = -0.04 (0.82 + (0.45 - 0.048 + 0.08)) = -0.052$$

$$\rightarrow \mathbf{C} = -0.30 (0.82 + (0.45 - 0.048 + 0.08)) = -0.39$$

C

$$\leftarrow \mathbf{B} = -0.44 (0.23 + (-0.39 - 0.011)) = 0.075$$

$$\downarrow \mathbf{F} = -0.06 (0.23 + (-0.39 - 0.011)) = 0.010$$

F

$$\uparrow \mathbf{C} = -0.06 (0.37 + (0.010 - 0.337 + 0.00)) = -0.00258$$

$$\leftarrow \mathbf{E} = -0.40 (0.37 + (0.010 - 0.337 + 0.00)) = -0.0172$$

$$\downarrow \mathbf{I} = -0.04 (0.37 + (0.010 - 0.337 + 0.00)) = -0.0017$$

E

$$\uparrow \mathbf{B} = -0.04 (0.90 + (-0.052 + 0.45 + -0.017)) = -0.051$$

$$\leftarrow \mathbf{D} = -0.15 (0.90 + (-0.052 + 0.45 + -0.017)) = -0.192$$

$$\downarrow \mathbf{H} = -0.03 (0.90 + (-0.052 + 0.45 + -0.017)) = -0.038$$

$$\rightarrow \mathbf{F} = -0.28 (0.90 + (-0.052 + 0.45 + -0.017)) = -0.358$$

D

$$\uparrow \mathbf{A} = -0.09 (-1.27 + (0.137 + -0.192 + 0.00)) = 0.119$$

$$\rightarrow \mathbf{E} = -0.34 (-1.27 + (0.137 + -0.192 + 0.00)) = 0.45$$

$$\downarrow \mathbf{G} = -0.07 (-1.27 + (0.137 + -0.192 + 0.00)) = 0.092$$

A → B → C → F → E → D

Cuarto ciclo

A

$$\rightarrow \mathbf{B} = -0.40 (-1.05 + (-0.208 + 0.119)) = 0.456$$

$$\downarrow \mathbf{D} = -0.10 (-1.05 + (-0.208 + 0.119)) = 0.138$$

B

$$\leftarrow \mathbf{A} = -0.16 (0.82 + (0.456 - 0.051 + 0.075)) = -0.208$$

$$\downarrow \mathbf{E} = -0.04 (0.82 + (0.456 - 0.051 + 0.075)) = -0.052$$

$$\rightarrow \mathbf{C} = -0.30 (0.82 + -0.456 - 0.051 + 0.075)) = -0.39$$

C

$$\leftarrow \mathbf{B} = -0.44 (0.23 + (-0.39 - 0.0025)) = 0.071$$

$$\downarrow \mathbf{F} = -0.06 (0.23 + (-0.39 - 0.0025)) = -0.0099$$

F

$$\uparrow \mathbf{C} = -0.06 (0.37 + (0.099 + -0.358 + 0.00)) = -0.001$$

$$\leftarrow \mathbf{E} = -0.40 (0.37 + (0.0099 + -0.358 + 0.00)) = -0.010$$

$$\downarrow \mathbf{I} = -0.04 (0.37 + (0.0099 + -0.358 + 0.00)) = -0.001$$

E

$$\uparrow \mathbf{B} = -0.04 (0.90 + (-0.052 + 0.45 - 0.010)) = -0.051$$

$$\leftarrow \mathbf{D} = -0.15 (0.90 + (-0.052 + 0.45 - 0.010)) = -0.193$$

$$\downarrow \mathbf{H} = -0.03 (0.90 + (-0.052 + 0.45 - 0.010)) = 0.038$$

$$\rightarrow \mathbf{F} = -0.28 (0.90 + (-0.052 + 0.45 - 0.010)) = -0.360$$

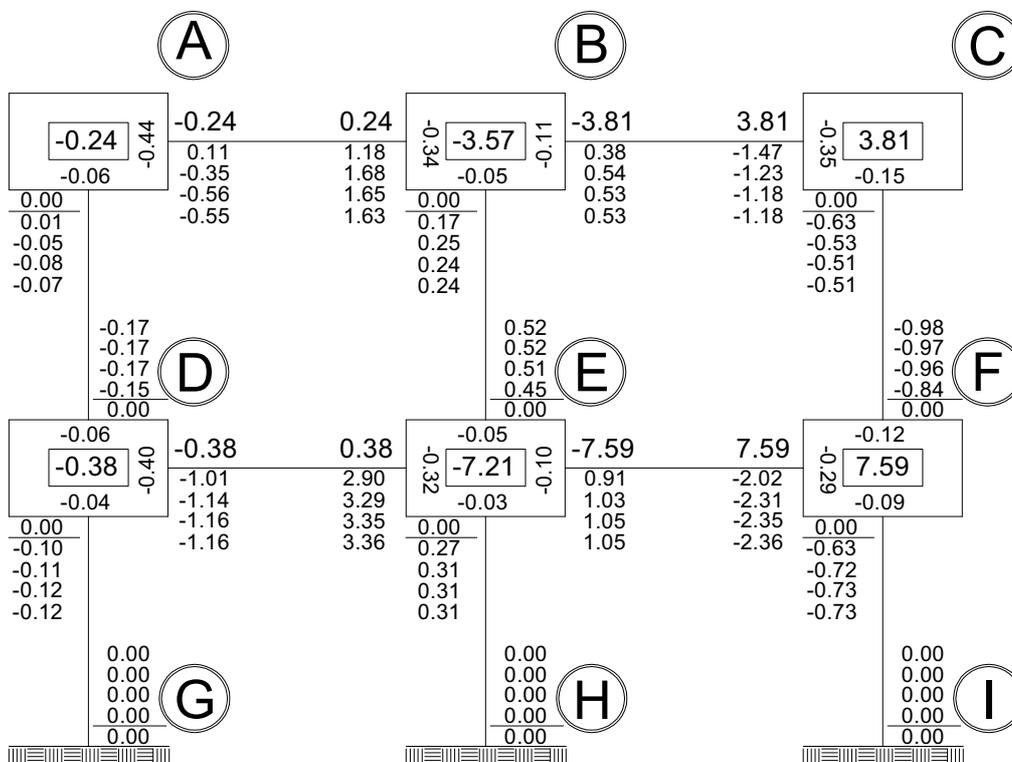
D

$$\uparrow \mathbf{A} = -0.09 (-1.27 + (0.1139 - 0.193 + 0.00)) = 0.12$$

$$\rightarrow \mathbf{E} = -0.34 (-1.27 + (-0.079 - 0.193 + 0.00)) = 0.45$$

$$\downarrow \mathbf{G} = -0.07 (-1.27 + (-0.079 - 0.193 + 0.00)) = -1.12$$

Figura 9. Resultado de iteraciones por el método Kani



- **Cálculo de momentos finales en el extremo de cada barra, de acuerdo con la figura anterior (M_{ik})**

$$M_{ik} = MF_{ik} + MF'_{ik} + (MF'_{ik} + MF''_{ki})$$

Columnas: $M_{AD} = MF_{AD} + MF'_{AD} + (MF'_{AD} + M'F_{DA})$

$$M_{AD} = 0.00 + 0.1139 + (0.1139 + (0.32)) = 0.54 \text{ ton-m}$$

$$M_{DA} = MF_{DA} + MF'_{DA} + (MF'_{AD} + M'F_{DA})$$

$$M_{DA} = 0.00 + 0.32 + (0.32 + (-0.1139)) = 0.52 \text{ ton-m}$$

$$M_{DG} = 0.00 + -0.094 + (-0.094 + (-0.20)) = -0.38 \text{ ton-m}$$

$$M_{GD} = 0.00 + 0.00 + (-0.00 + (0.094)) = 0.09 \text{ ton-m}$$

$$M_{BE} = 0.00 - 0.052 + (-0.052 - 0.251)) = -0.35 \text{ ton-m}$$

$$M_{EB} = 0.00 - 0.051 + (-0.051 - 0.352)) = -0.45 \text{ ton-m}$$

$$M_{EH} = 0.00 - 0.038 + (-0.038 + (0.10)) = -0.17 \text{ ton-m}$$

$$M_{HE} = 0.00 + 0.00 + (0.00 + (-0.038)) = -0.04 \text{ ton-m}$$

$$M_{CF} = 0.00 + 0.099 + ((0.099 - 0.45)) = -0.25 \text{ ton-m}$$

$$M_{FC} = 0.00 + 0.35 + ((-0.45 + 0.099)) = 0.01 \text{ ton-m}$$

$$M_{FI} = 0.00 + -0.04 -0.04 + (0.00)) = 0.08 \text{ ton-m}$$

$$M_{FI} = 0.00 + 0.00 + (0.00 -0.04)) = -0.04 \text{ ton-m}$$

Vigas: $M_{AB} = MF_{AB} + MF'_{AB} + (MF'_{AB} + M'F_{BA})$

$$M_{AB} = -1.05 + 0.456 + (0.156 + -0.208) = -0.65 \text{ ton-m}$$

$$M_{BA} = MF_{BA} + MF'_{BA} + (MF'_{AB} + M'F_{BA})$$

$$M_{BA} = +1.05 - 0.208 + (-0.208 + 0.456) = +1.09 \text{ ton-m}$$

$$M_{BC} = -0.23 - 0.39 + (-0.39 + 0.071) = -0.83 \text{ ton-m}$$

$$M_{CB} = 0.23 + 0.071 + (0.071 - 0.00) = -0.37 \text{ ton-m}$$

$$M_{DE} = -1.27 + 0.45 + (0.45 - 0.59) = -0.96 \text{ ton-m}$$

$$M_{ED} = 1.27 - 0.193 + (-0.193 + 0.458) = +1.34 \text{ ton-m}$$

$$M_{EF} = -0.37 + -0.36 + (-0.36 - 0.01) = 1.10 \text{ ton-m}$$

$$M_{FE} = 0.37 + -0.01 + (-0.01 - 0.00) = -0.35 \text{ ton-m}$$

2.1.12.2 Análisis de marcos dúctiles por SAP2000

SAP es un programa de análisis y diseño estructural. Todo lo que se necesita es integrar el modelo dentro de un sistema versátil de análisis y diseño. El método de análisis incluye una gran variedad de opciones para el análisis estático y dinámico.

El análisis estructural se comparó con el método numérico de KANI dando resultados similares con una diferencia debido al número de iteraciones y cantidad de decimales utilizados en el análisis numérico, pero para efectos de diseño se tomaron los resultados del análisis por SAP, ya que es un método conservador y exacto.

Figura 10. Diagrama de momentos (ton-m) – Carga muerta – marco dúctil Y

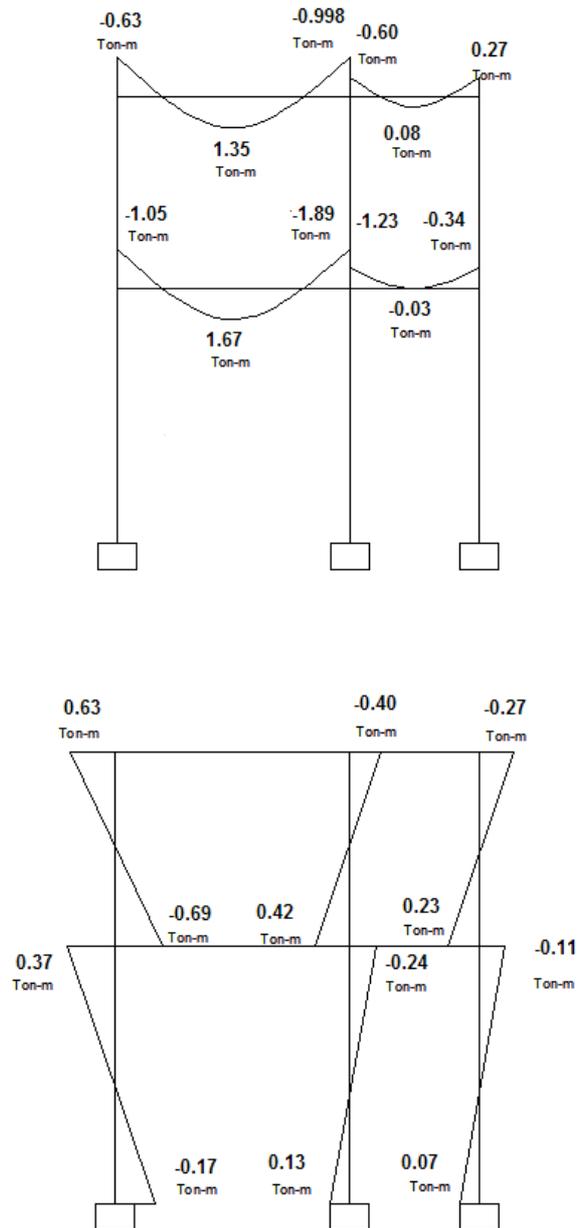


Figura 11. Diagrama de momentos (ton-m) – Carga viva – marco dúctil Y

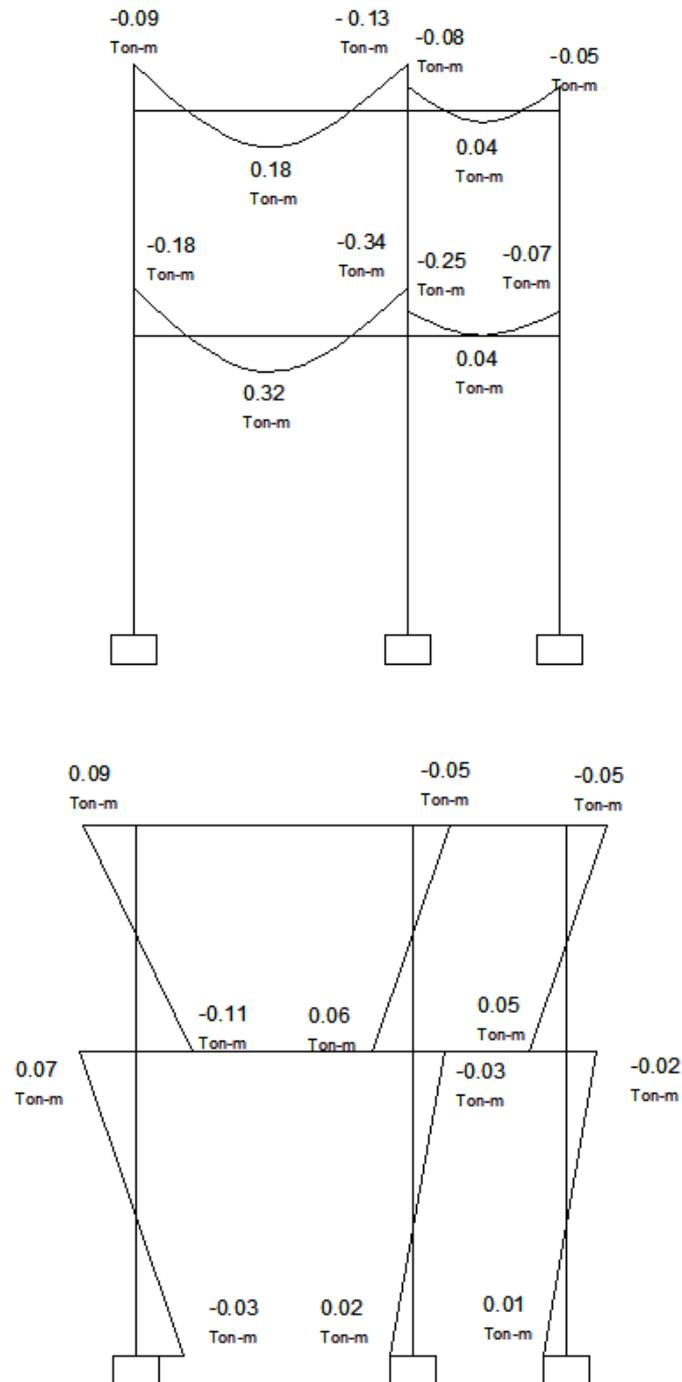


Figura 12. Diagrama de momentos (ton-m) – Carga sismo – marco dúctil Y

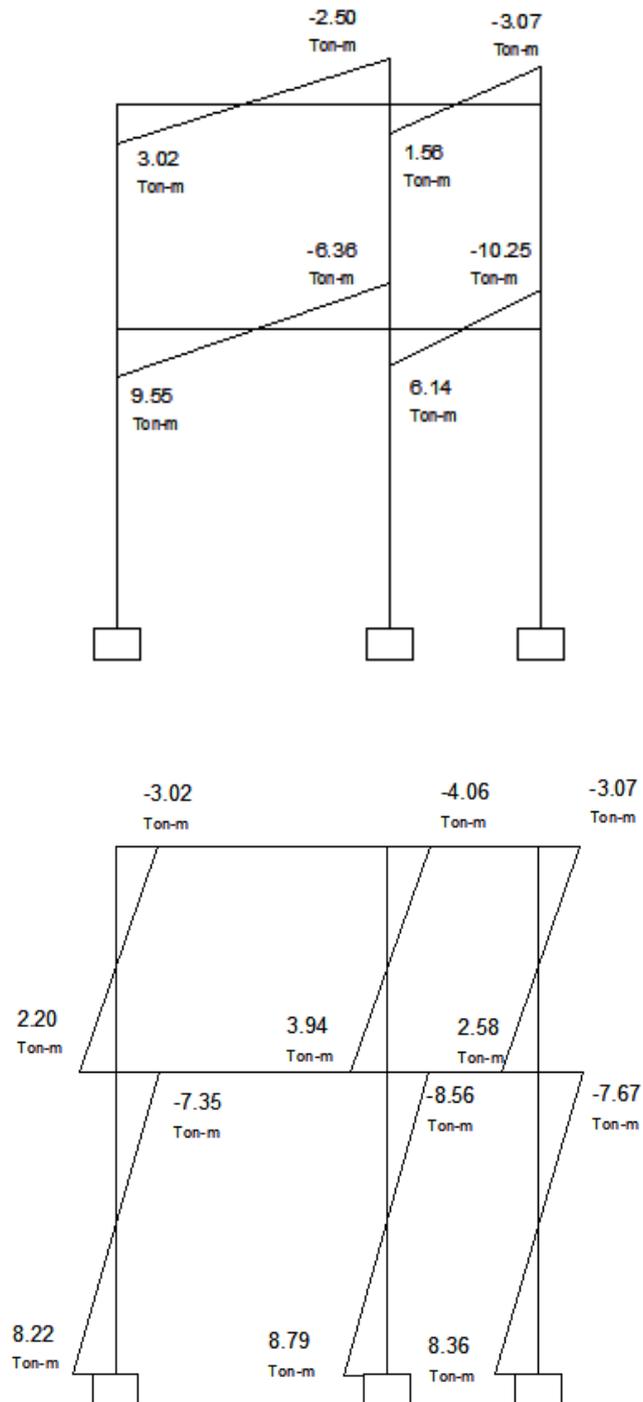


Figura 13. Diagrama de momentos (ton-m) - Carga muerta - marco dúctil X

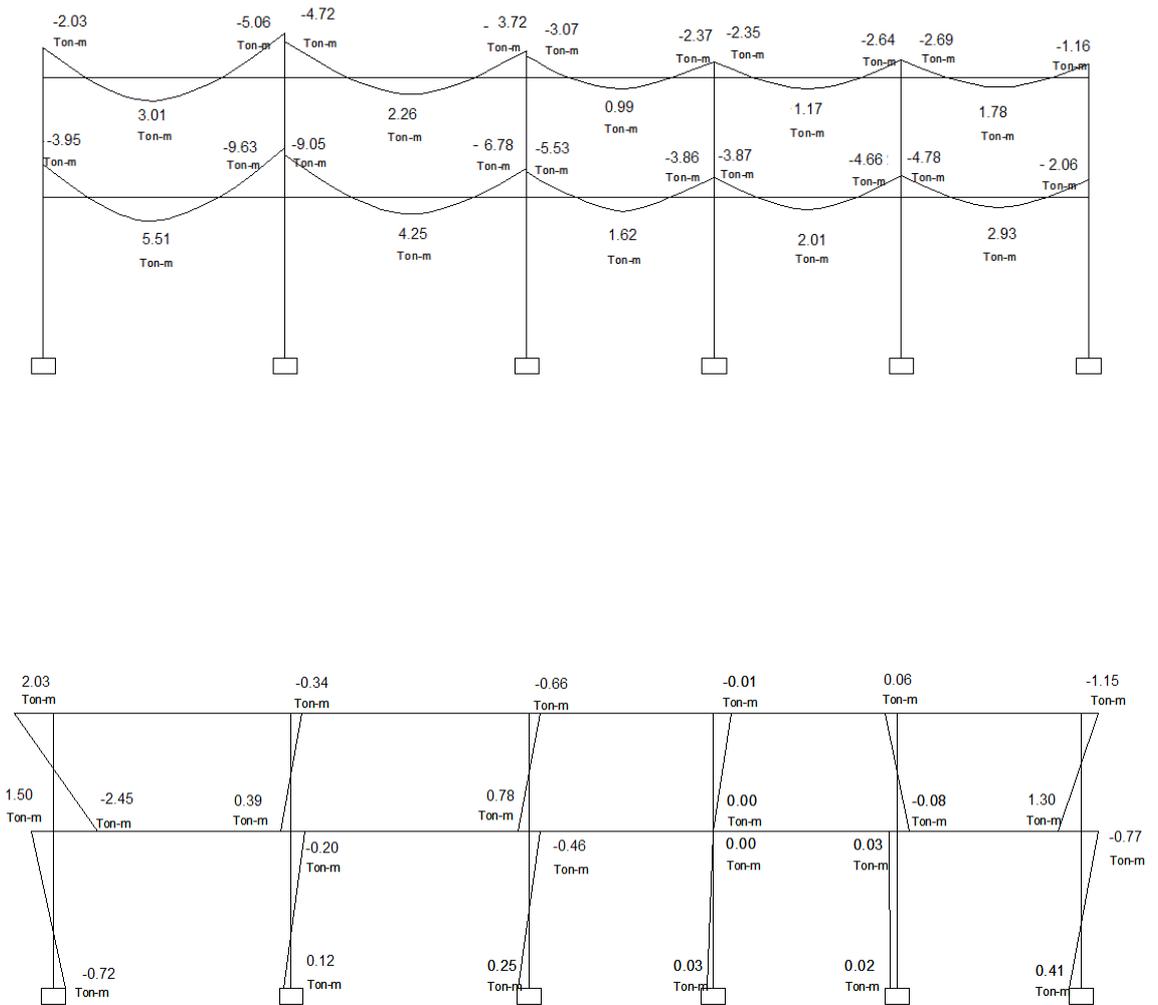


Figura 14. Diagrama de momentos (ton-m) – Carga viva – marco dúctil X

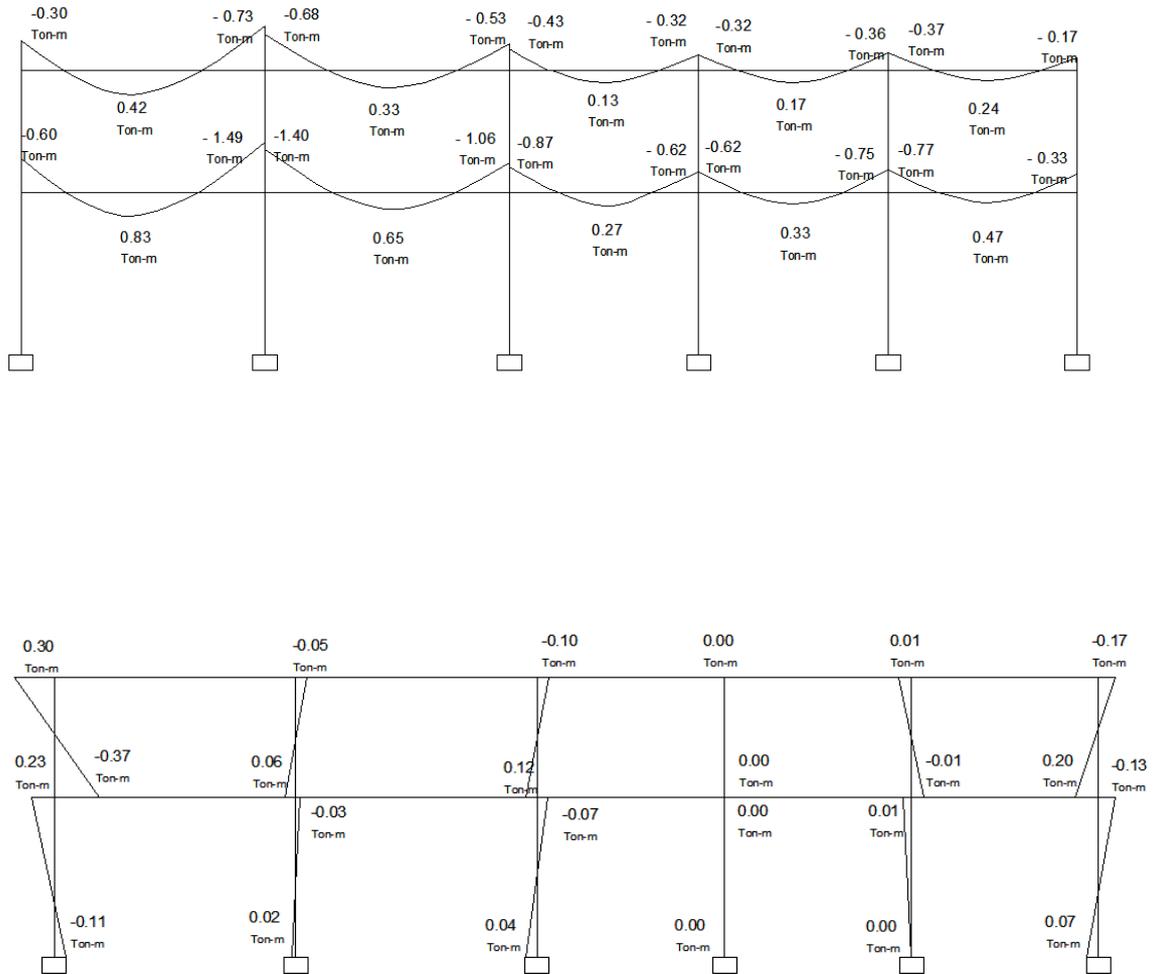
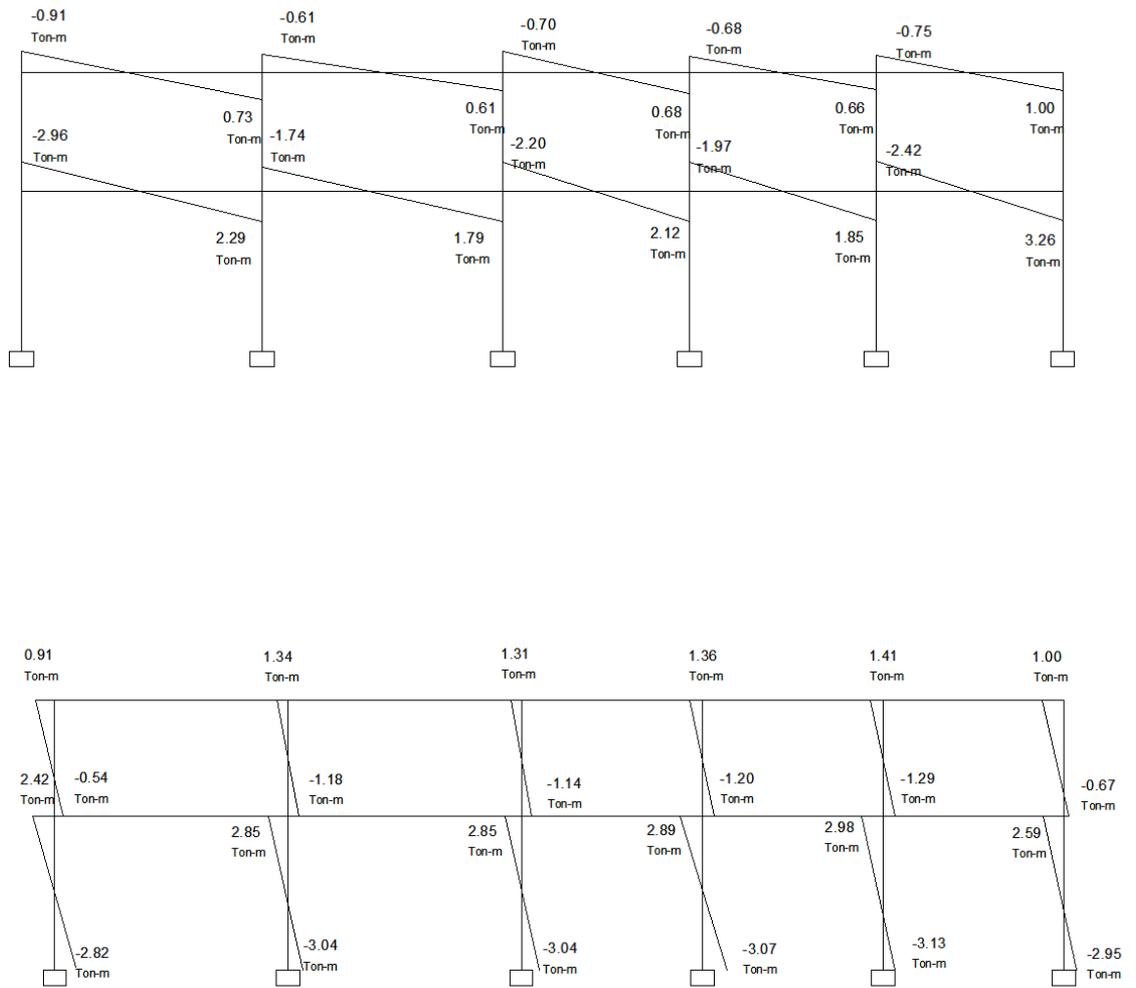


Figura 15. Diagrama de momentos (ton-m) – Carga sismo – marco dúctil X



2.1.12.3 Momentos últimos por envolvente de momentos

La envolvente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos que pueden ocurrir al superponer los efectos de las cargas muerta, viva, y sismo; las combinaciones que se usan son del código ACI para concreto reforzado.

La fuerza de corte y momentos flectores, deben tomarse a rostro para el diseño estructural. Las combinaciones propuestas por el código, son varias pero se tomaran aquellas cuyos valores sean los máximos.

$$M = 1.4MCM + 1.7MCV$$

$$M = 0.75 (1.4 MCM + 1.7 MCV + 1.87 MS)$$

$$M = 0.75 (1.4 MCM + 1.7 MCV - 1.87 MS)$$

$$M = 0.9MCM + 1.43MS$$

$$M = 0.9MCM - 1.43MS$$

Cálculo del momento positivo en vigas

En la envolvente de momentos se calcula el momento positivo, de las vigas con la siguiente fórmula:

$$M(+)=\frac{wl^2}{8}-\frac{|MF_1+MF_2|}{2}$$

Donde:

W = cargas verticales en los marcos en sentido x

MF_1+MF_2 corresponden a los momentos finales de los extremos de cada viga.

MF de Carga Muerta A – B:

$$M(+)=\frac{wl^2}{8}-\frac{|MF1+MF2|}{2}$$

$$MF_{AB(+)}=(979.20\text{kg/m})(3.60\text{m})^2 / (8) - (|630\text{kg-m}+998\text{kg-m}| / 2)$$

$$MF_{AB(+)}= 771.98 \text{ kg-m}$$

MF de Carga Viva A – B:

$$MF_{AB(+)}=(180\text{kg/m})(3.60\text{m})^2 / (8) - (|90\text{kg-m}+130\text{kg-m}| / 2)$$

$$MF_{AB(+)}= 181.6 \text{ kg-m}$$

Con estos resultados se procede a calcular la envolvente para dicho tramo.

$$ME_{AB(+)} = 1.4\text{MCM} + 1.7\text{MCV}$$

$$ME_{AB(+)} = 1.4 (771.98 \text{ kg-m}) + 1.7 (181.6 \text{ kg-m})$$

$$\mathbf{ME_{AB(+)} = 1389.95 \text{ Kg-m}}$$

MF de Carga Muerta B– C:

$$MF_{AB(+)}=(704\text{kg/m})(2 \text{ m})^2 / (8) - (|600\text{kg-m}+270\text{kg-m}| / 2)$$

$$MF_{AB(+)}= 83 \text{ kg-m}$$

MF de Carga Viva B – C:

$$MF_{AB(+)}=(200\text{kg/m})(2 \text{ m})^2 / (8) - (|80\text{kg-m}+50\text{kg-m}| / 2)$$

$$MF_{AB(+)}= 35 \text{ kg-m}$$

Se procede a calcular la envolvente para dicho tramo.

$$ME_{AB(+)} = 1.4\text{MCM} + 1.7\text{MCV}$$

$$ME_{AB(+)} = 1.4 (83 \text{ kg-m}) + 1.7 (35 \text{ kg-m})$$

$$\mathbf{ME_{AB(+)} = 175.7 \text{ kg-m}}$$

$$ME_{DE(+)} = 1.4\text{MCM} + 1.7\text{MCV}$$

$$ME_{DE(+)} = 1.4 (1341.02 \text{ kg-m}) + 1.7 (323.2 \text{ kg-m})$$

$$ME_{DE(+)} = \mathbf{2426.87 \text{ kg-m}}$$

$$ME_{EF(+)} = 1.4MCM + 1.7MCV$$

$$ME_{EF(+)} = 1.4 (223 \text{ kg-m}) + 1.7 (40 \text{ kg-m})$$

$$ME_{EF(+)} = \mathbf{380.20 \text{ kg-m}}$$

Para los momentos negativos, se utilizó la siguiente fórmula:

$M = 0.75 (1.4 MCM + 1.7 MCV + 1.87 MS)$; ya que ésta proporciona los resultados mas críticos.

$$ME_{AB(-)} = 0.75 (1.4 (630 \text{ kg-m}) + 1.7(90 \text{ kg-m}) + 1.87 (3020 \text{ kg-m}))$$

$$ME_{AB(-)} = 5,011.80 \text{ kg-m}$$

$$ME_{BA(-)} = 0.75 (1.4 (998 \text{ kg-m}) + 1.7(130 \text{ kg-m}) + 1.87 (2500 \text{ kg-m}))$$

$$ME_{BA(-)} = 4,719.90 \text{ kg-m}$$

$$ME_{BC(-)} = 0.75 (1.4 (600 \text{ kg-m}) + 1.7(80 \text{ kg-m}) + 1.87 (1560 \text{ kg-m}))$$

$$ME_{BC(-)} = 2,919.90 \text{ kg-m}$$

$$ME_{CB(-)} = 0.75 (1.4 (270 \text{ kg-m}) + 1.7(50 \text{ kg-m}) + 1.87 (3070 \text{ kg-m}))$$

$$ME_{CB(-)} = 4,652.93 \text{ kg-m}$$

$$ME_{DE(-)} = 0.75 (1.4 (1050 \text{ kg-m}) + 1.7(180 \text{ kg-m}) + 1.87 (9550 \text{ kg-m}))$$

$$ME_{DE(-)} = 14,725.88 \text{ kg-m}$$

$$ME_{ED(-)} = 0.75 (1.4 (1890 \text{ kg-m}) + 1.7(340 \text{ kg-m}) + 1.87 (6360 \text{ kg-m}))$$

$$ME_{ED(-)} = 11,337.90 \text{ kg-m}$$

$$ME_{EF(-)} = 0.75 (1.4 (1230 \text{ kg-m}) + 1.7(250 \text{ kg-m}) + 1.87 (6140 \text{ kg-m}))$$

$$ME_{EF(-)} = 10,221.60 \text{ kg-m}$$

$$ME_{FE(-)} = 0.75 (1.4 (340 \text{ kg-m}) + 1.7(70 \text{ kg-m}) + 1.87 (10250 \text{ kg-m}))$$

$$ME_{FE(-)} = 14,821.88 \text{ kg-m}$$

Se realizó el mismo procedimiento para calcular las envolventes de momentos en el marco de sentido X.

Figura 16. Envolvente de momentos sentido “Y”

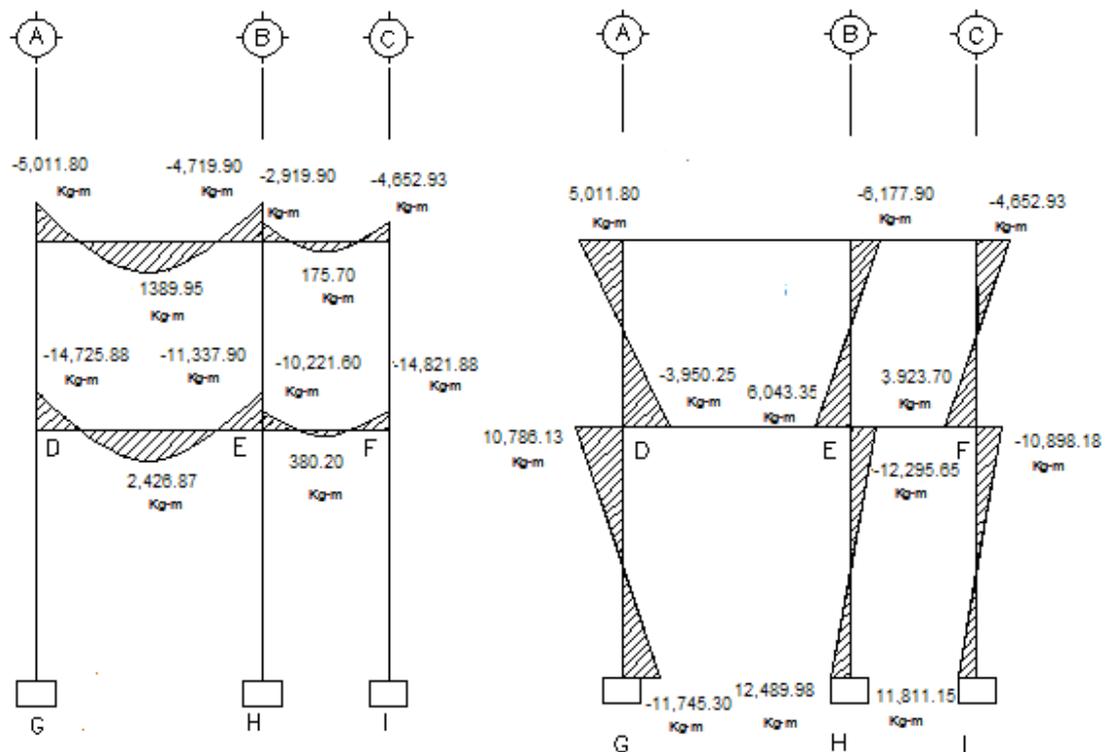
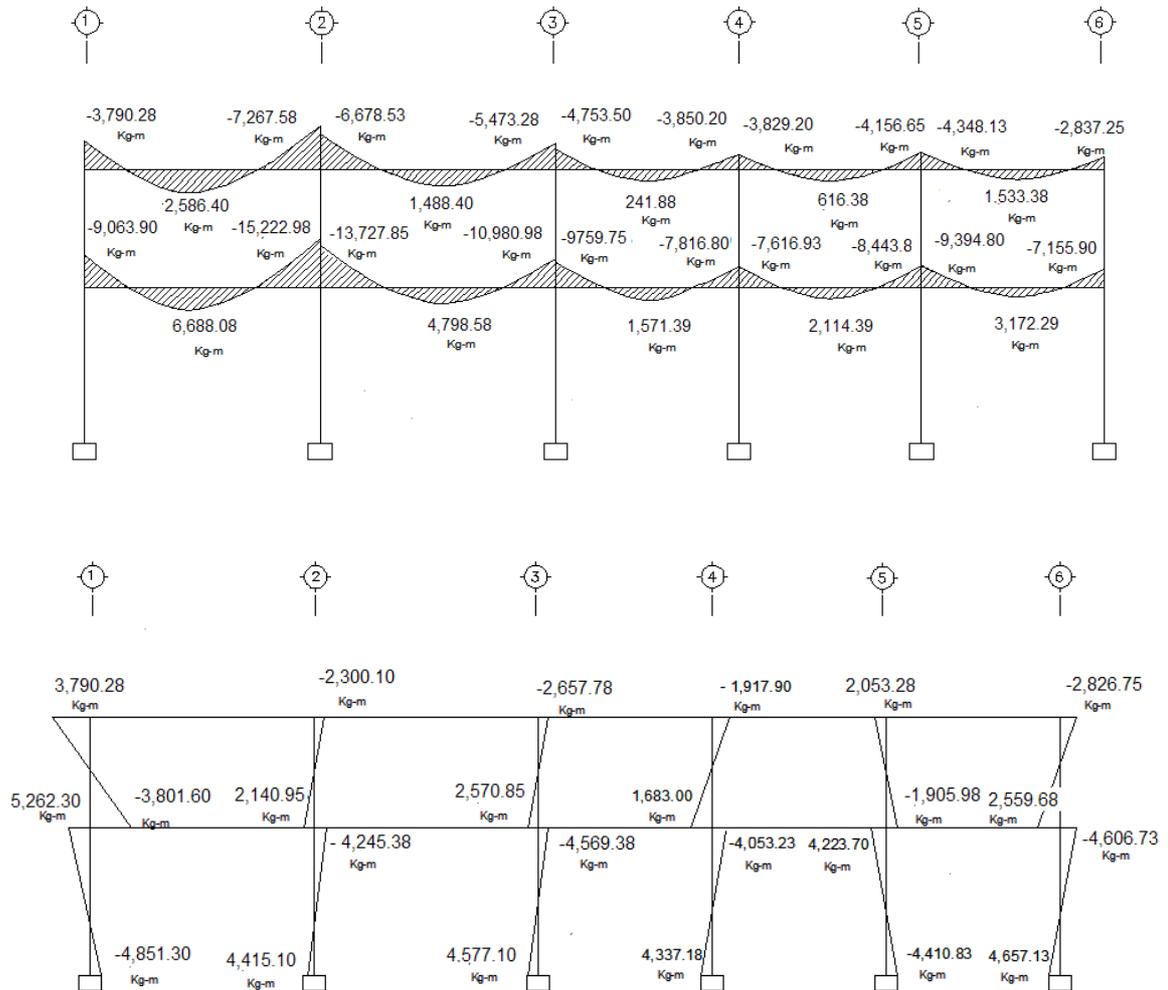


Figura 17. Envolvente de momentos sentido "X"



2.1.12.4 Diagrama de corte en marcos.

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

Corte en vigas:

$$V_v = 0.75 * \left[\frac{1.4(W_{cm} * L)}{2} + \frac{1.7(W_{cv} * L)}{2} + \frac{1.87(\sum Ms)}{L} \right]$$

Corte en columnas:

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

Cálculo para el marco en el sentido Y

Vigas:

$$\text{Tramo}_{A-B} = 0.75 [1.4 (979.2 \text{ kg/m} * 3.6\text{m}/2) + 1.7(180 \text{ kg/m} * 3.6\text{m}/2) + 1.87 (3020 \text{ kg-m} + 2500 \text{ kg-m})/3.6\text{m}]$$

$$\text{Tramo}_{A-B} = 4,414.29 \text{ kg}$$

$$\text{Tramo}_{B-C} = 0.75 [1.4 (704 \text{ kg/m} * 2\text{m} /2) + 1.7 (200 \text{ kg/m} * 2\text{m} /2) + 1.87 (1560 \text{ kg-m} + 3070 \text{ kg-m})/2\text{m}]$$

$$\text{Tramo}_{B-C} = 4,240.99 \text{ kg}$$

$$\text{Tramo}_{D-E} = 0.75 [1.4 (1735.2 \text{ kg/m} * 3.6\text{m}/2) + 1.7(360 \text{ kg/m} * 3.6\text{m}/2) + 1.87 (9550 \text{ kg-m} + 6360 \text{ kg-m})/3.6\text{m}]$$

$$\text{Tramo}_{D-E} = 10,304.00 \text{ kg}$$

$$\text{Tramo}_{E-F} = 0.75 [1.4 (1124 \text{ kg/m} * 2\text{m}/2) + 1.7 (400 \text{ kg/m} * 2\text{m}/2) + 1.87 (6140 \text{ kg-m} + 10250 \text{ kg-m})/2\text{m}]$$

$$\text{Tramo}_{E-F} = 13,183.69 \text{ kg}$$

Columnas:

$$\text{Tramo}_{D-A} = (5,011.80 \text{ kg-m} + 3,950.25 \text{ kg-m})/3\text{m} = 2,907.35 \text{ kg}$$

$$\text{Tramo}_{E-B} = (6,177.90 \text{ kg-m} + 6,043.38 \text{ kg-m})/3\text{m} = 4,073.76 \text{ kg}$$

$$\text{Tramo}_{F-C} = (4,652.93 \text{ kg-m} + 3,923.70 \text{ kg-m})/3\text{m} = 2,858.88 \text{ kg}$$

$$\text{Tramo}_{G-D} = (10,780.13 \text{ kg-m} + 11,745.30 \text{ kg-m})/4\text{m} = 5,631.36 \text{ kg}$$

$$\text{Tramo}_{H-E} = (12,295.65 \text{ kg-m} + 12,489.98 \text{ kg-m})/4\text{m} = 6,196.41 \text{ kg}$$

$$\text{Tramo}_{I-F} = (10,898.18 \text{ kg-m} + 11,811.15 \text{ kg-m})/4\text{m} = 5,677.33 \text{ kg}$$

Para calcular los cortes del sentido X se procede de la misma manera; en las figuras 18,19; se encuentran los cortes para cada uno de los elementos que conforman la estructura.

Figura 18. Diagrama de cortes últimos (kg) - marco rígido Y

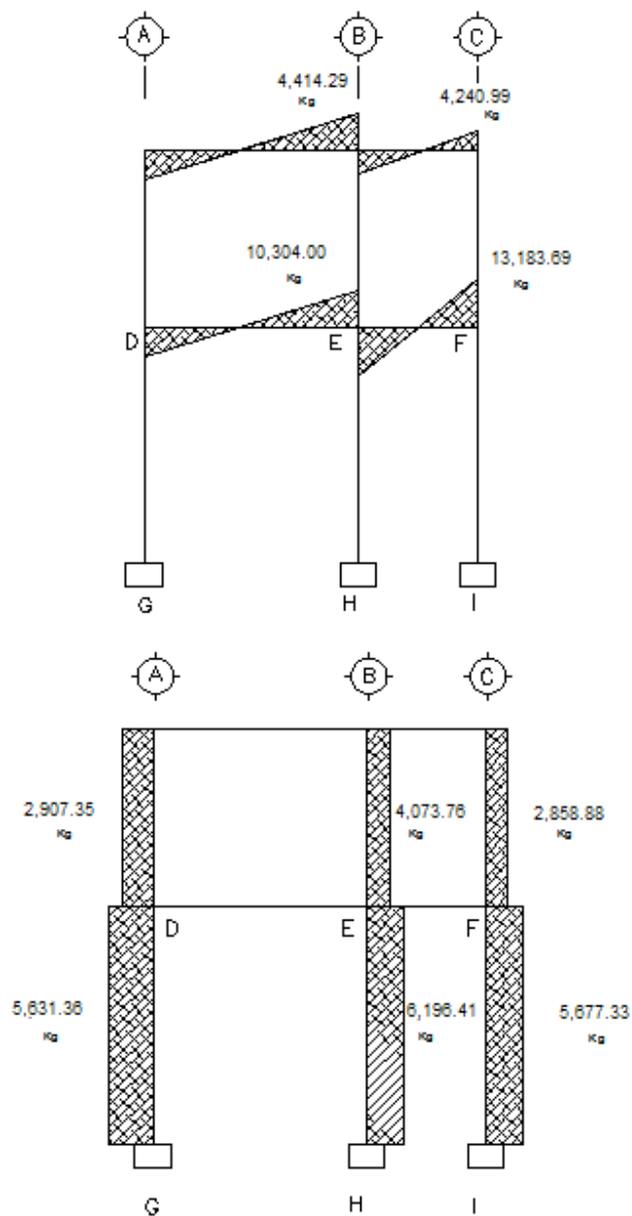
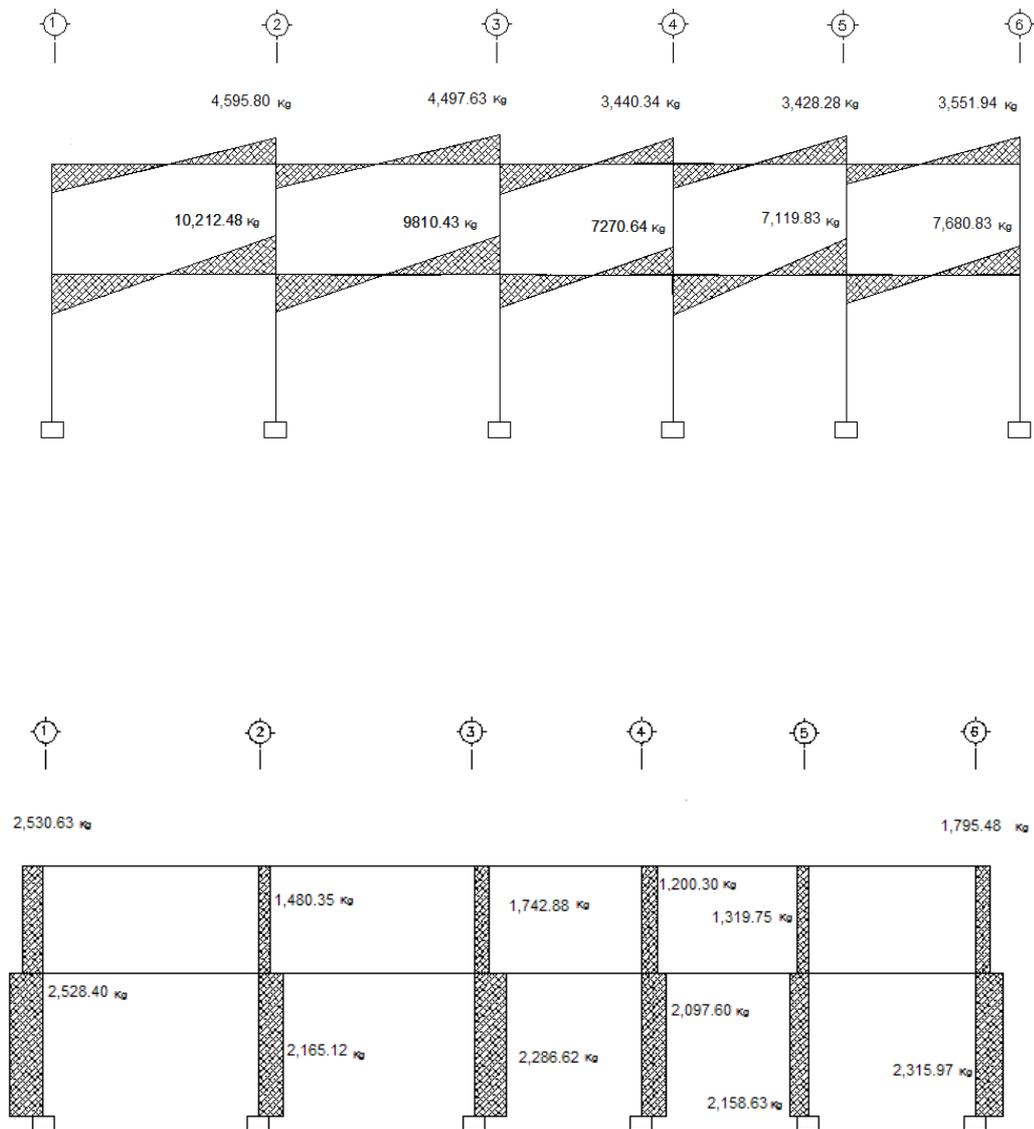


Figura 19. Diagrama de cortes últimos (kg) - marco rígido X

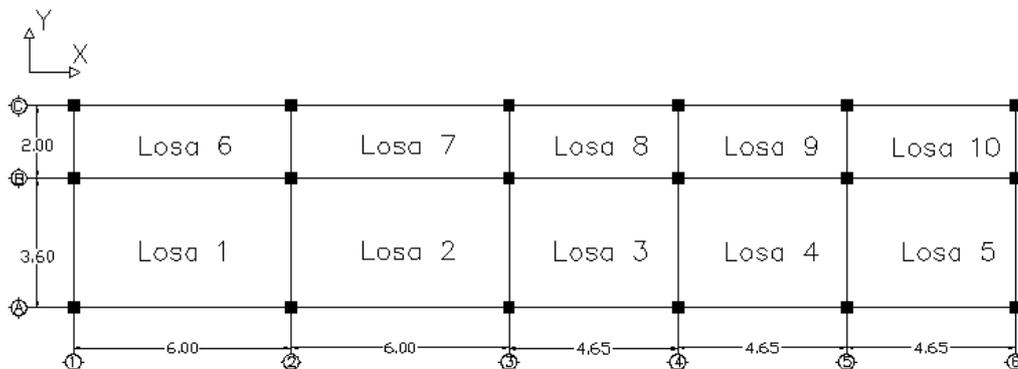


2.1.13 Diseño de losas

Para el diseño de los elementos estructurales se hace necesario definir las especificaciones que deberán cumplir los materiales que se utilizarán; por ende, en la siguiente tabla se detallan:

DESCRIPCIÓN	SIMBOLOGÍA	DATO
Resistencia del concreto	F'_c	210 kg/cm ²
Resistencia del acero	F_y	2,810 kg/cm ²
CARGAS MUERTAS		
Peso específico del concreto	γ_c	2,400 kg/m ³
Peso del Muro	W_m	210 kg/cm ²
Peso de acabados	W_{ac}	80 kg/m ²
CARGAS VIVAS		
Peso de aulas	W_{au}	200 kg/m ²
Peso de pasillos	W_p	400 kg/m ²
Peso en techos	W_t	100 kg/m ²

Figura 20. Numeración de losas según planta típica



Determinando el espesor de la losa:

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

$$t_{1-2} = \frac{2(3.60\text{m}) + 2(6.00\text{m})}{180} = 0.11 \text{ m}$$

$$t_{3-5} = \frac{2(3.60\text{m}) + 2(4.65\text{m})}{180} = 0.09 \text{ m}$$

$$t_{6-7} = \frac{2(2.00\text{m}) + 2(6.00\text{m})}{180} = 0.09 \text{ m}$$

$$t_{8-10} = \frac{2(2.00\text{m}) + 2(4.65\text{m})}{180} = 0.07 \text{ m}$$

Se tomará $t = 0.11 \text{ m}$

Determinando cómo trabaja cada losa

$$m = \frac{a}{b} \frac{\text{lado corto}}{\text{lado largo}}$$



si $m \geq .5$ dos sentidos



$m < .5$ un sentido

Losas: 1 y 2

$$m = \frac{3.60}{6} = 0.60 \quad (\text{dos sentidos})$$

Losas: 3 a la 5

$$m = \frac{3.60}{4.65} = 0.77 \quad (\text{dos sentidos})$$

Losas: 6 y 7

$$m = \frac{2.00}{6} = 0.33 \quad (\text{un sentido})$$

Losas: 8 a la 10

$$m = \frac{2.00}{4.65} = 0.43 \quad (\text{un sentido})$$

Determinando carga última o carga de diseño:

Losa 1 - 5 (aulas)

$$CU = 1.4 ((2400 \text{ kg/m}^3 * 0.11 \text{ m}) + 80 \text{ kg/m}^2 + 210 \text{ kg/m}^2) + 1.7 (200 \text{ kg/m}^2)$$

$$CU = 775.60 \text{ kg/m}^2 + 340 \text{ kg/m}^2 = 1,115.60 \text{ kg/m}^2$$

Para calcular los momentos de diseño, se toma una franja unitaria de 1.00m. de ancho, entonces:

$$CUu = 1,115.60 \text{ kg/m}^2 * 1.00 \text{ m} = 1,115.60 \text{ kg/m}$$

Losa 6 – 12 (pasillos)

$$CU = 1.4 (2400 \text{ kg/m}^3 * 0.11 \text{ m}) + 80 \text{ kg/m}^2 + 210 \text{ kg/m}^2 + 1.7 (400 \text{ kg/m}^2)$$

$$CU = 775.6 \text{ kg/m}^2 + 680 \text{ kg/m}^2 = 1,455.60 \text{ kg/m}^2$$

$$CUu = 1,455.60 \text{ kg/m}^2 * 1.00 \text{ m} = 1,455.60 \text{ kg/m}$$

Momentos actuantes:

Fórmulas: $M(-) = C * CUu * a^2$

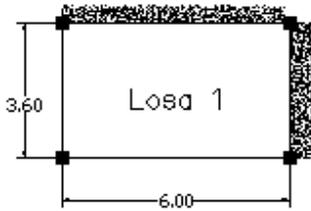
$$M(+) = C * CMUu * a^2 + C * CVUu * a^2$$

Donde:

C: Coeficiente de tablas ACI proporcionadas para momentos en las losas y fuerzas secantes en las vigas para el Método 3 del ACI.

a: Dimensión del lado corto considerado de la losa.

b: Dimensión del lado largo considerado de la losa.



$$m = (3.6)/6 = 0.60$$

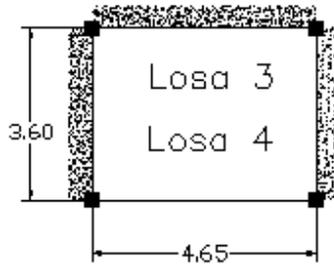
CASO 4

- a $M_a^{(-)} = 0.089(1,115.60 \text{ kg/m})(3.6\text{m})^2 = 1,286.78 \text{ kg-m}$
 $M_a^{(+)} = 0.053(775.6 \text{ kg/m})(3.6\text{m})^2 + 0.067(340 \text{ kg/m})(3.6\text{m})^2$
 $M_a^{(+)} = 827.97 \text{ kg-m}$
- b $M_b^{(-)} = 0.011(1,115.60 \text{ kg/m})(6\text{m})^2 = 441.78 \text{ kg-m}$
 $M_b^{(+)} = 0.007(775.6 \text{ kg/m})(6\text{m})^2 + 0.009(340 \text{ kg/m})(6\text{m})^2$
 $M_b^{(+)} = 305.61 \text{ kg-m}$



CASO 8 $m=0.60$

- a $M_a^{(-)} = 0.080(1,115.60 \text{ kg/m})(3.6\text{m})^2 = 1,156.65 \text{ kg-m}$
 $M_a^{(+)} = 0.048(775.6 \text{ kg/m})(3.6\text{m})^2 + 0.065(340 \text{ kg/m})(3.6\text{m})^2$
 $M_a^{(+)} = 768.90 \text{ kg-m}$
- b $M_b^{(-)} = 0.018(1,115.60 \text{ kg/m})(6\text{m})^2 = 722.91 \text{ kg-m}$
 $M_b^{(+)} = 0.007(775.6 \text{ kg/m})(6\text{m})^2 + 0.009(340 \text{ kg/m})(6\text{m})^2$
 $M_b^{(+)} = 305.61 \text{ kg-m}$

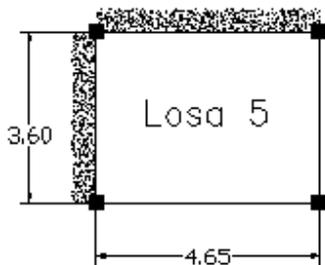


CASO 8

$m = 3.6 / 4.65 = 0.77$, por criterio utilizamos la relación inmediata inferior; $m=0.75$

a $M_a^{(-)} = 0.061(1,115.60)(3.6)^2 = 881.95 \text{ kg-m}$
 $M_a^{(+)} = 0.036(775.6)(3.6)^2 + 0.049(340)(3.6)^2$
 $M_a^{(+)} = 577.77 \text{ kg-m}$

b $M_b^{(-)} = 0.036(1,115.60 \text{ kg/m})(4.65\text{m})^2 = 868.39 \text{ kg-m}$
 $M_b^{(+)} = 0.013(775.6 \text{ kg/m})(4.65\text{m})^2 + 0.016(340 \text{ kg/m})(4.65\text{m})^2$
 $M_b^{(+)} = 335.64 \text{ kg-m}$



CASO 4

$m = 0.75$

a $M_a^{(-)} = 0.076(1,115.60 \text{ kg/m})(3.6\text{m})^2 = 1,098.82 \text{ kg-m}$
 $M_a^{(+)} = 0.043(775.6 \text{ kg/m})(3.6\text{m})^2 + 0.052(340 \text{ kg/m})(3.6\text{m})^2$
 $M_a^{(+)} = 661.36 \text{ kg-m}$

b $M_b^{(-)} = 0.024(1,115.60 \text{ kg/m})(4.65\text{m})^2 = 578.93$
 $M_b^{(+)} = 0.013(775.6 \text{ kg/m})(4.65\text{m})^2 + 0.016(340 \text{ kg/m})(4.65\text{m})^2$
 $M_b^{(+)} = 335.64 \text{ kg-m}$

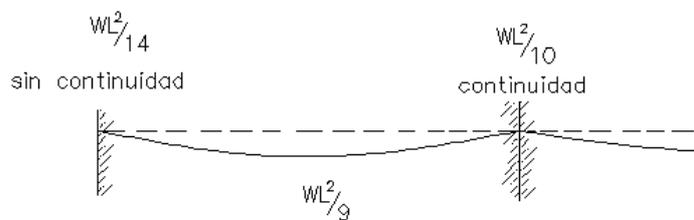
En losas sin continuidad el momento negativo es igual:

$$Ma^- = 1/3 * Ma^+ = 1/3 * 661.36 = 220.45 \text{ kg - m}$$

$$Mb^- = 1/3 * Mb^+ = 1/3 * 335.64 = 111.88 \text{ kg - m}$$

Para el cálculo de los momentos en las losas en una dirección se emplearán las siguientes fórmulas.

Figura 21. Fórmulas para losas en una dirección.



Losas 6, 7, 8, 9 y 10

$$W = CU = 1,455.60 \text{ kg/m}$$

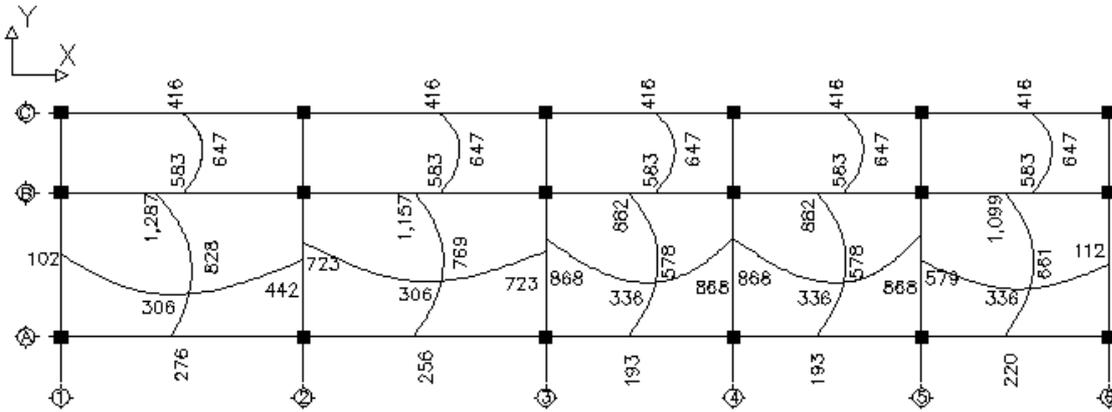
$$WL^2/14 = (1,455.60 \text{ kg/m}) (2 \text{ m})^2 / (14) = 415.86 \text{ kg - m}$$

$$WL^2/9 = (1,455.60 \text{ kg/m}) (2 \text{ m})^2 / (9) = 646.93 \text{ kg - m}$$

$$WL^2/10 = (1,455.60 \text{ kg/m}) (2 \text{ m})^2 / (10) = 583.24 \text{ kg - m}$$

En la siguiente figura se presentan los momentos actuantes en las losas típicas del nivel 1.

Figura 22. Planta de momentos actuantes en losas típicas - nivel 1



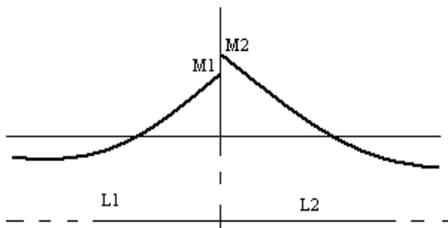
Balance de momentos: si dos losas se encuentran unidas en un lado y poseen momentos diferentes en referido lado, se deberán balancear los momentos antes de diseñar el refuerzo. Para este caso, se utilizará el método siguiente:

Caso 1

$$\text{Si } 0.8 \cdot M_{\text{MAYOR}} \leq M_{\text{MENOR}} \rightarrow M_B = (M_{\text{MAYOR}} + M_{\text{MENOR}}) / 2$$

Caso 2

Si $0.8 \cdot M_{\text{MAYOR}} > M_{\text{MENOR}} \rightarrow$ se balancean proporcionalmente a su rigidez



$$K_1 = \frac{1}{L_1}$$

$$D1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2}$$

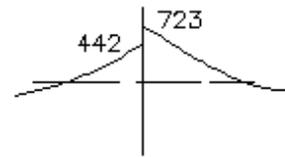
L = longitud de losa considerada

BALANCE DE MOMENTOS

LOSA 1 Y 2

$$723(0.80) = 578$$

$$578 > 442 \quad \text{Caso 2}$$



$$K_1 = \left\{ \frac{1/6}{(1/6)+(1/6)} \right\} = 0.5$$

$$K_2 = \left\{ \frac{1/6}{(1/6)+(1/6)} \right\} = 0.5$$

0.5	0.5
442 kg-m	723 kg - m
$(723-442)0.50$	$(442-723)0.50$
140.50	-140.5
$M_b = 582.50 \text{ kg-m}$	$M_b = 582.50 \text{ kg-m}$

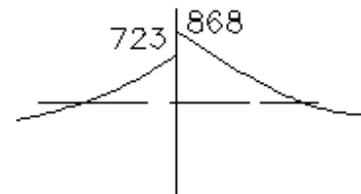
LOSA 2 Y 3

$$868(0.80) = 694$$

$$694 < 723 \quad \text{Caso 1}$$

$$M_b = (868 \text{ kg-m} + 723 \text{ kg-m}) / 2$$

$$M_b = 795.5 \text{ Kg.-m}$$

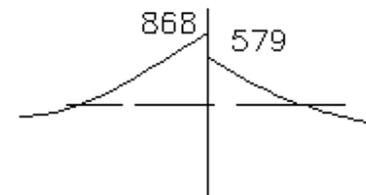


LOSA 4 Y 5

$$K_1 = \left\{ \frac{1/4.65}{(1/4.65)+(1/4.65)} \right\} = 0.5$$

$$K_2 = \left\{ \frac{1/4.65}{(1/4.65)+(1/4.65)} \right\} = 0.5$$

0.5	0.5
868 kg-m	579 kg-m
$(579-868)0.50$	$(868-579)0.50$
-144.50	144.5
$M_b = 723.50 \text{ kg-m}$	$M_b = 723.50 \text{ kg-m}$



BALANCE DE MOMENTOS

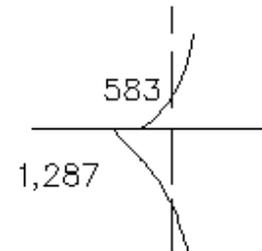
LOSA 1 Y 6

$$1287(0.80) = 1028.6$$

$$1028.6 > 583 \quad \text{Caso 2}$$

$$K_1 = \left\{ \frac{(1/3.60)}{[(1/3.60)+(1/2)]} \right\} = 0.36$$

$$K_2 = \left\{ \frac{(1/2.00)}{[(1/3.60)+(1/2)]} \right\} = 0.64$$



0.36	0.64
1,287 kg-m	583 kg-m
$(583-1287)0.36$	$(1287-583)0.64$
-253.44	450.56
$M_a = 1033.56 \text{ kg-m}$	$M_a = 1033.56 \text{ kg-m}$

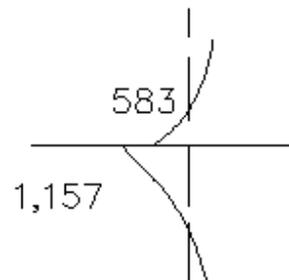
LOSA 2 Y 7

$$1157(0.80) = 925.6$$

$$925.6 > 583 \quad \text{Caso 2}$$

$$K_1 = \left\{ \frac{(1/3.60)}{[(1/3.60)+(1/2)]} \right\} = 0.36$$

$$K_2 = \left\{ \frac{(1/2.00)}{[(1/3.60)+(1/2)]} \right\} = 0.64$$

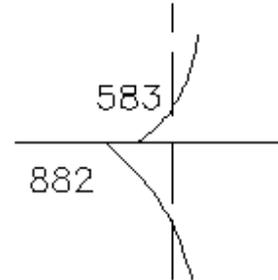


0.36	0.64
1,157 kg-m	583 kg-m
$(583-1157)0.36$	$(1157-583)0.64$
-206.64	367.36
$M_a = 950.36 \text{ kg-m}$	$M_a = 950.36 \text{ kg-m}$

LOSA 3 – 8 Y LOSA 4 – 9

$$882(0.80) = 705.60$$

$$705.6 > 583 \quad \text{Caso 2}$$



$$K_1 = \left\{ \frac{(1/3.60)}{[(1/3.60)+(1/2)]} \right\} = 0.36$$

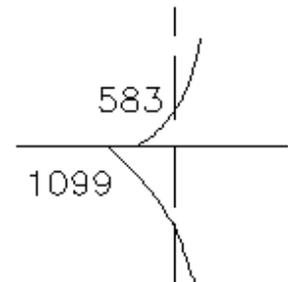
$$K_2 = \left\{ \frac{(1/2.00)}{[(1/3.60)+(1/2)]} \right\} = 0.64$$

0.36	0.64
882 kg-m	583 kg-m
$(583-882)0.36$	$(882-583)0.64$
-107.64	191.36
$M_a = 774.36 \text{ kg-m}$	$M_a = 774.36 \text{ kg-m}$

LOSA 5 Y 10

$$1099(0.80) = 879.2$$

$$879.2 > 583 \quad \text{Caso 2}$$

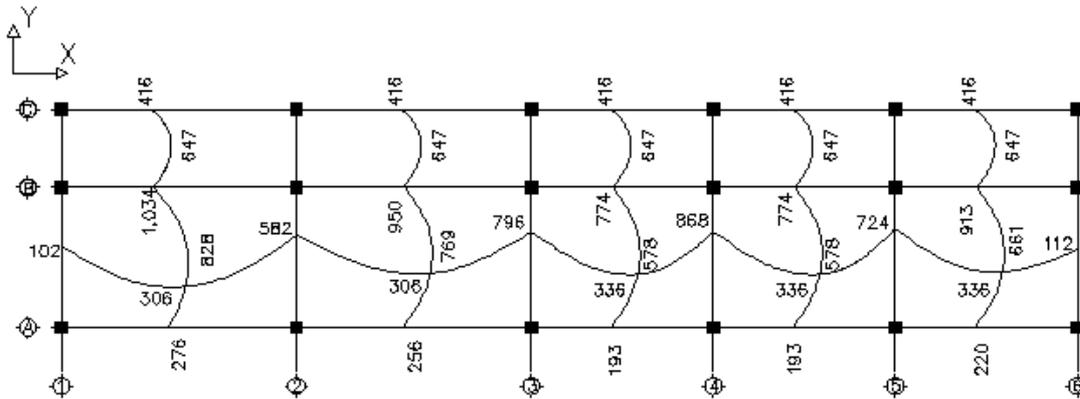


$$K_1 = \left\{ \frac{(1/3.60)}{[(1/3.60)+(1/2)]} \right\} = 0.36$$

$$K_2 = \left\{ \frac{(1/2.00)}{[(1/3.60)+(1/2)]} \right\} = 0.64$$

0.36	0.64
1,099 kg-m	583 kg-m
$(583-1099)0.36$	$(1099-583)0.64$
-185.76	330.24
$M_b = 913.24 \text{ kg-m}$	$M_b = 913.24 \text{ kg-m}$

Figura 23. Planta de momentos balanceados en losas típicas-nivel 1



Diseño del acero de refuerzo

El refuerzo para las losas se calcula como una viga, asumiendo un ancho unitario de 1.00 m. El análisis es el siguiente:

- Cálculo

$$d = t - (\text{recubrimiento} + 1/2 \text{ diámetro de la barra})$$

d: peralte efectivo

Para este cálculo se utilizará la barra #3

$$d = 11 - (2.5 + (0.95)/2) = 8.02 \text{ cm}$$

El acero mínimo por franja unitaria en una losa, es igual al 40% del acero mínimo calculado como una viga.

$$A_{s_{\min}} = 0.4 \left(\frac{14.1}{F_y} \right) b d \quad b = \text{ancho unitario (100 cm)}$$

$$= 0.4 * (14.1/2810) * 8.02 * 100 = A_{s_{\min}} = 1.61 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento S, se proponen varillas núm. 3 ($A_s = 0.71 \text{ cm}^2$)

$$1.61 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S \rightarrow S = 44 \text{ cm}$$

Chequeando el espaciamiento máximo

$$S_{\text{máx}} = 3t \text{ ó } S_{\text{máx}} = 0.30 \text{ m}$$

$$S_{\text{max}} = 3(0.11) = 0.33 \text{ m, entonces usar } S_{\text{máx}} = 0.30 \text{ m}$$

Calcular A_s para $S_{\text{máx}}$

$$A_{s \text{ min}} \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 30 \text{ cm} \quad \rightarrow A_{s \text{ min}} = 2.37 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del momento que resiste el $A_{s \text{ min}} = 2.37 \text{ cm}^2$

$$M_{A_{s \text{ min}}} = 0.90 \left[A_s * F_y \left(d - \frac{A_s * F_y}{1.7 f'c * b} \right) \right]$$

$$M_{A_{s \text{ min}}} = 0.90 \{ (2.37 * 2810) [8.02 - (2.37 * 2810) / (1.7 * 210 * 100)] \} = 46,951.60 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{A_{s \text{ min}}} = 46,951.6 \text{ Kg-cm} * (1.00\text{m}/100\text{cm}) = 469.51 \text{ Kg-m}$$

- Cálculo de las áreas de acero requeridas para las losas típicas del nivel 1. Para los momentos menores que resiste el $M_{A_{s \text{ min}}}$, se usa $A_{s \text{ min}}$ y con un espaciamiento de $S_{\text{máx}} = 0.30 \text{ m}$; para los momentos mayores al $M_{A_{s \text{ min}}}$, se calcula el área de acero con la fórmula siguiente:

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0.85 * F'c}} \right] \frac{0.85 * F'c}{F_y}$$

Donde:

Mu: momento último [Kg-m]

b: base [cm]

d: peralte efectivo [cm]

F'c: resistencia del concreto [$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$]

Fy: resistencia del acero [$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$]

As: área de acero [cm^2]

Los resultados se pueden observar en la tabla IV.

Tabla IV. Áreas de acero requeridas en las losas del nivel 1

Momento (kg-m)	Área de acero (cm²)	Espaciamiento (m)
647	3.30	0.22
828	4.26	0.17
769	3.94	0.18
578	2.93	0.24
661	3.37	0.21
1,034	5.38	0.13
950	4.92	0.14
774	3.97	0.18
913	4.72	0.15
582	2.96	0.24
796	4.09	0.17
868	4.48	0.16
724	3.70	0.19

A_s por temperatura

Se aplica para las losas que trabajan en una sola dirección

$$A_{st} = 0.002bt$$

$$A_{st} = 0.002 (100)(11)$$

$$A_{st} = 2.2\text{cm}^2; \quad s = 32\text{cm}$$

Chequeo por corte: el corte debe ser resistido únicamente por el concreto; por tal razón, se debe verificar si el espesor de losa es el adecuado. El procedimiento es el siguiente:

- Cálculo del corte máximo actuante

$$V_{\max} = (C U_u * L) / 2 = (1115.60 \text{ kg/m} * 3.60\text{m}) / 2$$

L = lado corto, de los lados cortos de las losas, se toma el mayor.

$$V_{\text{máx.}} = 2,008.08 \text{ Kg}$$

- Cálculo del corte máximo resistente

$$V_R = \phi (d)(b)(\sqrt{f'_c}) = (0.85) (100) (8.02) \sqrt{210}$$

$$V_R = 9,878.77 \text{ Kg}$$

- Comparación de V_R con $V_{\text{máx}}$

Para la losa que se está analizando $V_R > V_{\text{máx}}$, por lo que se concluye que el espesor es el adecuado.

Losas del nivel 2

Para el diseño de las losas del nivel 2 se aplicó el procedimiento usado para las losas del nivel 1. Los resultados que se obtuvieron se presentan en los planos.

2.1.14 Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales que transmiten cargas externas de manera transversal, las cuales provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en su longitud. Soportan el peso de losa y el propio y las transmiten a las columnas y muros si es el caso.

En una viga de concreto reforzada, el acero de refuerzo resiste la tensión causada por los momentos flectores, mientras que el concreto usualmente es capaz de resistir sólo la compresión correspondiente.

Los datos necesarios para su diseño son los momentos últimos y cortes últimos actuantes que se toman del análisis estructural.

Para el diseño de refuerzo longitudinal de vigas, se utilizará la ecuación:

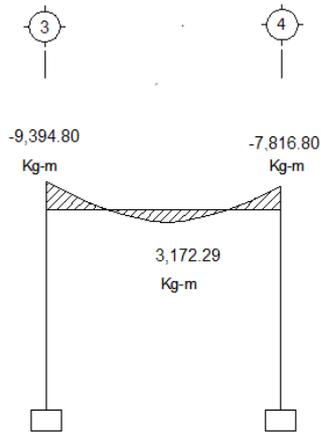
$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0.85 * F_c}} \right] \times \left(\frac{0.85 * F_c}{F_y} \right)$$

Donde: b: base de la viga
 d: peralte de la viga
 M_u: momento último

Figura 24. Momentos últimos viga tipo 1, primer nivel sentido X

Datos:

- M₍₋₎₁ = 9,394.38 kg.-m
- M₍₊₎₂ = 3,172.29 kg.-m
- M₍₋₎₃ = 7,816.80 kg.-m
- F'c = 210 kg./cm²
- Fy = 2,810 kg./cm²
- b = 30 cm
- d = 46 cm



$$A_{s1} = \left[(30 * 46) - \sqrt{(30 * 46)^2 - \frac{9394.38}{0.008325 * 210}} \right] \times \left(0.85 \times \frac{210}{2810} \right)$$

$$A_{s1} = 8.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \left[(30 * 46) - \sqrt{(30 * 46)^2 - \frac{3172.29}{0.008325 * 210}} \right] \times \left(0.85 \times \frac{210}{2810} \right)$$

$$A_{s2} = 2.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} = \left[(30 * 46) - \sqrt{(30 * 46)^2 - \frac{7816.80}{0.008325 * 210}} \right] \times \left(0.85 \times \frac{210}{2810} \right)$$

$$A_{s3} = 7.00 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo [A_{smin}]

$$A_{smin} = (14.1/2810) \cdot 30 \cdot 46 = 6.92 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo [A_{smax}]

$$A_{smax} = \rho_{max} \cdot b \cdot d$$

$$\rho_{max} = 0.50 \cdot \rho_{balanceado}$$

$$\rho_{balanceado} = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{6090}{f_y + 6090}$$

Donde:

β_1 : depende de la calidad del concreto, si f'_c es menor de 280 kg. /cm² »

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{balanceado} = \frac{0.85 \times 0.85 \times 210}{2,810} \times \frac{6090}{2,810 + 6090} = 0.0369$$

$$\rho_{max} = 0.50 \cdot 0.037 = 0.0185$$

$$A_{smax} = 0.0185 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 46 \text{ cm} = 25.53 \text{ cm}^2$$

Si:

$A_s < A_{smin}$; entonces colocar A_{smin}

$A_s > A_{smax}$; aumentar peralte o diseñar viga doblemente reforzada

$A_s < A_{smax}$; es viga simplemente reforzada

Chequeando los límites del área de acero:

$$A_{s1}, A_{s2}, A_{s3}, < A_{smax} \gg 8.49 \text{ cm}^2, 2.77 \text{ cm}^2, 7.00 \text{ cm}^2 < 25.53 \text{ cm}^2$$

Debido a que se cumple con la anterior condición, se concluye que el refuerzo está dentro de los límites, es decir, el armado es correcto.

Refuerzo longitudinal

Éste deberá cumplir con los siguientes requisitos (ACI 318-99 21.3.2):

Cama superior: colocar como mínimo dos varillas corridas o tomar el mayor de:

- A_{smin}
- 33% A_s momento negativo
 $A_{smin} = 6.92 \text{ cm}^2$
 $0.33 \cdot 8.49 \text{ cm}^2 = 2.80 \text{ cm}^2$

Debido a que la condición mayor es la del A_{smin} se utilizará 2#6 y 1#4 = 6.97 cm^2 .

Cama inferior: en los apoyos se deberá colocar como mínimo dos varillas corridas tomando el mayor de:

- A_{smin}
- 50% A_s momento negativo
- 50% A_s momento positivo
 $A_{smin} = 6.92 \text{ cm}^2$
 $0.50 \cdot 8.49 \text{ cm}^2 = 4.24 \text{ cm}^2$
 $0.50 \cdot 2.77 \text{ cm}^2 = 1.39 \text{ cm}^2$

Debido a que la condición mayor es la del A_{smin} se utilizará 2#6 y 1#4 = 6.97 cm^2 .

Armado propuesto

$$M_{(-)1} = 9,342.30 \text{ kg.-m} \rightarrow A_s = 8.49 \text{ cm}^2 = 2\#6 + 1 \text{ baston } \#6 [8.52 \text{ cm}^2]$$

$$M_{(+)2} = 3,137.29 \text{ kg.-m} \rightarrow A_s = 2.77 \text{ cm}^2 = 2\#6 + 1\#4 [6.97 \text{ cm}^2]$$

$$M_{(-)3} = 7,260.90 \text{ kg.-m} \rightarrow A_s = 7.00 \text{ cm}^2 = 2\#6 + 1 \text{ baston } \#5 [7.67 \text{ cm}^2]$$

Refuerzo transversal (estribos)

La armadura transversal se requiere principalmente para confinar el hormigón y mantener el apoyo lateral para las barras de armadura en reglones en las que se espera la fluencia.

Según el ACI 318-99 21.3.3.1, se deben colocar estribos en los siguientes casos:

- En una longitud igual a dos veces el peralte de la viga, medida desde la cara del elemento de apoyo hasta la mitad del claro, en ambos extremos de la viga: $L_o = 2h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$.
- En una longitud igual a dos veces el peralte de la viga, medida desde la cara del elemento de apoyo hasta la mitad del claro, donde puede ocurrir fluencia por flexión, en conexión con desplazamientos laterales inelásticos del marco.

De acuerdo con el ACI 318-99 21.3.2 el primer estribo debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento máximo de los estribos no debe exceder de:

- a) $2d$ en ambos extremos = $2 \times 46 = 92 \text{ cm}$
- b) Primer estribo a no más de 5 cm
- c) $S_{\text{máx}}$. no debe ser mayor que
 - $d/4$; $46/4 = 12 \text{ cm}$.
 - 8ϕ (ocho veces el diámetro) de la barra longitudinal = $8(1.91) = 15.28 \text{ cm}$.
 - 24ϕ (veinticuatro veces el diámetro) barra del estribo = $24(0.95) = 22.8 \text{ cm}$.
 - $300 \text{ mm} = 30 \text{ cm}$.

* nota, en el inciso c, se tomará el valor menor.

Figura 25. Corte último viga tipo 1, primer nivel sentido X

Corte resistente del concreto

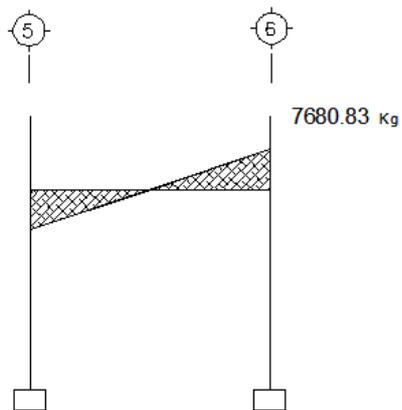
$$V_{cu} = u_c \times b \times d$$

$$u_c = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f_c}$$

$$V_{cu} = [0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210}] \times 30 \times 46$$

$$V_{cu} = 9,009.14 \text{ kg-m}$$

$$V_{max} = 7,680.83 \text{ kg-m}$$



Cuando $V_{cu} > V_{m\acute{a}x}$, significa que la viga necesita estribos sólo por condiciones de armado, y el espaciamiento de éstos es, $S_{m\acute{a}x} = d/2$, usando como mínimo varillas núm. 3

Si $V_{cu} < V_{m\acute{a}x}$, se diseñan los estribos por corte.

Para el presente caso, el corte resistente es mayor que el corte actuante. Aplicamos la condición $S_{m\acute{a}x} = d/2$, $S_{m\acute{a}x} = 46/2 = 23\text{cm}$

Tomando como base que el espaciamiento [S], es mayor que los máximos permisibles, se utilizará el menor que el ACI permite:

En los extremos de la viga $S_{m\acute{a}x} = 12 \text{ cm}$.

En el centro de la viga $S_{m\acute{a}x} = 23 \text{ cm}$.

La longitud de confinamiento será = 84 cm.

Figura 26. Armado final de viga tipo 1

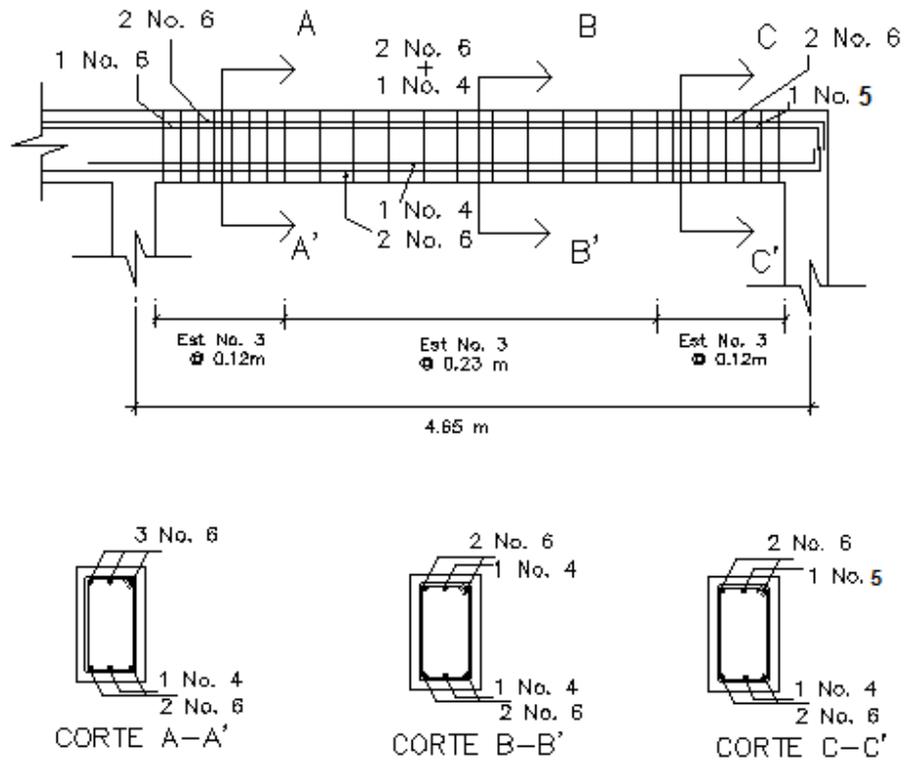


Figura 27. Momentos últimos viga tipo 2, primer nivel, sentido x

Datos:

$$M_{(-)1} = 10,980.98 \text{ kg.-m}$$

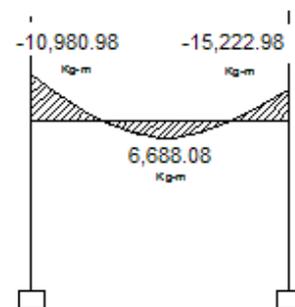
$$M_{(+2)} = 6,688.08 \text{ kg.-m}$$

$$M_{(-)3} = 15,222.98 \text{ kg.-m}$$

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

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

$$b = 30 \text{ cm}$$



Para el cálculo se adoptará un peralte de 50cm

$$d = 46 \text{ cm}$$

$$A_{s1} = \left[(30 * 46) - \sqrt{(30 * 46)^2 - \frac{10,980.98 * 30}{0.008325 * 210}} \right] \times \left(0.85 \times \frac{210}{2810} \right)$$

$$A_{s1} = 10.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \left[(30 * 46) - \sqrt{(30 * 46)^2 - \frac{6,688.08}{0.008325 * 210}} \right] \times \left(0.85 \times \frac{210}{2810} \right)$$

$$A_{s2} = 5.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} = \left[(30 * 46) - \sqrt{(30 * 46)^2 - \frac{15,222.98}{0.008325 * 210}} \right] \times \left(0.85 \times \frac{210}{2810} \right)$$

$$A_{s3} = 14.24 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo [$A_{s \text{ min}}$]

$$A_{s \text{ min}} = (14.1/2810) * 30 * 46 = 6.92 \text{ cm}^2$$

Refuerzo longitudinal

Cama superior: colocar como mínimo dos varillas corridas o tomar el mayor de:

- $A_{s \text{ min}}$
- 33% A_s momento negativo

$$A_{s \text{ min}} = 6.92 \text{ cm}^2$$

$$0.33 * 14.24 \text{ cm}^2 = 4.69 \text{ cm}^2$$

Debido a que la condición mayor es la del $A_{s \text{ min}}$ se utilizará 2#6+ 1#4 = 6.92 cm^2 .

Cama inferior: en los apoyos se deberá colocar como mínimo dos varillas corridas tomando el mayor de:

- $A_{s \text{ min}}$
- 50% A_s momento negativo
- 50% A_s momento positivo

$$A_{s \min} = 6.92 \text{ cm}^2$$

$$0.50 \cdot 14.24 \text{ cm}^2 = 7.12 \text{ cm}^2$$

$$0.50 \cdot 5.95 \text{ cm}^2 = 2.97 \text{ cm}^2$$

- Debido a que la condición mayor es la del 50% A_s momento negativo se utilizará 2#7 = 7.74 cm^2 .

Armado propuesto

$$M_{(-)1} = 10,980.98 \text{ kg.-m} \rightarrow A_s = 10.01 \text{ cm}^2 = 2\#7 + 1 \text{ baston } \#6 \quad [10.58 \text{ cm}^2]$$

$$M_{(+)2} = 6,688.08 \text{ kg.-m} \rightarrow A_s = 5.95 \text{ cm}^2 = 2\#7 \quad [7.74 \text{ cm}^2]$$

$$M_{(-)3} = 15,222.98 \text{ kg.-m} \rightarrow A_s = 14.25 \text{ cm}^2 = 3\#7 + 1 \text{ bastones } \#6 \quad [14.45 \text{ cm}^2]$$

Refuerzo transversal (estribos)

Figura 28. Corte último viga tipo 2, primer nivel, sección X

Corte resistente del concreto

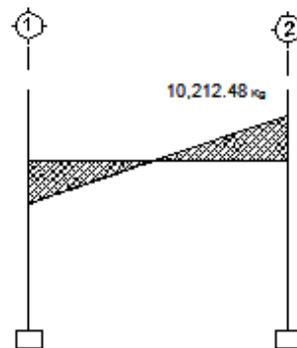
$$V_{cu} = u_c \times b \times d$$

$$u_c = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f_c}$$

$$V_{cu} = [0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210}] \times 30 \times 46$$

$$V_{cu} = 9,009.14 \text{ Kg-m}$$

$$V_{\max} = 10,212.48 \text{ kg-m}$$



Como $V_{cu} < V_{\max}$, se diseñan los estribos por corte.

Para el presente caso, el corte resistente es menor que el corte actuante, por lo que a continuación se describe el método.

$$1.- V_s = V_u - V_R = 10,212.48 - 9,009.14 = 1,203.34 \text{ kg}$$

$$2.- v_s = \frac{V_s}{b * d'} = 1,203.34 / (30 * 4) = 10.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$3.- S = \frac{2 * A_v * f_y}{v_s * b} = (2 * 0.71 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2) / (10.03 \text{ kg/cm}^2 * 30 \text{ cm})$$

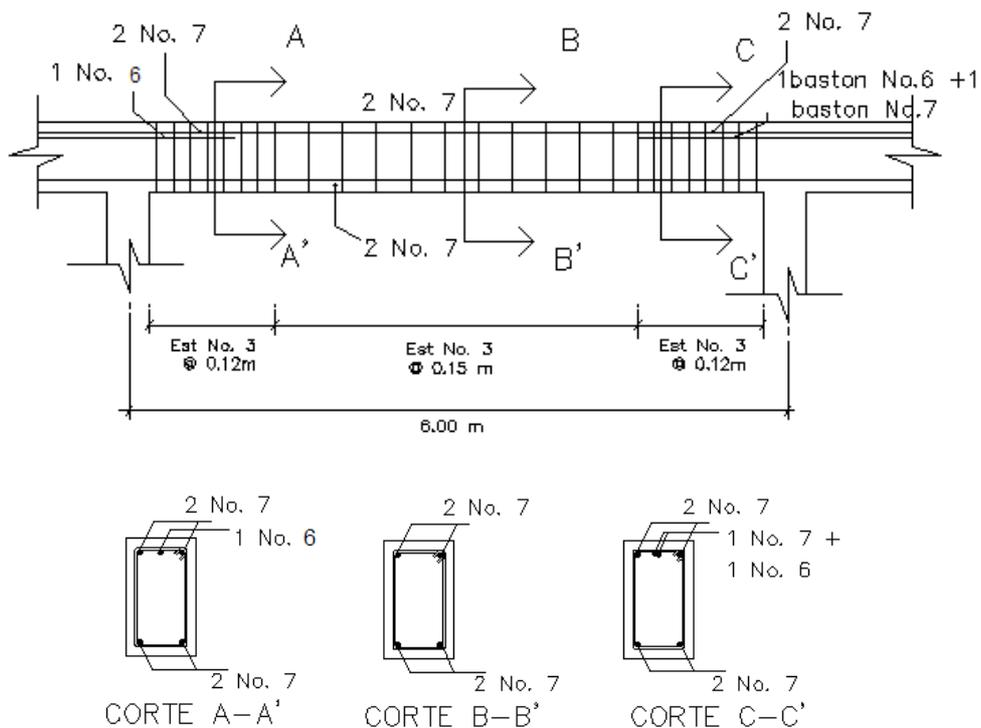
$$S = 13.26 \text{ cm} \rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

Tomando como base que el espaciamiento [S], es mayor que los máximos permisibles, se utilizará el menor que el ACI permite:

En los extremos de la viga $S_{\text{máx.}} = 12 \text{ cm}$.

En el centro de la viga $S_{\text{máx.}} = 15 \text{ cm}$.

Figura 29. Armado final de viga tipo 2



2.1.15 Diseño de columnas

Las columnas son elementos estructurales destinados a soportar cargas de compresión y flexión. Las cargas que actúan sobre la columna se toman del área tributaria de losas y vigas sobre la columna más cargada; los momentos y fuerzas horizontales se toman del análisis estructural.

Para este ejercicio, se diseñará la columna crítica, es decir la que está sometida a mayores esfuerzos. El diseño resultante para cada columna es aplicado a todas las columnas del nivel respectivo.

Columna típica nivel 1

a) **Datos:** éstos son obtenidos del análisis estructural.

Sección: 0.30m x 0.30m

$L_u = 3.75$ m.

$M_x = 4,851$ kg·m. Tomado del diagrama de momentos últimos, sentido X

$M_y = 12,490$ kg·m. Tomado del diagrama de momentos últimos, sentido Y

$V_x = 2,528$ kg·m. Tomado del diagrama de cortes últimos, sentido X

$V_y = 6,196$ kg·m. Tomado del diagrama de cortes últimos, sentido Y

b) **Determinación de la carga axial:**

- **Calculando las cargas (CV y CM)**

CV = Carga viva que llega a la columna.

CM = (peso losa) + (peso muros) + (peso acabados)

NIVEL SUPERIOR

$CV = (100\text{kg/m}^2 \times 16.8\text{m}^2) = 1,680$ kg.

$$CM = (2400 \text{ kg/m}^3 \times 16.8 \text{ m}^2 \times 0.11 \text{ m}) + (80 \text{ kg/m}^2 \times 16.8 \text{ m}^2)$$

$$CM = 4,435.2 \text{ kg} + 1,344 \text{ kg} = 5,779.2 \text{ kg.}$$

$$CV + CM = 7,459.2 \text{ kg.}$$

NIVEL INFERIOR

$$CV = (10.8 \text{ m}^2 \times 200 \text{ kg/m}^2) + (6 \text{ m}^2 \times 400 \text{ kg/m}^2) = 4,560 \text{ kg.}$$

$$CM = (2400 \text{ kg/m}^3 \times 16.8 \text{ m}^2 \times 0.11 \text{ m}) + (210 \text{ kg/m}^2 \times 7.8 \text{ m} \times 3 \text{ m}) + (80 \text{ kg/m}^2 \times 16.8 \text{ m}^2)$$

$$CM = 4,435.2 \text{ kg} + 4,914 \text{ kg} + 1,344 \text{ kg} = 10,693.2 \text{ kg}$$

$$CV + CM = 15,253.2 \text{ kg.}$$

- **Calculando el factor de carga última:**

$$FCU = (1.4CM + 1.7CV) / (CM+CV)$$

$$FCU = (1.4 \times 5,779.2 \text{ kg} + 1.7 \times 1,680 \text{ kg}) / (7,459.2 \text{ kg}) = 1.46 \rightarrow \text{Nivel 2}$$

$$FCU = (1.4 \times 10,693.2 \text{ kg} + 1.7 \times 4,560 \text{ kg}) / (15,253.2 \text{ kg}) = 1.49 \rightarrow \text{Nivel 1}$$

- **Calculando la carga axial:**

$$CU_{N2} = 1.4Cm + 1.7Cv = 1.4(264 + 80) \text{ kg/m}^2 + 1.7(100) \text{ kg/m}^2 = 651.6 \text{ kg/m}^2$$

$$CU_{N1} = 1.4Cm + 1.7Cv = 1.4(264 + 80 + 210) \text{ kg/m}^2 + 1.7(271) \text{ kg/m}^2 = 1236.3 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{C2} = A_{LOSAS} \times CU_{NIVEL 2} + A_{VIGAS} \times L_{VIGAS} \times W_{CONC} \times FCU_{NIVEL 2}$$

$$P_U = P_{C2} + (A_{COL} \times H_{COL} \times W_{CONC} \times FCU)_{COL2} + (A_{VIGAS} \times L_{VIGAS} \times W_{CONC} \times FCU)_{NIV1} + A_{LOSAS} \times CU_{NIV1}$$

$A_{LOSAS} = 16.8 \text{ m}^2$ tomado de áreas tributarias.

$$P_{C2} = (16.8 \text{ m}^2 \times 651 \text{ kg}) + (0.3 \text{ m} \times 0.5 \text{ m} \times 8.80 \text{ m} \times 2,400 \text{ kg/m}^3 \times 1.46) = 15,562.08 \text{ kg}$$

$$P_U = 15,562.08 + (0.3 \times 0.3 \times 2.75 \times 2400 \times 1.46) + (0.3 \times 0.5 \times 8.80 \times 2,400 \times 1.49) + (16.8 \times 1236.3)$$

$$P_U = 41,919.48 \text{ kg.}$$

c) Clasificar la columna por su esbeltez (E):

Las columnas se clasifican en cortas, intermedias y largas. Por su esbeltez [E]:

- Columna corta $E < 22$ (el momento no se magnifica)
- Columna intermedia $22 < E < 100$ (el momento se magnifica)
- Columna larga $E > 100$ (no se aconseja construirla porque puede fallar por pandeo)

Los anteriores límites tienen fundamento en el Reglamento ACI 318-99 sección 10.13.2.

Fórmula: $E = (K \times L_u) / r$

Donde: E: esbeltez

K: factor de pandeo

L_u : longitud entre apoyos = 3.75m.

r: radio de giro = 0.3* lado menor

El factor K se determina por medio de la fórmula de *Jackson*, basándose en la relación de rigidez (Ψ), donde:

$$K = ((20 - \Psi_P)/20) (1 + \Psi_P)^{1/2} \quad \text{para } \Psi_P < 2$$

$$K = 0.9 (1 + \Psi_P)^{1/2} \quad \text{para } \Psi_P \geq 2$$

Ψ_P : relación de rigidez promedio

$$\Psi = \frac{\sum \text{Rigideces de columnas que se unen en el nodo considerado}}{\sum \text{Rigideces de vigas que se unen en el nodo considerado}}$$

Sección de viga:	30×50 cm.
Sección de columna:	30×30 cm.
Inercia =	$1/12 \times b \times h^3$
Inercia de viga:	$1/12 \times 30 \times 50^3 = 312,500 \text{ cm}^4$
Inercia de columna:	$1/12 \times 30 \times 30^3 = 67,500 \text{ cm}^4$

Sentido X

$$\Psi_A = [(67500/400) + (67500/300)] / [(312,500/600) + (312,500/600)] = 0.38$$

$\Psi_B = 0$, en el punto B no existen vigas que lleguen al nodo.

$$\Psi_{\text{PROMEDIO}} = (0.38 + 0)/2 = 0.19 < 2$$

$$\text{Como } \Psi_{\text{PROMEDIO}} < 2, \text{ entonces } K = ((20 - 0.19)/20) (1+0.19)^{1/2} = 1.08$$

$$\text{Entonces } E = (1.08 * 3.75) / (0.30 * 0.30) = 45$$

Sentido Y

$$\Psi_A = (67500/400)+(67500/300)]/[(312,500/360)+(312,500/200)] = 0.162$$

$\Psi_B = 0$, en el punto B no existen vigas que lleguen al nudo.

$$\Psi_{\text{PROMEDIO}} = (0.16 + 0)/2 = 0.081 < 2$$

$$\text{Como } \Psi_{\text{PROMEDIO}} < 2, \text{ entonces } K = ((20 - 0.081)/20) (1+0.081)^{1/2} = 1.03$$

$$\text{Entonces } E = (1.03 * 3.75) / (0.30 * 0.30) = 43.15$$

Según los valores de esbeltez obtenidos tanto en el sentido X como en el Y, la columna propuesta, es clasificada como una columna intermedia, por lo que se hace necesario magnificar los momentos actuantes.

d) Magnificación de momentos:

e) Fórmulas: $M_d = \delta M_a$

$$EI = \frac{Ec \times I_g}{1 + \beta d} \quad ; \quad Ec = 15,100\sqrt{f'c} \quad ; \quad I_g = (1/12)bh^3$$

$$P_{cr} = \pi^2 (E \times I) / (K \times L_u)^2$$

$$\delta = 1 / (1 - [P_u / (\phi P_{cr})]) > 1$$

$$\beta_d = CMU / CU$$

Donde: P_u : carga de diseño última

P_{cr} : carga crítica de pandeo de *Euler*

β_d : factor de flujo plástico

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

I_g : momento de inercia de la sección total del concreto respecto del eje centroidal, sin tomar en consideración el esfuerzo.

δ : factor de amplificación de momentos

El magnificador de momentos (δ) es un factor de seguridad por el cual deben multiplicarse los momentos últimos en columnas para evitar el pandeo.

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\phi \times P_{cr}}} \geq 1$$

Donde; $\phi=0.70$ si se utilizan estribos o $\phi=0.75$ si se utilizan zunchos

Calculando el magnificador de momento en el sentido X:

$$E_c = 15,100(210)^{1/2} = 218,819.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_d = CMU / CU = 1.4(554) / [(1.4(554) + 1.7(271))] = 0.63$$

$$EI = [(218,819.79 \times 67500) / 2.5] / (1 + 0.63) = 3.6246 \times 10^9 \text{ kg-cm}^2$$

$$P_{cr} = \pi^2 (3.6246 \times 10^9) / (1.08 \times 375)^2 = 218,098.38 \text{ kg.}$$

$$\delta = 1 / [1 - (44,329.86 / (0.70 \times 218,098.38))] = 1.40$$

$$M_d = \text{momento de diseño en X} = \delta \times M_x = 1.40 \times 4,851 = 6,791.40 \text{ kg.m}$$

Calculando el magnificador de momento en el sentido Y:

$$\beta_d = CMU / CU = 0.63$$

$$EI = [(218, 819.79 * 67500) / 2.5] / (1+0.63) = 3.6246 * 10^9 \text{ kg-cm}^2$$

$$P_{cr} = \pi^2 (3.6246 * 10^9) / (1.03*375)^2 = 239,786.93 \text{ kg.}$$

$$\delta = 1 / [1 - (44,329.86 / (0.70*239,786.93))] = 1.35$$

$$M_d = \text{momento de diseño en Y} = \delta * M_y = 1.35 * 12,490 = 16,861.50 \text{ kg.m}$$

Refuerzo longitudinal: para calcular el acero longitudinal de las columnas, utilizaremos el método de *Bresles*; un método sencillo, que ha sido comprobado mediante resultados de ensayos y cálculos exactos. El método consiste en que dado un sistema de cargas actuantes, se debe calcular el sistema de cargas resistentes.

La ecuación de la carga inversa se define como:

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{P'_{xo}} + \frac{1}{P'_{oy}} - \frac{1}{P'o}$$

Donde:

$P'u$: valor aproximado de la carga última en flexión que resiste la columna a una excentricidad "e".

$P'_{xo} = K'_x * f'_c * \text{sección del elemento}$: carga última que resiste la columna cuando se encuentra presente la excentricidad "e_y", (e_x=0)

$P'_{oy} = K'_y * f'_c * \text{sección del elemento}$: carga última que resiste la columna cuando se encuentra presente la excentricidad "e_x", (e_y=0)

$P'_{o} = 0.7 [(0.85 \times f'_{c} \times (\text{área gruesa} - \text{área de acero}) + \text{área de acero} \times f_{y}]$
 : carga última que resiste la columna cuando se encuentra cargada concéntricamente ($e_{x} = 0, e_{y} = 0$).

K_{x} y K_{y} son coeficientes que se obtienen del diagrama de interacción de la resistencia de columnas de sección rectangular.

Si $P'_{u} > P_{u}$, entonces el armado propuesto es correcto; de lo contrario, se aumenta el área de acero.

$$A_{S_{MIN}} = 0.01 \times (30 \times 30) = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{MAX}} = 0.06 \times (30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2$$

En este caso se proponen 8 varillas No. 8 = 40.77 cm²

Para este método se usan los diagramas de interacción para diseño de columnas. Los valores que se van a utilizar en los diagramas son:

a) Valor de la gráfica $Y_{X} = Y_{Y} = \frac{h_{nucleo}}{h_{columna}} = \frac{22}{30} = 0.733$

b) Valor de la curva $\rho = (A_{ST}) / (A_{g})$
 $= \frac{40.77}{30 \times 30} = 0.0453$

c) Excentricidades : $e_{x} = M_{dx} / P_{u} = \frac{6,791.4}{44,329.86} = 0.15$
 $e_{y} = M_{dy} / P_{u} = \frac{16,861.5}{44,329.86} = 0.38$

d) Valor de las diagonales: $e_{x} / h_{x} = \frac{0.15}{0.30} = 0.50$
 $e_{y} / h_{y} = \frac{0.38}{0.30} = 1.26$

Por flexión respecto al eje X

Por interpolación en los diagramas de interacción con barras en los cuatro lados:

$$(\emptyset P_{nx} / A_g) \times (e/h) = 52.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$P'_{xo} = (A_g)(h)(52.73) / (\emptyset * e) = (30*30*30*52.73)/(0.7*15)$$

$$P'_{xo} = 135,591.43 \text{ kg}$$

Por flexión respecto al eje Y

Por interpolación en los diagramas de interacción con barras en los cuatro lados:

$$(\emptyset P_{ny} / A_g) \times (e/h) = 54.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$P'_{yo} = (A_g)(h)(54.84) / (\emptyset * e) = (30*30*30*54.84)/(0.7*38)$$

$$P'_{yo} = 55,664.66 \text{ kg}$$

Determinación de la capacidad por carga axial de la sección:

$$P'_o = 0.7[(0.85*210*(30*30-22.80))+(22.80*2810)] = 154,453.74 \text{ kg.}$$

$$P_o = 0.7 (0.85 * f'_c (A_g - A_{ST}) + f_y A_s)$$

$$P_o = 0.7 * (0.85 * 281 (30 * 30 - 40.77) + (4220 * 40.77))$$

$$P_o = 0.7 (137,061.68 \text{ kg} + 180,203 \text{ kg})$$

$$P_o = 222,085.56 \text{ kg}$$

Uso de la expresión de Bresler para determinar P'u

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{P'_{xo}} + \frac{1}{P'_{oy}} - \frac{1}{P'_o}$$

$$1/P'u = (1/135,591.43) + (1/55,664.66) - (1/222,085.56)$$

$$P'u = 47,991.44 \text{ kg}$$

Debido a que $P'u > P_u$, el área de acero que se propuso tiene la capacidad de soportar los esfuerzos a los que está sometido el elemento; en su defecto, se detendría que aumentar el área de acero.

f) Refuerzo transversal (estribos): después de calcular el acero longitudinal de las columnas, es necesario proveer refuerzo transversal por medio de estribos y/o zunchos, para resistir los esfuerzos de corte y/o por armado.

- **Refuerzo por corte**

$$\begin{aligned} \text{Corte resistente } V_R &= 0.85 * 0.53 (F'_c)^{1/2} * b * d \\ &= 0.85 * 0.53 (281)^{1/2} * 30 * 26 = 5,890.37 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Comparar V_R con V_u , usando los siguientes criterios:

Si $V_R \geq V_u$ se colocan estribos a $S = d/2$

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

Para ambas opciones, se considera que la varilla mínima permitida es la núm. 3, Para este caso $V_R < V_u$, se diseñan los estribos por corte.

El espaciamiento máximo de los estribos no debe ser mayor de S_o en una longitud ℓ_o , medida desde la cara de la junta.

1.- $V_s = V_u - V_R = 6,196.41 - 5,890.37 = 306.04 \text{ kg}$

2.- $v_s = \frac{V_s}{b * d'} = 306.04 / (30 * 4) = 2.55 \text{ kg/cm}^2$

3.- $S = \frac{2 * A_v * f_y}{v_s * b} = (2 * 0.71 * 2810) / (2.55 * 30) = 52.15 \text{ cm} \rightarrow S = 50 \text{ cm}$

Tomando como base que el espaciamiento [S], es mayor que los máximos permisibles, se utilizará el menor que el ACI permite.

- **Refuerzo por confinamiento**

El espaciamiento S no debe ser mayor que el menor de:

- a) 16 veces el diámetro de las barras longitudinales [$16 \times 2.54 = 40.64\text{cm}$]
- b) 48 veces el diámetro de los estribos. [$48 \times 0.9525 = 45.72$]
- c) La menor dimensión lateral de la columna. [**30 cm**]

En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento **so** por una longitud **lo** medida desde la cara del nudo.

El espaciamiento **so** no debe exceder al menor entre (a), (b), (c) y (d):

- a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro, [$8 \times 2.54 = 20.32\text{cm}$]
- b) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento, [$24 \times 0.9525 = 22.86\text{cm}$]
- c) la mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento del pórtico; [$30/2 = \mathbf{15\text{cm}}$]
- d) 300 mm.

La longitud **lo** no debe ser menor que la mayor entre (e), (f) y (g):

- e) una sexta parte de la luz libre del elemento, [$300/6 = \mathbf{50\text{cm}}$]

f) la mayor dimensión de la sección transversal del elemento, [30cm]

g) 450 mm.

El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de **so/2** a partir de la cara del nudo.

Cálculo de espaciamiento entre estribos en zona confinada:

Fórmulas:

$$S_0 = \frac{2Av}{\rho_s L_n}$$

$$\rho_s = \frac{0.45}{\frac{A_g}{A_{cg}} - 1} \times 0.85 \frac{f'_c}{F_y}$$

Donde: A_v = área transversal que se utiliza como estribo
 L_n = longitud no soportada del estribo
 S_0 = espaciamiento entre estribos en zona confinada
 ρ_s = relación volumétrica de la columna
 A_g = área gruesa
 A_{ch} = área chica

Calculando S_0 para la columna se tiene:

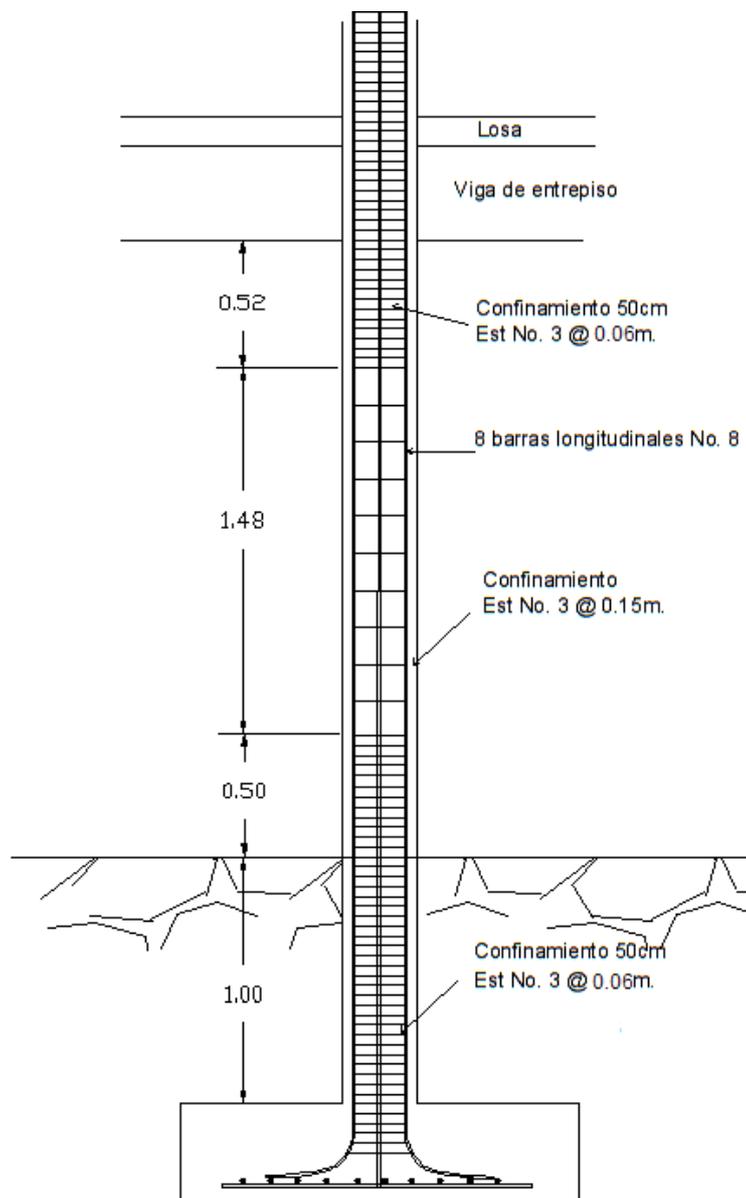
$$\rho_s = 0.45((30^2/26^2) - 1) (0.85*281/4218.42)=0.0084$$

Y por último, suponiendo un estribo No.3 ($A_v = 0.71 \text{ cm}^2$), se tiene:

$$S_0 = (2*0.71)/ (0.0084*26) = 6.50 \text{ cm}$$

Entonces, colocar estribo No.3 @ 0.06m en la longitud de confinamiento.

Figura 30. Armado final de columna



2.1.16 Diseño de zapatas

2.1.16.1 Cálculo del valor soporte del suelo

La capacidad soporte del suelo o valor soporte, es la capacidad que tiene un suelo para soportar una carga, sin que se produzcan fallas dentro de su masa; esta capacidad se mide en fuerza por unidad de área.

Datos de estudio de suelos:

Descripción del suelo: Limo arcillo arenoso color café

ϕ (ángulo de fricción interna) = 18.83°

C_u (cohesión) = 2.55 T/m^2

γ (peso específico del suelo) = 1.40 T/m^3

D_f (cota de cimentación) = 1.00 m

Cimentación cuadrada

$$q_o = 1.3 \times C_u \times N_c + q N_q + (0.4) \gamma B N_\gamma$$

Donde:

N_c , N_q y N_γ : factores de capacidad de carga de Terzaghi

C_u = cohesión del suelo

q = presión de sobrecarga, a nivel de base del cimiento [$\gamma \times D_f$]

γ = peso unitario del suelo

B = anchura del cimiento (para una franja de 1 metro)

N_c , N_q , N_γ = factores de capacidad de carga

$$q_o = 1.3 (2.55 \text{ T/m}^2)(16.30) + (1.40 \text{ t/m}^3 \times 1 \text{ m})(6.40) + (0.4)(1.40 \text{ T/m}^3)(1 \text{ m})(2.95)$$

$$q_o = 64.64 \text{ T/m}$$

Se utilizara un factor de seguridad de 3

$$V_s = \frac{64.64 \text{ T/m}^2}{3} = 21.55 \text{ T/m}^2$$

Valor soporte suelo= $21.55 \text{ T/m}^2 = 21,550 \text{ kg/m}^2$

2.1.16.2 Cálculo de dimensiones de zapata

Los cimientos son elementos de la estructura destinados a recibir las cargas propias y las aplicadas exteriormente a la misma; éstos, a su vez, transmiten la acción de las cargas sobre el suelo.

a) Datos: los datos necesarios para el diseño de las zapatas se toman del análisis estructural y de los resultados obtenidos en el ensayo triaxial realizado mediante una muestra inalterada del suelo, luego de haber realizado el estudio de suelo, se concluyó que el tipo de suelo es limo arcilloso arenoso color café, que tiene un valor soporte de 19.68 toneladas/metro cuadrado. Los datos utilizados para el diseño de esta zapata son los siguientes:

$P_u = 41,919.48 \text{ kg}$	$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
$M_x = 4,851 \text{ kg}\cdot\text{m}$	$F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$
$M_y = 12,490 \text{ kg}\cdot\text{m}$	$\text{FCU} = 1.49$
$V_s = 21,550 \text{ kg/m}^2$	Sección de columna $0.30 \times 0.30 \text{ m}$
$W_s = 1,400 \text{ kg/m}^3$	$W_c = 2,400 \text{ kg/m}^3$

b) Área de zapata: la losa de la zapata debe dimensionarse para soportar las cargas aplicadas y las reacciones inducidas. En este inciso se calcula el área de la losa, de la forma siguiente:

- **Cálculo de cargas de trabajo:**

$$P' = P_u / F_{cu} = 41,919.48 / 1.49 = 28,133.87 \text{ Kg.}$$

$$M'_x = M_x / F_{cu} = 4,851 / 1.49 = 3,255.70 \text{ Kg-m/m}$$

$$M'_y = M_y / F_{cu} = 12,490 / 1.49 = 8,382.55 \text{ Kg-m/m}$$

- **Predimensionamiento del área de zapata:**

$$A_z = 1.5P' / V_s = 1.5 * 28,133.87 / 21,550 = 1.96 \text{ m}^2; \text{ debe utilizarse}$$

2.00 m² como mínimo. se propone usar un $A_z = 1.6\text{m} * 1.60\text{m}$

- **Chequeo de presión sobre el suelo:** Para determinar la presión sobre el suelo se debe considerar: a) La carga de trabajo, b) El peso del suelo del desplante, c) Peso de la columna y d) Peso del cimient

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

Donde:

P = Integración total de cargas actuantes

P' = Carga de trabajo

P_s = Peso del suelo del desplante

P_{col} = Peso de la columna

P_{cim} = Peso del cimiento (zapata)

$$P_s = A_z * \text{Desplante} * \text{Peso específico del suelo}$$

$$P_{col} = \text{Sección de columna} * \text{Alto columna} * \text{peso específico concreto}$$

$$P_{cim} = A_z * \text{Espesor asumido} * \text{Peso específico concreto}$$

$$P_s = 2.56\text{m}^2 * 1\text{m} * 1400 \text{ Kg/m}^3 = 3,584.00 \text{ kg}$$

$$P_{col} = (0.3\text{m})(0.30\text{m})(4\text{m})(2,400\text{kg/m}^3) = 864.00 \text{ kg}$$

$$P_{cim} = 2.56\text{m}^2 * 0.4\text{m} * 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 2,457.60 \text{ kg}$$

$$P' = 28,133.87 \text{ kg}$$

$$P = 35,039.47 \text{ kg}$$

Debido a que existe; carga y flexión biaxial, las presiones sobre el suelo por debajo de la zapata serán:

$$q_{max/min} = P/Az \pm M'x/Sx \pm M'y/Sy ; \text{ donde los casos críticos son:}$$

$$S = (1/6)*b*h^2$$

S= módulo de sección en el sentido indicado, entonces se tiene:

$$q_{max/min} = \frac{35,093.47}{2.56} \pm \frac{3,255}{\frac{1}{6}1.6^3} \pm \frac{8,352.55}{\frac{1}{6}1.6^3}$$

Se obtiene que: $q_{\text{máx.}} = 30,690.54$

$$q_{\text{min}} = - 3,315.95$$

Lo que indica que:

$q_{\text{máx.}} > V_s$ Por lo cual excede el valor soporte del suelo, esto no debe suceder.

$q_{\text{min}} < 0$ Indica que existen presiones de tensión, esto no debe suceder.

Entonces se debe aumentar el área de la zapata

Se propone una zapata de 2.00m x 2.00m

$$P_s = 4.00\text{m}^2 * 1\text{m} * 1400 \text{ Kg/m}^3 = 5,600.00 \text{ kg}$$

$$P_{col} = (0.3\text{m})(0.30\text{m})(4\text{m})(2,400\text{kg/m}^3) = 864.00 \text{ kg}$$

$$P_{cim} = 4.00\text{m}^2 * 0.35\text{m} * 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 3,360.00 \text{ kg}$$

$$P' = 28,133.87 \text{ kg}$$

$$P = 37,957.87 \text{ kg}$$

$$q_{max/min} = \frac{37,957.87}{4.00} \pm \frac{3,255}{\frac{1}{6}1.6^3} \pm \frac{8,352.55}{\frac{1}{6}1.6^3}$$

Se obtiene que: $q_{\text{máx.}} = 18,195.13 \text{ kg/m}^2$

$$q_{\text{min}} = 783.80 \text{ kg/m}^2$$

Lo que indica que:

$$q_{\text{max}} < V_s \quad \text{No excede el valor soporte del suelo.}$$

$$q_{\text{min}} > 0 \quad \text{No existen presiones de tensión.}$$

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

c) Presión última: como se observa en los cálculos anteriores, la presión está distribuida de forma variable, pero por efectos de diseño estructural, se toma una presión última usando el criterio:

$$q_{\text{diseñoU}} = q_{\text{max}} \times F_{cu} = 18,195.13 \times 1.49 = 27,110.74 \text{ kg/m}^2$$

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

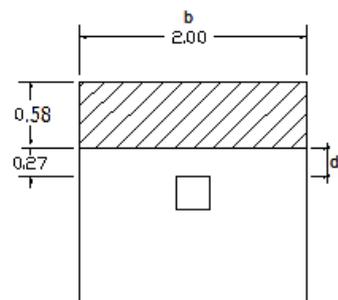
- **Chequeo por corte simple**

según espesor asumido $t = 35 \text{ cm}$

$$d = t - \text{recubrimiento} - \varnothing/2$$

$$d = 35 - 7.5 - 1.59/2 = 26.71 \text{ cm}$$

Asumiendo un \varnothing de varilla No.5 (1.59 cm.)

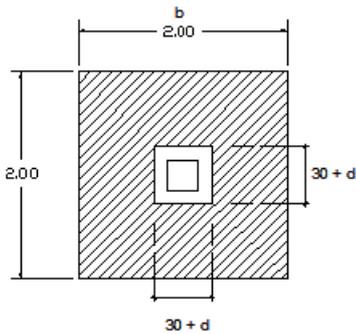


$$V_{\text{act}} = A \times q_{\text{diseñoU}} = 0.58 \times 2.00 \times 27,110.74 = 31,448.45 \text{ kg.}$$

$$V_R = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 200 \times 26.71 = 34,874.52 \text{ kg.}$$

$V_{\text{act}} < V_R$ sí chequea

- **Chequeo por corte punzonante:** la columna tiende a punzonar la zapata, el límite donde ocurre la falla se encuentra a una distancia igual a $d/2$ del perímetro de la columna.



Área achurada = área de punzonamiento

$$d = 26.71$$

$$\text{donde } 30 + d = 30 + 26.71 = 56.71 \text{ cm}$$

$$V_{act} = A \times q_{diseño} U = (2.00^2 - 0.5671^2) \times 27,110.74 = 99,727.15 \text{ Kg.}$$

$$V_R = 0.85 \times 1.06 \sqrt{f'_c} \times b_o \times d ; \text{ donde}$$

b_o = perímetro de sección crítica de punzonamiento

$$V_R = 0.85 \times 1.06 \sqrt{(210)} \times 226.84 \times 26.71 = 79,109.38 \text{ kg.}$$

$V_{act} > V_R$ no chequea, entonces aumentar "t"

Segundo pre dimensionamiento $t = 40$ cm. Entonces $d = 31.71$ cm

$$V_{act} = A \times q_{diseño} U = (2.00^2 - 0.5671^2) \times 27,110.74 = 99,727.15 \text{ kg.}$$

$$V_R = 0.85 \times 1.06 \sqrt{f'_c} \times b_o \times d = 0.85 \times 1.06 \sqrt{210} \times 246.84 \times 31.71 = 102,198.9 \text{ kg}$$

$V_{act} < V_R$ sí chequea. Entonces utilizar un peralte efectivo de $d = 40$ cm

e) Diseño de refuerzo por flexión: el empuje hacia arriba del suelo produce momento flector en la zapata; por esa razón es necesario reforzarla con acero para soportar los esfuerzos inducidos. Esto se hace de la manera siguiente:

Sentido X

- **Momento último:** éste se define tomando la losa como en voladizo y su $M_u = q_u \times L^2/2 = (27,110.74 \times 0.85^2) / 2 = 9,793.75 \text{ kg-m}$

Donde L es la distancia medida del rostro de la columna al final de la zapata.

- **Área de acero:** el área de acero se define por la fórmula:

$$A_s = \left[b d - \sqrt{(b d)^2 - \frac{M_u b}{0.003825(F'c)}} \right] 0.85 \left(\frac{F'c}{F_y} \right)$$

Donde: $b = 100 \text{ cm}$ $d = 31.71 \text{ cm}$
 $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$
 $M_u = 9,578.45 \text{ kg.m}$

$$A_s = 12.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.002 * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = 0.002 * 100 \text{ cm} * 31.71 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = 6.34 \text{ cm}^2$$

- **El espaciamiento entre varillas:** se define por: $S = A_v/A_s$;
Utilizando un $A_v = 1.98 \text{ cm}^2$ (No.5), entonces $S = 1.98/12.61$;
 $S = 0.157 \text{ cm}$

Colocar varillas No.5 @ 0.15m en el sentido X

Sentido Y

$$M_u = q_u \times L^2/2 = (27,175 \times 0.85^2) / 2 = 9,578.45 \text{ kg-m}$$

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

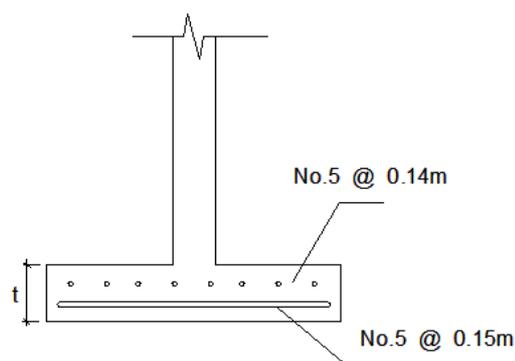
$$d_y = d_x - \emptyset_x/2 - \emptyset_y/2 = 31.71 - 1.59/2 - 1.59/2 = 30.12 \text{ cm}$$

$$A_s = 13.32\text{cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 6.02\text{cm}^2$$

- **El espaciamiento entre varillas:** se define por: $S = A_v/A_s$;
Utilizando un $A_v = 1.98\text{ cm}^2$ (No.5), entonces $S = 1.98/13.32$;
 $S = 0.148\text{cm}$
Colocar varillas No.5 @ 0.14 m en el sentido X

Figura 31. Armado de la zapata



2.1.17 Diseño de muro de contención por gravedad

Debido a las condiciones del terreno, se debe incluir en este proyecto el diseño del muro de contención.

Datos:

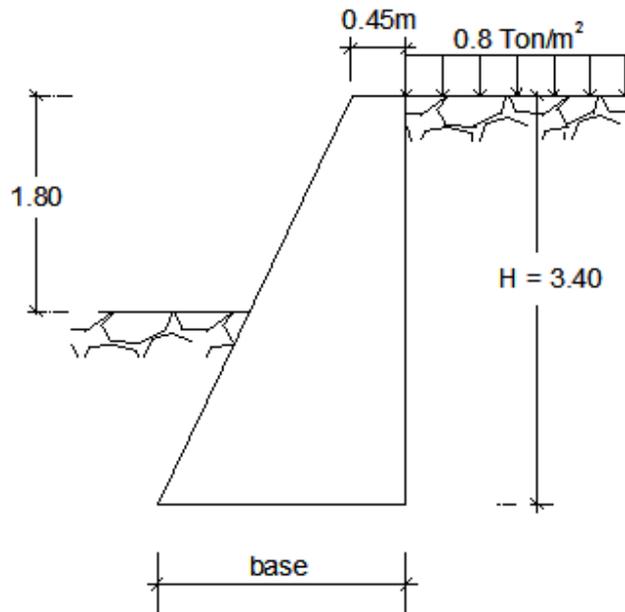
Se obtuvieron del análisis de suelos

Valor soporte del suelo = 18 ton/m^3

Peso específico del concreto = 2.4 ton/m^3

$\emptyset = 18.83^\circ$

Figura 32. Muro de contención



$$h = H - 1.80 = 1.6\text{m}$$

donde : q = sobre carga, debido al peso de la estructura de la escuela

$$q = \text{peso edificio} / \text{área afectada} = 357.57 \text{ ton} / (37.25\text{m} \times 11.90\text{m})$$

$$q = 0.8 \text{ ton/m}^2$$

Predimensionamiento;

$$\text{base} = 0.60 H$$

$$\text{base} = 0.60 \times 3.40 \text{ m}$$

$$\text{base} = 2.04 \text{ m}$$

$$\text{usar base} = 2.05 \text{ m}$$

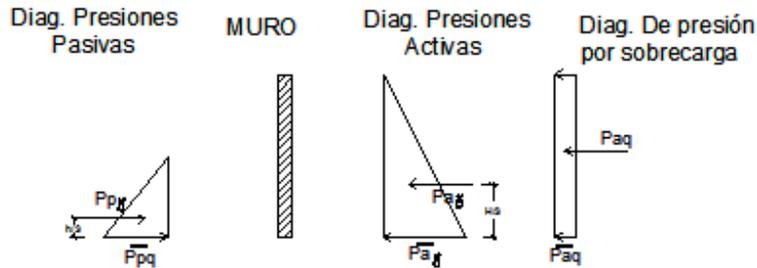
Los coeficientes de empuje activo y pasivo respectivamente serán:

$$K_a = (1 - \text{sen}\varnothing) / (1 + \text{sen}\varnothing) = (1 - \text{sen}(18.83^\circ)) / (1 + \text{sen}(18.83^\circ)) = 0.5119$$

$$K_p = (1 + \text{sen}\varnothing) / (1 - \text{sen}\varnothing) = (1 + \text{sen}(18.83^\circ)) / (1 - \text{sen}(18.83^\circ)) = 1.9531$$

A continuación se muestra un diagrama de cuerpo libre del muro, donde se muestran las presiones sobre el mismo.

Figura 33. Diagrama de presiones en muro



Cálculo de presiones horizontales a una profundidad “h” del muro.

$$\underline{P_{py}} = K_p \times \gamma_s \times h = 1.95 \times 1 \times 1.60 = 3.12 \text{ ton/m}^2$$

$$\underline{P_{a\gamma}} = K_a \times \gamma_s \times H = 0.51 \times 1 \times 3.40 = 1.74 \text{ ton/m}^2$$

$$\underline{P_{aq}} = K_a \times q = 0.51 \times 0.80 = 0.41 \text{ ton/m}^2$$

Cálculo de las cargas totales de los diagramas de presión, se calculan como el área del diagrama de presiones actuantes en su centroide.

$$P_{py} = \frac{1}{2} * \underline{P_{py}} \times h = 0.5 * 3.12 \text{ ton/m}^2 * 1.60 \text{ m} = 2.50 \text{ ton/m}$$

$$P_{a\gamma} = \frac{1}{2} * \underline{P_{a\gamma}} \times H = 0.5 * 1.74 \text{ ton/m}^2 * 3.40 \text{ m} = 2.96 \text{ ton/m}$$

$$P_{aq} = \underline{P_{aq}} * H = 0.41 \text{ ton/m}^2 * 3.4 \text{ m} = 1.39 \text{ ton/m}$$

Los momentos al pie del muro serán:

$$M_{py} = P_{py} \times h/3 = 2.5 \text{ ton/m} \times 1.60\text{m}/3 = 1.33 \text{ ton - m /m}$$

$$M_{a\gamma} = P_{a\gamma} \times H/3 = 2.96 \text{ ton/m} \times 3.60\text{m}/3 = 3.36 \text{ ton - m /m}$$

$$M_{aq} = P_{aq} \times H/2 = 1.39 \text{ ton/m} \times 3.60\text{m}/2 = 2.37 \text{ ton -m /m}$$

Dividiendo geográficamente la sección transversal del muro como se muestra, en la figura 34, se calculará el peso por unidad lineal en el sentido longitudinal y el momento total que produce el peso, respecto del punto “o”.

Figura. 34 Sección transversal de muro

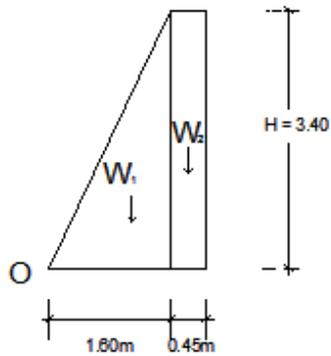


Tabla V. Momentos producidos por el peso del muro

Fig.	Área m ²	γc T/m ³	W T/m	Brazo m	M Ton-m/m
1	2.72	2.4	6.53	1.07	6.96
2	1.53	2.4	3.67	1.83	6.70
			Σ=10.2		Σ=13.66

Chequeando estabilidad contra volteo

$$F_{sv} = \sum M_R / \sum M_{ACT}$$

$$F_{sv} = (M_{p\gamma} + M_W) / (M_{a\gamma} + M_{aq})$$

$$F_{sv} = (1.33 + 13.66) / (3.36 + 2.37)$$

$$F_{sv} = 2.62 > 1.50 \quad \text{chequea por volteo}$$

Chequeando estabilidad contra deslizamiento

$$F_{sv} = \sum F_R / \sum F_{ACT}$$

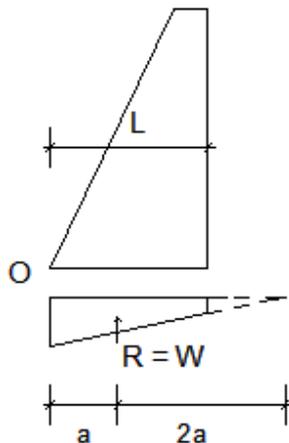
$$F_{sv} = (P_p\gamma + \mu W) / (P_a\gamma + P_{aq})$$

$$F_{sv} = (2.5 + (0.4 \times 10.2)) / (2.96 + 1.39)$$

$$F_{sv} = 1.51 > 1.50 \quad \text{chequea por deslizamiento}$$

Chequeo de presión máxima bajo la base del muro

Figura 35. Chequeo de presión



Donde la excentricidad; $e=L/2 -a$, y

$$a = \sum Mo/W = (M p\gamma + M_w - Ma\gamma - Maq) / W$$

$$a = (1.33+13.66-3.36-2.37)(\text{Ton-m/m})/(10.2\text{Ton/m})$$

$$a = 0.91\text{m}$$

$$e = 0.12\text{m}$$

$$3a = 3*(0.91) = 2.73 > L \quad \{\text{NO EXISTEN PRESIONES NEGATIVAS}\}$$

Las presiones en el suelo serán:

$$q_{max/min} = W/(L*b) \pm W*e/S; \quad \text{donde } S = \text{modulo de sección por metro lineal}$$

$$q_{max/min} = 10.20/(2.05*1) \pm 10.20*0.12/(2.05^3/(1/6))$$

$$q_{max} = 6.66 \text{ T/m}^2$$

$$q_{min} = 3.29 \text{ T/m}^2$$

$$q_{max} < V_s \quad \text{No excede el } V_s \text{ del suelo}$$

$$q_{min} > 0 \quad \text{No existen presiones negativas}$$

Las dimensiones a utilizar en el muro; para las condiciones que tenemos son:

$$H = 3.40\text{m}$$

$$\text{Base} = 2.05\text{m}$$

2.1.18 Integración de costos

Tabla VI. Integración de costos del centro escolar

<i>No</i>	<i>RENGLÓN</i>	<i>U</i>	<i>CANT</i>	<i>C. UNITARIO</i>	<i>C. TOTAL</i>	<i>C.T DOLARES</i>
1	Preliminares	m2	189,00	Q 28,59	Q 5.403,42	\$ 665.44
2	Cimiento corrido	ml	71,00	Q 311,82	Q 22.139,15	\$ 2,726.50
3	Zapatas Z-1	u	18,00	Q 2.944,52	Q 53.001,30	\$ 6,527.25
4	Solera de Amarre	ml	120,00	Q 126,51	Q 15.181,32	\$ 1,869.62
5	Columnas C-1	ml	72,00	Q 982,61	Q 70.748,10	\$ 8,712.82
6	Columnas C-2	ml	126,00	Q 308,63	Q 38.887,86	\$ 4,789.15
7	Columnas C-3	ml	200,00	Q 167,74	Q 33.548,46	\$ 4,131.58
8	Columnas C-4	ml	54,00	Q 826,96	Q 44.655,60	\$ 5,499.45
9	Paredes	m2	210,00	Q 428,76	Q 90.039,84	\$ 11,088.65
10	Vigas V-1	ml	27,90	Q 552,93	Q 15.426,77	\$ 1,899.85
11	Vigas V-2	ml	36,00	Q 515,40	Q 18.554,25	\$ 2,285.00
12	Viga V-3,V-4	ml	78,00	Q 469,09	Q 36.589,08	\$ 4,506.05
13	Vigas V-5,V-6	ml	29,40	Q 506,89	Q 14.902,47	\$ 1,835.28
14	vigas V-7, V-8.	ml	29,40	Q 752,73	Q 22.130,13	\$ 2,725.39
15	Losa	m2	293,00	Q 367,22	Q 107.596,83	\$ 13,250.84
16	Piso de granito	m2	293,00	Q 338,23	Q 99.100,32	\$ 12,204.47
17	Electricidad fuerza	u	16,00	Q 894,30	Q 14.308,80	\$ 1,762.17
18	Electricidad iluminación	u	26,00	Q 750,56	Q 19.514,67	\$ 2,403.28
19	Sistema agua potable	ml	32,00	Q 140,91	Q 4.509,12	\$ 555.31
20	Puertas	u	12,00	Q 1.623,60	Q 19.483,20	\$ 2,399.41
21	Ventanearía	m2	68,00	Q 436,76	Q 29.700,00	\$ 3,657.64
22	Modulo Gradass	m2	16,74	Q 939,25	Q 15.723,05	\$ 1,936.34
23	Drenajes	ml	34,00	Q 373,09	Q 12.685,20	\$ 1,562.22
24	Servicios Sanitarios	global	1,00	Q 5.187,60	Q 5.187,60	\$ 638.87
25	Muro de Contención	ml	12,00	Q 1.562,88	Q 18.754,56	\$ 2,309.67
26	Muro perimetral	m2	279,00	Q 427,50	Q 119.273,33	\$ 14,688.83
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q 947,044.42	\$ 116,631.08

2.2 Diseño del mercado para la colonia María Tecún, aldea Argueta.

2.2.1 Descripción del proyecto

El estilo que se pretende realizar en el diseño del mercado de acuerdo a las peticiones de los pobladores del área es: piso de plaza con techo de estructura metálica y circular con algunos locales comerciales.

La edificación contará con los servicios de energía eléctrica, agua potable, drenajes y basurero.

El terreno destinado para la construcción del proyecto se encuentra en la entrada que conduce a la Colonia María Tecún, aldea Argueta. Es un terreno municipal de aproximadamente 5200 m².

2.2.2 Acceso

El acceso es por la carretera CA-1 en el kilómetro 135 de la ruta a Occidente, en el municipio de Sololá, departamento de Sololá.

2.2.3 Análisis de suelos

Para realizar el estudio de suelos de la edificación fue necesario extraer del suelo existente una muestra inalterada para someterla a un ensayo triaxial para así conocer sus propiedades, las cuales se muestran en el anexo VI.

2.2.4 Diseño de edificio de mercado

2.2.4.1 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico se hizo respetando la identidad del pueblo, pero a la vez tomando en cuenta las necesidades que presenta La Colonia María Tecún, en cuanto a la necesidad de comercializar productos de la canasta familiar, mejorando con esto el comercio.

De importancia es señalar que se hizo un estudio previo del uso de locales y tipo de ellos, para separar los sectores o zonas que han de funcionar en el mercado. Para determinar las dimensiones de los diferentes locales se tomó en cuenta las áreas mínimas que proporciona el INFOM, de manera que estos cuenten con un área adecuada, así como sus instalaciones necesarias para mantener la salubridad y su buen funcionamiento. El mercado se dividió en zonas, el área seca se ubicó en la plataforma central, el área semi-húmeda y húmeda esta compartida en la plataforma inferior, del la planta baja y en la plataforma alta se utilizará para venta de tela típica y cerámica. Las carnicerías y comedores contarán con sus servicios básicos. Existirá también una oficina de administración que se encargara de velar por el buen funcionamiento del mercado. El piso de plaza esta descubierto, para efectos de iluminación y ventilación. Se dejó un área de carga y descarga y otra para parqueo, así como un basurero y bodega.

2.2.4.2 Recomendaciones para un mercado

Su construcción se condiciona por diferentes factores como por ejemplo: el clima, factor económico, factor socio cultural, etc., y cada uno de estos identifican a cada comunidad.

El equipamiento debe mejorar el servicio a través de instalaciones adecuadas, respetando la identidad de la comunidad.

Se utilizará la condición primordial de: **Piso de plaza cubierto** (funciona todos los días comercializando productos de consumo diario como: granos, verduras, carnes, frutas, especias, etc.)

2.2.4.3 Áreas mínimas a considerar

El INFOM (Instituto Nacional de Fomento Municipal), considera algunas áreas mínimas y las toma en cuenta para la aprobación de cualquier proyecto.

Tabla VII. Área húmeda

Descripción	Área mínima
Carnicerías, marranearías, pollerías, pescaderías.	10.50 m ²

Tabla VIII. Área semi-húmeda

Descripción	Área mínima
Piso de plaza (cubierto o descubierta): verduras, frutas, etc.	2.25 m ²
Cocinas y comedores	2.25 m ² del área de mesas

Tabla IX. Área seca

Descripción	Área mínima
Tiendas, abarroterías,	7 m ²
Ropa, zapatos, tela, plásticos, etc.	7 m ²
granos	4.80 m ²

Los pasillos de caminamiento deben tener un ancho mínimo de 1.50 m.

El mercado debe estar ventilado.

La administración debe contar con: oficina, sanitario, dormitorio, guardián.

El basurero tendrá un área mínima de $0.008\text{m}^2/1\text{m}^2$ mercado.

2.2.4.4 Selección del tipo de estructura a utilizar

Para una estructura de concreto reforzado, se encuentra una serie de factores que ayudaran a conservar sus propiedades mecánicas y físicas, como son propias de este material, ya que el concreto ordinario tiene varios atributos: su resistencia a la humedad, la oxidación, los insectos, el fuego y los desgastes, dependiendo únicamente de la buena calidad de los materiales a utilizar; dosificar, mezclar, transportar, colocar adecuadamente dichos materiales, para evitar segregación y lograr una buena compactación, y por último mantener las condiciones de curado adecuado, para que la hidratación del cemento sea lo más completo posible.

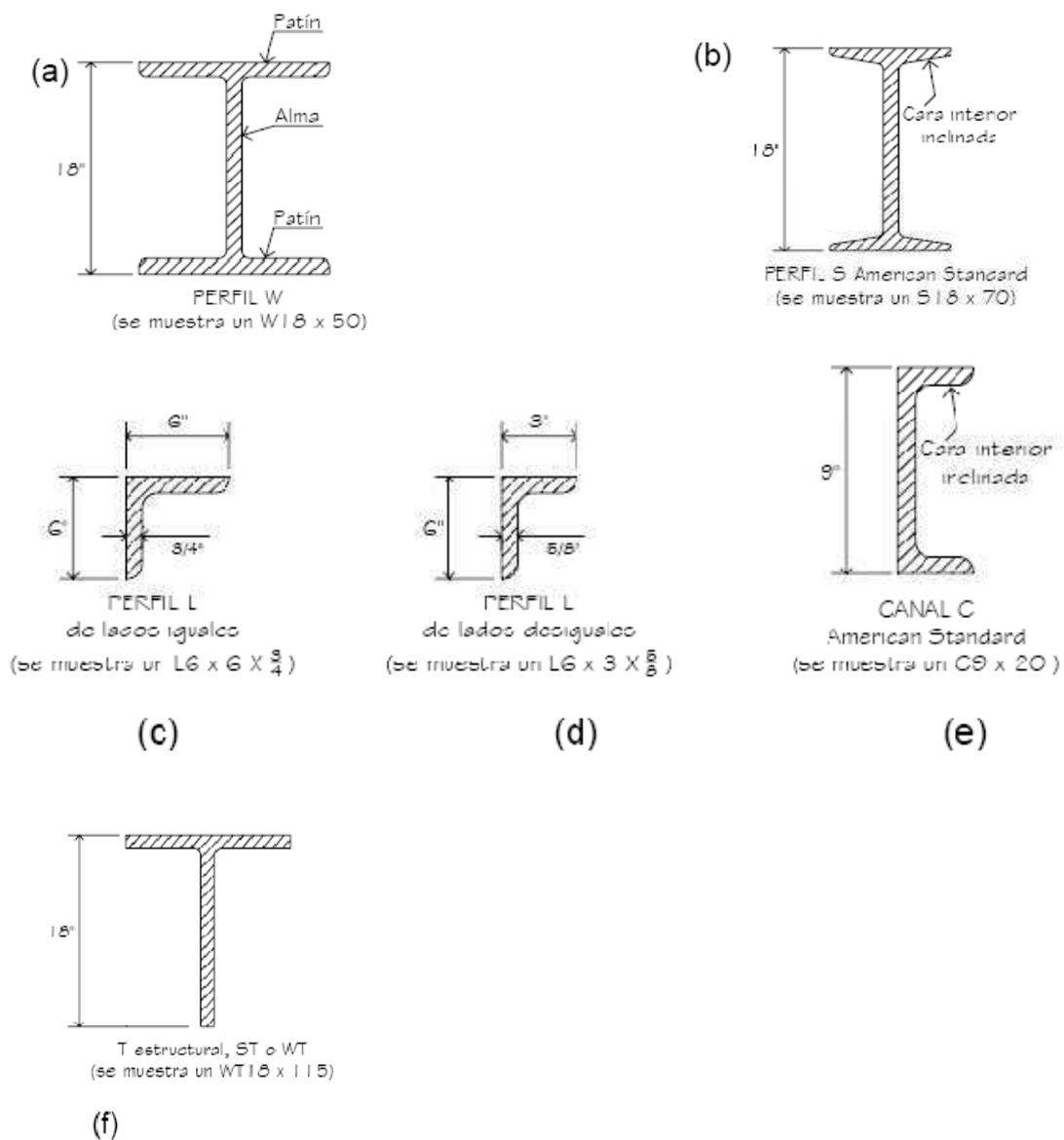
La desventaja de una estructura de concreto es que ocupa mucho espacio físico y a luces grandes se vuelve una estructura muy pesada, debido a que las vigas deben ser muy peraltadas, la cual incide directamente en la cimentación y el costo, haciendo su tiempo de ejecución muy largo, por el cuidado en el fraguado que debe tener en cada etapa de construcción.

Una estructura de madera es menor que cualquier otro tipo de material constructivo, debido a que sus propiedades están sujetas al clima, humedad e insectos. EL principal deterioro de la madera es la causada por los hongos, en consecuencia hace que su resistencia mecánica y al fuego sean disminuidas en forma apreciable, además atacan a la madera; insectos, especialmente termitas y trepadores, los cuales pueden llegar a anidarse de alguna manera. Existen

formas de tratamiento de la madera, sin embargo esto no hace más que extenderle el tiempo de vida útil dependiendo del tipo y clase de la madera.

Una estructura de acero puede ser liviana y práctica, en el sentido que el tiempo de ejecución es corto y su ensamble bastante rápido. Existe diversidad de perfiles para la construcción de estructuras, siendo los más comunes:

Figura. 36 Tipos de perfil estructural.



Las dimensiones y designaciones de los perfiles estándar están definidas en las normas AISC.

El perfil W llamado también el perfil de patín ancho, consiste en dos patines paralelos separados por una sola alma. La orientación de esos elementos es tal que la sección transversal tiene dos ejes de simetría.

Se define la sección de perfil "W" estándar como el tipo de perfil estructural a usar, siendo un material de bajo costo, teniendo forma simétrica con respecto a s dos ejes principales (X,Y) y características mecánicas adecuadas ya que cuando se utiliza como viga, esta descansa sobre uno de sus patines, caso que es ideal para el caso de flexión, donde los mayores esfuerzos se presentan en las áreas de dichos elementos, ajustándose más a las exigencias del proyecto.

Por eso se opta por una estructura metálica, que una de estructura de madera o de concreto reforzado.

Ventajas y desventajas Debido a la selección realizada, se detallan a continuación, ventajas y desventajas de las estructuras metálicas, de perfil W estándar.

Entre las ventajas del acero como material estructural:

- **Alta resistencia:** la alta resistencia del acero por unidad de peso, permite estructuras relativamente livianas.
- **Homogeneidad:** las propiedades del acero no se alteran con el tiempo, ni varían con la localización en los elementos estructurales.

- **Precisión dimensional:** los perfiles laminados están fabricados bajo estándares que permiten establecer de manera muy precisa las propiedades geométricas de la sección.
- **Ductilidad:** el acero permite soportar grandes deformaciones sin falla, alcanzando altos esfuerzos en tensión, ayudando a que las fallas sean evidentes.
- **Tenacidad:** el acero tiene la capacidad de absorber grandes cantidades de energía en deformación (elástica e inelástica).
- **Facilidad de unión con otros miembros:** el acero en perfiles se puede conectar fácilmente a través de remaches, tornillos o soldadura con otros perfiles.
- **Rapidez de montaje:** la velocidad de construcción en acero es muy superior al resto de los materiales.
- **Costo de recuperación:** las estructuras de acero de desecho, tienen un costo de recuperación en el peor de los casos como chatarra de acero.
- **Reciclable:** el acero es un material 100 % reciclable además de ser degradable por lo que no contamina.
- **Permite ampliaciones fácilmente:** el acero permite modificaciones y/o ampliaciones en proyectos de manera relativamente sencilla.

Entre las desventajas del acero como material estructural

- **Corrosión:** el acero expuesto a intemperie sufre corrosión por lo que deben recubrirse siempre con esmaltes alquidáticos (primarios anticorrosivos) exceptuando a los aceros especiales como el inoxidable.

- **Calor, fuego:** en el caso de incendios, el calor se propaga rápidamente por las estructuras haciendo disminuir su resistencia hasta alcanzar temperaturas donde el acero se comporta plásticamente, debiendo protegerse con recubrimientos aislantes del calor y del fuego (retardan té) como mortero, concreto, asbesto, etc.
- **Fatiga:** la resistencia del acero (así como del resto de los materiales), puede disminuir cuando se somete a un gran número de inversiones de carga o a cambios frecuentes de magnitud de esfuerzos a tensión (cargas pulsantes y alternativas).

2.2.5 Diseño estructural de la plaza

El análisis comienza desde el techo hasta la cimentación, y para este se necesita suponer dimensiones de prueba o cuando menos dimensiones relativas para cada miembro, y analizar la estructura resultante, para ver si las secciones consideradas resultan satisfactorias. Este procedimiento de proponer una sección y verificarla es conocido como diseño por aproximaciones sucesivas.

Este método es el que se utilizará para la resolución del análisis de marcos rígidos de dos aguas de este proyecto, resolviendo únicamente un marco, siendo este el marco intermedio, por ser el marco mas critico.

También se realizaran los diseños de la cubierta, costaneras, marco (viga y columna) y la cimentación sobre el cual estará asentado el marco.

2.2.5.1 Forma de la cubierta

Entre las opciones mas comunes se encuentran, las estructuras con una, dos y cuatro aguas, para efectos de este proyecto, se eligió una estructura de dos aguas.

Para la selección de los materiales a utilizar se tomaron en cuenta los factores de clima, recursos disponibles, calidad de mano de obra y calidad de los materiales que se pueden obtener en la región.

2.2.5.2 Selección de la cubierta

Para este proyecto se seleccionó una cubierta de lámina galvanizada, ya que este tipo de cubierta es resistente a los factores climáticos y es un material fácil de obtener y práctico de instalar.

Para fines teóricos y de este proyecto, se utilizará una lámina de 10 pies de largo y 3 pies de ancho, su peso es de 1.32 Lb/pie^2 (por especificaciones del fabricante).

Para la modulación de costaneras es permisible un claro de 1 o menores de 2 metros. En claros de 2 metros o mas se consideran otras especificaciones, pero para efectos del proyecto se tomara un valor de 1.20 entre costaneras en base a experiencia, y la pendiente determinada es de 25%.

2.2.5.3 Diseño de costanera tipo “C”

2.2.5.3.1 Integración de cargas

Para el análisis de la cubierta es importante que se tomen en cuenta todas las cargas que ejercen sobre la estructura, ya que de esto depende en gran medida el éxito que tengamos en el diseño de los elementos estructurales. Las cargas que se toman en cuenta para el diseño de la cubierta, fueron tomadas en base a datos proporcionados por especificaciones técnicas del fabricante, por observación directa y experiencias reales.

$$\text{CARGA MUERTA } (W_M) = 1.32 \text{ lb/pie}^2 \text{ (Peso lámina)}$$

$$\text{CARGA VIVA } (W_V) = \underline{8.00 \text{ lb/pie}^2}$$

$$\text{CARGA TOTAL } (W_T) = 10.56 \text{ lb/pie}^2$$

2.2.5.3.2 Análisis de la costanera

Con los datos anteriores, se procederá a realizar el análisis de la costanera que incluye por carga de viento, por flexión, por cortante, por deflexión y comparándolo con la tabla tomada del trabajo de graduación del ingeniero Iván Alejandro Cotí Díaz, pp.10.

Tabla X. Propiedades para costaneras

TABLA PARA COSTANERAS								
A [plg]	B [plg]	C [plg]	T [plg]	Área [plg ²]	I _x [plg ⁴]	I _y [plg ⁴]	S _x [plg ³]	S _y [plg ³]
4	2	1/2	1/16	0.44	1.79	11.72	0.51	0.00
5	2	1/2	1/16	0.50	2.67	15.68	0.67	0.01
6	2	1/2	1/16	0.56	3.80	19.99	0.84	0.01
7	2	1/2	1/16	0.63	5.21	24.63	1.04	0.01
8	2	1/2	1/16	0.69	6.93	29.62	1.26	0.01
9	2	1/2	1/16	0.75	9.00	35.22	1.50	0.01
10	2	1/2	1/16	0.81	11.40	40.94	1.76	0.01

Fig. 37. Dimensiones y datos de las costaneras

Donde:

A = Peralte de la costanera en plg.

B = Ancho de la costanera en plg.

C = Distancia del labio en plg.

T = Espesor de la costanera en plg.

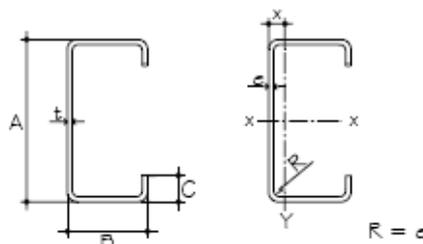


Tabla XI. Valores de registros de vientos máximos.

TABLA DE VALORES PARA GUATEMALA DE REGISTROS VIENTOS PROMEDIOS MÁXIMOS		
ZONA	MÁXIMAS RÁFAGAS	PROMEDIO ANUAL (km/h)
NORTE	31 n/h - 57 km/h	9.70
CAPITAL	32 n/h - 59.31 km/h	9.10
SUR	35 n/h - 64.87 km/h	17.40
ORIENTE	29 n/h - 53.75 km/h	10.20
OCCIDENTE	31 n/h - 57.46 km/h	19.00
Donde n/h = Nudos/Hora km/h = kilómetros/hora		Conversiones: 1 nudo = 1.152 millas 1 mi = 1.609 km

Se tomó como base la tabla proporcionada por el Instituto Nacional de Sismología y Vulcanología (INSIVUMEH), que contiene los rangos de velocidad del viento para la zona de Occidente, por estar ubicado en el departamento de Sololá. La velocidad estimada para la región de trabajo es de 31 n/h = 57.46 Km/h = 35.71 millas/hora.

El dato se obtiene con la siguiente formula:

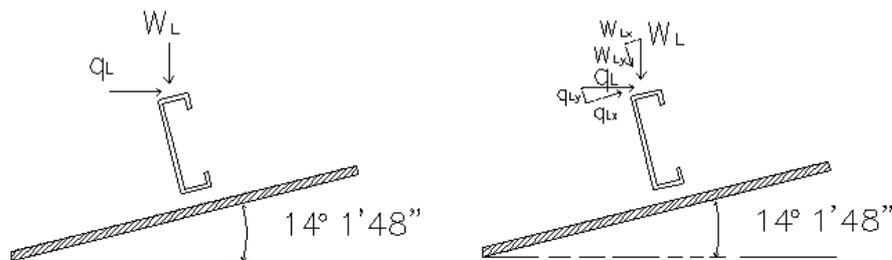
$$q_v = 0.002558 \times V_e^2$$

Donde:

q_v = Carga ejercida por el viento en lb/pie²

V_e = Velocidad del viento estimada, en millas / h.

Fig. 38. Fuerzas actuantes en costaneras y sus componentes.



Cálculo:

$$q_v = 0.002558 \times 35.71^2 = 3.26 \text{ lb / pie}^2$$

S = Separación entre costaneras = 1.20 = 3.94 pies.

$$\theta = 14^\circ 1' 48''$$

Flexión

La flexión en una viga, aparece cuando se ha aplicado toda la carga, lo que se conoce como la curva de flexión, y su formula es:

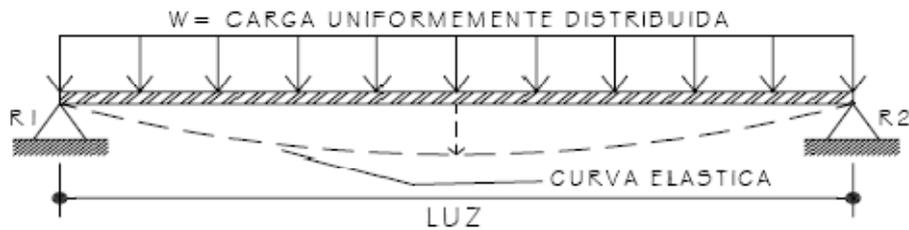
$$S_x = M/f$$

S_x = Módulo de sección en plg³

M = Momento generado por la carga aplicada en lb – pie.

F_a = Esfuerzo permisible a flexión en acero, en lb/plg² ($F_a = 0.60 F_y$)

Fig. 39. Curva elástica típica y flexión en viga.



Cálculo:

$$M = 10.56 \text{ Lb/pie} \cdot (20 \text{ pie})^2 / 8 = 528 \text{ lb-pie}$$

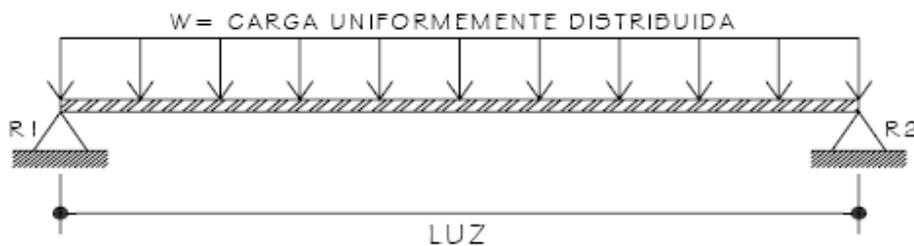
$$S_x = (528 \cdot 12) / (0.60 \times 36,000) = 0.293 \text{ plg}^3$$

Corte

Datos tomados de la tesis del ingeniero Iván Alejandro Cotí Díaz, pp 12, describe que existe la condición de que el cortante promedio, no debe exceder a 14,500 lb/plg² para acero A36. Entonces se tiene de la ecuación:

$$R1 = R2 = R = (WL)/2$$

Fig. 40. Distribución de fuerza cortante sobre viga.



Cálculo:

Se tiene que solamente se tomara la carga que ejerce la lámina a la costanera (carga muerta), quedando de la siguiente manera:

$$R = (1.32 \text{ Lb/pie} * 20 \text{ pie}) / 2 = 13.20 \text{ lb}$$

$$A = 7'' * 1/16'' = 0.4375 \text{ plg}^2 \text{ (Área de sección en donde se aplica la fuerza)}$$

$$F = R/A = 13.20 \text{ lb} / 0.4375 \text{ plg}^2 = 30.17 \text{ Lb/plg}^2 < 14,500 \text{ lb/plg}^2$$

(cumple condición)

Deflexión

La deflexión se denomina a la distancia que existe, cuando al aplicarse una carga a un elemento estructural, el eje neutro se desplaza hasta el punto más bajo en donde se encuentra la curva elástica.

El chequeo se realiza al comparar los valores de la deflexión real contra la deflexión permisible, en donde debe ser menor la deflexión real, y se obtiene por medio de las siguientes fórmulas:

$$D_r = (5/384) (WL^3/EI) \text{ (Deflexión Real)}$$

Donde:

D_r = deflexión real

W = Carga uniforme sobre la costanera en lb/pie.

L = Longitud de la costanera en pie (6 m = 20 pie).

E = Módulo de elasticidad del acero (29×10^6 lb/plg²).

I = Inercia de la costanera de 7'' (5.21 plg⁴).

Y de la fórmula:

$$D_p = L / 360 \text{ (Deflexión permisible)}$$

Donde:

D_p = Deflexión permisible en plg.

L = Longitud de la costanera en pie (6m = 20 pie).

Cálculo:

Deflexión permisible:
$$D_p = \frac{20' \times 12''/'}{360} = 0.67 \text{ plg.}$$

Deflexión real:

$$D_p = \frac{5}{384} \frac{(1.32 \times 12)(20 \times 12)^3}{(29 \times 10^6)(5.21)} = 0.02 \text{ plg}$$

Los chequeos correspondientes a la costanera propuesta, han sido satisfactorios, no habiendo ningún problema en utilizar el elemento con las siguientes medidas: A = 7", B = 2", C = 1/2", t = 1/16"

2.2.5.4 Análisis de marcos

2.2.5.4.1 Análisis aproximado de marcos rígidos

Procedimiento para el análisis de marcos, por el método de **aproximaciones sucesiva**

Determinación de datos:

- | | |
|---------------------------------------|-----|
| a. Luz del marco | (L) |
| b. Espaciamiento entre marcos | (E) |
| c. Altura de la columna – rodilla | (h) |
| d. Distancia entre rodilla – cumbrera | (f) |
| e. Distancia viga inclinada | (m) |
| f. Altura total suelo – cumbrera | (H) |
| g. Pendiente de cubierta | (%) |

Análisis de carga

Este procedimiento consiste en estudiar cada una de las fuerzas a la que esta sometida la estructura, en un área determinada, transformándose en cargas distribuidas uniformemente (Lb. / pie). Si es el caso de una carga puntual, será entonces en libras fuerza únicamente.

Las cargas de análisis debe ser por:

- Carga muerta.
- Carga viva.
- Carga última.
- Carga por viento.
- Carga por sismo.

Suponiendo las condiciones iniciales:

- a) El esfuerzo a tensión del acero (F_y) es igual a 36,000 PSI (A-36).
- b) Al momento del análisis, se supondrá que sus apoyos son articulados, para que no existan momentos y facilite el cálculo. De lo contrario será un caso hiperestático.
- c) Inicialmente se asume que el módulo de elasticidad (E_s) y la inercia (I) son iguales. Entonces, la rigidez de la columna es igual a la rigidez de la viga, quedando de la siguiente manera (se cancela EI):
$$K_{viga} = K_{col} = (EI)/L = I/L$$
- d) Para el cálculo de las componentes se utilizara las ecuaciones, que se muestran en los anexos.

Fórmulas generales

$$K = (I_2 h) / (I_1 M)$$

$$Q = f/h$$

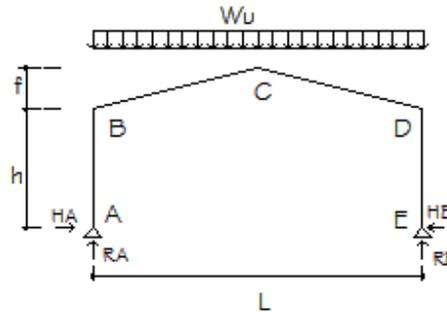
$$N = 4 (Q^2 + 3Q + k + 3)$$

$$m = \sqrt{f^2 + \frac{L^2}{2}}$$

Selección de los casos

Se eligen los casos más convenientes, según las condiciones del problema.

Fig. 41. Esquema marco rígido



Combinación de Cargas

Se agrupan los datos resultantes del análisis en una tabla, en donde se eligen únicamente los valores más críticos y en base a los datos críticos se diseña el marco estructural.

Diseño

Se hace notar la importancia de algunas verificaciones que sugiere el AISC, como lo son:

Para flexo compresión: (En la columna)

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{fb}{Fb} < 1$$
$$(fa + fb) < 0.6 Fy$$

N = Fuerza normal que existe en la columna

A = Área de la sección transversal.

M = Momento flexionante máximo en la barra en consideración.

S = Módulo de sección transversal de la columna respecto al eje alrededor en el que se presenta la deflexión.

2.2.5.4.2 Cálculo y diseño para marcos

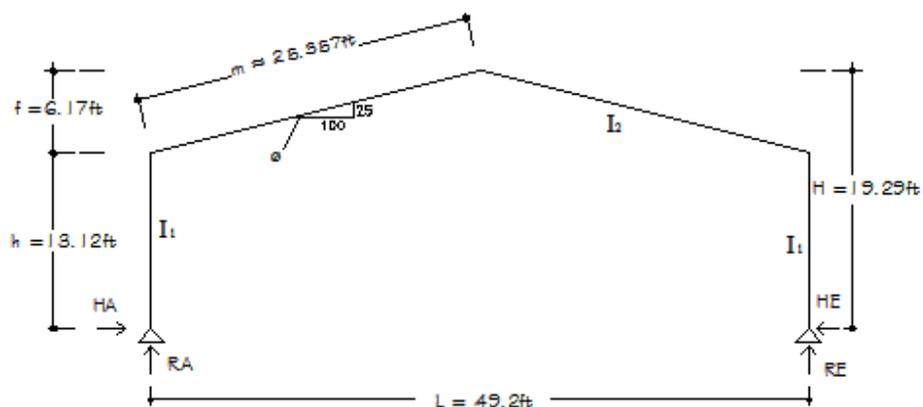
Se presenta a continuación el procedimiento para el cálculo y diseño de un marco intermedio utilizando el método de aproximaciones sucesivas.

Cálculo de momentos y componentes para un marco rígido:

1er. Paso: Datos iniciales

- Luz del Marco (L): 15 m = 49.2 pies
- Espaciamiento entre marcos (E): 6 m = 19.68 pies
- Altura de la columna – rodilla (h): 4 m = 13.12 pies
- Distancia entre rodilla – cumbrera (f): 1.88 m = 6.17 pies
- Distancia viga inclinada (m): 7.73 m = 25.357 pies
- Altura total suelo – cumbrera (H): 5.88 m = 19.29 pies
- Pendiente de cubierta (P): 25%

Fig. 42. Dimensiones de marco rígido



2ndo Paso: Integración de cargas para la estructura según el tipo.

- Carga muerta:

Estructura	3.10 lb / pie ²
Lámina	1.32 lb / pie ²
Otras Cargas	<u>4.60 lb / pie²</u>
CARGA MUERTA (C _M)	9.00 lb / pie ²

$$W_{\text{MUERTA}} = 9.00 \text{ lb / pie}^2 \times 19.68 \text{ pie} = 177.12 \text{ lb/pie}$$

- Carga viva:

Viva	8.00 lb / pie ²
Sobrecarga (5% C _V)	<u>0.40 lb / pie²</u>
CARGA VIVA (C _V)	8.40 lb / pie ²

$$W_{\text{VIVA}} = 8.40 \text{ lb / pie}^2 \times 19.68 \text{ pie} = 165.31 \text{ lb/pie}$$

- Carga última:

$$W = 1.7 C_V + 1.4 C_M$$

$$W = 1.7 (8.40) + 1.4 (9.00)$$

$$W = 26.88 \text{ lb / pie}^2$$

$$W_U = 26.8 \text{ lb / pie}^2 \times 19.68 \text{ pie} = 523.54 \text{ lb/pie}$$

- Carga de viento (Ver tablas al inicio):

$$\text{Viento Máximo} \quad 57.46 \text{ Km / h}$$

$$\text{Carga} \quad \underline{3.26 \text{ lb / pie}^2}$$

$$\text{CARGA VIENTO (W}_W) \quad 3.26 \text{ lb / pie}^2$$

$$W_{\text{VIENTO}} = 3.26 \text{ lb / pie}^2 \times 19.68 \text{ pie} = 64.16 \text{ lb/pie}$$

- Carga sismo:

$$C_{\text{SISMO}} \quad 25\% (C_V) + C_M$$

$$C_{\text{SISMO}} \quad 0.25 (8.40) + 9.00$$

$$C_{\text{SISMO}} = 11.10 \text{ lb / pie}^2$$

$$W_S = 11.10 \text{ lb / pie}^2 \times 19.68 \text{ pie} = 218.45 \text{ lb/pie}$$

3er Paso: Simbología, condiciones y factores importantes:

$$\text{Rigidez} = K_{\text{COL}} = K_{\text{VIGA}} = K = (I_2 h) / (I_1 m)$$

Se supone que $I_1 = I_2$ y $E_1 = E_2$

Se tiene los siguientes factores:

$$K = h/m = 13.12/25.357 = 0.517$$

$$Q = f/h = 6.17/13.12 = 0.47$$

$$N = 4 (Q^2 + 3Q + k + 3) = 4 [(0.47^2) + 3(0.47) + 0.517 + 3] = 20.59$$

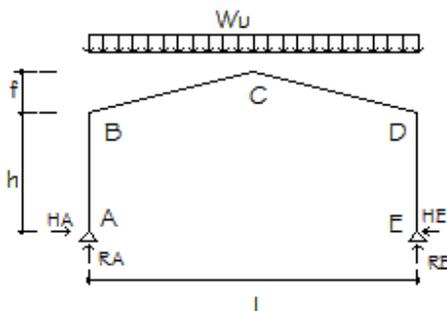
4to. Paso: Selección de casos y desarrollo

Análisis de marco, según criterio para los casos siguientes:

Caso I: Carga uniformemente distribuida en todo el techo

En todos los casos, los momentos negativos son los que producen tensión en las fibras exteriores de la sección del marco y compresión en las fibras interiores.

Fig. 43. Carga distribuida sobre el techo.



CASO I

$$R_A = R_E = R = W_U L / 2$$

$$H_A = H_E = H = W_U L^2 (8 + 5Q) / (8hN)$$

$$M_B = M_D = -Hh$$

$$M_C = (RL/4) - H(h+f)$$

Calculando:

$$R_A = R_E = R = W_U L / 2 = (523.54 \text{ Lb/ft})(49.2 \text{ ft}) / 2 = 12.88 \text{ Kip} \quad (1 \text{ kip} = 1,000 \text{ Lb})$$

$$H_A = W_U L^2 (8+5Q) / (8hN) = (523.54 \text{ Lb/ft})(49.2 \text{ ft})^2 [8+5(0.47)] / (8 \cdot 13.12 \cdot 20.59) \\ = 6.07 \text{ Kip}$$

$$M_B = M_D = -Hh = -(6.07)(13.12) = -79.64 \text{ Kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_C = (RL/4) - H(h+f) = [(12.88)(49.2)/4] - (6.07)(13.12+6.17) = 41.33 \text{ Kip} \cdot \text{ft}$$

Caso V: Carga horizontal uniforme e inclinada, porción única.

Sabiendo que los efectos por viento afectan la parte superior correspondiente al techo y así mismo las columnas.

CASO V

$$R_A = R_E = R = W_U (h+f)^2 / (2L)$$

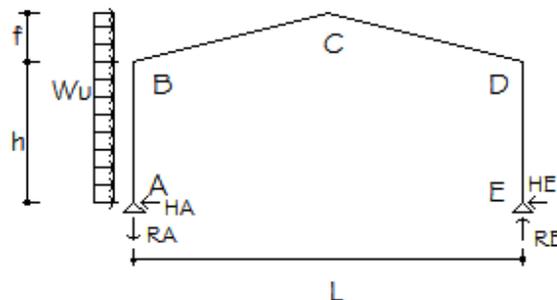
$$H_A = W_U (h+f) - H_E$$

$$H_E = (W_U h / 4N) (5Q^3 + 20Q^2 + 30Q + 8QK + 5K + 12)$$

$$M_B = H_A h - W_U h^2 \quad M_D = -H_E h$$

$$M_C = (RL/2) - H_E (h+f)$$

Fig. 44. Carga actuante de viento sobre estructura.



Calculando:

$$R_A = R_E = R = W_U(h+f)^2 / (2L) = (64.16 \text{ lb/ft})(13.12\text{ft}+6.17\text{ft})^2 / (2 \cdot 49.2 \text{ ft}) = 0.24 \text{ Kip}$$

$$H_E = (W_U h / 4N) (5Q^3 + 20Q^2 + 30Q + 8QK + 5K + 12)$$

$$H_E = (64.16 \cdot 13.12 / (4 \cdot 20.59)) (5 \cdot 0.47^3 + 20 \cdot 0.47^2 + 30 \cdot 0.47 + 8 \cdot 0.47 \cdot 0.52 + 5 \cdot 0.52 + 12)$$

$$H_E = 0.36 \text{ Kip}$$

$$H_A = W_U (h+f) - H_E = 64.16 (13.12+6.17) - 363.51 = 0.87 \text{ Kip}$$

$$M_B = H_A h - W_U h^2 = (0.87 \cdot 13.12) - (0.064 \cdot 13.12^2) = 0.39 \text{ Kip - pie}$$

$$M_D = -H_E h = 0.36 \cdot 13.12 = -4.72 \text{ Kip - pie}$$

$$M_C = (RL/2) - H_E(h+f) = (0.24 \cdot 49.2/2) - 0.36 (13.12+6.17) = -1.04 \text{ Kip - pie}$$

Caso VI: Carga horizontal concentrada en cualquier punto de la columna

Condición solo si $b \leq h$

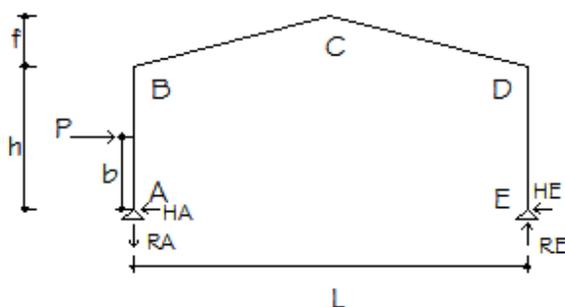
Donde b = posición en pies de la carga, a partir del punto "A".

$$P = \text{área} \times W = (E \cdot L)(26.88 \text{ Lb/pie}^2) = (19.68 \cdot 49.2 \cdot 26.88) = 26.02 \text{ Kip}$$

Y como b no debe exceder de h , se tiene:

$b = [0 - 1] \rightarrow$ se toma un valor de 0.75, ya que cabe mencionar que 1 es un valor muy crítico.

Fig. 45. Carga horizontal concentrada.



CASO VI

$$R_A = R_E = R = P (bh)/L$$

$$H_A = P - H_E$$

$$H_E = (Pb/N)(3K - b^2K + 3Q + 6)$$

$$M_B = H_A h - Ph(L-b)$$

$$M_D = -H_E h$$

$$M_C = (RL/2) - H_E(h+f)$$

Calculando:

$$R_A = R_E = R = P (bh)/L = (26.02)(0.75 \cdot 13.12)/(49.2) = 5.20 \text{ Kip}$$

$$H_E = (Pb/N)(3K - b^2K + 3Q + 6)$$

$$H_E = (26.02 \cdot 0.75/20.59)(3 \cdot 0.517 - 0.75^2 \cdot 0.517 + 3 \cdot 0.47 + 6) = 8.27 \text{ Kip}$$

$$H_A = 26.2 - 8.27 = 17.93 \text{ Kip}$$

$$M_B = H_A h - Ph(L-b) = 17.77 \cdot 13.12 - 26.02 \cdot 13.12 (49.2 - 0.75) = -16.30 \text{ Kip}$$

$$M_D = -H_E h = -8.25 \cdot 13.12 = -108.50$$

$$M_C = (RL/2) - H_E(h+f) = (5.20 \cdot 49.2/2) - 8.27(13.12 + 6.17) = -31.62 \text{ Kip}$$

5to. Paso: Combinación de cargas

Tabla XII. Resultados del análisis de cargas actuantes en marco rígido

COMBINACIÓN DE CARGAS EN KIP				
LOCALIZACIÓN	CASO I	CASO V	CASO VI	CARGAS MÁXIMAS
R _A	12.88	0.24	5.20	12.88
R _E	12.88	0.24	5.20	12.88
H _A	6.07	0.87	17.93	17.93
H _E	6.07	0.36	8.27	8.27
M _B	-79.64	0.39	-16.30	-79.64
M _D	-79.64	-4.72	-108.50	-108.50
M _C	41.33	30.62	-31.62	41.33

M_B y M_D se iguala el momento mayor para que el diseño de las rodillas sea equivalente en ambas y operamos con los datos mas críticos obtenido por el método.

6to Paso: Diseño preliminar del marco

2.2.5.5 Diseño de la columna

Se usaran las fórmulas del anexo X, para el diseño de la columna del marco rígido.

Dimensiones propuestas para la columna:

Perfil propuesto

W 10 x 33

Propiedades = (A= 9.71 plg², d/Af = 2.81, Sx= 35, rx =4.19 , ry=1.94)

Calculando:

$$f_a = R_A/A = 12.88/9.71 = 1.326 \text{ Ksi}$$

KL/r : como K=1, L= 13.12 pies, r= 1.94plg

$$KL/r = (1)(12)(13.12)/1.94 = 81.15$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(81.15)^2}{2(126.1)^2}\right] \times 36}{\frac{5}{3} + \frac{3(81.15)}{8(126.1)} + \frac{(81.15)}{8(126.1)^3}}$$

$$F_a = 16.91$$

$f_a/F_a = 1.326 / 16.91 = 0.078 < 0.15$, usar fórmula AISC 1.6-2 [sí chequeo]

$$f_b = M_{MAX}/S = (12)(108.50)/(35) = 37.2 \text{ Ksi}$$

$$F_b = (12 \times 10^3) (1)/(12 \times 13.12 \times 2.81) = 27.12 \text{ Ksi}$$

$$f_a/F_a + f_b/F_b < 1$$

$$(1.326/16.91) + (37.2/27.12) = 1.45 > 1; \text{ Es incorrecta [utilizar otra sección]}$$

Después de varias iteraciones, se obtuvieron los siguientes datos:

Perfil obtenido

W 10 x 45

$$\text{Propiedades} = (A= 13.3 \text{ plg}^2, d/A_f = 2.03, S_x= 49.1, r_x =4.32, r_y=2.01)$$

Calculando:

$$f_a = H_A/A = 17.93/13.3 = 1.35 \text{ Ksi}$$

$$KL/r = (1)(12)(13.12)/2.01 = 78.32$$

$$F_a = 15.54$$

$$f_a/F_a = 1.35 / 15.54 = 0.08 < 0.15, \text{ usar formula AISC 1.6-2 [sí chequeo]}$$

$$f_b = M_{MAX}/S = (12)(108.50)/(49.1) = 26.52 \text{ Ksi}$$

$$F_b = (12 \times 10^3) (1)/(12 \times 13.12 \times 2.03) = 37.54 \text{ Ksi}$$

$$f_a/F_a + f_b/F_b < 1$$

$$(1.35/15.54) + (26.52/37.54) = 0.80 < 1; \text{ Es correcta [utilizar esta sección]}$$

2.2.5.6 Diseño de la viga

W 10 x 54

$$\text{Propiedades} = (A= 15.8 \text{ plg}^2, d/A_f = 1.64, S_x= 60 \text{ plg}^3, r_x =4.37, r_y=2.56)$$

Calculando:

$$f_a = H_A/A = 17.93/15.8 = 1.135 \text{ Ksi}$$

KL/r : como $K=1$, $L= 25.35$ pies, $r= 2.56$ plg

$$KL/r = (1)(12)(25.35)/2.56 = 118.86$$

$$F_a = 10.45$$

$$f_a/F_a = 1.135 / 10.45 = 0.10 < 0.15, \text{ usar fórmula AISC 1.6-2 [sí chequeo]}$$

$$f_b = M_{MAX}/S = (12)(108.50)/(42.1) = 21.70 \text{ Ksi}$$

$$F_b = (12 \times 10^3)(1)/(12 \times 25.35 \times 1.64) = 24.04 \text{ Ksi}$$

$$f_a/F_a + f_b/F_b < 1$$

$$(1.559/10.92) + (21.70/24.04) = 1.04 > 1; \text{ Ligeramente pesado.}$$

Es correcto (utilizar esta sección)

Para los momentos máximos, causados por las distintas fuerzas a las que es sometido el marco, hemos verificado que las dimensiones de la columna y viga son satisfactorias.

2.2.5.7 Chequeo del radio de la rodilla

Una vez establecido los peraltes de las columnas y trabes puede hacerse lo mismo con las dimensiones de las rodillas. A menudo se establecen más sobre la base de que la rodilla tenga una apariencia agradable. Se recomienda que se use un radio mínimo de $2 \frac{1}{2}$ veces el peralte de la columna o la viga (el que resulte mayor).

Se cambiara el perfil de columna de **W 10 x 45** por el **W 10 x 54**, que se obtuvo por medio de iteraciones, esto es para unificar las dimensiones de los patines, dando una sección bastante satisfactoria en los chequeos respectivos.

W 10 x 54 (d = 10.1" , b_f = 10.00" , t_f = 0.615" , t_w=0.37") Columna.

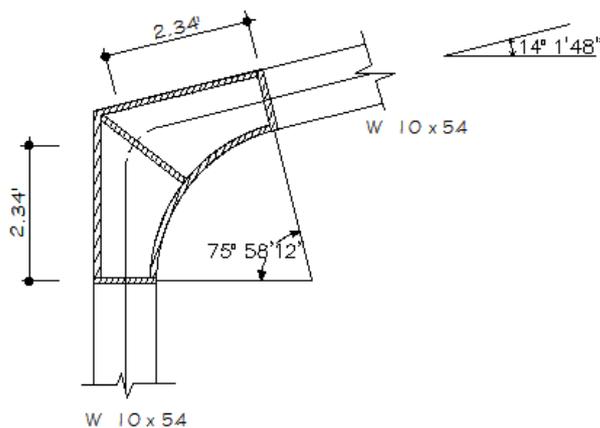
W 10 x 54 (d = 10.1" , b_f = 10.00" , t_f = 0.615" , t_w=0.37") Viga.

Radio mínimo = (10.1 x 2.5)/12 = 2.10 pies

Se propone un radio de 3 pies.

Se comprobará si el radio propuesto es adecuado par alas secciones de la viga y columna del marco rígido.

Fig. 46. Dimensiones de rodilla



La mitad del ángulo central vale:

$$\emptyset = (90 - 14^{\circ}1'48'')/2 = 37^{\circ}59'06'' = 0.66 \text{ rad.}$$

La longitud crítica del patín es:

$$L_c = \emptyset R = 5.30 b$$

El ancho del patín de la rodilla debe ser el mismo que el de los patines de W 10 x 54 o sea b= 10.00", quedando de la siguiente forma:

$$0.66 R = 5.30 b \rightarrow 0.66R = 5.30 \text{ (10)}$$

$$R = 80.30 = 80 \text{ plg.}$$

$$L_c = 80 \text{ Plg} \times 0.66 = 52.8 \text{ plg (4.4 pies)}$$

Por lo tanto, el radio propuesto de 3' (36") de la rodilla es satisfactorio, ya que esta dentro del rango.

2.2.5.8 Integración de carga muerta para marco rígido.

Para el siguiente cálculo, se tomaron los pesos de la cubierta y el mismo peso del marco rígido, en los que encontramos los siguientes elementos: costaneras, láminas y el peso propio del perfil estructural (columna y viga).

Distribución de peso propio de los perfiles estructurales de la viga y columna:

Fig. 47. Dimensiones de marco y cargas aplicadas a viga y columna.

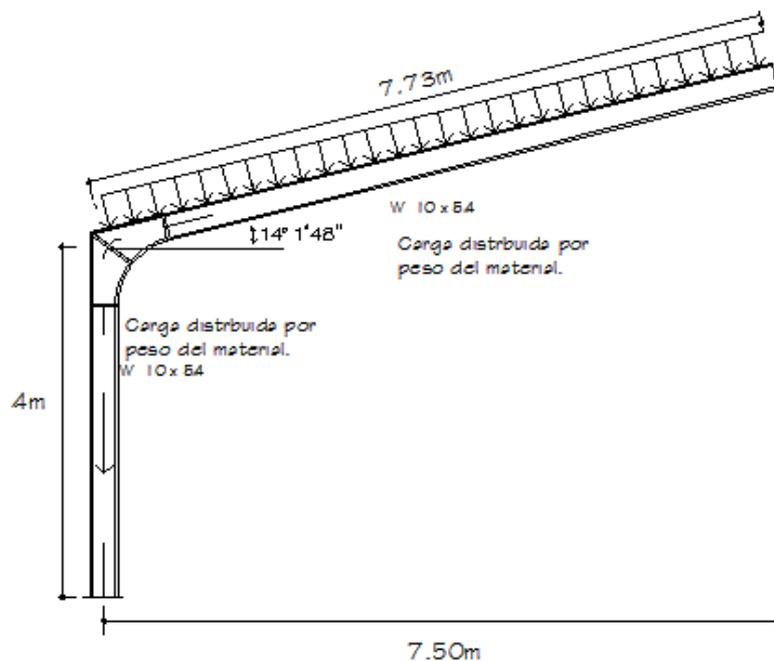
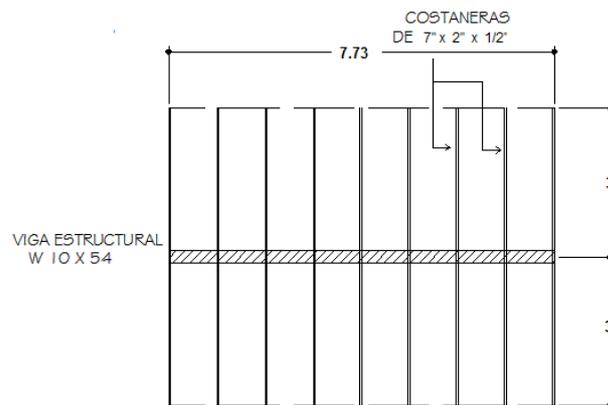


Fig. 48. Área tributaria de cubierta sobre viga de marco.



Cálculo de carga muerta:

El perfil usado en el marco rígido es un W 10 x 54, lo que quiere decir que tiene 54 libras por pie.

Peso de la viga: 54 Lb/pie = 80.36 Kg/m

$$W_{VIGA} = (80.36 \text{ Kg/m}) (7.73\text{m}) (\cos 14^{\circ}01'48'') = 602.65 \text{ Kg}$$

Peso de la columna: 54 Lb/pie = 80.36 Kg/m

$$W_{col} = (80.36 \text{ Kg/m}) (4\text{m}) = 321.44 \text{ Kg}$$

Peso de la costanera = 7.5 K/m (especificaciones del fabricante).

$$W_{COSTANERA} = (7.5 \text{ kg/m}) (6\text{m}) (8 \text{ costaneras}) = 360 \text{ Kg}$$

Peso lámina = 1.32 Lb/pie² = 6.45 Kg/m² (especificaciones del fabricante)

$$W_{LÁMINA} = (6.46 \text{ Kg/m}^2) (7.73\text{m}) (6\text{m}) = 300 \text{ Kg}$$

$$P_{CARGA MUERTA} = 602.65 + 321.44 + 360 + 300 = 1584.09 \text{ Kg} + 10\% P_{CM}$$

$$P_{CARGA MUERTA} = 1.10 (1584.09) = 1742.50 \text{ Kg}$$

Nota: se asume un 10% de carga muerta adicional, por las cargas que no se tomaron en cuenta; siendo estos los traslapes de lámina, cumbrera y otros.

Cálculo de carga viva:

Se asumió una carga viva de $8.00 \text{ lb/pie}^2 = 40.00 \text{ Kg/m}^2$, en un área tributaria de $6\text{m} \times 7.73\text{m}$.

$$P_{\text{CARGAVIVA}} = (40) (6) (7.73) = 1855.20 \text{ Kg}$$

Integración de carga muerta y carga viva

Donde:

$$P_U = 1.4 P_{\text{CM}} + 1.7 P_{\text{CV}}$$

Calculando tenemos:

$$P_U = 1.4 (1742.50) + 1.7 (1855.20) = 5593.34 \text{ Kg} = 6.17 \text{ Ton}$$

Cálculo del factor de carga última:

$$F_{\text{CU}} = (1.4 P_{\text{CM}} + 1.7 P_{\text{CV}}) / (P_{\text{CM}} + P_{\text{CV}})$$

$$F_{\text{CU}} = (6.17) / (1.92 + 2.05) = 1.55$$

2.2.5.9 Diseño de placa de base para columna.

Las columnas se soportan en su base por medio de cimentaciones de mampostería, por lo general de concreto; para evitar que el concreto se rompa, se fija a la base de la columna una placa de acero, para distribuir su carga sobre es esencial que la base de la columna y la placa estén en contacto

absoluto. La columna se fija a la placa base por medio de soldadura o mediante ángulos que a su vez se fijan a la cimentación usando tornillos de anclaje.

El área de la placa de la base se encuentra fácilmente, dividiendo la carga de la columna entre el esfuerzo unitario de compresión permisible en el concreto, dependiendo de la calidad del mismo. El espesor de la placa se determina suponiendo que se comporta como un voladizo invertido, cuyo momento máximo se localiza en el borde de la columna y utilizando la dimensión m o n, cualquiera que sea la mayor.

A continuación se ilustra el proceso del cálculo.

Los datos son:

Sección columna W 10 x 54 ($b_f=10$ plg $d= 10.1$ plg)

Carga = 6.17 Ton = 12,340 Lb

La placa se apoyara sobre una cimentación de concreto, la cual $F_p = 750$ Lb/plg²

Paso 1. El área mínima para la placa es de $A= P/F_p$

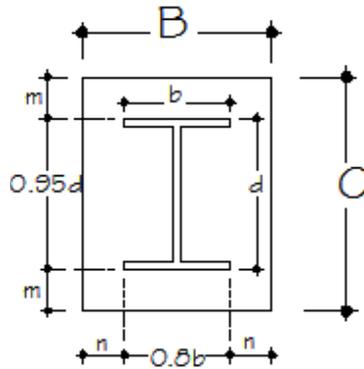
$A = 12,340/750 = 17$ plg², Se propone un área mayor, ya que las dimensiones de las propiedades así lo requieren.

El área tentativa será de $B=13.5$ plg. y $C = 13.5$ plg.

$A = B \times C = 13.5 \times 13.5 = 182.25$ plg².

Paso 2. De la tabla ASIC se obtendrán las propiedades de una sección W 10 x 54, encontrado que $b_f=10$ plg $d= 10.1$ plg. Realizando el croquis (Fig. 2.14), las dimensiones de B y C deben ser de tal magnitud que “m y n” sean aproximadamente iguales; se aceptara la placa 13.5 x 13.5 plg.

Fig. 49. Dimensiones de placa base.



Paso 3. Calcular las dimensiones m y n , utilizando los datos de la Fig. 49

$$0.95 d = 0.95 \times 10.00 = 9.50 \text{ plg.}, \quad m = (13.5 - 9.50)/2 = 2 \text{ plg.}$$

$$0.80 d = 0.80 \times 10.10 = 8.08 \text{ plg.} \quad n = (13.5 - 8.08)/2 = 2.71 \text{ plg.}$$

Paso 4. El mayor de los dos valores de m y n es ' n ', 2.71 plg. por tanto se usará éste para el cálculo de espesor de la placa. Como su área es de 182 plg², la presión real sobre la base de concreto será:

$$P = 12,340/182 = 67.80 \text{ lb/plg}^2$$

Entonces:

$$t = \sqrt{(3pn^2/Fb)} = \sqrt{[(3 \cdot 67.80 \cdot 2.71^2)/(27,000)]} = 0.24 \text{ plg} \rightarrow 1/4 \text{ plg.}$$

Que es el espesor requerido para la placa base. Quedando entonces la placa de **13.5 plg x 13.5 plg x 1/4 plg.**

2.2.5.10 Diseño de los pernos de anclaje.

Diseñaremos un grupo de cuatro pernos con cabeza soldados, separados entre centros 6 plg. en cada dirección, solicitados a una carga permanente de servicio de 12.880 lb. (Dato obtenido de la Tabla XII, pág. 124)

1. Determinación de la carga de diseño mayorada

$$N_u = 1,4(12.880 \text{ lb}) = 18,032 \text{ lb}$$

2. Determinar los diámetros de anclaje

Suponer pernos soldados, con cabeza, AWS D.1.1 Tipo B.

El requisito básico para el acero del anclaje es:

$$\phi N_s \geq N_u$$

donde; $\phi = 0.75$

$$A_{se} = \frac{N_u}{\phi n f_{ut}}$$

Donde;

$$N_u = 18,032 \text{ lbs}$$

$$\phi = 0,75$$

$$n=1$$

$$f_{ut} = 60.000 \text{ psi}$$

A_{se} = Área de la sección transversal efectiva.

Reemplazando

$$A_{se} = \frac{18,032}{0.75 \times 4 \times 60,000} = 0.10 \text{ plg}^2$$

De acuerdo con la tabla en el anexo VIII, los pernos de 1/2 in. de diámetro, con cabeza, soldados, satisfarán este requisito ($A_{se} = 0,196 \text{ plg}^2$).

3. Determinar la longitud de empotramiento (h_{ef}) requerida en base al desprendimiento del hormigón del anclaje.

La ecuación que se utilizó para calcular la resistencia al desprendimiento del hormigón de los anclajes traccionados:

$$N_{cbg} = (A_N / A_{No}) (\psi_1 \psi_2 \psi_3) N_b$$

El requisito básico para un grupo de anclajes es: $\phi N_{cbg} \geq N_u$

donde: $\phi = 0,70$

Como es probable que esta conexión sea afectada tanto por los efectos del grupo de anclajes como por los efectos de la proximidad al borde, la longitud de empotramiento h_{ef} no se puede determinar a partir de una solución cerrada. Por lo tanto debemos suponer una longitud de empotramiento, determinar la resistencia de la conexión, y luego comparar este valor con la resistencia requerida.

Suponer una longitud de empotramiento efectiva $h_{ef} = 6$ in.

Nota: La longitud de empotramiento efectiva h_{ef} del perno soldado es igual a la longitud de empotramiento efectiva del perno más el espesor de la placa de fijación empotrada.

A_N es el área proyectada de la superficie de falla, la cual se aproxima mediante un rectángulo con sus lados ubicados a una distancia igual a $1,5h_{ef}$ (en este caso $1,5 \times 4,5 = 6,75$ in.) del centro de los anclajes, con las limitaciones impuestas por los bordes libres del hormigón, pero en este caso los bordes del hormigón coinciden con los bordes de la placa, es por eso que: $A_N = 13.5 \times 13.5 = 182.25 \text{ plg}^2$

$$A_{No} = 9 h_{ef}^2 = 2(6)^2 = 72 \text{ plg}^2$$

Determinando ψ_1

$$\psi_1 = 1,0 \text{ (no hay excentricidad en la conexión)}$$

Determinando ψ_2 ($c < 1,5h_{ef}$):

$$\psi_2 = 0.7 + 0.3 (c_{min}/1.5h_{ef}); c_{min} = 3.75 \text{ (dist del rostro de la placa al perno)}$$

$$\psi_2 = 0.82$$

Determinando ψ_3

$$\psi_3 = 1,0 \text{ (regiones donde es probable la fisuración, por ejemplo en la base)}$$

Determinar N_b :

$$N_b = 24\sqrt{f'c} \times h_{ef}^{1.5} = 24 \sqrt{4000} \times 6^{1.5} = 22,308 \text{ lb}$$

Reemplazando en la Ecuación

$$N_{cbg} = (A_N / N_{No}) (\psi_1 \psi_2 \psi_3) N_b$$

$$N_{cbg} = (182.25/72) (1 \cdot 0.8 \cdot 1) 22,308$$

$$N_{cbg} = 45,173.70 \text{ lb}$$

La verificación final de la hipótesis considerada ($h_{ef} = 6 \text{ plg.}$) se satisface si se satisfacen los requisitos de la ecuación

$$(0,70) (45,173) \geq 18,032$$

$$31,621 > 18,032 \quad \text{VERIFICA}$$

Especificamos una longitud de 6 plg. para los pernos soldados, con cabeza AWS D.1.1 Tipo B, de $\frac{1}{2}$ de diámetro, con una placa de fijación de $\frac{1}{4}$ plg. de espesor.

2.2.5.11 Diseño de zapata concéntrica de marco estructural

Para el proyecto del mercado se realizará el siguiente chequeo para las zapatas concéntricas del marco estructural.

$$P_u = 6.17 \text{ ton/m}$$

$M_{UX} = M_{UY} = 0$ (Por la condición inicial del apoyo articulado del marco estructural)

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$V_s = 7.13 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_s = 1.94 \text{ ton/m}^3 \text{ (peso específico del suelo).}$$

$$\gamma_c = 2.40 \text{ ton/m}^3 \text{ (peso específico del concreto).}$$

$$F_{cu} = 1.55 \text{ (factor de carga última).}$$

Datos iniciales en la zapata:

Sección de columna 0.35m x 0.35m.

Desplante 0.90m.

- **Cálculo de cargas de trabajo:**

$$P' = P_u / F_{cu} = 6.17 / 1.55 = 3.98 \text{ Ton.}$$

- **Predimensionamiento del área de zapata:**

$$A_z = 1.5P' / V_s = 1.5 * 3.98 / 7.13 = 0.84 \text{ m}^2;$$

se propone usar un $A_z = 1.0\text{m} * 1.00\text{m}$

- **Chequeo de presión sobre el suelo:** Para determinar la presión sobre el suelo se debe considerar: a) La carga de trabajo, b) El peso del suelo del desplante, c) Peso de la columna y d) Peso del cimiento

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

Donde:

P = Integración total de cargas actuantes

P' = Carga de trabajo

P_s = Peso del suelo del desplante

P_{col} = Peso de la columna

P_{cim} = Peso del cimiento (zapata)

P_s = Az * Desplante * Peso específico del suelo

P_{col} = Sección de columna * Alto columna * peso específico concreto

P_{cim} = Az * Espesor asumido * Peso específico concreto

$$P_s = 1.00\text{m}^2 * 0.9\text{m} * 1940 \text{ Kg/m}^3 = 1746.00 \text{ kg}$$

$$P_{col} = (0.35\text{m})(0.35\text{m})(0.9\text{m})(2,400\text{kg/m}^3) = 264.00 \text{ kg}$$

$$P_{cim} = 1 \text{ m}^2 * 0.3\text{m} * 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 720.00 \text{ kg}$$

$$P' = \underline{3,611.00} \text{ kg}$$

$$P = 6,341.00 \text{ kg}$$

La presión sobre el suelo será: 6341.00 Kg = 6.34 ton

$$q_{max} = 6.34 / 1.00 = 6.34 \text{ ton/m}^2$$

Se obtiene que: $q_{max} < V_s$, No excede el valor soporte del suelo.

$$q_{diseñoU} = q_{max} * F_{cu} = 6.34 * 1.55 = 9.82 \text{ ton/m}^2$$

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

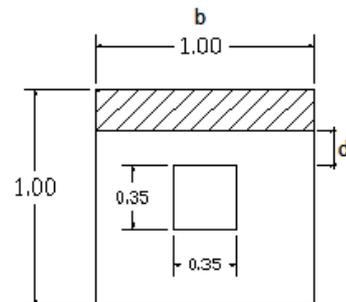
- **Chequeo por corte simple**

según esesor asumido $t = 30\text{cm}$

varillas de $\frac{1}{2}$ "

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{\varnothing}{2}$$

$$d = 30 - 5 - \frac{1.27}{2} = 24.37 \text{ cm}$$

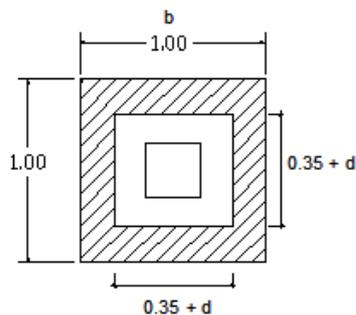


$$V_{act} = A * q_{diseño} U = 1 * 0.08 * 9.82 = 0.78 \text{ ton.}$$

$$V_R = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 100 * 24.37 = 17.53 \text{ ton.}$$

$V_{act} < V_R$ sí chequea

- **Chequeo por corte punzonante:** la columna tiende a punzonar la zapata, el límite donde ocurre la falla se encuentra a una distancia igual a $d/2$ del perímetro de la columna.



Área achurada = área de punzonamiento

$$d = 24.73$$

$$\text{donde } 35 + d = 30 + 24.73 = 59.73\text{cm}$$

$$V_{act} = A * q_{diseño} U = (1.00^2 - 0.5973^2) * 9.10 = 5.85 \text{ ton.}$$

$$V_R = 0.85 * 1.06 \sqrt{f'c} * b_o * d ; \text{ donde}$$

b_o = perímetro de sección crítica de punzonamiento.

$$V_R = 0.85 \cdot 1.06 \sqrt{(210) \cdot 238.92 \cdot 24.37} = 76,022 \text{ Kg.} = 83.80 \text{ ton.}$$

$V_{act} < V_R$ sí chequea. Entonces utilizar un peralte efectivo de $d = 30 \text{ cm}$

Diseño de refuerzo por flexión: el empuje hacia arriba del suelo produce momento flector en la zapata; por esa razón es necesario reforzarla con acero para soportar los esfuerzos inducidos. Esto se hace de la manera siguiente:

Sentido X

- **Momento último:** éste se define tomando la losa como en voladizo y su $M_u = q_u \cdot L^2 / 2 = (9.10 \cdot 0.325^2) / 2 = 0.48 \text{ ton-m} = 480.00 \text{ kg-m}$

Donde: L es la distancia medida del rostro de la columna al final de la zapata.

- **Área de acero:** el área de acero se define por la fórmula:

$$A_s = \left[b d - \sqrt{(b d)^2 - \frac{M_u b}{0.003825 (F'c)}} \right] 0.85 \left(\frac{F'c}{F_y} \right)$$

Donde: $b = 100 \text{ cm}$ $d = 24.37 \text{ cm}$
 $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$
 $M_u = 480.00 \text{ kg.m}$

$$A_s = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = (14.1 / 2810) (b)(d)$$

$$A_{s_{min}} = 12.23 \text{ cm}^2$$

- **El espaciamiento entre varillas:** se define por: $S = A_v / A_s$;
 Utilizando un $A_v = 1.98 \text{ cm}^2$ (No.5), entonces $S = 1.98 / 12.23 = 0.13 \text{ cm}$
 Colocar varillas No.5 @ 0.13m en el sentido X

Sentido Y

La magnitud del momento último es igual a la del sentido x-x

$$Mu = 0.50 \text{ ton-m}$$

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

$$dy = d - \text{Ø}x/2 - \text{Ø}y/2 = 24.37 - 1.59/2 - 1.59/2 = 22.78 \text{ cm}$$

$$As = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin} = 11.43 \text{ cm}^2$$

- **El espaciamiento entre varillas:** se define por: $S = Av/As$;
Utilizando un $Av = 1.98 \text{ cm}^2$ (No.5), entonces $S = 1.98/11.43 = 0.14 \text{ cm}$

Colocar varillas No.5 @ 0.15 m en el sentido X

2.2.5.12 Diseño del tronco de la zapata

$$H_A = 17.93 \text{ kip} = 17,930 \text{ lb.} = 8,132.91 \text{ kg.}$$

$$L_{COL} = 0.90 \text{ m.}$$

$$Col = 0.35 \times 0.35 \text{ m.}$$

$$M = H_A \times L_{COL} = 8,132.91 \times 0.90 = 7,319.62 \text{ kg - m}$$

Datos:

$$M_{act} = 7,319.62 \text{ kg - m}$$

$$B = 35.00 \text{ cm}$$

$$d = 32.5 \text{ cm}$$

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

$$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

Se obtiene

$$A_{S_{req}} = 9.53 \text{ cm}^2$$

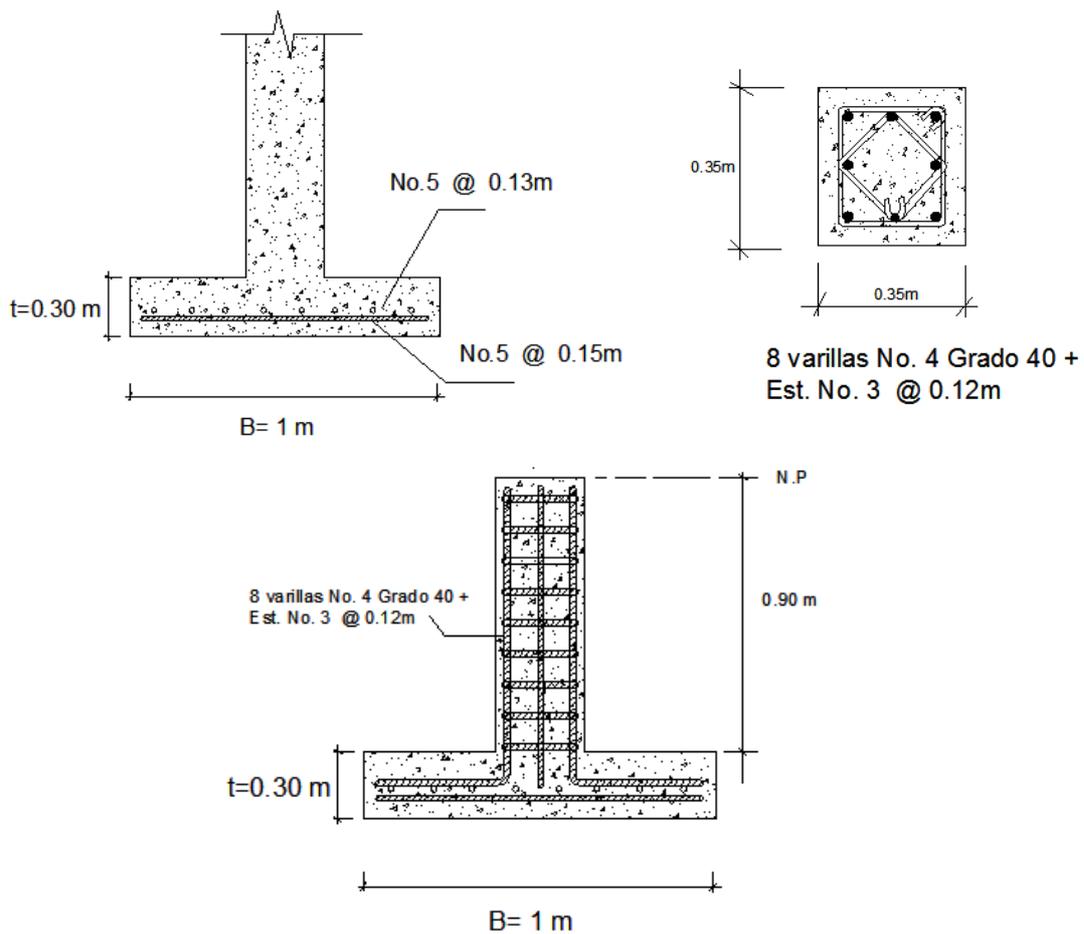
$$A_{S_{min}} = 5.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{max}} = 25.53 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 4 (1.27 cm^2), se distribuye de la siguiente manera:

$$\left. \begin{array}{l} 9.53 \text{ cm}^2 \text{-----} x \\ 1.27 \text{ cm}^2 \text{-----} 1 \text{ varilla} \end{array} \right\} x = 7.50 \rightarrow 8 \text{ varillas No. 4} + \text{Est. No. 3 @ } 12 \text{ cm}$$

Figura 50. Armado de la zapata de columna de galera



2.2.6 Integración de costos

Tabla XIII. Integración de costos del mercado.

<i>No.</i>	<i>REGLÓN</i>	<i>U</i>	<i>CANTIDAD</i>	<i>COSTO UNITARIO</i>	<i>COSTO TOTAL</i>	<i>COSTO T. DOLARES</i>
1	<i>Preliminares</i>	<i>m2</i>	<i>5.211,00</i>	<i>Q 27,25</i>	<i>Q 141.973,92</i>	<i>\$ 17,484.47</i>
2	<i>Cimiento corrido</i>	<i>ml</i>	<i>395,00</i>	<i>Q 296,48</i>	<i>Q 117.109,60</i>	<i>\$ 14,422.36</i>
3	<i>Tronco y Zapatas Z-1</i>	<i>u</i>	<i>32,00</i>	<i>Q 1.267,52</i>	<i>Q 40.560,64</i>	<i>\$ 4,995.15</i>
4	<i>Solera intermedia</i>	<i>ml</i>	<i>395,00</i>	<i>Q 152,62</i>	<i>Q 60.284,90</i>	<i>\$ 7,424.25</i>
5	<i>Tronco y Zapatas Z-2</i>	<i>u</i>	<i>12,00</i>	<i>Q 3.688,03</i>	<i>Q 44.256,36</i>	<i>\$ 5,450.29</i>
6	<i>Columnas C-1</i>	<i>ml</i>	<i>276,00</i>	<i>Q 284,77</i>	<i>Q 78.596,52</i>	<i>\$ 9,679.37</i>
7	<i>Columnas C-2</i>	<i>ml</i>	<i>106,00</i>	<i>Q 244,09</i>	<i>Q 25.873,54</i>	<i>\$ 3,186.39</i>
8	<i>Piso de concreto</i>	<i>m2</i>	<i>2.123,10</i>	<i>Q 147,13</i>	<i>Q 312.371,70</i>	<i>\$ 38,469.42</i>
9	<i>Paredes</i>	<i>m2</i>	<i>675,50</i>	<i>Q 259,12</i>	<i>Q 175.035,56</i>	<i>\$ 21,556.10</i>
10	<i>Estructura metálica</i>	<i>m2</i>	<i>2.200,00</i>	<i>Q 1.345,89</i>	<i>Q 2.960.958,00</i>	<i>\$ 364,650.00</i>
11	<i>Parqueo de concreto</i>	<i>m2</i>	<i>2.317,35</i>	<i>Q 194,47</i>	<i>Q 450.655,05</i>	<i>\$ 55,499.39</i>
12	<i>Losa</i>	<i>m2</i>	<i>194,00</i>	<i>Q 436,42</i>	<i>Q 84.665,48</i>	<i>\$ 10,426.78</i>
13	<i>Modulo de gradas</i>	<i>ml</i>	<i>12,60</i>	<i>Q 316,49</i>	<i>Q 3.987,77</i>	<i>\$ 491.11</i>
14	<i>Modulo de Rampas</i>	<i>m2</i>	<i>10,08</i>	<i>Q 372,19</i>	<i>Q 3.751,68</i>	<i>\$ 462.03</i>
15	<i>Muro Pineado</i>	<i>m2</i>	<i>243,00</i>	<i>Q 420,40</i>	<i>Q 102.157,20</i>	<i>\$ 12,580.94</i>
16	<i>Piso de Granito</i>	<i>m2</i>	<i>194,00</i>	<i>Q 240,40</i>	<i>Q 46.637,60</i>	<i>\$ 5,743.55</i>
17	<i>Electricidad Fuerza</i>	<i>global</i>	<i>1,00</i>	<i>Q 52.470,00</i>	<i>Q 52.470,00</i>	<i>\$ 6,461.82</i>
18	<i>Electricidad Iluminación</i>	<i>global</i>	<i>1,00</i>	<i>Q 60.399,17</i>	<i>Q 60.399,17</i>	<i>\$ 7,438.32</i>
19	<i>Sistema Agua Potable</i>	<i>ml</i>	<i>95,00</i>	<i>Q 47,52</i>	<i>Q 4.514,40</i>	<i>\$ 555.96</i>
20	<i>Puertas de Metal</i>	<i>u</i>	<i>7,00</i>	<i>Q 1.623,60</i>	<i>Q 11.365,20</i>	<i>\$ 1,399.65</i>
21	<i>Ventanearía</i>	<i>u</i>	<i>15,00</i>	<i>Q 468,60</i>	<i>Q 7.029,00</i>	<i>\$ 865.64</i>
22	<i>Persianas</i>	<i>u</i>	<i>12</i>	<i>Q 3.960,00</i>	<i>Q 47.520,00</i>	<i>\$ 5,852.21</i>
23	<i>Drenajes</i>	<i>ml</i>	<i>135</i>	<i>Q 140,12</i>	<i>Q 18.916,20</i>	<i>\$ 2,329.58</i>
24	<i>Sanitarios, retretes</i>	<i>global</i>	<i>1</i>	<i>Q 15.496,80</i>	<i>Q 15.496,80</i>	<i>\$ 1,908.47</i>
<i>COSTO TOTAL DEL PROYECTO</i>				<i>Q 4.866.586,29</i>	<i>\$ 599,333.29</i>	

2.2.7 Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)

La evaluación de EIA es una metodología especializada, utilizada en muchas partes del mundo, para identificar los efectos negativos o positivos de un determinado proyecto y presentar alternativas viables. La EIA se basa sustancialmente en la existencia de suficiente información básica de una determinada zona. Normalmente este tipo de estudio se requiere para obras de gran magnitud (represas, carreteras, agricultura, forestal, alcantarillados, mercados, etc.) o cuando las acciones planificadas se encuentren dentro de zonas frágiles (áreas protegidas, bosques tropicales húmedos, etc.) o si el proyecto tiene influencia sobre áreas de gran interés cultural, étnico o histórico.

Ante la falta de información básica necesaria para los proyectos, la Evaluación de Impacto Ambiental debe incorporar a su proceso, la recolección de dicha información, para identificar con cierto grado de confiabilidad los potenciales impactos adversos al ambiente natural o social. Es precisamente esta actividad la que hace que la Evaluación de Impacto Ambiental comprometa altos costos en tiempo y recursos.

Tipos de estudio de Evaluación de Impacto Ambiental

Para dar cumplimiento a lo establecido en el Artículo 8. de la Ley de Protección y Mejoramiento del Medio Ambiente, Decreto Número 68-86, se establecen los siguientes tipos de Evaluación Ambiental

Impacto ambiental no significativo (evaluación rápida)

Es un estudio que se hará por medio de una visita de observación al sitio propuesto, por parte de técnicos en la materia y por cuenta del interesado para determinar si la acción propuesta no afecta significativamente el ambiente. El criterio debe basarse en proyectos similares, tamaño, localización y otros indicadores que se consideren pertinentes. Del resultado presentado en forma escrita, se resolverá si procede o no una a Evaluación de Impacto Ambiental Significativo. El cumplimiento de las autorizaciones derivadas de las Evaluaciones de Impacto Ambiental no significativo, deben ser garantizadas por la Declaración Jurada de Impacto Ambiental, contenida en Acta notarial, con la información siguiente:

- a) Datos de la persona individual o jurídica.
- b) Descripción del proyecto, obra, industria o actividad y quienes lo desarrollaran.
- c) Descripción de las sustancias o productos a utilizarse en su ejecución o elaboración.
- d) Descripción de los procesos y productos a obtenerse.
- e) Descripción del contenido de las emisiones a la atmosfera y métodos de control; descarga de aguas residuales y métodos de tratamiento; tipos de residuos y procedimientos para su disposición final;
 - Plan de contingencia.
 - Plan de seguridad para la salud humana.
 - Plan de seguridad ambiental.
- f) Cualesquiera otros datos que se requieren a nivel técnico o notarial.

Impacto ambiental significativo

Las Evaluaciones de Impacto Ambiental Significativo se podrán desarrollar en dos fases:

Fase preliminar o de factibilidad

Es un estudio que debe incluir suficiente información sobre:

- a) Datos de la persona interesada, individual o jurídica.
- b) Descripción del proyecto y del escenario ambiental (natural, social y humano).
- c) Principales impactos y medidas de mitigación.
- d) Sistema de disposición de desechos.
- e) Plan de contingencia.
- f) Plan de seguridad para la salud humana.
- g) Plan de seguridad ambiental.
- h) Cualesquiera otros datos que se consideran necesarios

Fase completa

Generalmente se aplica a proyectos con grandes impactos y debe ser un estudio lo mas completo posible, que además de lo establecido en la fase preliminar, debe responder a las siguientes interrogantes.

- a) ¿Qué sucederá al medio ambiente como resultado de la ejecución del proyecto?
- b) ¿Cuál será el alcance de los cambios que sucedan?
- c) ¿Qué importancia tienen los cambios?
- d) ¿Qué puede hacerse para prevenirlos o mitigarlos?
- e) ¿Qué opciones o alternativas son factibles?

f) ¿Qué piensa la comunidad del proyecto?

Toda autorización derivada de una Evaluación de Impacto Ambiental Significativo, deberá ser garantizada en su cumplimiento por parte de la persona interesada individual o jurídica, por medio de una fianza que se será determinada por la Comisión Nacional del Medio Ambiente de la Presidencia de la República, según la magnitud del proyecto.

A continuación se presenta la lista sobre los impactos ambientales del proyecto del mercado para la colonia María Tecún, aldea Argueta.

Tabla XIV. Lista de control de los impactos ambientales

	Si	Puede ser	No	Comentarios
FORMAS DEL TERRENO. ¿PRODUCIRÁ EL PROYECTO?				
¿Pendientes o terraplenes inestables?			X	
¿Una amplia destrucción del desplazamiento del suelo?			X	
¿Un impacto sobre terrenos agrarios?			X	
¿Cambios en las formas del terreno, orillas, cauces de ríos?			X	
¿Destrucción, ocupación o modificación de rasgos físicos?			X	
AIRE/CLIMATOLOGÍA. ¿PRODUCIRÁ EL PROYECTO?				
¿Emisiones de contaminantes aéreos que provoquen deterioro de la calidad del aire ambiental?			X	
¿Olores desagradables?			X	
¿Alteración de movimientos del aire, humedad o temperatura?			X	

¿Emisiones de contaminantes aéreos peligrosos?			X	
AGUA. ¿PRODUCIRÁ EL PROYECTO?				
¿Vertidos a un sistema público de aguas?	X			
¿Cambios en las corrientes o movimientos de agua dulce?			X	
¿Cambios en los índices de absorción, pautas de drenaje o cantidad de agua de escorrentía?			X	
¿Alteraciones en el curso o en los caudales de avenidas?			X	
¿Represas, control o modificaciones de algún cuerpo?			X	
¿Vertidos en aguas superficiales o alteraciones de la calidad del agua considerando, temperatura, turbidez?			X	
¿Alteraciones de la dirección o volumen del flujo de aguas subterráneas?			X	
¿Alteraciones de la calidad del agua subterráneas?			X	
¿Contaminación de las reservas publicas de agua?			X	
¿Infracción de cursos de agua?			X	
¿Instalándose en un área inundable fluvial o litoral?			X	
¿Riesgo de exposición de personas al agua tales como las inundaciones?			X	
RESIDUOS SÓLIDOS ¿PRODUCIRÁ EL PROYECTO?				
¿Residuos sólidos o basuras en volumen significativo?	X			ES TRATADO
RUIDO ¿PRODUCIRÁ EL PROYECTO?				
¿Aumento de los niveles sonoros previos?			X	
¿Mayor exposición de la gente a ruidos elevados?			X	
VIDA VEGETAL. ¿PRODUCIRÁ EL PROYECTO?				
¿Cambios en la diversidad o productividad o en el numero de alguna especie de planta (arboles, arbustos, cultivos, micro flora)?			X	

¿Reducción del numero de individuos o afectara el hábitat de alguna especie vegetal considerada única?			X	
¿Introducción de especies nuevas dentro de la zona o creara una barrera para el carrera para el normal desarrollo pleno de las especies existentes?			X	
¿Reducción o daño en la extensión de algún cultivo agrícola?			X	
VIDA ANIMAL ¿EL PROYECTO?				
¿Reducirá el hábitat o numero de individuos de alguna especie animal considerada como única?			X	
¿Introducirá nuevas especies animales en el área o creara una barrera a las migraciones de los animales terrestres?			X	
¿Dañara los actuales hábitats naturales y de peces?			X	
¿Provocará la emigración generando problemas de interacción entre los humanos y los animales?			X	
RECURSOS NATURALES ¿EL PROYECTO?				
¿Aumentará la intensidad del uso de algún recurso natural?			X	
¿Destruirá sustancialmente algún recurso no reutilizable?			X	
¿Se situará en un área designada considerada como reserva natural?			X	
ENERGÍA ¿EL PROYECTO?				
¿Utilizará cantidades considerables de combustible o de energía?			X	
¿Aumentará considerablemente la demanda de las fuentes actuales de energía?			X	
TRANSPORTE Y FLUJO DE TRÁFICO. ¿EL PROYECTO?				
¿Un movimiento adicional de vehículos?	X			
¿Efectos sobre las instalaciones de aparcamientos o necesitara nuevos aparcamientos?		X		
¿Un impacto considerable sobre los sistemas actuales de transporte?			X	

¿Alteraciones sobre las pautas actuales de circulación y movimientos de gente y/o bienes?		X		
¿Un aumento de los riesgos del tráfico para vehículos motorizados, bicicletas o peatones?		X		
¿La construcción de nuevas calles?			X	
INFRAESTRUCTURA. ¿EL PROYECTO PRODUCIRA DEMANDA DE?				
¿Energía y gas natural?			X	
¿Sistemas de comunicación?			X	
¿Agua?			X	
¿Saneamiento o fosas sépticas?			X	
¿Red de aguas blancas o pluviales?			X	
POBLACIÓN. ¿EL PROYECTO?				
¿Alterará la ubicación o distribución humana en el área?		X		
RIESGOS DE ACCIDENTES. ¿EL PROYECTO?				
¿Implicará el riesgo de explosión o escapes de sustancias potencialmente peligrosas incluyendo, pero no solo, petróleo, pesticidas, productores químicos, radiación u otras sustancias toxicas en el caso de un accidente o una situación desagradable?			X	
SALUD HUMANA ¿EL PROYECTO?				
¿Crearé algún riesgo real o potencial para la salud?			X	
¿Expondrá a la gente a riesgos potenciales para la salud?			X	
ECONOMÍA. ¿EL PROYECTO?				
¿Tendrá algún efecto adverso sobre las condiciones económicas locales, turismo, sueldo, empleo?			X	
REACCIÓN SOCIAL. ¿ES ESTE PROYECTO?				
¿Conflictivo en potencia?			X	

¿Una contradicción respecto a los planes u objetivos que se han adoptado a nivel local?			X	
ESTÉTICA. ¿EL PROYECTO?				
¿Cambiará una vista escénica o un panorama abierto al público?	X			
¿Crearé una ubicación estéticamente ofensiva abierta a la vista del público?			X	
¿Cambiaré significativamente la escala visual o el carácter del entorno próximo?			X	
ARQUEOLOGÍA, CULTURA, HISTORIA. ¿EL PROYECTO?				
¿Alteraré sitios, construcciones, objetos o edificios de interés arqueológico, cultural o histórico?			X	
RESIDUOS PELIGROSOS. ¿EL PROYECTO?				
¿Implicaré la generación, transporte, almacenaje o eliminación de algún residuo peligroso?			X	

CONCLUSIONES

1. El diseño estructural de los edificios se realizó con base a lo que establece el código A.C.I. y el código AISC, tanto para el centro escolar como para el mercado. Se aplicaron diferentes criterios técnicos, esto con el propósito de garantizar una estructura segura y económica.
2. El E.P.S es de principal importancia para el desarrollo del estudiante de Ingeniería Civil, ampliando los conocimientos teóricos y prácticos, aplicados a proyectos y situaciones reales. Además, el E.P.S. da oportunidad de demostrar a la comunidad que somos capaces de dar soluciones sencillas, lógicas y factibles a las dificultades presentadas.
3. Para el desarrollo del análisis estructural de marcos dúctiles, se efectuó la comparación entre el método numérico de Kani y un método de análisis por computadora denominado SAP, entre los cuales se puede observar la similitud de resultados, pero para el proyecto se utilizaron los resultados de SAP, el cual resulta una herramienta más práctica y confiable, necesarios para la vida moderna.
4. El costo del proyecto del mercado local para la colonia María Tecún asciende a Q. 4.866,586.29 y beneficiará aproximadamente a 12,300 personas entre comerciantes y consumidores.
5. El costo del proyecto de la escuela ascenderá a Q. 947,044.42 y a beneficiará a un total de 160 estudiantes por año.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de Sololá:

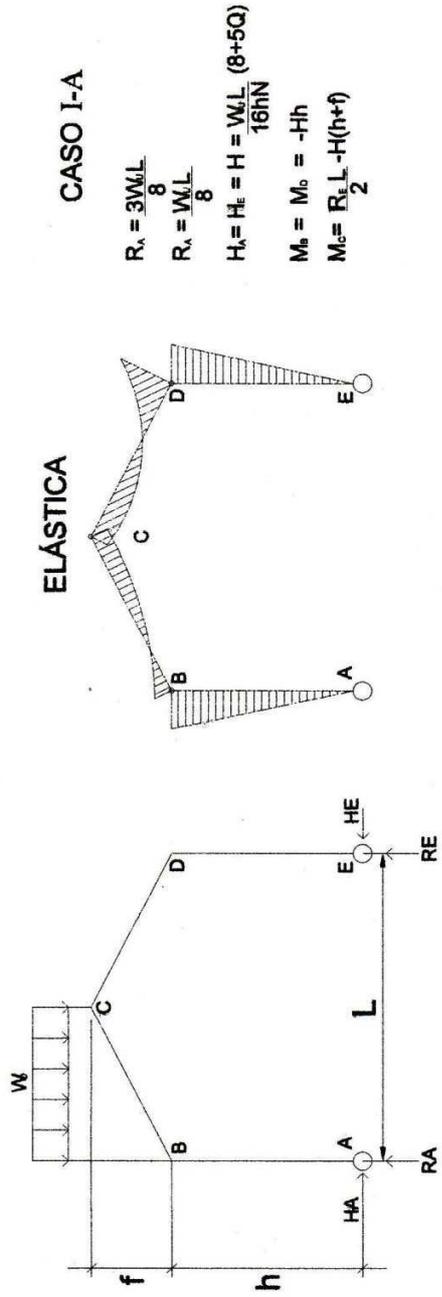
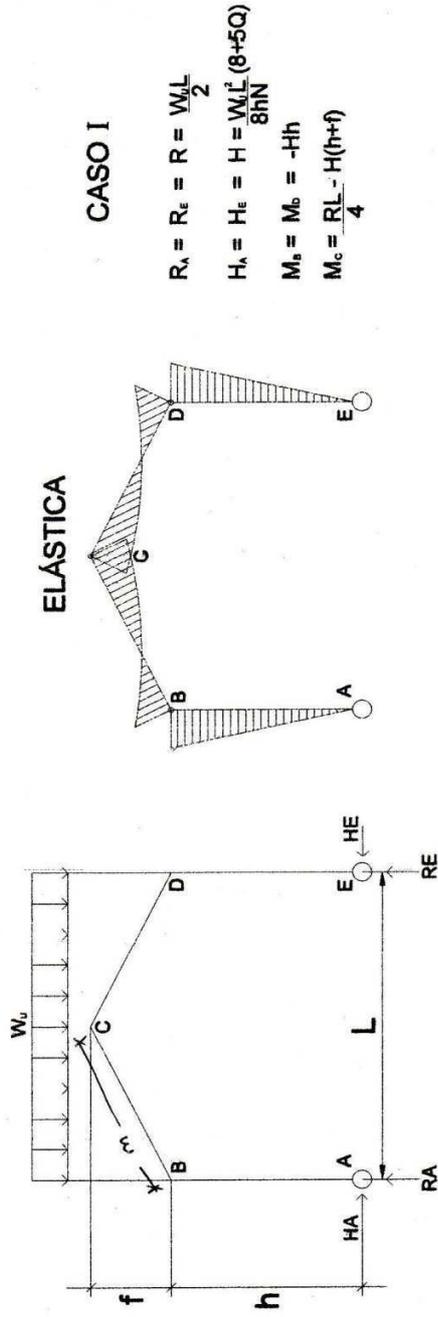
1. Proveer al mercado el mantenimiento constante, para garantizar su óptimo funcionamiento y el buen estado de cada una de las áreas que lo conforman.
2. Atender a las diferentes comunidades, capacitando a sus líderes e informando a sus integrantes, sobre cómo gestionar proyectos con diferentes fuentes de financiamiento.
3. Que la administración del mercado debe ser llevada a cabo por personal capacitado para poder dar cumplimiento a todos los objetivos del mismo, brindando instalaciones seguras, limpias y siendo parte importante de recolección de fondos municipales para su auto-sostenimiento.
4. Garantizar una supervisión técnica en la construcción de los proyectos de infraestructura, respetando las dimensiones de los elementos, combinaciones de carga, espesores mínimos de recubrimiento, y resistencia del concreto a elaborar, para que se cumplan con las especificaciones y recomendaciones contenidas en este proyecto.
5. Actualizar los presupuestos de los proyectos antes de su cotización o contratación, ya que, tanto materiales como salarios están sujetos a cambios ocasionados por variaciones en la economía.

BIBLIOGRAFÍA

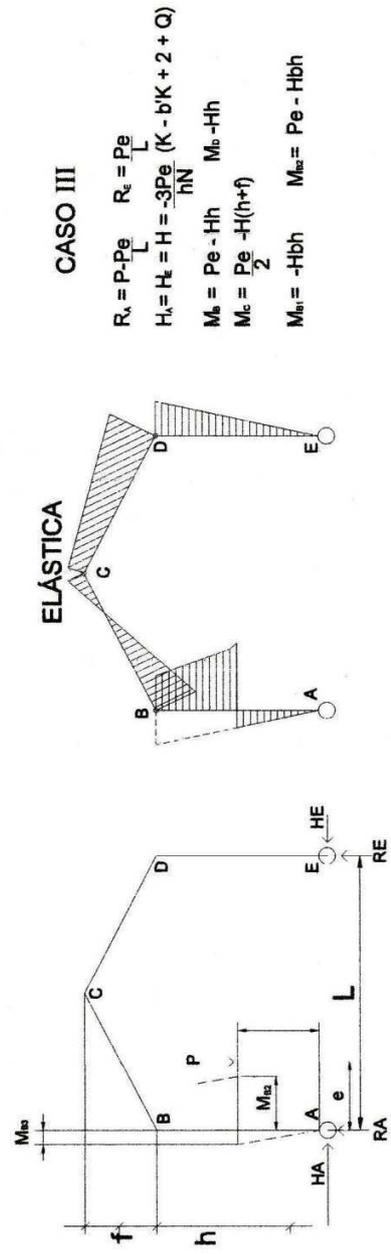
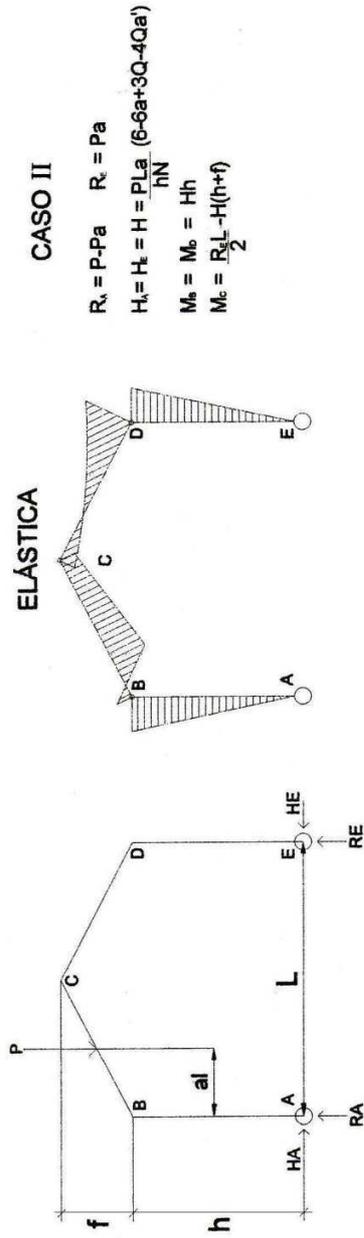
1. American Concrete Institute. Reglamento de las construcciones de Concreto reforzado (ACI 318-99) y comentarios.
2. Coti Diaz, Ivan Alejandro. Diseño de salón de usos múltiples, área recreativa y deportes, y pavimentos del acceso principal para la colonia el Maestro, Quetzaltenango. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Julio 1997.
3. Especificaciones AISC. Specifications of the American Institute of Steel Construction. 1999 LRFD Specification for structural Steel Buildings
4. Instituto de Fomento Municipal INFOM. **Normas para diseño de mercados.**
5. McComarc, Jack C. **Diseño de estructuras metálicas.** México: Editorial Alfaomega, 1991. 789 pp.
6. Ministerio de Ambiente Y Recursos Naturales. **Principios de Evaluación Ambiental.** Guatemala, 2000.
7. Sunún Monzón, Susana Yaneth. Diseño del edificio escolar para el cantón La Vega y propuesta de mejoras al sistema de agua potable de la aldea San Lorenzo El Tejar, municipio de Pastores, Sacatepéquez. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala: noviembre, 2003.
8. Wer Asturias, Ricardo. Consideraciones en el Diseño de marcos rígidos a dos aguas en acero estructural. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos. Marzo de 1977.

ANEXOS

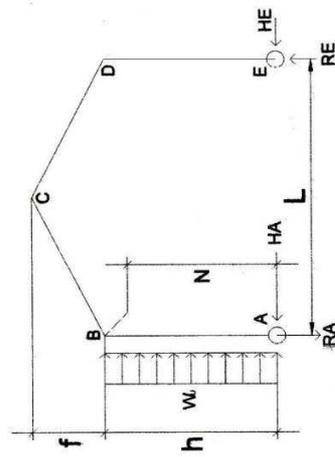
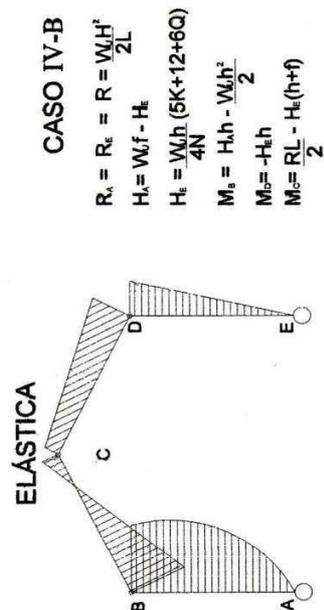
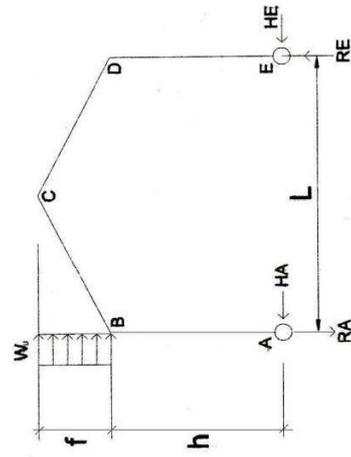
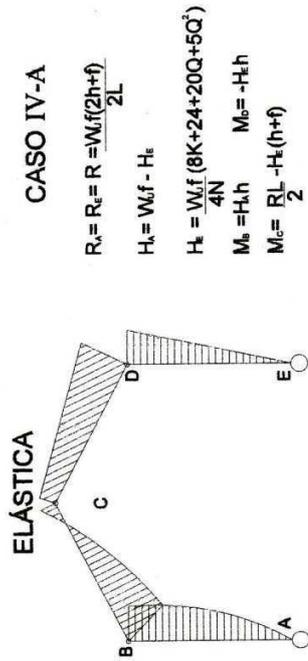
ANEXO I



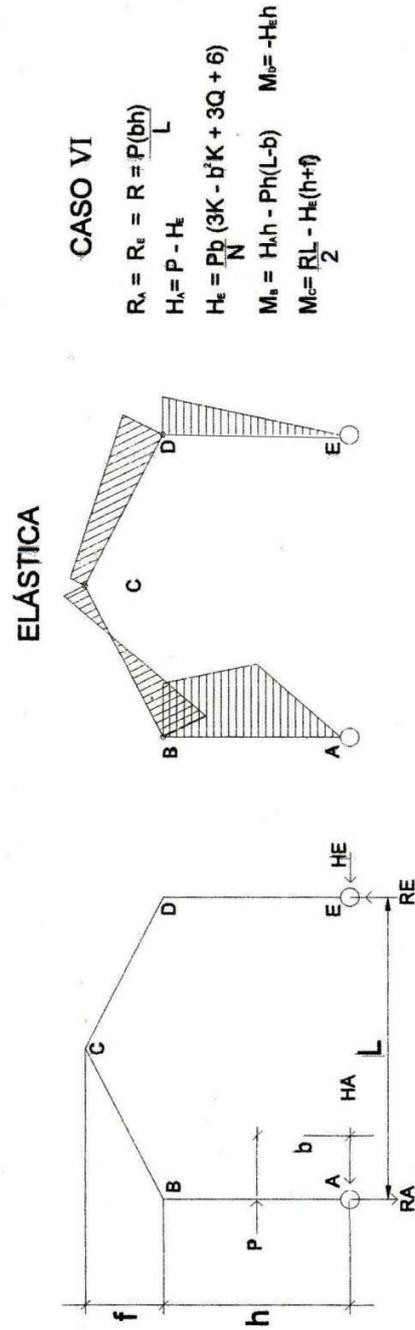
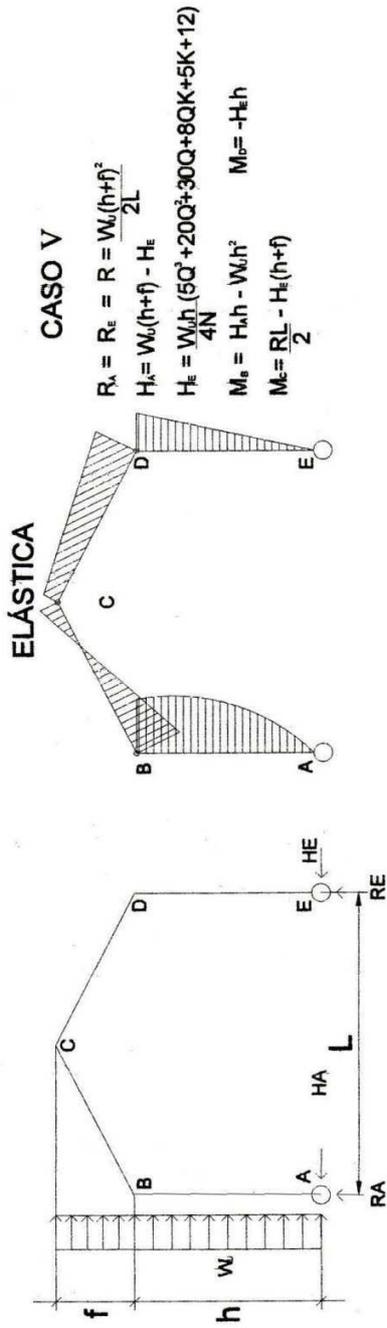
ANEXO II



ANEXO III



ANEXO IV



ANEXO V

FÓRMULAS PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS DE ACERO ESTRUCTURAL

$$f_a = \frac{R}{A}$$

$$\frac{K \times L_c}{r} \text{ (Rigidez)}$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2(Cc)^2}\right] \times F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8(Cc)} + \frac{(Kl/r)}{8(Cc)^3}} \quad \text{Formula AISC 1.5 - 1}$$

$$\frac{f_a}{F_a} < 0.15, \text{ Si se da esta condicion utilizar formula AISC 1.6 - 1, si no,}$$

usar fórmula 1.6 - 1a o 1.6 - 1b

+

$$f_b = \frac{M_{max}}{S_x}$$

$$F_b = \frac{(12 \times 10^3) \times (C_b)}{(I_d) \times \left(\frac{d}{Af}\right)} \quad \text{Fórmula AISC 1.5 - 7}$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} < 1.00 \quad \text{Fórmula AISC 1.6 - 2}$$

Donde:

F_a = Esfuerzo permisible para carga axial.

F_b = Esfuerzo permisible de flexión.

f_a = Esfuerzo axial.

f_b = Esfuerzo de flexión.

C_c = Relación de esbeltez (para acero A-36, $C_c = 126.1$).

C_b = Coeficiente de flexión ($C_b = 1$).

R = Reacción producida por el suelo.

A = Área del segmento propuesto.

K = Factor de longitud efectiva.

L_c = Longitud real de la columna.

r = Radio de giro.

M_{max} = Momento máximo aplicado a la columna ($H_{EX} L_c$).

S_x = Módulo de sección del elemento propuesto.

ANEXO VI. ENSAYOS DE LABORATORIO



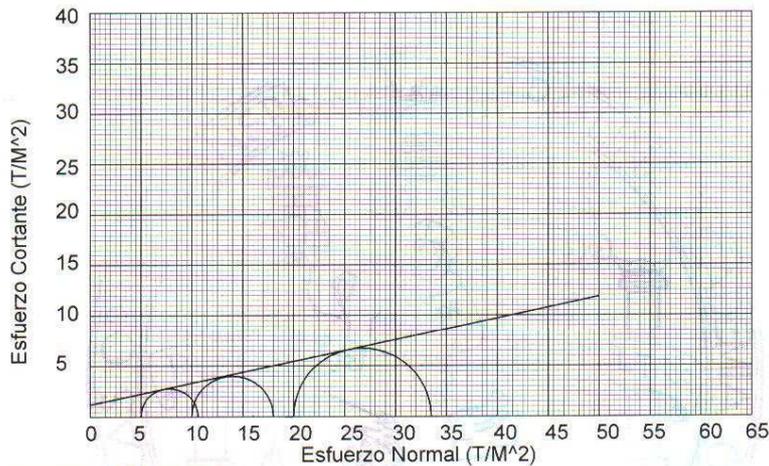
**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 0526 S.S. O.T.No.: 22,472

INTERESADO: Carlos Rolando Alvarado
 PROYECTO: Diseño de mercado en la colonia Mariateun.
 UBICACION: Sololá NORMA: AASHTO T-296
 pozo: 2 Profundidad: 2,50 mts. FECHA: 23 de noviembre de 2007



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 12,03^\circ$	COHESIÓN: $C_u = 1,20 \text{ T/m}^2$
---	--

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCION DEL SUELO: Arena limosa con presencia de materia orgánica color negro.
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	5,60	10,38	13,49
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	4,5	7,5	10,0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1,42	1,42	1,42
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1,94	1,94	1,94
HUMEDAD (%H)	36,8	36,8	36,8



Atentamente,

Vo. Bo.

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarez
DIRECTOR CII/USAC

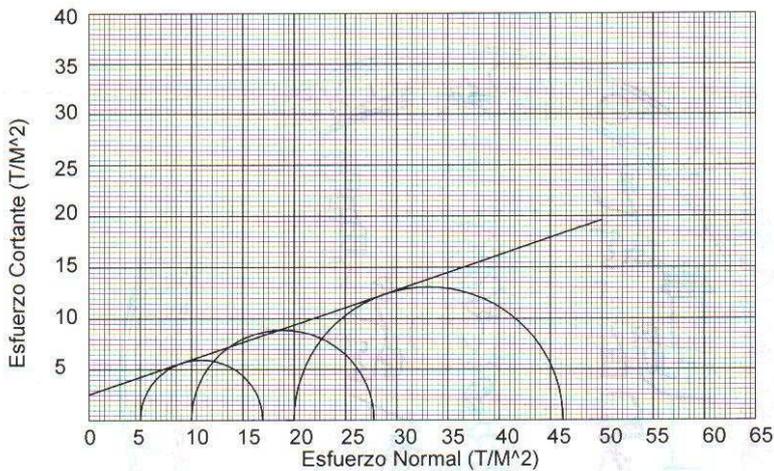
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 0525 S.S. O.T.No.: 22,472

INTERESADO: Carlos Rolando Alvarado
PROYECTO: Diseño de escuela de dos niveles en el caserío los Churuneles
UBICACION: Sololá NORMA: AASHTO T-296
pozo: 1 Profundidad: 2,00 mts. FECHA: 23 de noviembre de 2007



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 18,83^\circ$	COHESIÓN: $C_u = 2,55 \text{ T/m}^2$
---	--------------------------------------

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
DESCRIPCION DEL SUELO: Limo arcillo arenoso 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 ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	11,92	17,78	26,23
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	2,5	5,0	8,0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	0,66	0,66	0,66
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1,40	1,40	1,40
HUMEDAD (%H)	111,0	111,0	111,0

Vo. Bo.

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
DIRECTOR CI/USAC

Atentamente,

Omar E. Medrano Méndez
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

ANEXO VII. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

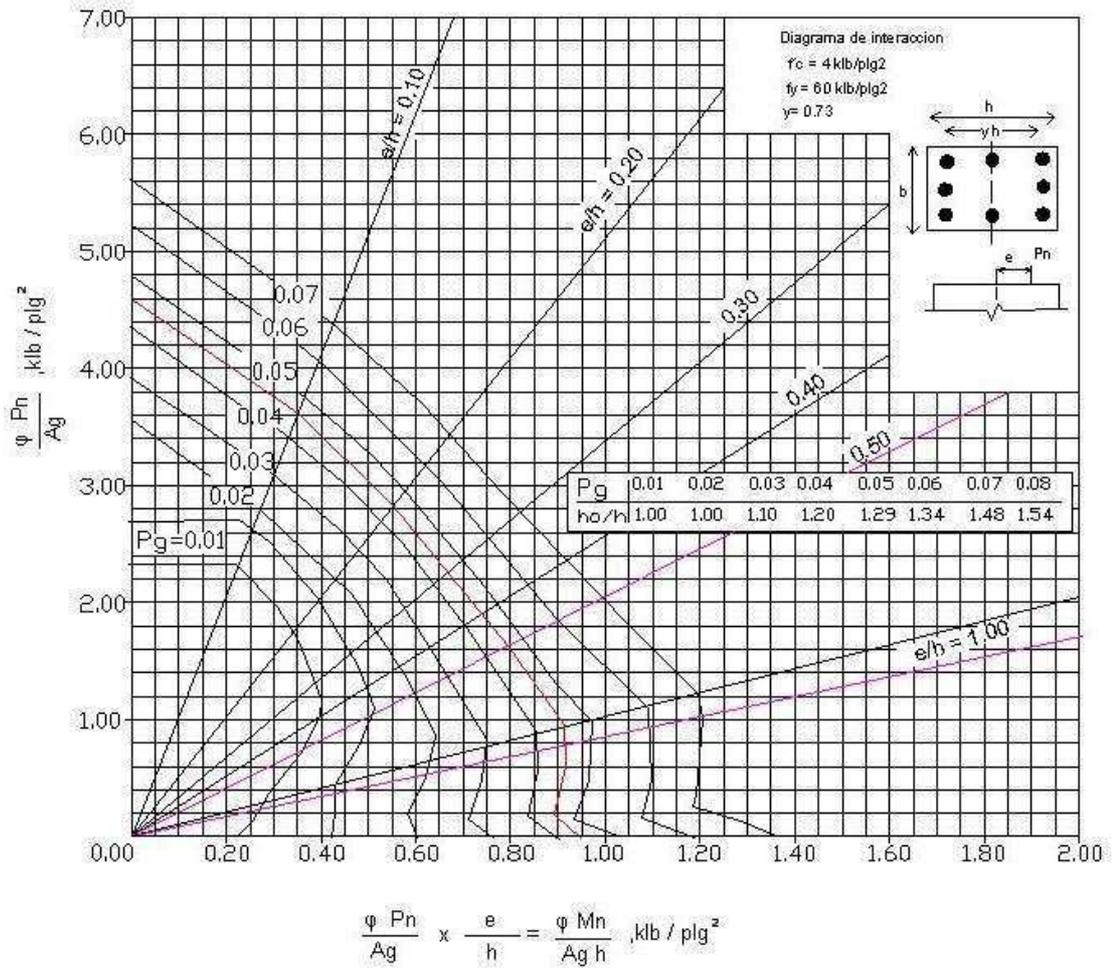


Diagrama de interacción de la resistencia de columnas de sección cuadrada con barras en las cuatro caras

**ANEXO VIII. PROPIEDADES DIMENSIONALES DE LOS ANCLAJES
ROSCADOS HORMIGONADOS *IN SITU***

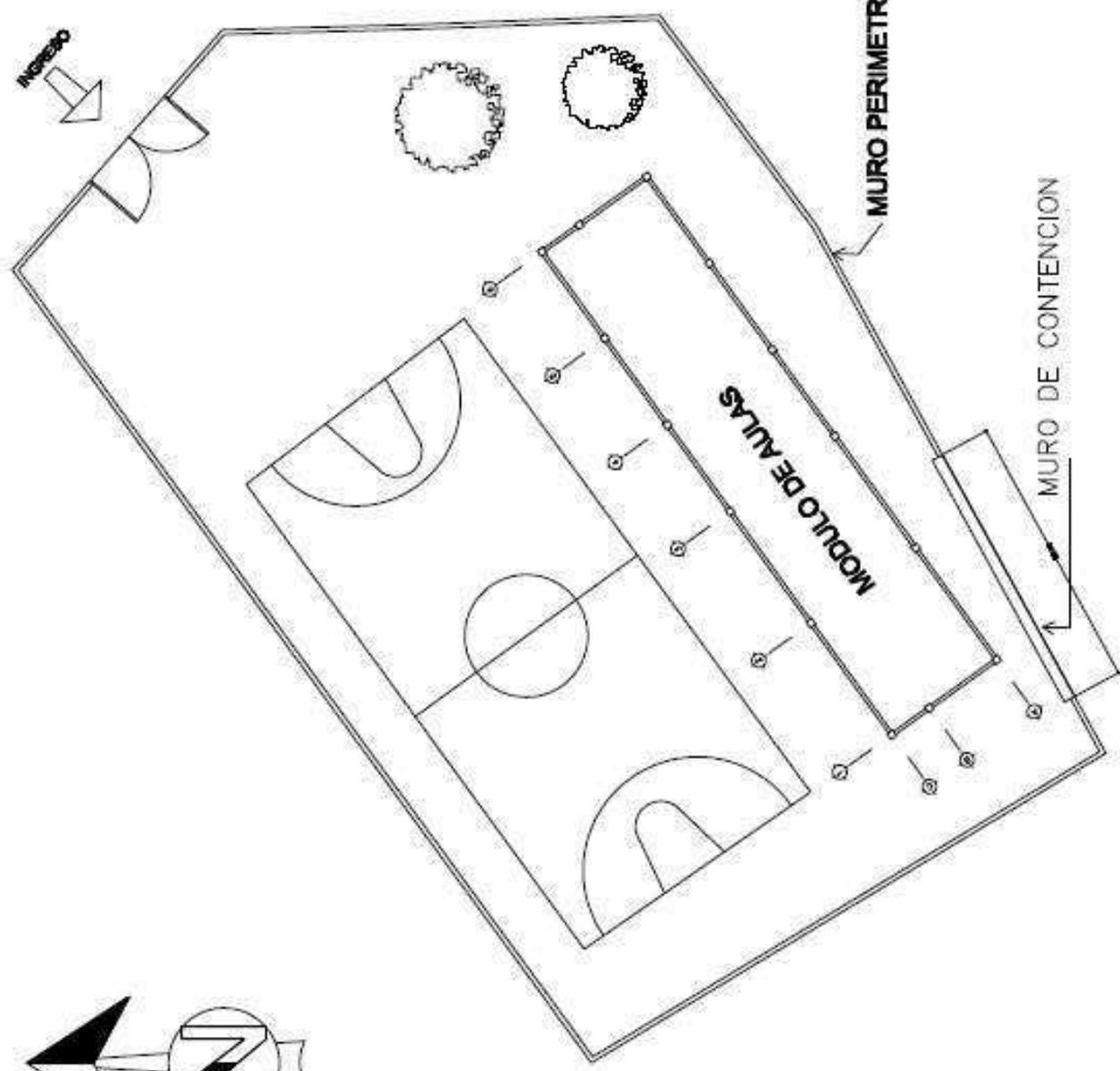
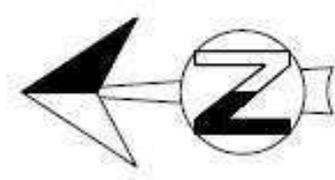
Esta tabla contiene información sobre el área de la sección transversal efectiva, A_{se} , y el área de apoyo, A_{brg} , para anclajes roscados hormigonados *in situ* de hasta 2 plg. de diámetro.

Diámetro del anclaje (d_o) (plg)	Área bruta del anclaje (plg^2)	Área efectiva del anclaje (A_{se}) (plg^2)	Superficie de apoyo de las cabezas y tuercas Diámetro del (A_{brg}) (plg^2)			
			Cuadrada	Cuadrada pesada	Hexagonal	Hexagonal pesada
0,250	0,049	0,032	0,142	0,201	0,117	0,167
0,375	0,110	0,078	0,280	0,362	0,164	0,299
0,500	0,196	0,142	0,464	0,569	0,291	0,467
0,625	0,307	0,226	0,693	0,822	0,454	0,671
0,750	0,442	0,334	0,824	1,121	0,654	0,911
0,875	0,601	0,462	1,121	1,465	0,891	1,188
1,000	0,785	0,606	1,465	1,855	1,163	1,501
1,125	0,994	0,763	1,854	2,291	1,472	1,851
1,250	1,227	0,969	2,228	2,773	1,817	2,237
1,375	1,485	1,160	2,769	3,300	2,199	2,659
1,500	1,767	1,410	3,295	3,873	2,617	3,118
1,750	2,405	1,900	--	--	--	4,144
2,000	3,142	2,500	--	--	--	5,316

Esta tabla muestra datos correspondientes a un ejemplo de anclajes mecánicos incorporados al hormigón endurecido que han sido ensayados de acuerdo con ACI 355.2. La tabla contiene los valores de todos los parámetros necesarios para diseñar un determinado anclaje mecánico incorporado al hormigón endurecido.

APÉNDICE.

PLANOS CONSTRUCTIVOS



ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

- MATERIALES**
- ACERO DE REFUERZO GRUPO 40
 - CONCRETO CLASE 3000 PSI
- REQUERIMIENTOS**
- LOSAS 0.025m
 - VIGAS 0.40m
 - COLUMNAS 0.40m
 - CIMENTOS 0.075m
- CARGA MUERTA**
- PISO CONCRETO 2,400 Kg/m²
 - PISO ACHICADO 80 Kg/m²
 - PISO MADERA 210 Kg/m²
- CARGA VIVA**
- 1^o TEJIDOS 100 Kg/m²
 - 2^o TEJIDOS 400 Kg/m²
 - 3^o AULAS 200 Kg/m²

NOTA:
SALVO DE PROBLEMA, SE DEBE SEGUIR
LOS VALORES UTILIZADOS.

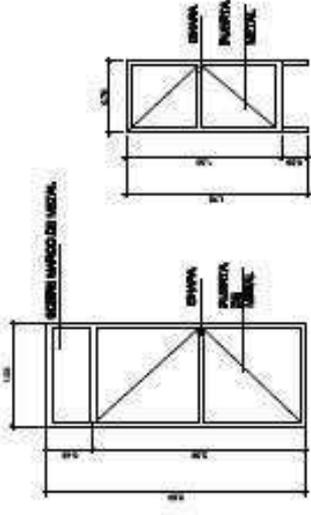


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO DE INVESTIGACIONES Y SERVICIOS DE ADMINISTRACIÓN
INGENIERÍA DE SISTEMAS DE INFORMACIÓN

PROYECTO	Módulo de aulas, cambio de programa	FECHA	2023
CONTRATO	Financiamiento	PROY.	100000000
ALTIPLANO		PLANT. No.	11
PROYECTO	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	FECHA	2023
PROYECTO	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	FECHA	2023

SIMBOLOGIA	
	PUERTA TIPO 1
	PUERTA TIPO 2
	VENTANA V-1
	VENTANA V-2
	VENTANA V-3
	VENTANA V-4

NOVI PLANTAS, COLONIAS Y VIVIENDAS
LEONARDO CRISTINA TORRES



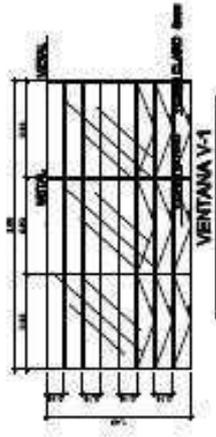
PUERTA TIPO 1
SECCION TIPO

PUERTA TIPO 2
SECCION TIPO



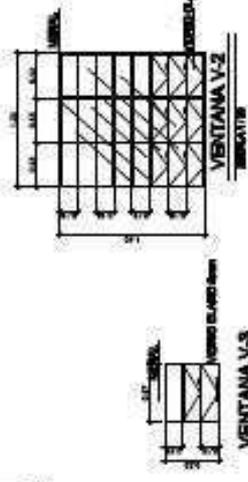
PLANILLA DE PUERTAS		
TIPO	CANTIDAD	AREA TOTAL
1	1	1.20 x 2.10 = 2.52 M ²
2	1	1.10 x 2.10 = 2.31 M ²

VENTANA V-4
SECCION TIPO



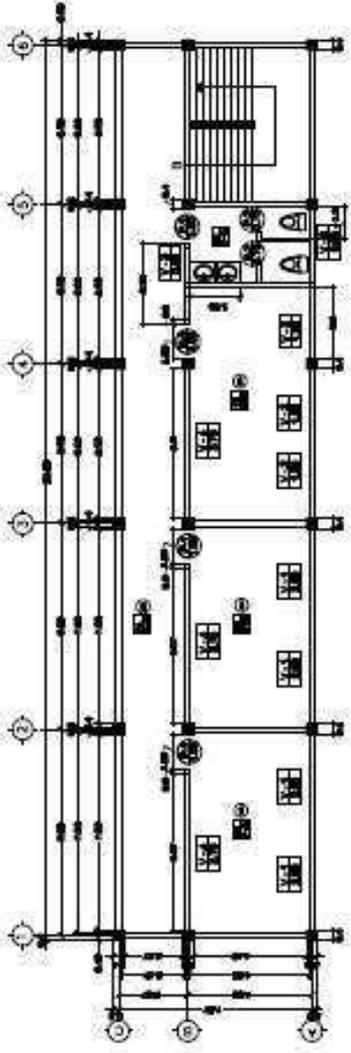
PLANILLA DE VENTANAS		
TIPO	CANTIDAD	AREA TOTAL
V-1	8	2.20 x 2.10 = 4.62 M ²
V-2	5	1.10 x 1.10 = 1.21 M ²
V-3	5	1.10 x 2.10 = 2.31 M ²
V-4	5	1.10 x 2.10 = 2.31 M ²

VENTANA V-1
SECCION TIPO

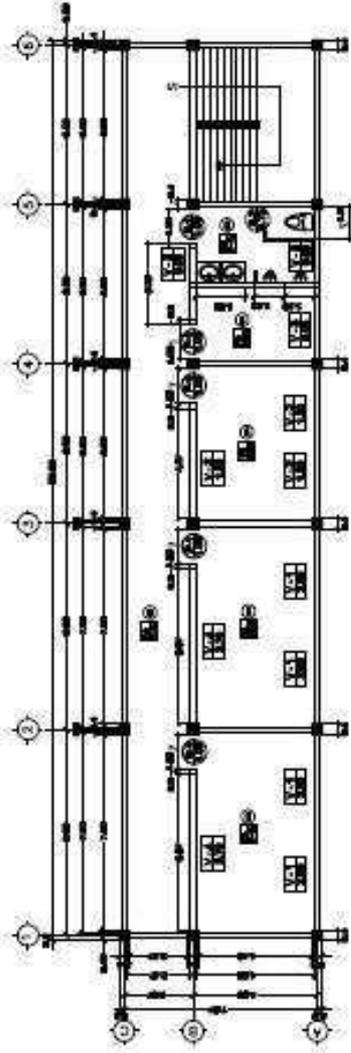


VENTANA V-2
SECCION TIPO

VENTANA V-3
SECCION TIPO



PLANTA ACOTADA
SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:100



PLANTA ACOTADA
PRIMER NIVEL
ESCALA 1:100

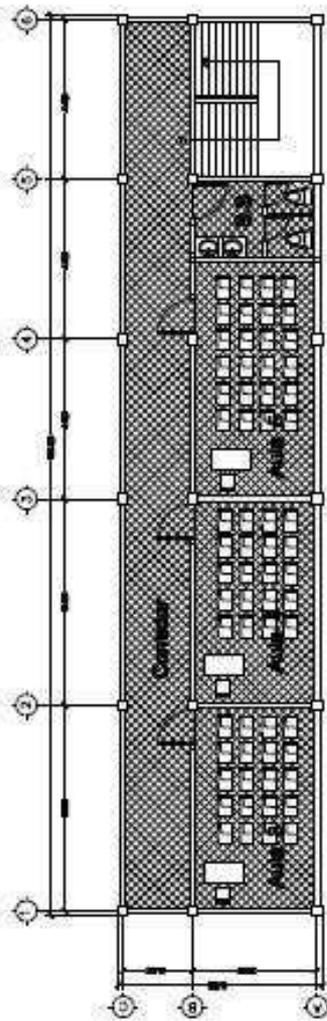


ALTIPLANO

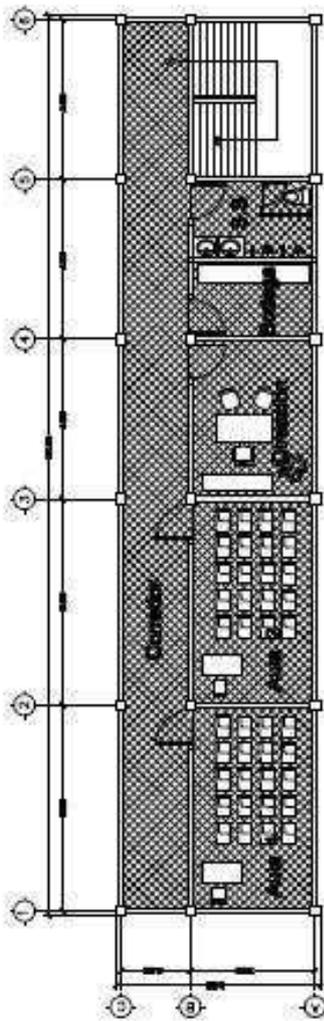
UNIVERSIDAD NACIONAL DE BUENOS AIRES
FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO
CARRERA DE ARQUITECTURA

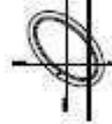
PROFESOR	ALUMNO	PLANTA No.
DR. CARLOS M.	11
FECHA

PROYECTO: ...




PLANTA AMUEBLADA
 SEGUNDO NIVEL
 ESCALA 1:75



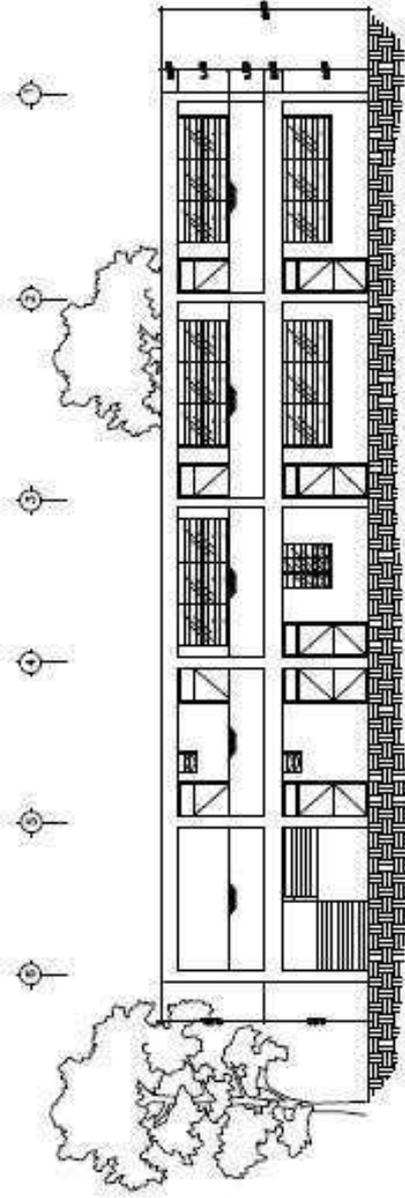

PLANTA AMUEBLADA
 PRIMER NIVEL
 ESCALA 1:75

NOTA: En este plano únicamente se indica la distribución del mobiliario y equipo tomado en cuenta en el diseño. Es imprescindible hacer mención que en el proyecto no se incluye el mobiliario y el equipamiento de la escuela.

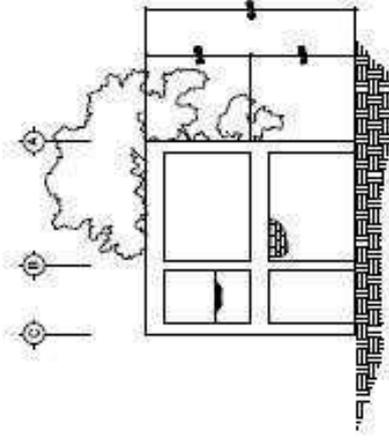


UNIVERSIDAD DE GUATEMALA
CENTRO NACIONAL DE INVESTIGACIONES Y PROYECTOS DE ARQUITECTURA DEL

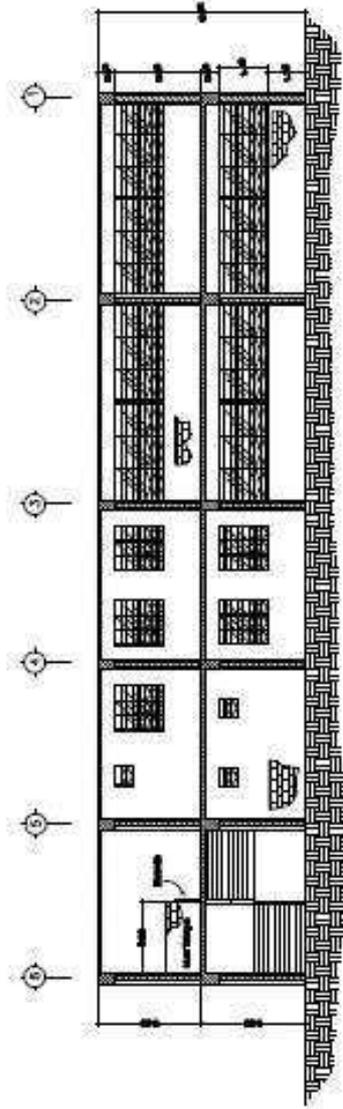
PROYECTO:	NOMBRE DEL PROYECTO:	FECHA:	AUTOR:
FECHA DE ENTREGA:	FECHA DE INICIO:	FECHA DE TERMINACIÓN:	FECHA DE ENTREGA:
PLANTA No.:		Hoja No.:	
3 / 11			



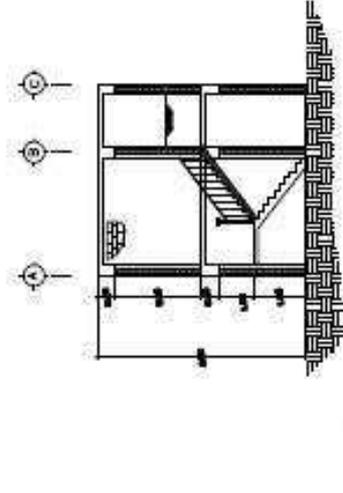
ELEVACIÓN FRONTAL
ESCALA 1:75



ELEVACIÓN LATERAL
ESCALA 1:75



SECCIÓN LONGITUDINAL
ESCALA 1:75

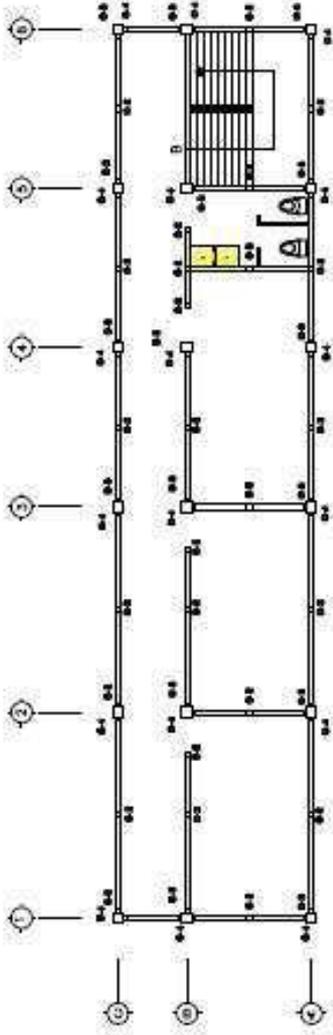


SECCIÓN TRANSVERSAL
ESCALA 1:75

UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES
FACULTAD DE ARQUITECTURA
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES EN ARQUITECTURA

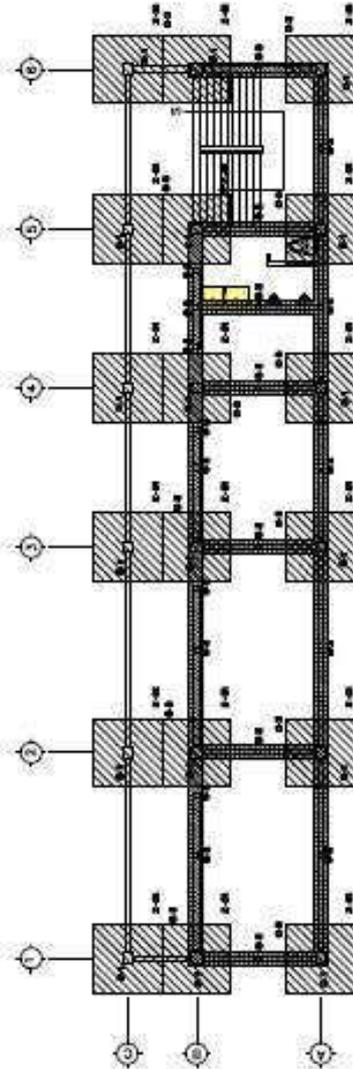
ALUPLANO

PROYECTO	FECHA	PLANO No.	11
ALUMNO	FECHA	FECHA	11
PROFESOR	FECHA	FECHA	11
FECHA	FECHA	FECHA	11



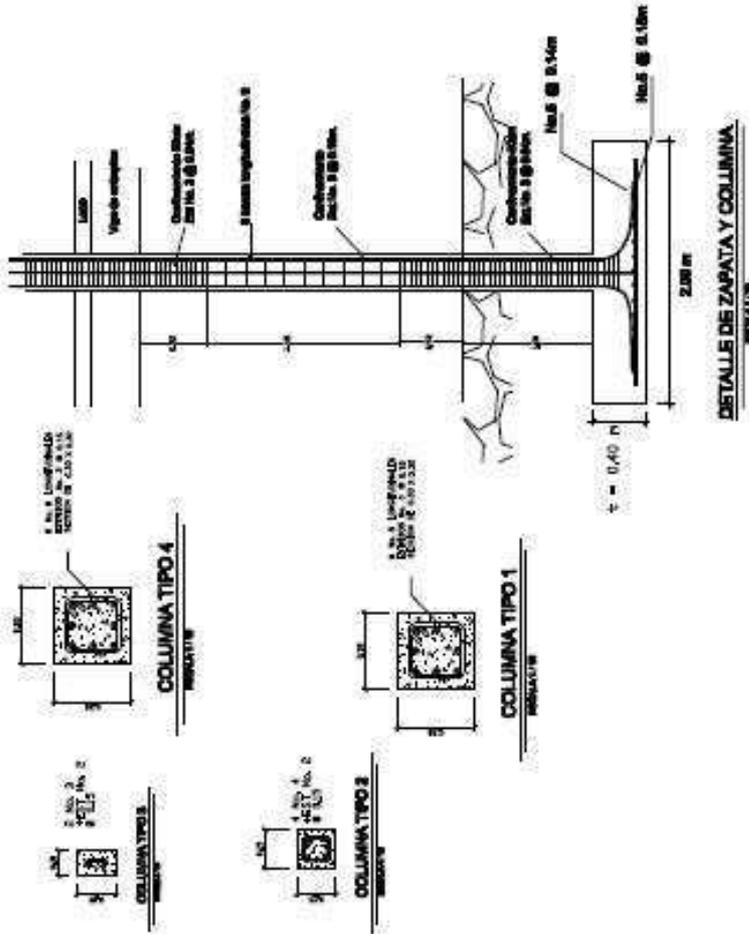
PLANTA CIMENTOS
SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1:75



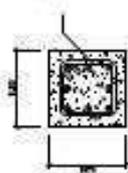
PLANTA CIMENTOS
PRIMER NIVEL

ESCALA 1:75



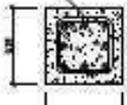
DETALLE DE ZAPATA Y COLUMNA

INDICATIVO



COLUMNA TIPO 4

INDICATIVO



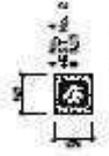
COLUMNA TIPO 1

INDICATIVO



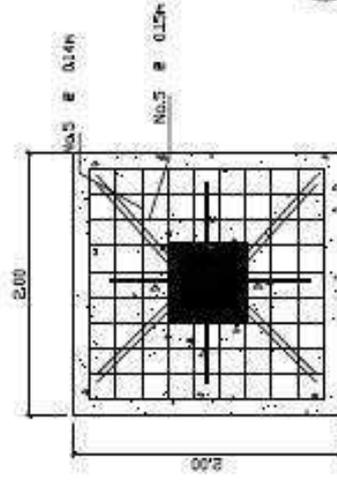
COLUMNA TIPO 3

INDICATIVO



COLUMNA TIPO 2

INDICATIVO



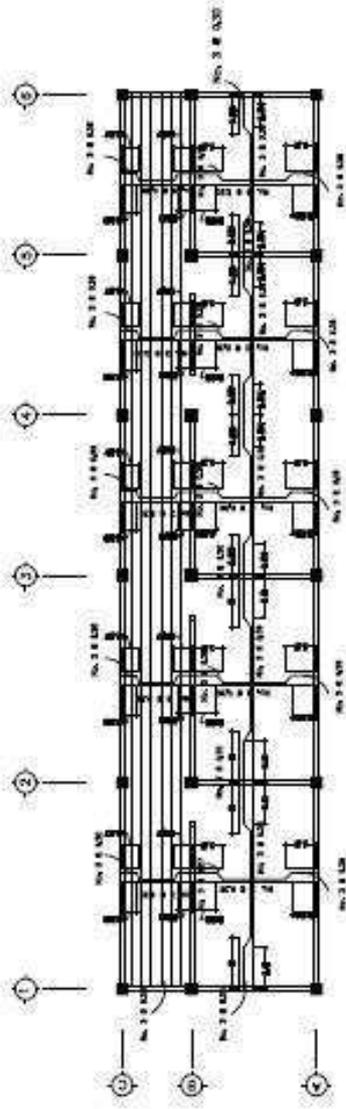
ZAPATA 01

INDICATIVO

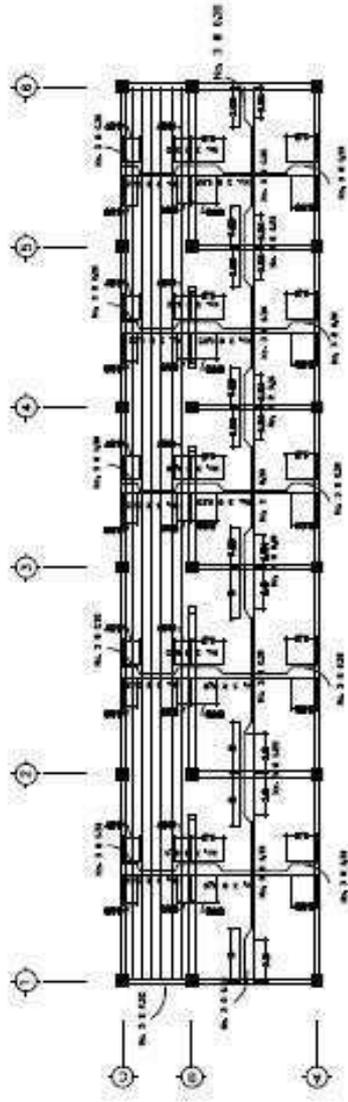


UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

ALUMNO	
NOMBRE	FECHA
CODIGO	GRUPO
TITULO DE LA ASIGNATURA	
AUTORES	
PROFESOR	PLAZA
FECHA DE ENTREGA	Nº
FECHA DE CALIFICACION	DE
FIRMAS	
FECHA	




PLANTA DE TECHOS
 SEGUNDO NIVEL
 ESCALA 1:75

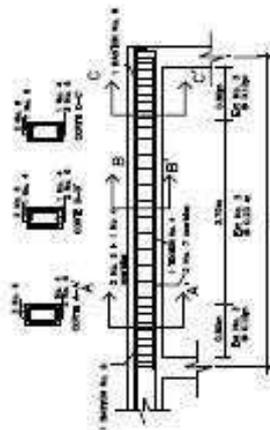



PLANTA DE TECHOS
 PRIMER NIVEL
 ESCALA 1:75

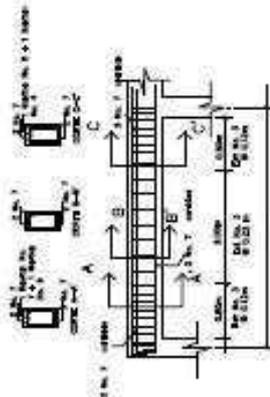


UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

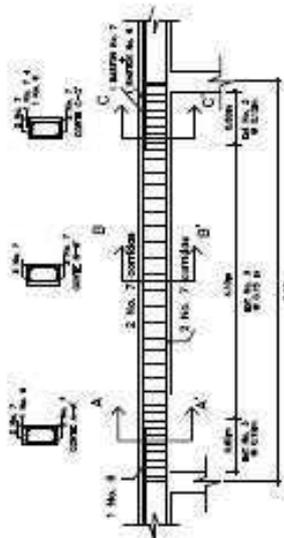
PROYECTO:	PROYECTO DE CONSTRUCCION DE UN CENTRO DE INVESTIGACION Y DESARROLLO TECNOLÓGICO EN LA ZONA DE LA SIERRA DE SANTA ANA
CLIENTE:	INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
FECHA:	15/05/2018
PROYECTANTE:	ING. JUAN CARLOS GARCÍA
PROYECTO:	PROYECTO DE CONSTRUCCION DE UN CENTRO DE INVESTIGACION Y DESARROLLO TECNOLÓGICO EN LA ZONA DE LA SIERRA DE SANTA ANA
FECHA:	15/05/2018
PROYECTANTE:	ING. JUAN CARLOS GARCÍA
PROYECTO:	PROYECTO DE CONSTRUCCION DE UN CENTRO DE INVESTIGACION Y DESARROLLO TECNOLÓGICO EN LA ZONA DE LA SIERRA DE SANTA ANA
FECHA:	15/05/2018
PROYECTANTE:	ING. JUAN CARLOS GARCÍA
PROYECTO:	PROYECTO DE CONSTRUCCION DE UN CENTRO DE INVESTIGACION Y DESARROLLO TECNOLÓGICO EN LA ZONA DE LA SIERRA DE SANTA ANA
FECHA:	15/05/2018
PROYECTANTE:	ING. JUAN CARLOS GARCÍA



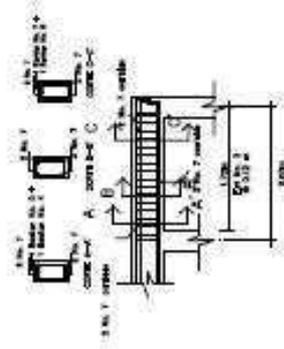
VIGA TIPO 1
SEGNALATI/8



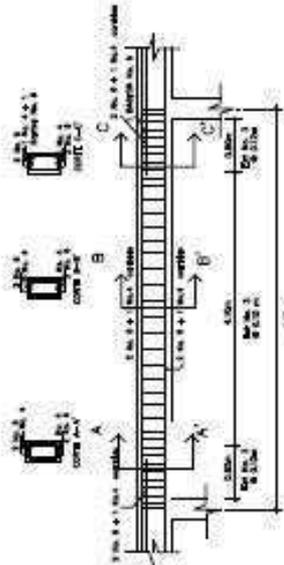
VIGA TIPO 5
SEGNALATI/8



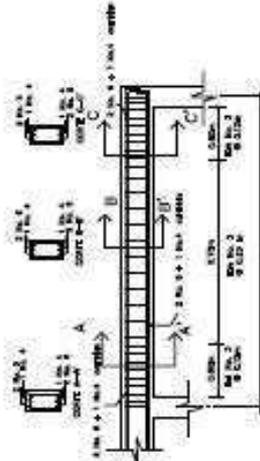
VIGA TIPO 2
SEGNALATI/8



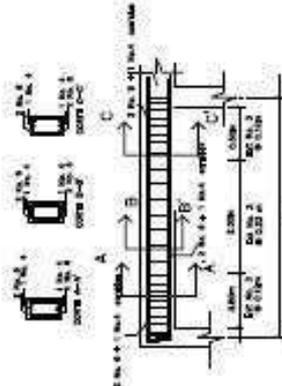
VIGA TIPO 6
SEGNALATI/8



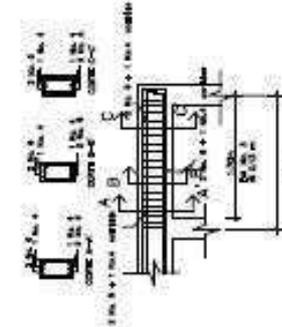
VIGA TIPO 4
SEGNALATI/8



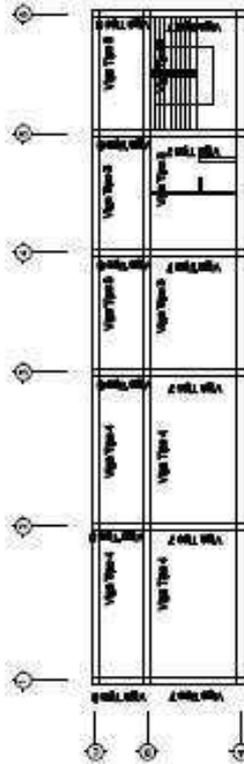
VIGA TIPO 3
SEGNALATI/8



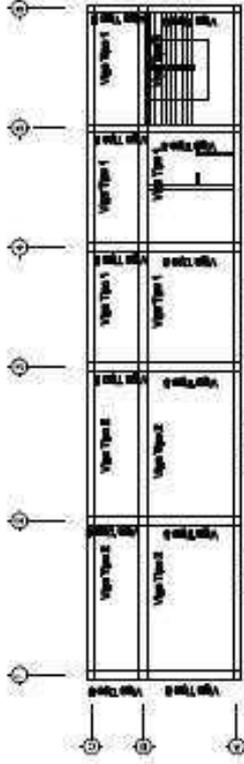
VIGA TIPO 7
SEGNALATI/8



VIGA TIPO 8
SEGNALATI/8



SEGNALATI/8
SEGNALATI/8

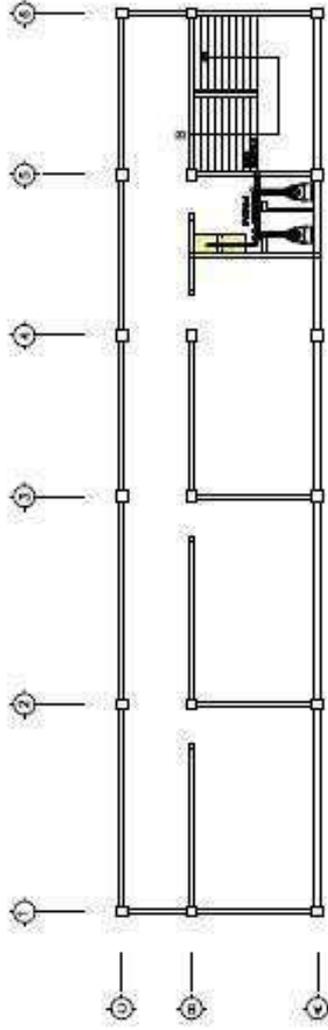


SEGNALATI/8
SEGNALATI/8

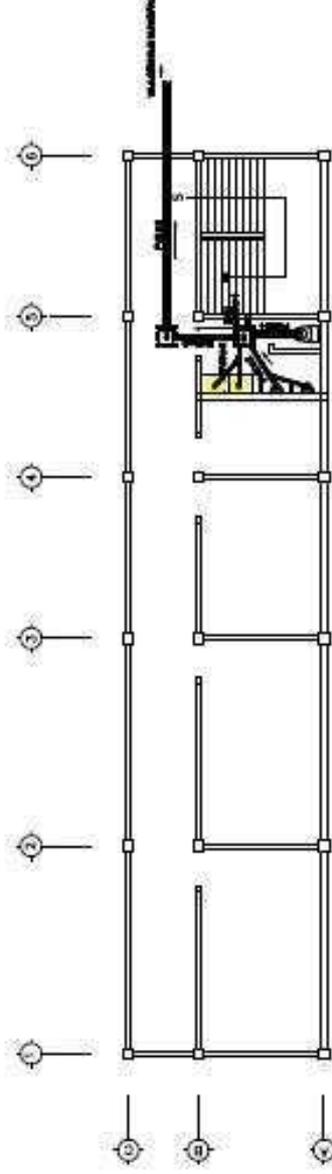


UNIVERSITÀ DEL PUGILIA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE
INTEGRAZIONE DI INGEGNERIA CIVILE

NOME COGNOME	MATRICOLA	DATA
ALTIPLANO		
NOME COGNOME		
MATRICOLA		
DATA		
FIRMATA		

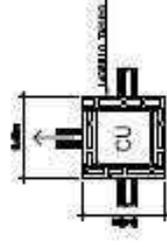


PLANTA DE DRENAJES
SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:75

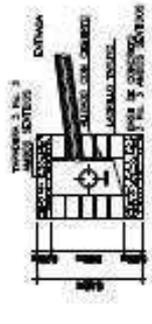


PLANTA DE DRENAJES
PRIMER NIVEL
ESCALA 1:75

SIMBOLOGIA	
	TUBERIA PVC ABLAS NEGRIAS
	BALUNDA DE ABLAS NEGRIAS
	CAJA UNION TIPO
	CODO PVC 2"
	YCE SANTIENA 4"
	ADICIONOR DE FONDATE
	MANEJO DE TIERRA
	YCE SANTIENA 2"
	CODO 2" Y 4" A 90°



PLANTA CAJA UNION CU
V70.5



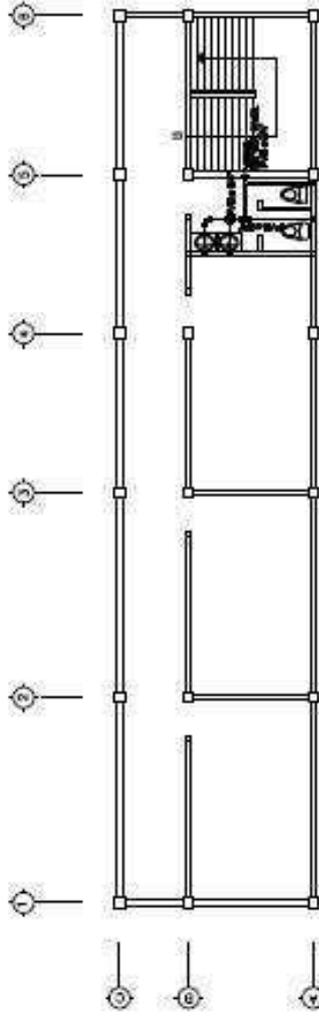
SECCION TEJCA DE CABA UNION CU
V70.5

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
CARRANZA DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

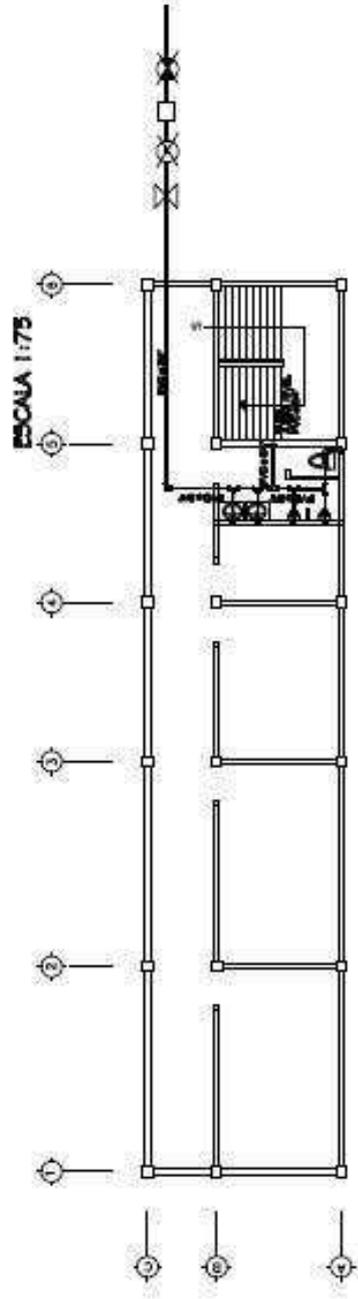
ALTIPLANO

PROYECTO	TITULO	FECHA	FOLIO No.
SECCION DE DRENAJE PARA LA PLANTACION DE EDIFICACION	SECCION DE DRENAJE PARA LA PLANTACION DE EDIFICACION	10/11/2023	8 / 11
PROYECTANTE	REVISOR	PROFESOR	FECHA DE ENTREGA
ALTIPLANO	ALTIPLANO	ALTIPLANO	ALTIPLANO

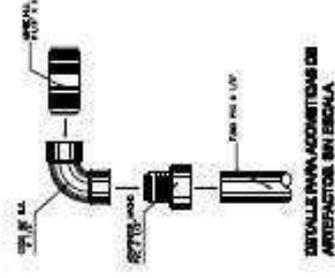
NOMENCLATURA.	
	TEE HORIZONTAL PVC
	CODO HORIZONTAL PVC
	CODO VERTICAL PVC
	TUBERIA PVC 1/2"
	LLAVE DE PASO
	CHESQUE
	LLAVE DE CIERRE
	CONJUNTO



PLANTA DE AGUA POTABLE
SEGUNDO NIVEL



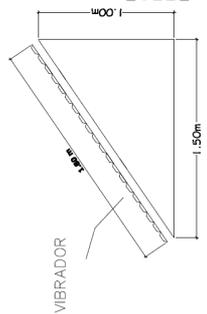
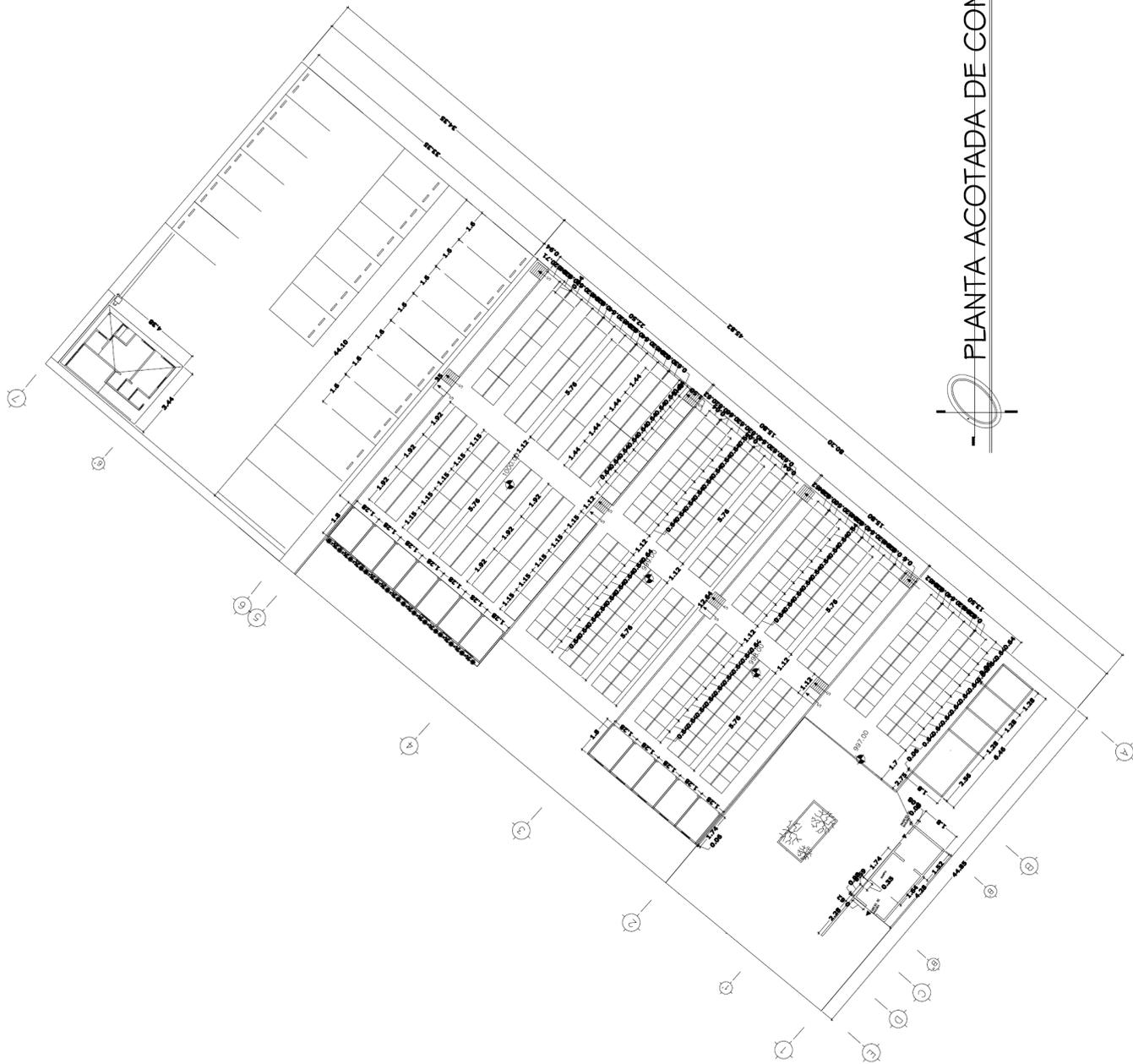
PLANTA DE AGUA POTABLE
PRIMER NIVEL



DETALLE PARA ADICIONES DE
ARTIFACTOS SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
CARRANZA Y CALANCA, GUATEMALA, GUATEMALA

PROYECTO:	RECONSTRUCCION DE LA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	FECHA:	MAYO 2011
CONTRATISTA:	CONTRATO: 000-000000-000000	TITULO:	PROYECTO DE RECONSTRUCCION DE LA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
PROYECTANTE:	ING. JUAN CARLOS GONZALEZ	PAIS:	GUATEMALA
PROYECTO:	RECONSTRUCCION DE LA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	FECHA:	MAYO 2011



FUNDICION DE CONCRETO DE 0.15 mts. DE 3000 PSI
REFUERZO DE TEMPERATURA ESTRUCTURALMALLA 6 X 6 - 9/9

DETALLE DE RAMPAS
SIN ESCALA



FUNDICION DE CONCRETO DE 0.10 m DE 3000 PSI

BALDOSA DE CONCRETO

DETALLE DE GRADAS EXTERIORES EN CAMINAMIENTOS Y PLAZAS
SIN ESCALA

PLANTA ACOTADA DE CONJUNTO
ESCALA 1:250



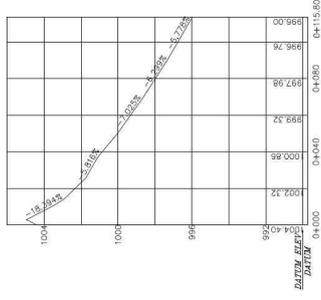
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CIUDAD DE GUATEMALA
CARRERAS 13-01
MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA

PROYECTO:	CARRERA DE INGENIERIA PARA LA COLONIA MARA TOLON	ESCALA:	MAYOR
CONTENIDO:	PLANTA ACOTADA DE CONJUNTO, DETALLES	FECHA:	15/05/2009

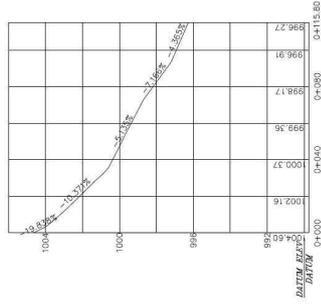
ASESOR DE REGION:	ING. SILVIO RODRIGUEZ	DISEÑO:	CARLOS ROSARIO ALVARADO STUBERTHER
EFECTISTA:	CARLOS ROSARIO ALVARADO STUBERTHER	DIBUJO:	CARLOS ROSARIO ALVARADO STUBERTHER
	15/05/2009		15/05/2009

PLANTA ACOTADA DE CONJUNTO	ING. SILVIO RODRIGUEZ	CARRERA DE INGENIERIA PARA LA COLONIA MARA TOLON

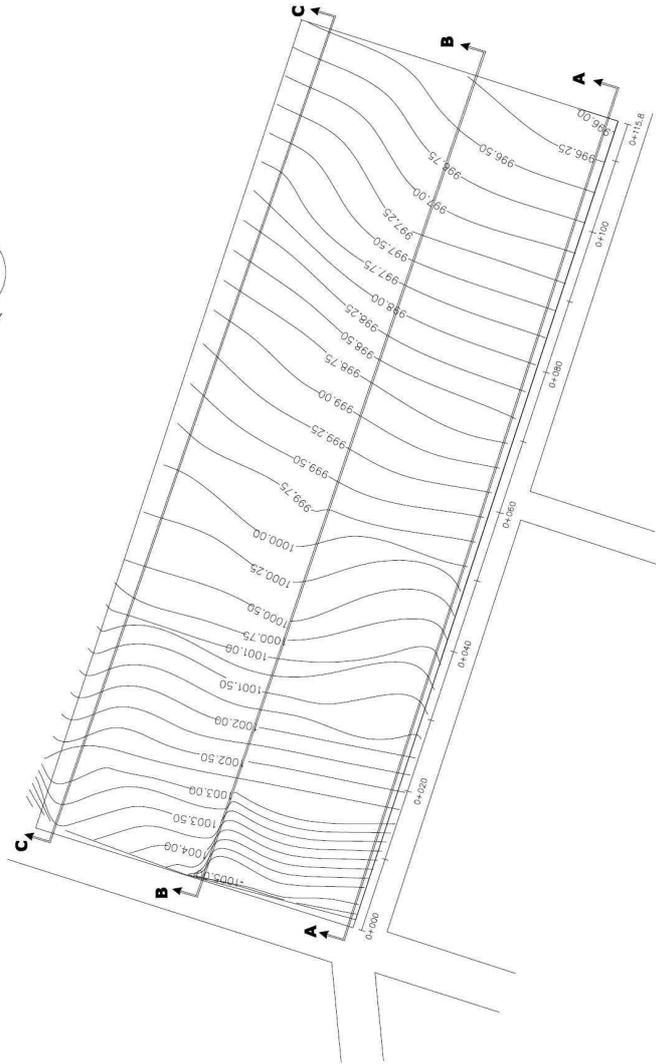
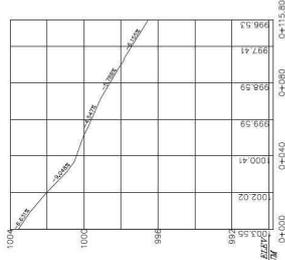
SECCION A



SECCION B



SECCION C



PERFILES DEL TERRENO

ESCALA H: 1:400

ESCALA V: 1:40

ESCALA 1:250

CURVAS DE NIVEL



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INGENIERIA CIVIL
MUNICIPALIDAD DE SOCA, SOCA.

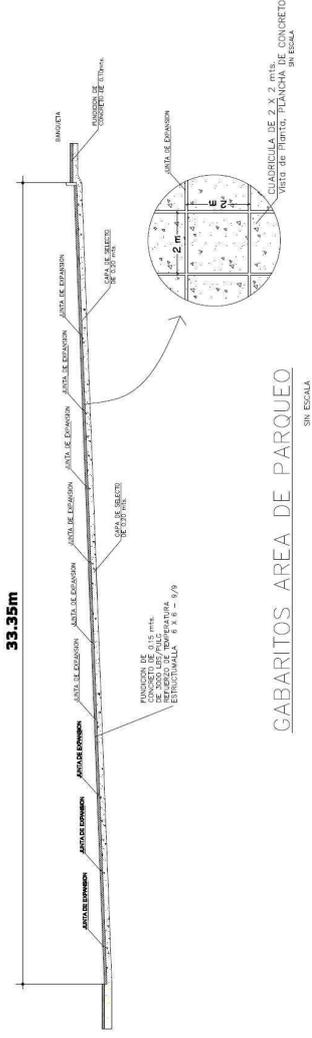
PROYECTO: DISEÑO DE MERCADO PARA LA COLONIA MAMA TICAL
ESCALA: 1:2000
FECHA: FEBRERO 2009
CONTENIDO: CURVAS DE NIVEL Y PERFILES DEL TERRENO

AL TIPO PLANO

ÁREAS DE REGIÓN: CARLOS ESCOBAR ALVARADO ESTUDIOR 1900 - 1907 ERNESTO CARLOS ESCOBAR ALVARADO ESTUDIOR 2000 - 1907	PLANO No. 3 / 11
---	---------------------

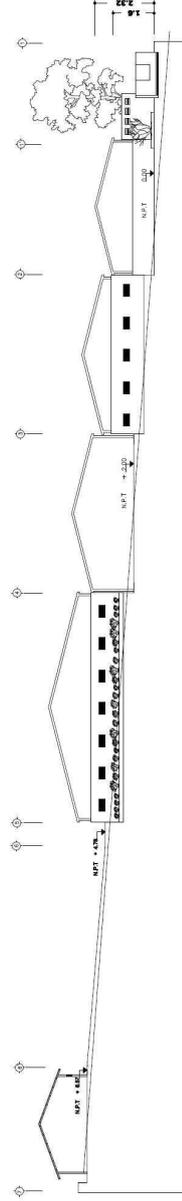
FOR: PERFILES DEL TERRENO
MUNICIPALIDAD DE SOCA

FOR: CURVAS DE NIVEL
MUNICIPALIDAD DE SOCA



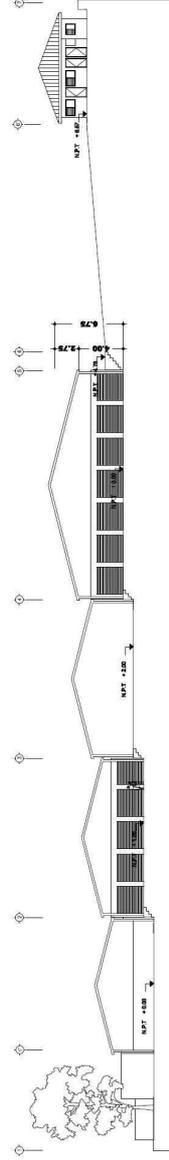
GABARITOS AREA DE PARQUEO

SIN ESCALA



ELEVACIÓN FRONTAL

ESCALA 1 : 250



ELEVACIÓN LONGITUDINAL

ESCALA 1 : 250



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INGENIERIA CIVIL
INSTITUCIONES DE EDUCACION SUPERIOR

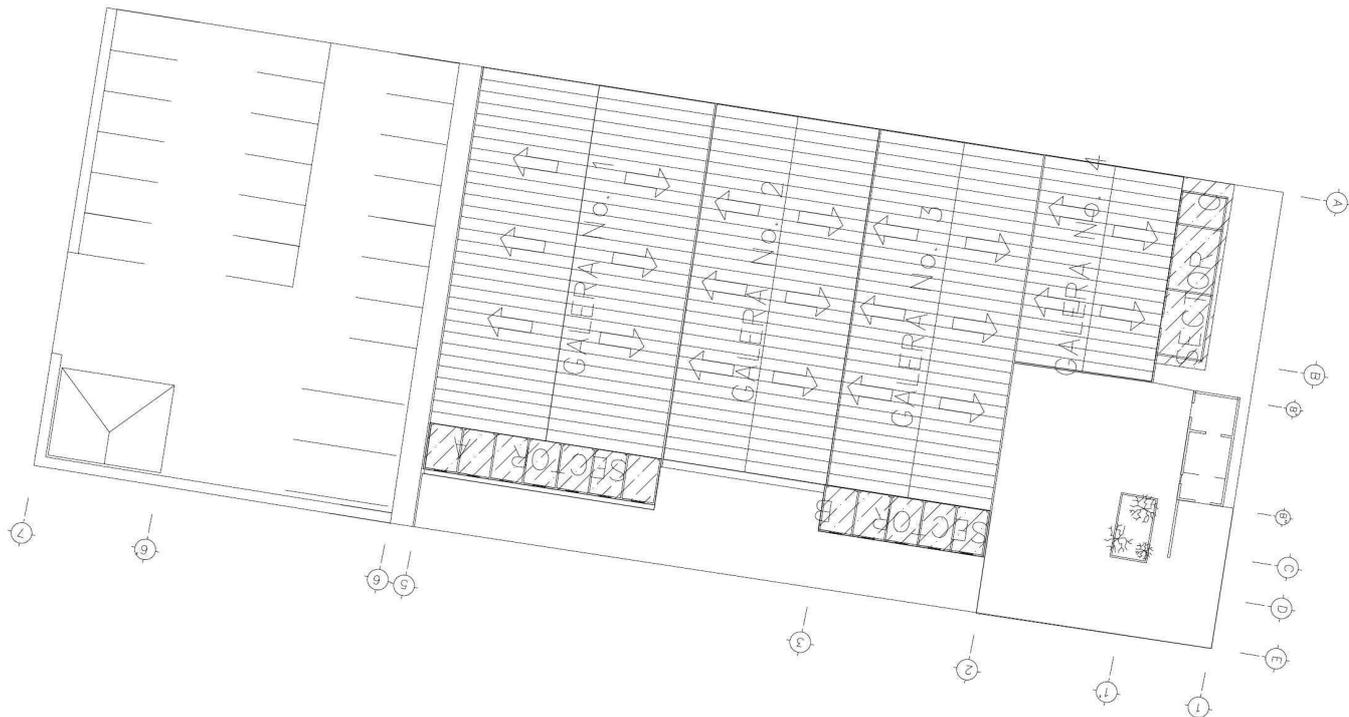
PROYECTO:	ESCALA:
DESIGNO DE MERCADO PARA LA COLONIA MANA TECOL	REGION
CONTENIDO:	FECHA:
ELEVACIONES Y DETALLE DE GABARITOS	FEBRERO-2009

ASESOR DE REGION:	DESIGNO:	PLANO No.
ING. SAULO ROMERO	ORLANDO ALVARADO BILIBIKER	4
EFECTISTA:	DEBIDO A:	11
ORLANDO ALVARADO BILIBIKER	2009 - 1997	
2008 - 1997	2009 - 1997	

PROY. TECNICO SAULO ROMERO
ACUQUE INGENIERO

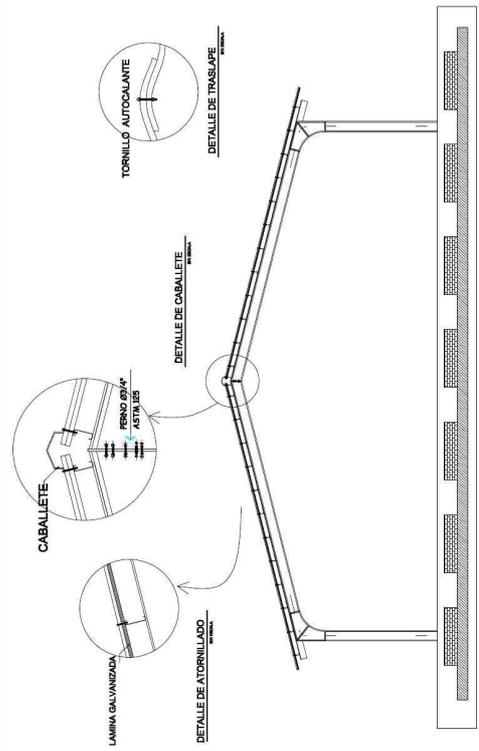
ING. SAULO ROMERO
SUPERVISOR EPS INGENIERIA CIVIL

ORLANDO ALVARADO BILIBIKER
EPS INGENIERIA CIVIL



PLANTA DE TECHO

ESCALA 1:250



CORTE TIPOICO DE ESTRUCTURA METALICA

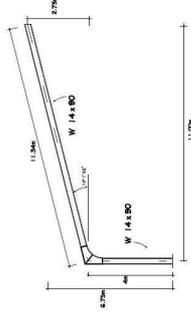
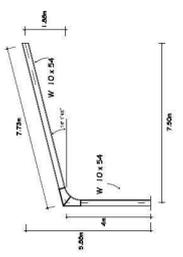
SIN ESCALA

ESPECIFICACIONES Y RECOMENDACIONES

- La pendiente de la cubierta es de 25%
- Para fijación de la cubierta, utilizar tornillos autocalantes (ver detalle).
- Usar lamina galvanizada de 10', cal 26.
- Usar perfil w 10 x 54 para galerías 2,3 y 4.
- Usar perfil w 14 x 90 para la galería No.1
- Utilizar platina con dimensiones
 - 13.5 plg x 13.5 plg x 1/4 plg de espesor. En columnas con seccion W 10 x 54.
 - 15.5 plg x 15.5 plg x 1/4 plg de espesor. En columnas con seccion W 14 x 90.
- Usar costaneras de 7" x 2" (separación max entre costaneras = 1.20 m)
- Usar tuberna de 4 plg de PVC, para bajadas de aguas pluviales.

DIMENSIONES DE MARCO RIGIDO PARA GALERIAS No. 2,3,4.

ESCALA 1:120



DIMENSIONES DE MARCO RIGIDO PARA GALERIA No.1

ESCALA 1:120



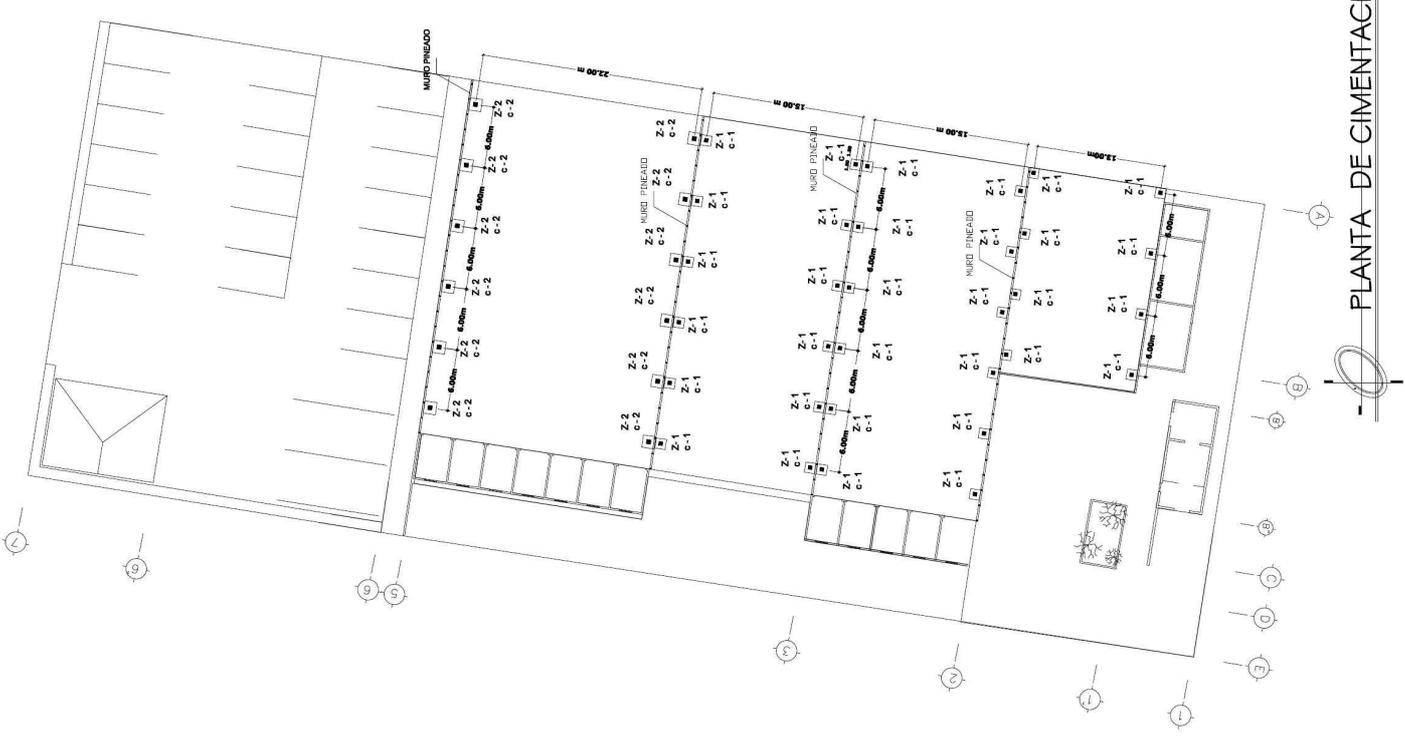
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
MATERIA: ESTRUCTURAS DE ACERO Y EPS INGENIERIA CIVIL
MANCANTON DE BOGOTA, COLO.

PROYECTO:	ESCALA:
PLANTA DE TECHO.	1:250
CONTENIDO:	FECHA:
DETALLES ESTRUCTURA METALICA	18/05/2009

ASESOR DE REGION:	DISEÑO:	PLANO No.
CARLOS RICARDO ALVARADO BUSTAMANTE	CARLOS RICARDO ALVARADO BUSTAMANTE	5
EFECTISTA:	DIBUJO:	11
CARLOS RICARDO ALVARADO BUSTAMANTE	CARLOS RICARDO ALVARADO BUSTAMANTE	
2009 - 1907	2009 - 1907	

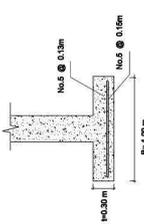
PAU PEDRO ALONSO GARCERAN
INGENIERO CIVIL
SUPERVISOR DEL PROYECTO

INGENIERO CIVIL
SUPERVISOR DEL PROYECTO

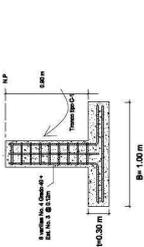


PLANTA DE CIMENTACION DE GALERIAS

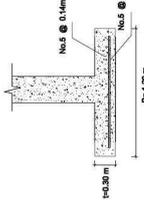
ESCALA 1:250



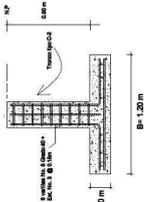
ARMADO FINAL DE ZAPATA TIPO Z-1
SIN ESCALA



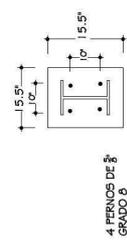
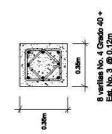
TRONCO DE ZAPATA TIPO C-1
SIN ESCALA



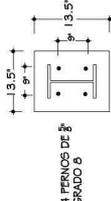
ARMADO FINAL DE ZAPATA TIPO Z-2
SIN ESCALA



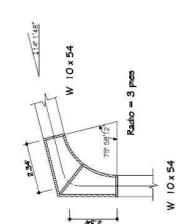
TRONCO DE ZAPATA TIPO C-2
SIN ESCALA



DETALLE DE PLATINA PARA C-2
SIN ESCALA



DETALLE DE PLATINA PARA C-1
SIN ESCALA



DETALLE DE RODILLA
SIN ESCALA

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO, EPS INGENIERIA CIVIL MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA	
PROYECTO:	DESIGNIO DE MERCADO PARA LA COLONIA UAMA TICAL	ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO:	PLANTA DE CIMENTACION DE GALERIAS, DETALLE DE ZAPATAS	FECHA:	FEBRERO-2009
AL T I P L A N O			
ASESOR DE REGION:	ING. SILVIO RODRIGUEZ	2008 - 1907	PLANO No.
PROFESOR:	ING. CARLOS RAMIRO ALVARADO ESTANISLAO	2008 - 1907	6
ALUMNO:	ING. CARLOS RAMIRO ALVARADO ESTANISLAO	2008 - 1907	11
PERMISO PARA EJECUTAR LA OBRA SUPERVISADA POR EL INGENIERO		CATEGORIA DE OBRAS OBRAS DE RECONSTRUCCION	



NOMENCLATURA

	TABLEROS DE DISTRIBUCION
	LAMPARA FLUORESCENTE 2x40w
	POLIDUCTO EN CIELO
	POLIDUCTO EN TIERRA O PARED
	TOMACORRIENTE
	CONDUCTOR ACTIVO CON FORRO (CALIBRE 10)
	CONDUCTOR NEUTRO CON FORRO (CALIBRE 10)
	CONDUCTOR RETORNO CON FORRO (CALIBRE 10)
	INTERRUPTOR SIMPLE (ALTURA 1,20m)
	INTERRUPTOR DOBLE (ALTURA 1,20m)
	INDICA TIPO DE CIRCUITO
	INDICA NUMERO DE UNIDAD

TODOS LOS INTERRUPTORES IRAN A 1,20 m. SOBRE EL PISO TERMINADO.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 ESCUELA DE INGENIERIA EN ELECTRICIDAD
 MUNICIPALIDAD DE SOLLA, SOLLA

PROYECTO:	DISEÑO DE RED PARA LA COLOMA MANA TECN.	ESCALA:	1:250
CONTENIDO:	PLANTA DE FUERZA E ILUMINACION GENERAL	FECHA:	FEVERERO 2009

ASESOR DE REGION:	DR. CARLOS RAMIRO ALVARADO SUTUPHRE	PLANO No.:	8
EFECTUISTA:	ING. CARLOS RAMIRO ALVARADO SUTUPHRE	FECHA:	11
REVISOR:	ING. CARLOS RAMIRO ALVARADO SUTUPHRE		

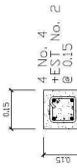
PROY. PEDRO SANCHEZ GUERRA ACUQUE INGENIERO	ING. CARLOS RAMIRO ALVARADO SUTUPHRE SUPERVISOR EN ELECTRICIDAD	ING. CARLOS RAMIRO ALVARADO SUTUPHRE INGENIERO EN ELECTRICIDAD
--	--	---

PLANTA DE ILUMINACION

ESCALA 1:250

PLANTA DE INSTALACION DE FUERZA

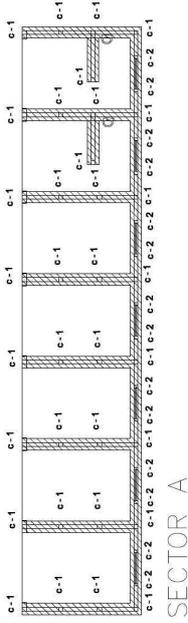
ESCALA 1:250



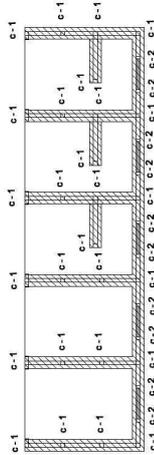
COLUMNA TIPO 1
ESCALA 1:10



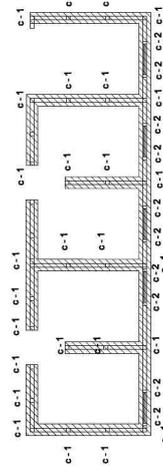
COLUMNA TIPO 2
ESCALA 1:10



SECTOR A



SECTOR B

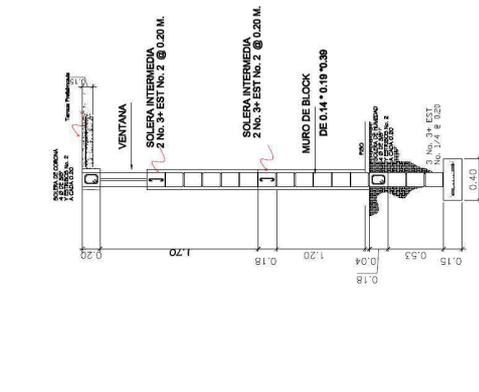


SECTOR C

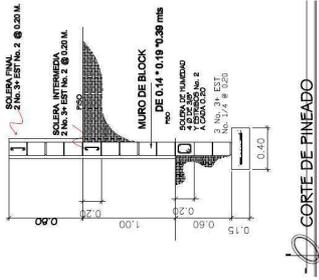
PLANTA DE CIMENTACION Y COLUMNAS

SECTOR LOCALES

ESCALA 1:100



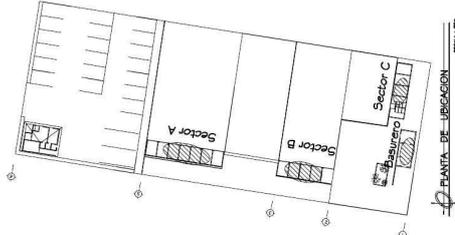
CORTE DE MURO DE LOCAL TIPO
ESCALA 1:20



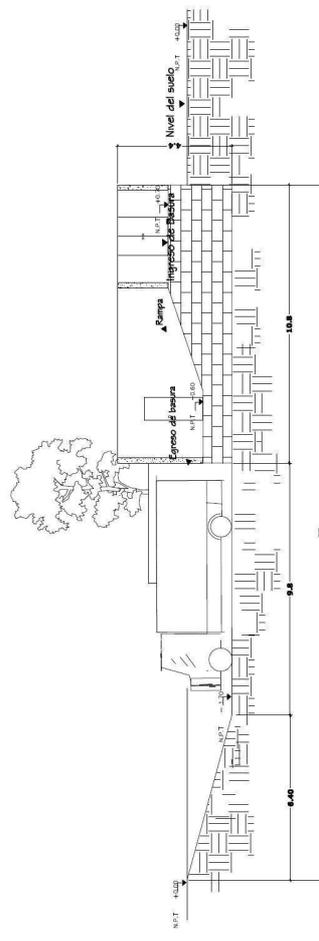
CORTE DE PINEADO
ESCALA 1:25



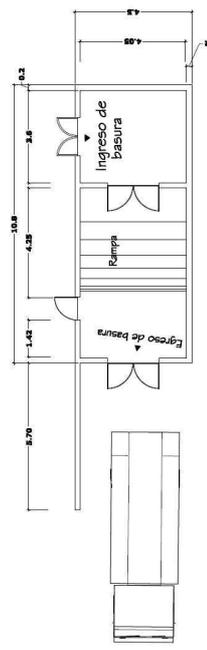
PLANTA DE MURO PINEADO
5M ESCALA



PLANTA DE UBICACION
ESCALA 1:50



PERFIL DE BASURERO
ESCALA 1:100



PLANTA DE BASURERO
ESCALA 1:100

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA
PROYECTO:	DESARROLLO DE UN PROYECTO PARA LA COLONIA MARA TOLON	ESCALA:
CONTENIDO:	PLANTA Y PERFIL DE MURO, SECTOR LOCALES	FECHA:
ASESOR DE REGION:	ING. SILVIO ROSALES	PROYECTO:
ESTUDISTA:	CARLOS EDUARDO ALVARADO SUTUPHER	PLANO No.:
FECHA:	2022-11-2023	11

ING. CARLOS EDUARDO ALVARADO SUTUPHER
 INGENIERO EN INGENIERIA CIVIL
 REGISTRO PROFESIONAL No. 11111