

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

DISEÑO DE PAVIMENTO DEL TRAMO CARRETERO DE LA ALDEA LAGUNA SECA HACIA LA ALDEA EL DURAZNO Y DISEÑO DE LAS INSTALACIONES DEL INSTITUTO POR COOPERATIVA DE LA ALDEA LAS TROJES, MUNICIPIO DE AMATITLÁN, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA.

Carlos Emilio Medina Fajardo

Asesorado por el Ing. Oscar Argueta Hernández

Guatemala, abril de 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

DISEÑO DE PAVIMENTO DEL TRAMO CARRETERO DE LA ALDEA LAGUNA SECA HACIA LA ALDEA EL DURAZNO Y DISEÑO DE LAS INSTALACIONES DEL INSTITUTO POR COOPERATIVA DE LA ALDEA LAS TROJES, MUNICIPIO DE AMATITLÁN, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA.

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA

FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

CARLOS EMILIO MEDINA FAJARDO

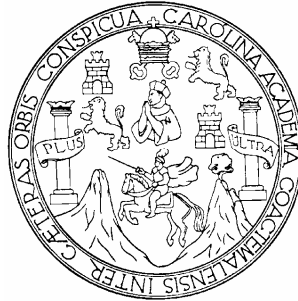
ASESORADO POR EL ING. OSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ

AL CONFERIRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ABRIL DE 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	
SECRETARIO	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Oscar Argueta Hernández
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Armando Fuentes Roca
SECRETARIO	Inga. Marcia Ivone Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DE PAVIMENTO DEL TRAMO CARRETERO DE LA ALDEA LAGUNA SECA HACIA LA ALDEA EL DURAZNO Y DISEÑO DE LAS INSTALACIONES DEL INSTITUTO POR COOPERATIVA DE LA ALDEA LAS TROJES, MUNICIPIO DE AMATITLÁN, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 22 de agosto de 2006.



Carlos Emilio Medina Fajardo

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

UNIDAD DE EPS

Guatemala, 5 de febrero de 2008
Ref. EPS. D. 110.02.08

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña
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 de la Carrera de Ingeniería Civil, **CARLOS EMILIO MEDINA FAJARDO**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE PAVIMENTO DEL TRAMO CARRETERO DE LA ALDEA LAGUNA SECA HACIA LA ALDEA EL DURAZNO Y DISEÑO DE LAS INSTALACIONES DEL INSTITUTO POR COOPERATIVA DE LA ALDEA LAS TROJES, MUNICIPIO DE AMATITLÁN, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA”**.

Cabe mencionar que las soluciones planteadas en este trabajo, constituyen un valioso aporte de nuestra Universidad a uno de los muchos problemas que padece el área rural del país, beneficiando así a los pobladores del municipio de **Amatitlán**.

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. Oscar Argueta Hernández
Asesor – Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



OAH /jm



Guatemala, 5 de febrero de 2008
Ref. EPS. D. 110 02.08

Ing. Fernando Amílcar Boiton Velásquez
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Boiton Velásquez.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (F.P.S) titulado **"DISEÑO DE PAVIMENTO DEL TRAMO CARRETERO DE LA ALDEA LAGUNA SECA HACIA LA ALDEA EL DURAZNO Y DISEÑO DE LAS INSTALACIONES DEL INSTITUTO POR COOPERATIVA DE LA ALDEA LAS TROJES, MUNICIPIO DE AMATITLÁN, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **CARLOS EMILIO MEDINA FAJARDO**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Oscar Argueta Hernández.

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
Directora Unidad de EPS



NISZ/jm

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



Guatemala
25 de febrero de 2008

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Fernando Amilcar Boiton Velásquez
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Boiton

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE PAVIMENTO DEL TRAMO CARRETERO DE LA ALDEA LAGUNA SECA HACIA LA ALDEA EL DURAZNO Y DISEÑO DE LAS INSTALACIONES DEL INSTITUTO POR COOPERATIVA DE LA ALDEA LAS TROJES, MUNICIPIO DE AMATITLÁN, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Carlos Emilio Medina Fajardo, quien contó con la asesoría del Ing. Oscar Argueta Hernández.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
TRANSPORTES
USAC

Ing. Alejandro Castañon López
Revisor por el departamento de Topografía y Transportes



Guatemala
25 de febrero de 2008

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Fernando Amilcar Boiton Velásquez
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Boiton

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE PAVIMENTO DEL TRAMO CARRETERO DE LA ALDEA LAGUNA SECA HACIA LA ALDEA EL DURAZNO Y DISEÑO DE LAS INSTALACIONES DEL INSTITUTO POR COOPERATIVA DE LA ALDEA LAS TROJES, MUNICIPIO DE AMATITLÁN, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Carlos Emilio Medina Fajardo, quien contó con la asesoría del Ing. Oscar Argueta Hernández.

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

Atentamente,

ID Y ENSAÑAD A TODOS

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Revisor por el departamento de Estructuras



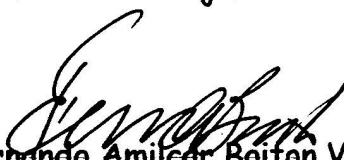
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Oscar Argueta Hernández y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Carlos Emilio Medina Fajardo, titulado DISEÑO DE PAVIMENTO DEL TRAMO CARRETERO DE LA ALDEA LAGUNA SECA HACIA LA ALDEA EL DURAZNO Y DISEÑO DE LAS INSTALACIONES DEL INSTITUTO POR COOPERATIVA DE LA ALDEA LAS TROJES, MUNICIPIO DE AMATITLÁN, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Fernando Amilcar Boifon Velásquez



Guatemala, abril 2008.

/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 DE PAVIMENTO DEL TRAMO CARRETERO DE LA ALDEA LAGUNA SECA HACIA LA ALDEA EL DURAZNO Y DISEÑO DE LAS INSTALACIONES DEL INSTITUTO POR COOPERATIVA DE LA ALDEA LAS TROJES, MUNICIPIO DE AMATITLÁN, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**, presentado por el estudiante universitario **Carlos Emilio Medina Fajardo**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
DECANO

Guatemala, abril de 2008



/gdech

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios** Porque Jehová da la sabiduría, y de su boca viene el conocimiento y la inteligencia.
Proverbios 2:6
- Mis padres** **Carlos Francisco Medina Juárez**
Julia Ruperta Fajardo Arias
Quienes hoy cosechan la siembra de esfuerzo, dedicación, dominio propio, responsabilidad, amor y sacrificio. Por eso hoy les dedico este Triunfo.
- Mis hermanas** **Maria Fernanda Medina Fajardo**
Karla Dricela Medina Fajardo
Por su apoyo, amor, sinceridad y ayuda en cada una de mis circunstancias.
- Mis abuelitos** Por dejarme un legado que hoy estoy siguiendo, a través de sus ejemplos.
- A mi novia** Por estar siempre dispuesta a impulsarme hacia la meta y enfocarme con amor cuando me encuentro distraído.
- A la iglesia Manantiales de Agua Viva, Ministerios El Shaddai** Quien ha sido parte muy importante en mi transición hasta lo que hoy soy en Cristo; Dios bendiga tan hermoso ministerio.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	VII
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XV
OBJETIVOS	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE AMATITLÁN	1
1.1. Antecedentes históricos	1
1.2. Ubicación y localización de las aldeas	2
1.3. Industria	3
1.3.1. Económica	3
1.3.2. Agrícola	3
1.4. Actividades económicas	4
1.5. Población	4
1.5.1. Población total	4
1.5.2. Población beneficiada	4
2. DISEÑO DEL INSTITUTO DE LA ALDEA LAS TROJES	5
2.1. Descripción del proyecto	5
2.2. Descripción del espacio disponible	5
2.2.1. Localización del terreno	5
2.2.2. Topografía del terreno	5
2.2.3. Análisis de suelos	6

2.3.	Diseño	6
2.3.1.	Diseño arquitectónico	6
2.3.1.1.	Distribución de ambientes	6
2.3.1.2.	Altura de la edificación	7
2.3.1.3.	Sistema estructural	7
2.3.1.4.	Predimensionamiento estructural	8
2.3.2.	Determinación de cargas	13
2.3.2.1.	Cargas vivas y muertas	13
2.3.2.2.	Carga de sismo en la base, según el método SEAOC	15
2.3.2.3.	Fuerzas por nivel	20
2.3.2.4.	Fuerzas por marco	21
2.3.3.	Diseño estructural	25
2.3.3.1.	Análisis de un marco de dos niveles por el método de Kani	25
2.3.3.2.	Análisis de marcos dúctiles por estructural para computadora	36
2.3.3.3.	Momentos últimos por envolvente de momentos	42
2.3.3.4.	Diagrama de corte en marcos rígidos típicos	45
2.3.3.5.	Diseño de losas	49
2.3.3.6.	Diseño de vigas	59
2.3.3.7.	Diseño de columnas	66
2.3.3.8.	Diseño de zapatas	77
2.4.	Integración de costos	85

3. DISEÑO CARRETERA ALDEA LAGUNA SECA HACIA EL DURAZNO	87
3.1. Estudio de suelos	87
3.1.1. Clasificación del suelo	87
3.1.2. Ensayos para controlar la construcción del pavimento	89
3.1.3. Ensayo para determinar la resistencia del suelo	89
3.2. Levantamiento topográfico	90
3.2.1. Planimetría	90
3.2.2. Altimetría	90
3.2.3. Secciones transversales	91
3.3. Elementos geométricos del alineamiento transversal	91
3.4. Alineamiento horizontal y vertical	93
3.4.1. Cálculo de curva horizontal	93
3.4.2. Cálculo de curva vertical	96
3.5. Drenaje transversal	100
3.6. Pavimentos rígidos	102
3.6.1. Generalidades de un pavimento	102
3.6.2. Definición de pavimento rígido	103
3.6.3. Capas de un pavimento	105
3.6.4. Factores de diseño	108
3.7. Diseño de pavimento rígido de la carretera	112
3.8. Integración de costos	117
CONCLUSIONES	119
RECOMENDACIONES	121
BIBLIOGRAFÍA	123
APÉNDICE	125

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Áreas para una losa rectangular	10
2	Planta típica acotada y de áreas tributarias, edificio escolar	12
3	Planta típica (niveles 1 y 2) – distribución de marcos dúctiles, centro de masa y centro de rigideces	22
4	Cargas aplicadas, marco dúctil típico sentido X	24
5	Cargas aplicadas, marco dúctil típico sentido Y	24
6	Resultado de iteraciones por el método Kani	35
7	Diagrama de momentos (Kg-m) – Carga muerta – marco dúctil Y	37
8	Diagrama de momentos (Kg-m) – Carga viva – marco dúctil Y	38
9	Diagrama de momentos (Kg-m) – Carga sismo – marco dúctil Y	39
10	Diagrama de momentos (Kg-m) – Carga muerta – marco dúctil X	40
11	Diagrama de momentos (Kg-m) – Carga viva – marco dúctil X	41
12	Diagrama de momentos (Kg-m) – Carga sismo – marco dúctil X	42
13	Diagrama de momentos últimos (Kg.m) - marco rígido Y	44
14	Diagrama de momentos últimos (Kg.m) - marco rígido X	45
15	Diagrama de cortes últimos (Kg) - marco rígido Y	47
16	Diagrama de cortes últimos (Kg) - marco rígido X	48
17	Numeración de losas según planta típica	50
18	Planta de momentos actuantes en losas típicas - nivel 1	54
19	Planta de momentos balanceados en losas típicas-nivel 1	56
20	Momentos últimos viga tipo 1, primer nivel sección X	61
21	Corte último viga tipo 1, primer nivel sección X	64
22	Armado final de viga	66

23	Armado final de columna	76
24	Sección típica de una carretera	91
25	Elementos de una curva horizontal	96
26	Curva vertical	97
27	Interrelación aproximada de las clasificaciones de suelos y los valores de soporte	116

TABLAS

I	Nombre de aldeas, caseríos y cantones del municipio de Amatitlán	1
II	Constantes para Z, según zona y riesgo	16
III	Valor para K, según arreglo resistente	17
IV	Peso de la estructura por nivel	20
V	Fuerzas por marco, en cada nivel, para marcos dúctiles en el sentido X	23
VI	Descripción de materiales y cargas	49
VII	Áreas de acero requeridas en las losas típicas del nivel 1	58
VIII	Factores de forma, profundidad e inclinación	78
IX	Integración de costos del centro escolar	85
X	Valores de constante K, según velocidad de diseño	98
XI	Porcentaje anual de crecimiento de tráfico y factores de proyección Correspondientes	110
XII	Categorías de carga por eje	114
XIII	Tipos de suelos de sub-rasante y valores aproximados de K	114
XIV	Valores de K para diseño sobre bases granulares (PCA)	116
XV	TPDC permisible, carga por eje categoría 1 permisible con juntas con agregados de trabe	116
XVI	Integración de costos de la carretera	117

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
M_f	Momentos fijos que actúan en un marco
M_s	Momentos de sujeción
I_{viga}	Modulo de inercia de una viga
I_{columna}	Modulo de 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 especifico 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
Δ	Delta

St	Sub tangente
PC	Principio de curva
PT	Principio de tangente
PI	Punto de intersección
LC	Longitud de curva
LCV	Longitud de curva vertical
Est	Estación
Q	Caudal
A	Área

GLOSARIO

Análisis estructural	Proceso que se realiza para determinar las respuestas de la estructura ante las acciones exteriores que puedan afectarla.
Ancho de calzada	Es la distancia transversal al eje de la carretera, destinado a la circulación de vehículos.
Área de acero mínimo	Cantidad mínima de refuerzo, por flexión de un elemento.
Bombeo	Pendiente dada a la corona de las tangentes del alineamiento horizontal, hacia uno y otro lado del eje, para evitar la acumulación del agua sobre la superficie de rodamiento.
Carga mayorada	Carga, multiplicada por los factores de mayoración apropiados, que se utiliza para dimensionar los elementos.
Carril	Superficie de rodamiento que tiene el ancho suficiente para permitir la circulación de una hilera de vehículos.

Compactación del suelo	Procedimiento que consiste en aplicar energía al suelo para consolidarlo y eliminar espacios vacíos; aumentando así su densidad y su capacidad para soporte de cargas.
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.
Curva circular	Es el arco de curva circular de radio constante que une a dos tangentes.
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.

Rasante

Perfil del eje longitudinal de la carretera, en la superficie de rodadura.

Rigidez

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

Sección típica

Es la representación gráfica transversal y acotada que muestra las partes que conforman una carretera.

Sismo

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

Sobreancho

Longitud adicional que se añade a la sección transversal del camino en una curva horizontal.

Superficie de rodadura

Área destinada a la circulación de vehículos, o bien la capa sobre la cual se aplican directamente las cargas de tránsito.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), desarrollado en la municipalidad de Amatitlán. En el desarrollo del mismo, se describe la planificación y el procedimiento seguido para diseñar la edificación escolar de dos niveles para la aldea Las Trojes, la cual contará con dos edificios de cinco aulas cada uno y su módulo de gradas. Los datos fueron tomados en cuenta de acuerdo con las necesidades de los maestros y alumnos del instituto.

Es preciso hacer mención que el edificio escolar consiste en una serie de marcos rígidos, cuyo análisis estructural se hizo utilizando 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 la planificación y el procedimiento seguido para el diseño del tramo carretero, que conduce de aldea Laguna Seca hacia aldea el Durazno; dicho diseño comprende la definición de cada uno de los elementos que conforman una carretera, así como el procedimiento a seguir para su respectivo cálculo; asimismo se citan los distintos métodos para calcular el pavimento rígido o también llamado hidráulico.

OBJETIVOS

General

Diseñar las instalaciones del instituto por cooperativa de la aldea Las Trojes y el pavimento del tramo carretero que conduce de la aldea Laguna Seca hacia aldea el Durazno, en el municipio de Amatitlán, del departamento de Guatemala.

Específicos

1. Desarrollar una investigación monográfica del lugar, identificando los ejes de desarrollo esenciales para el desarrollo del municipio, tomando como referencia las necesidades básicas y la infraestructura existente.
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 escolar para la aldea Las Trojes.
3. Diseñar cada una de las capas que conforman la estructura de la pavimentación de concreto del tramo Laguna Seca – Durazno, según las especificaciones y normas más utilizadas en Guatemala.

INTRODUCCIÓN

La educación y la infraestructura vial son dos ejes transformadores muy importantes para el desarrollo integral de un municipio. La educación aporta considerablemente valores a una persona contribuyendo de gran manera para que pueda optar a un mejor nivel social y económico. El gobierno municipal no posee la capacidad suficiente para generar empleo y oportunidades a la población, es por eso que este debe de facilitar y proveer a la economía informal y formal, la infraestructura vial adecuada para garantizar la libre locomoción de los productos. Tomando como referencia lo anterior, se ha decidido trabajar en dos proyectos que aportarán estratégicamente, soluciones a los problemas de educación e infraestructura vial.

Los proyectos a diseñar en este trabajo de graduación para el municipio de Amatitlán son:

- Diseño de las instalaciones para el instituto por cooperativa de aldea Las Trojes
- Diseño de pavimento del tramo Laguna Seca hacia la aldea El Durazno

Es imprescindible mencionar que para cada uno de los proyectos se describen los pasos a seguir para el diseño de cada uno de los elementos que los conforman: losas, vigas, columnas, gradas, cimientos, zapatas, sub-rasante, sub-base, base, carpeta de rodadura, curvas horizontales, curvas verticales, drenaje transversal y cunetas; así como un juego de planos que contiene las dimensiones, detalles y especificaciones técnicas para la ejecución de los mismos.

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE AMATITLÁN

1.1 Antecedentes históricos

AMATITLÁN se fundó el 24 de junio de 1549 con el nombre de san Juan Amatitlán y con categoría de ciudad desde el año 1866. El plano original de la ciudad fue bien trazado, en los primeros años de colonia, por el Ingeniero JUAN BAUTISTA ANTONELLI. La ciudad de Amatitlán está situada a 1,200 metros de altura sobre el nivel del mar, con una latitud N 14°26'32" y longitud de W 90°35'16", su clima templado se ha visto modificado debido a la deforestación y alteración del régimen de lluvias, por lo que ahora es más cálido; su topografía es plana con suelo arenoso; está formada por siete barrios, los cuales son: La Cruz, San Juan, San Lorenzo, Hospital, El Rosario, San Antonio y El Ingenio; un cantón llamado, Amanecer, y aproximadamente 90 colonias.

Tabla I. Nombre de aldeas, caseríos y cantones del municipio

No.	Nombres de las aldeas
1.	Aldea Agua de las Minas
2.	Aldea Las Trojes
3.	Aldea Llano de Ánimas
4.	Aldea Mesillas Bajas
5.	aldea El Durazno
6.	Aldea Laguna Seca
7.	Aldea Calderas
8.	Aldea Cerritos
9.	Aldea El Pepinal
10.	Aldea Eje Quemado
11.	Aldea Los Humitos
12.	Aldea Loma Larga
13.	Aldea San Carlos
14.	Aldea Tacatón

No.	Nombre de los caseríos
1.	Caserío el Ceibillo
2.	Caserío Chumalán
3.	Caserío Casas Viejas
4.	Caserío Dos Cerros
5.	Caserío La Patillita
6.	Caserío Mesillas Altas
7.	Caserío El Chajil
8.	Caserío El Aceitilla
9.	Caserío El rincón
10.	Caserío Del Chiquito
11.	Caserío Loma del Pito
12.	Caserío Manuelón
13.	Caserío Zacualpa

Fuente: Historia de Amatitlán, oficina de relaciones publicas de la municipalidad de Amatitlán

No.	Nombre de los cantones
1.	Cantón San Juan
2.	Cantón San Rafael
3.	Cantón San Miguel

Fuente: Historia de Amatitlán, oficina de relaciones publicas de la municipalidad de Amatitlán

1.2 Ubicación y localización de las aldeas

Aldea Las Trojes

Está ubicada al poniente de la cabecera municipal, a una distancia de cuatro kilómetros, y tiene una extensión territorial de doce kilómetros cuadrados aproximadamente. Su demarcación territorial es la siguiente:

- Al norte, con comuneros de la finca Bárcenas, y colonia San Jorge.
- Al sur, con aldea Agua de las Minas.
- Al oriente, con el cementerio general y finca Santa Cleotilde.
- Al poniente, con los comuneros de Santa Maria de Jesús y finca Carmona del departamento de Sacatepéquez.

Aldea El Durazno

La aldea está ubicada al oriente del municipio; tiene una extensión territorio de diez kilómetros y se encuentra a una distancia de siete kilómetros de la cabecera municipal, su demarcación territorial es:

- Al norte, con las fincas Panquejecho y Candelaria.
- Al sur, con las aldeas de El Pepinal y Laguna Seca.
- Al oriente, con la finca Belén, y montaña de Hoja de Queso.
- Al poniente, con aldea Laguna Seca.

Aldea Laguna Seca

La aldea está ubicada al oriente de la cabecera municipal, a una distancia de siete kilómetros, con una extensión territorial de diez kilómetros cuadrados, su demarcación territorial es:

- Al norte, con la finca San Pedro Laguna Seca.
- Al sur, con las aldeas El Pepinal y Eje Quemado.
- Al oriente, con la aldea el Durazno.
- Al poniente, con la aldea Loma Larga y finca Eje Chiquito.

1.3 Industria

1.3.1. Económica

La principal actividad económica de Amatitlán la conforman veinte empresas industriales y agroindustrias, dedicadas al procesamiento o producción de: materiales para construcción, agroquímicos, semillas y follajes ornamentales, estufas, refrigeradoras y baterías de cocina, pinturas, estructuras metálicas, materiales ornamentales, procesamiento de café en grano y químicos industriales; debe también hacerse mención de la presencia de cinco maquiladoras de ropa, dirigidas por empresarios asiáticos.

1.3.2. Agrícola

En el municipio de Amatitlán, como ocurre en la mayor parte del territorio nacional, la mayoría de agricultores se dedican al cultivo de maíz y frijol, aunque también tienen importancia económica los cultivos de: café, tabaco, maní, tomate, chile, banano, plátano, jocote de corona y piña, hortalizas, y legumbres.

1.4. Actividades económicas

La principal actividad económica de los habitantes de Amatlán ha variado con el paso de los años. Hasta mediados del siglo XX, los amatitlanecos se dedicaban a la producción agropecuaria, oficios de albañilería y carpintería, comercio de pequeña escala, además de actividades relacionadas con la atención al turismo (venta de comidas y dulces típicos).

Sin embargo, debido a la demanda de empleos se superó la oferta de puestos de trabajo; actualmente, la principal actividad de los amatitlanecos tienen que ver con emplearse en oficinas, empresas o industrias instaladas en la ciudad capital y otros lugares como Villa Nueva y Escuintla, este diario desplazamiento junto a los numerosos estudiantes ha convertido a Amatlán en una especie de “Ciudad dormitorio”.

1.5. Población

1.5.1. Población total

La población total del municipio de Amatlán hasta el año 2007 es de 96,503 habitantes, con 70,949 habitantes en el área rural y 25,554 en el área urbana.

1.5.2. Población beneficiada

Las poblaciones beneficiadas para este proyecto son:

- Aldea Las Trojes, con una población de 3025 habitantes
- Aldea El Durazno, con una población de 800 habitantes
- Aldea Laguna Seca, con una población de 950 habitantes

Las tres aldeas suman un total de 4,775 habitantes beneficiados.

2. DISEÑO DEL INSTITUTO DE LA ALDEA LAS TROJES

2.1. Descripción del proyecto

La edificación contará con los servicios de energía eléctrica, agua potable y drenajes. Se tendrá 10 aulas, distribuidas en 5 por módulo. 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.

2.2. Descripción del espacio disponible

2.2.1. Localización del terreno

El terreno que se va a utilizar para la construcción de la edificación escolar, se ubica a un costado del campo de foot-ball, aproximadamente a cuarenta metros del camino que comunica a la cabecera municipal.

2.2.2. Topografía del terreno

La forma del terreno es casi rectangular, cuenta con un área de 807.1958 m^2 ($1,155.2344 \text{ vrs}^2$); posee una pendiente de aproximadamente 3%, por lo que antes de empezar a construir, será necesario un trabajo preliminar de reacomodamiento (nivelación).

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 mas adelante.

2.3. Diseño

2.3.1. 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, forjados, columnas, techos y demás elementos constructivos, 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.

De estas condiciones se deducen las características físicas necesarias que debe reunir la edificación escolar.

2.3.1.1. Distribución de ambientes

Los ambientes se elaboraron según el espacio con el que se contaba, se tienen dos edificios y uno de ellos comparte área de enseñanza con el área administrativa, se llego a esta determinación debido a que los espacios que se tienen extras serán utilizados para jardinería y recreación.

2.3.1.2. 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 es de 2.80m para el área de enseñanza y para el área administrativa, ya que esas alturas dan el confort necesario tanto a las aulas como a los espacios de circulación.

2.3.1.3. Sistema estructural

Una estructura está formada generalmente por un arreglo de elementos básicos como los descritos anteriormente. El arreglo debe aprovechar las características peculiares de cada elemento y lograr la forma más eficiente del sistema estructural global, cumpliendo con las restricciones impuestas por el funcionamiento de la construcción y por muchos otros aspectos.

Conviene hacer algunas consideraciones iniciales acerca de ciertas características deseables de los sistemas estructurales. Las características más importantes de un sistema estructural son su resistencia, rigidez y ductilidad. El sistema debe resistir de manera eficiente las diversas condiciones de carga a las que puede estar sometida la estructura y poseer rigidez para diferentes direcciones en que las cargas pueden actuar, tanto verticales como horizontales. Conviene que posea ductilidad, en el sentido de que no baste que se alcance un estado límite de resistencia en una sola sección para ocasionar el colapso brusco de la estructura, sino que ésta posea capacidad para deformarse sosteniendo su carga máxima, y posea una reserva de capacidad antes del colapso.

2.3.1.4. 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. Más adelante este predimensionamiento servirá como patrón de referencia en el dimensionamiento.

Para este ejercicio, se debe de aplicar estos conceptos de la siguiente manera:

COLUMNAS: el método que se utiliza para predimensionar 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. La medida resultante se aplica a todas las demás columnas. Las fórmulas que se utilizan para predeterminar las dimensiones de la columna son las siguientes:

$$P = 0.8 (0.225F'_c \cdot A_g + F_y \cdot A_s)$$

Donde A_s oscila entre:

$$1\%A_g \leq A_s \leq 8\%A_g$$

$$P = \text{Área tributaria} \cdot \text{Peso específico} = 14.00\text{m}^2 (2,400 \text{ Kg. /m}^2) \\ = 33,600 \text{ Kg.}$$

$$P = 0.80 \times \left[\left(\frac{1}{2} \times 14.00 \times 2.400 \right) + \left(\frac{1}{2} \times 14.00 \times 2.400 \right) \right]$$

$$\frac{A}{g} = \frac{0.225 \cdot 210 \cdot 2,810 \cdot 0.01}{[(\quad \times \quad) + (\quad \times \quad)]}$$

$$A_g = \frac{0.80 \cdot 0.225 \cdot 210 \cdot 2,810 \cdot 0.01}{[(\quad \times \quad) + (\quad \times \quad)]}$$

g =

Debido a que el área gruesa es significativa, se utilizará por seguridad y por área mínima, 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 predimensionar 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:

$$T_{\text{viga}} = \text{luz libre de viga} \cdot 0.08, \text{ ó sea el } 8\% \text{ de la luz libre}$$

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

LOSAS: en ingeniería, el nombre técnico que se le da al grosor de la losa es peralte. 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 dos medidas de losas, por tanto, se toma la crítica y el peralte resultante se usa en ambas.

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

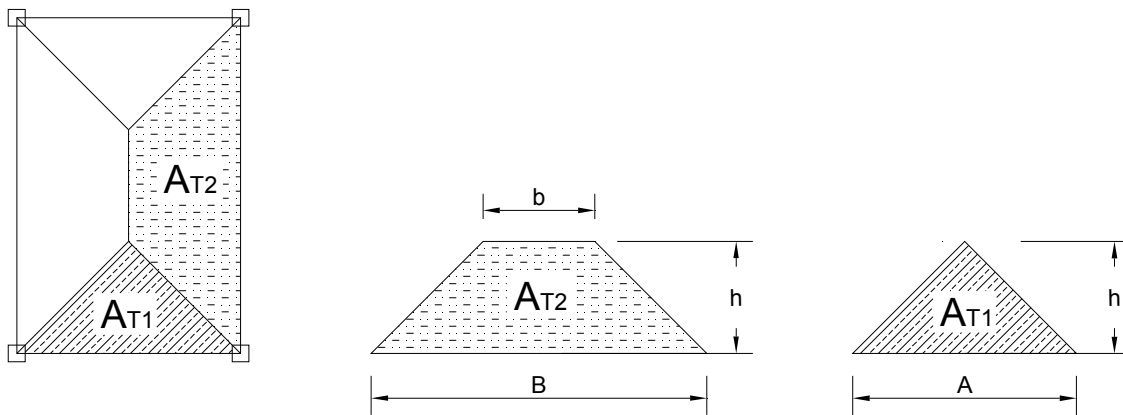
$$t_{\text{losa}} = (6.00 + 3.50 + 6.00 + 3.50) / 180 = 0.1055 \text{ m}$$

Utilizar $t = 0.12 \text{ m}$ (12 cm.)

CIMENTOS: en lo que respecta al cimiento, se utilizarán zapatas aisladas; en el tema de cimentación se explicará como dimensionar una zapata.

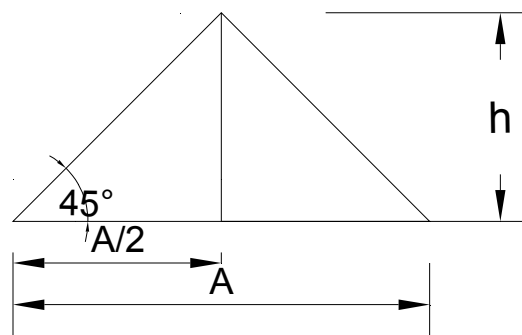
Para el cálculo de las áreas tributarias se analizaron los trapecios que se forman en la superficie de la losa y se dedujeron las siguientes ecuaciones:

Figura 1. Áreas para una losa rectangular



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

queda que:

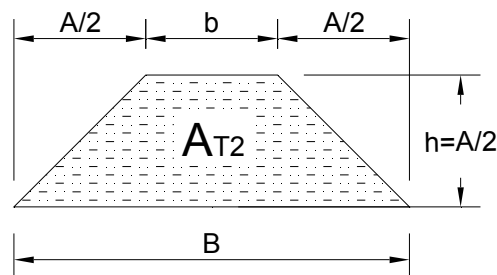


Para A_{T1} son dos triángulos que tienen una base $A/2$ y una altura $A/2$ por lo que:

$$A_{T1} = \frac{2 \left(\frac{A}{2} \times \frac{A}{2} \right)}{2}$$

Operando queda que $A_{T1} = \frac{A^2}{4}$

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.



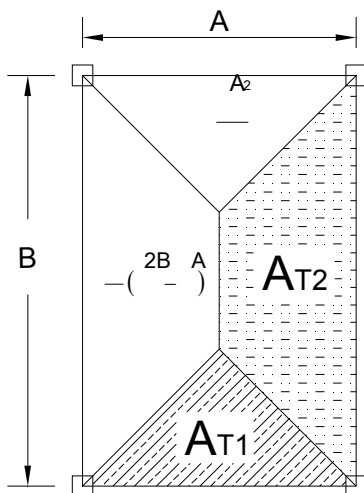
Sustituyendo en la ecuación del trapecio:

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

Al realizar la operación algebraica queda que

$$A_{T2} = \frac{A}{2} \left(\frac{2B + A}{2} \right)$$

En resumen



Nota : cuando continúe la losa, las fórmulasse vuelven

$$A_{T2} = \frac{A}{2} \left(\frac{2B + A}{2} \right)$$

$$A_{T1} = \frac{A^2}{4}$$

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 tributarias

aulas:

$$A_{T2} = \frac{3.5}{4}(2(6) - 3.5) = 7.44\text{m}^2$$

$$A_{T1} = \frac{3.5^2}{4} = 3.06\text{m}^2$$

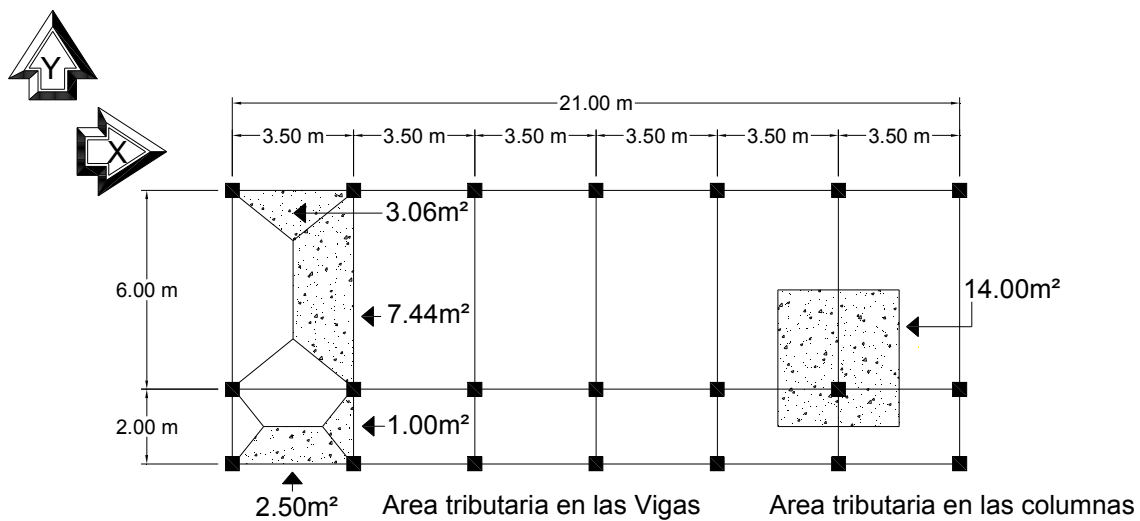
Pasillo:

$$A_{T2} = \frac{2}{4}(2(3.50) - 2) = 2.50\text{m}^2$$

$$A_{T1} = \frac{2^2}{4} = 1.00\text{m}^2$$

A continuación, la figura 1 muestra la vista en planta del edificio, en la cual se puede ver con claridad cuáles son las áreas tributarias, distancia entre crujías y localización de cada una de las vigas y columnas.

Figura 2. Planta típica acotada y de áreas tributarias, edificio escolar



2.3.2. Determinación de cargas

2.3.2.1. Cargas vivas y muertas

Las cargas vivas mínimas para las cuales debe diseñarse la edificación escolar, son las siguientes:

Carga muerta (CM)

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

$$\text{Peso de acabados} = 80 \text{ Kg. /m}^2$$

$$\text{Peso de muros} = 210 \text{ Kg. /m}^2$$

Carga viva (CV)

$$\text{En techo} = 100 \text{ Kg. /m}^2$$

$$\text{En aulas} = 200 \text{ Kg. /m}^2$$

$$\text{En pasillos} = 400 \text{ Kg. /m}^2$$

Para calcular las cargas distribuidas se debe tomar en cuenta la geometría de la planta ya sea en metros cuadrados si es área o metros cúbicos si es volumen y teniendo siempre en consideración cada uno de los valores específicos antes mencionados. A continuación se detalla cómo se integra cada una de las cargas muertas y vivas en el edificio escolar.

Primer nivel (sentido Y)

Tramo de 6m

Carga muerta (CM)

$$W_{\text{losa}} = (7.44\text{m}^2 + 7.44 \text{ m}^2) (0.12\text{m}) (2400\text{kg/m}^3) / (6\text{m}) = 714.24 \text{ Kg./m}$$

$$W_{\text{vigas}} = (0.30\text{m}) (0.50\text{m}) (2400\text{kg/m}^3) = 360.00 \text{ Kg./m}$$

$$W_{\text{muros}} = (6\text{m})(210\text{kg/m}^2) = 1,260.00 \text{ Kg./m}$$

$$W_{\text{acabados}} = (7.44\text{m}^2 + 7.44 \text{ m}^2) (80\text{kg/m}^2) / (6\text{m}) = 198.40 \text{ Kg./m}$$

$$\Sigma \text{ CM} = 2,532.64 \text{ Kg./m}$$

Carga viva (CV)

$$W_{\text{aula}} = (7.44\text{m}^2 + 7.44 \text{ m}^2)(200\text{kg/m}^2) / (6\text{m}) = 496.00 \text{ Kg./m}$$

Tramo de 2 m

Carga muerta (CM)

$$W_{\text{losa}} = (1.00 \text{ m}^2 + 1.00 \text{ m}^2) (0.12 \text{ m}) (2400 \text{ kg/m}^3) / (2 \text{ m}) = 288.00 \text{ Kg./m}$$

$$W_{\text{vigas}} = (0.30 \text{ m}) (0.50 \text{ m}) (2400 \text{ kg/m}^3) = 360.00 \text{ Kg./m}$$

$$W_{\text{muros}} = (2 \text{ m}) (210 \text{ kg/m}^2) = 420.00 \text{ Kg./m}$$

$$W_{\text{acabados}} = (1.00 \text{ m}^2 + 1.00 \text{ m}^2) (80 \text{ kg/m}^2) / (2 \text{ m}) = \underline{80.00 \text{ Kg./m}}$$

$$\Sigma \text{ CM} = 1,148.00 \text{ Kg./m}$$

Carga viva (CV)

$$W_{\text{pasillo}} = (1.00 \text{ m}^2 + 1.00 \text{ m}^2) (400 \text{ kg/m}^2) / (2 \text{ m}) = 400.00 \text{ Kg./m}$$

Segundo nivel (sentido Y)

$$\text{Tramo de 6m CM} = 1272.64 \text{ Kg./m} \quad \text{CV} = 248.00 \text{ Kg./m}$$

$$\text{Tramo de 2m CM} = 728 \text{ Kg./m} \quad \text{CV} = 100.00 \text{ Kg./m}$$

Primer nivel (sentido X)

Carga muerta (CM)

$$W_{\text{losa}} = (3.06 \text{ m}^2 + 2.50 \text{ m}^2) (0.12 \text{ m}) (2400 \text{ kg/m}^3) / (3.50 \text{ m}) = 457.51 \text{ Kg./m}$$

$$W_{\text{vigas}} = (0.30 \text{ m}) (0.50 \text{ m}) (2400 \text{ kg/m}^3) = 360.00 \text{ Kg./m}$$

$$W_{\text{muros}} = (3.50 \text{ m}) (210 \text{ kg/m}^2) = 735.00 \text{ Kg./m}$$

$$W_{\text{acabados}} = (3.06 \text{ m}^2 + 2.50 \text{ m}^2) (80 \text{ kg/m}^2) / (3.50 \text{ m}) = \underline{127.09 \text{ Kg./m}}$$

$$\Sigma \text{ CM} = 1,679.60 \text{ Kg./m}$$

Carga viva (CV)

$$W_{\text{aula}} = (3.06 \text{ m}^2) (200 \text{ kg/m}^2) / (3.50 \text{ m}) = 174.86 \text{ Kg./m}$$

$$W_{\text{pasillo}} = (2.50 \text{ m}^2) (400 \text{ kg/m}^2) / (3.50 \text{ m}) = \underline{285.71 \text{ Kg./m}}$$

$$\Sigma \text{ CV} = 460.57 \text{ Kg./m}$$

Segundo nivel (sentido X)

$$\text{CM} = 944.60 \text{ Kg./m} \quad \text{CV} = 158.86 \text{ Kg./m}$$

2.3.2.2. Carga de sismo en la base, según el método SEAOC.

Los requisitos de cargas laterales propuestas por los códigos son normas mínimas para poder diseñar edificios y estructuras resistentes a fuerzas horizontales. Consideran la estructura como unidad, tomando en cuenta cada uno de sus elementos estructurales.

En Guatemala, son consideradas en el análisis, las cargas laterales de sismo y viento. Esta última dependiendo de la magnitud de la incidencia del mismo, en una estructura sobre un área grande de exposición o bien por las condiciones del lugar.

El método SEAOC es un método estático equivalente, el cual consiste en encontrar una fuerza en la base del edificio que se está sacudiendo; y según sea la distribución de masas, la altura del edificio y la carga adicional, distribuirla en cada nivel del edificio.

Las cargas sísmicas afectan a las estructuras en zonas de gran actividad sísmica, como en nuestro país. Las sacudidas altamente irregulares del terreno transmiten aceleraciones a la estructura y la masa de la estructura resiste el movimiento debido a los efectos de la inercia. La fuerza total de la inercia (es usualmente igual a la fuerza cortante horizontal en la base de la estructura), varía aproximadamente de $0.03 W$ a $0.10 W$ (más recomendado en estructuras donde W es el peso total). Las respuestas de las estructuras a los sismos, dependen de varios factores de las características del movimiento del terreno, de la rigidez y masa de la estructura, de las condiciones del subsuelo y la magnitud del amortiguamiento.

La fórmula propuesta por el método SEAOC para obtener la fuerza horizontal total o corte basal, es:

$$V = ZIKCSW$$

Donde V, es igual a las fuerzas dinámicas máximas que se representan aproximadamente por medio de las fuerzas de estática equivalente. W es el peso total de la estructura.

A continuación se describirá cada uno de los coeficientes mencionados anteriormente.

Z: se le denomina coeficiente de riesgo sísmico, varía según la zona sísmica del globo terráqueo y puede adoptar cuatro valores:

Tabla II. Constantes para Z, según zona y riesgo

Zona sísmica	Riesgo sísmico	Valor Z
0	Ausencia total de daño	0.00
1	Consideradas a partir de daños menores; corresponden a la intensidad V y VI de la escala Mercali modificado	0.25
2	Daño moderado, corresponde a la intensidad VII, en la escala de Mercali modificado	0.5
3	Daño mayor: corresponde a la intensidad VII, en escala Mercali modificado	1.00

Utilizar Z = 1

I: 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: $1.0 \leq I \leq 1.50$

$I = 1.5$ hospitales

$I = 1.25$ estructuras con aglomeración de personas

$I = 1$ resto de estructuras

Para este caso en particular utilizaremos $I = 1.40$

K: coeficiente que depende del tipo de estructura que resiste 100 % del sismo. En otras palabras, dependerá del tipo de estructura seleccionada, tomando los siguientes valores:

Tabla III. Valor para K, según arreglo resistente

TIPO	ARREGLO RESISTENTE	VALOR K
1	Marcos dúctiles sin contraventeo	0.67
2	Marcos dúctiles y sistemas de corte (embreizados, muros de corte)	0.80
3	Mampostería	1.00
4	Diseños especiales (péndulos invertidos)	2.50

Utilizar $K = 0.67$

C: depende de la flexibilidad de la estructura, y se mide con base en el periodo de vibración, donde t es el intervalo de tiempo que necesita la estructura para completar una vibración; t está determinada por:

$$t = \frac{b}{\sqrt{\dots}}$$

Donde:

h = altura del edificio [m]

b = lado del edificio paralelo a la acción del sismo que se está considerando, de donde C está dada por:

$$C = \frac{0.12}{\sqrt{15t}} \leq 0.12$$

En donde el coeficiente C no debe ser mayor que 0.12

$$t_y = \frac{8.00}{\sqrt{\quad}} = 0.30 \quad C_y = \frac{0.12}{15 \times \sqrt{0.30}} = 0.12$$

$$t_x = \frac{21}{\sqrt{\quad}} = 0.18 \quad C_x = \frac{0.12}{15 \times \sqrt{0.18}} = 0.16$$

S: este coeficiente dependerá del tipo de suelo a cimentar (resonancia del suelo), comprendida entre: $1.00 \leq S \leq 1.50$ Coeficiente que considera la interacción suelo estructura. Se necesita conocer el T_s = periodo de vibración del suelo.

Si no se conoce, considerar $S = 1.5$

Y chequear que el producto de los coeficientes $C \cdot S$ sea ≤ 0.14 ; si no es menor, utilizar 0.14.

Chequeo

$$C_y \times S = \quad \times \quad = \quad$$

$$C_x \times S = \quad \times \quad = \quad$$

Debido a que ninguno de los productos chequea, se utilizará $CS = 0.14$

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

$$\text{Losa}_1 = 0.12\text{m} \times 8\text{m} \times 21\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 48,384.00 \text{ kg.}$$

$$\text{Viga}_1 = 0.30\text{m} \times 0.50\text{m} \times 98\text{ml} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 35,280.00 \text{ kg.}$$

$$\text{Col}_1 = 0.30\text{m} \times 0.30\text{m} \times 4.5\text{m} \times 21 \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 20,412.00 \text{ kg.}$$

$$\text{Muro}_1 = 3\text{m} \times 66\text{ml} \times 210 \text{ kg/m}^2 = 41,580.00 \text{ kg.}$$

$$\text{Acabado}_1 = 168\text{m}^2 \times 80 \text{ kg/m}^2 = \underline{13,440.00 \text{ kg.}}$$

$$\text{TOTAL}_{\text{muerta}} = \mathbf{159,096.00 \text{ kg.}}$$

$$\text{CV}_{\text{aulas}} = 126\text{m}^2 \times 200 \text{ kg/m}^2 = 25,200.00 \text{ kg.}$$

$$\text{CV}_{\text{pasillos}} = 42\text{m}^2 \times 400 \text{ kg/m}^2 = \underline{16,800.00 \text{ kg.}}$$

$$\text{TOTAL}_{\text{viva}} = \mathbf{42,000.00 \text{ kg.}}$$

$$25\% = \mathbf{10,500.00 \text{ kg.}}$$

Segundo nivel

$$\text{Losa}_1 = 0.12\text{m} \times 8\text{m} \times 21\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 48,384.00 \text{ kg.}$$

$$\text{Viga}_1 = 0.30\text{m} \times 0.50\text{m} \times 98\text{ml} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 35,280.00 \text{ kg.}$$

$$\text{Col}_1 = 0.30\text{m} \times 0.30\text{m} \times 0.5\text{m} \times 21 \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 2,268.00 \text{ kg.}$$

$$\text{Acabado}_1 = 168\text{m}^2 \times 80 \text{ kg/m}^2 = \underline{13,440.00 \text{ kg.}}$$

$$\text{TOTAL}_{\text{muerta}} = \mathbf{99,372.00 \text{ kg.}}$$

$$\text{CV}_{\text{techo}} = 126\text{m}^2 \times 200 \text{ kg/m}^2 \quad \text{TOTAL}_{\text{viva}} = 16,800.00 \text{ kg.}$$

$$25\% = \mathbf{4,200.00 \text{ kg.}}$$

Resumen

$$W_{\text{nivel1}} = 159,096.00 \text{ Kg} + 10,500.00 = 169,596.00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{nivel2}} = 99,372.00 \text{ Kg} + 4,200.00 = \underline{103,572.00 \text{ kg}}$$

$$W_{\text{Total}} = \mathbf{273,168.00 \text{ kg}}$$

En resumen, el corte basal para nuestro edificio es:

$$V = (1.00) (1.40) (0.67) (0.14) (273,168.00 \text{ Kg})$$

$$V = 0.1313 (273,168 \text{ Kg.}) = \underline{35,867 \text{ Kg}}$$

2.3.2.3. Fuerzas por nivel

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

$$F_n = \frac{(V - F_t) * W H_i}{\sum W_i H_i}$$

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 $F_t = 0$. $F_t = 0.07 * t * V$

W = Peso por nivel

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

Tabla IV. Peso de la estructura por nivel

Nivel	W_i	H_i	$W_i * H_i$
1	169,596Kg	4.00 m	678,384 Kg.m
2	103,572Kg	7.00 m	725,004 Kg.m
Total			1,403,388 Kg.m

Respecto de Y

Calculando F_t , para $t_y = 0.30$

$$F_t = 0.07 * 0.30 * 35,867 \text{ Kg} = 753.21 \text{ Kg}$$

Entonces:

$$F_{n1} = \frac{(35,867 - 1,403,388) \text{ Kg} (m)}{1,403,388 \text{ Kg.m}} = 16,973.66 \text{ kg}$$

$$F_{n2} = \frac{(1,403,388 \text{ Kg} \cdot \text{m})}{\dots} = 18,140.13 \text{ kg}$$

Respecto de X

Como $t_x = 0.18 < 0.25$, entonces $F_t = 0$

$$F_{n1} = \frac{(1,403,388 \text{ Kg} \cdot \text{m})}{\dots} = 17,337.76 \text{ Kg.}$$

$$F_{n2} = \frac{(1,403,388 \text{ Kg} \cdot \text{m})}{\dots} = 18,529.24 \text{ Kg.}$$

2.3.2.4. Fuerzas por marco

Para calcular las fuerzas se utilizarán las siguientes fórmulas:

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

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

Donde: R_i rigidez del marco

d_i = distancia de CR a marco considerado

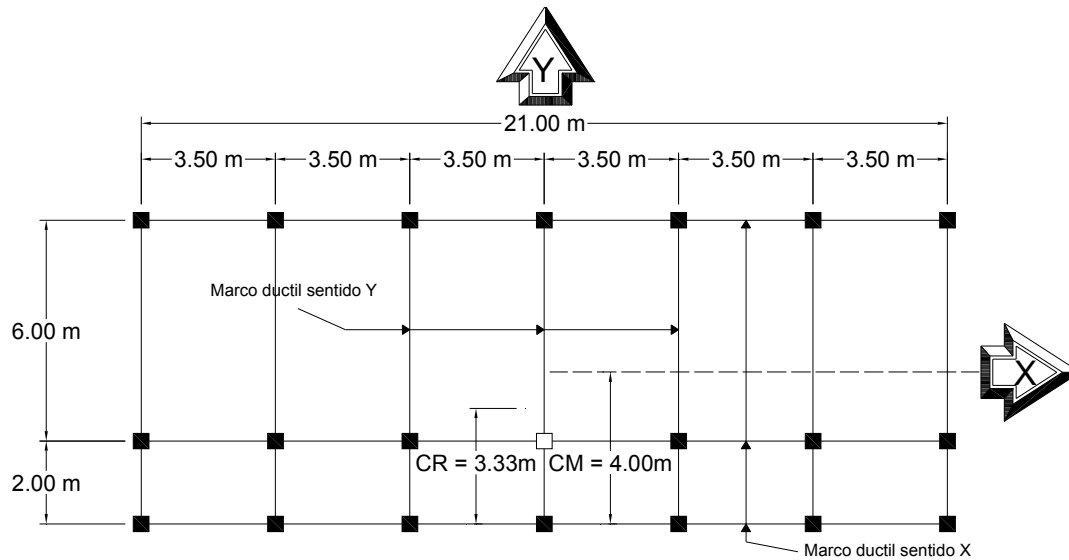
e = excentricidad

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 3. Planta típica (niveles 1 y 2) – distribución de marcos dúctiles, centro de masa y centro de rigideces



Sentido X

Con $R = 1$

$$CR = \frac{1 \times 8m + 1 \times 2m}{3 \times 1} = 3.33m \quad CM = \frac{6m + 2m}{2} = 4m$$

$$e = 4m - 3.33m = 0.67 \quad e_{\min} = 0.05 \times 8 = 0.40$$

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

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

Tabla V. Fuerzas por marco, en cada nivel, para marcos dúctiles en el sentido X

						NIVEL 1						NIVEL 2
Marco	Ri	di	Ri*di	Ri*di ²	FM'	FM''	FM niv 1	FM'	FM''	FM niv 2		
3	1	+4.67	+4.67	21.81	5,779	1564.70	7,343.70	7,668	1672.23	9,340.23		
2	1	-1.33	-1.33	1.77	5,779	-445.62	5,333.38	7,668	-476.24	7,191.76		
1	1	-3.33	-3.33	11.09	5,779	-1115.7	4,663.30	7,668	-1192.40	6,475.60		
				34.67								

Sentido Y: debido a que es infalible la simetría en el sentido Y, se usará R=1 en todos los marcos,

$$CR = 10.50 \text{ m.}$$

$$Cm = 10.50 \text{ m.}$$

$e = 0$; esto significa que no hay tensión en el sentido Y.

Nivel 1:

$$FM' = \frac{(1 \times 17,337.76 \text{ Kg})}{1 \times 7} = 2,476.82 \text{ Kg.}$$

Este valor se aplica en todos los marcos Y en el NIVEL 1

$$FM'' = 0, \text{ debido a que no existe excentricidad (e)}$$

$$FM_{\text{nivel 1}} = 2,476.82 \text{ Kg.} + 0 = 2,476.82 \text{ Kg.}$$

Nivel 2:

$$FM' = \frac{(1 \times 18,529.24 \text{ Kg})}{1 \times 7} = 2,647.03 \text{ Kg.}$$

$$FM_{\text{nivel 2}} = 2,647.03 + 0 = 2,647.03 \text{ Kg}$$

Figura 4. Cargas aplicadas, marco dúctil típico sentido X

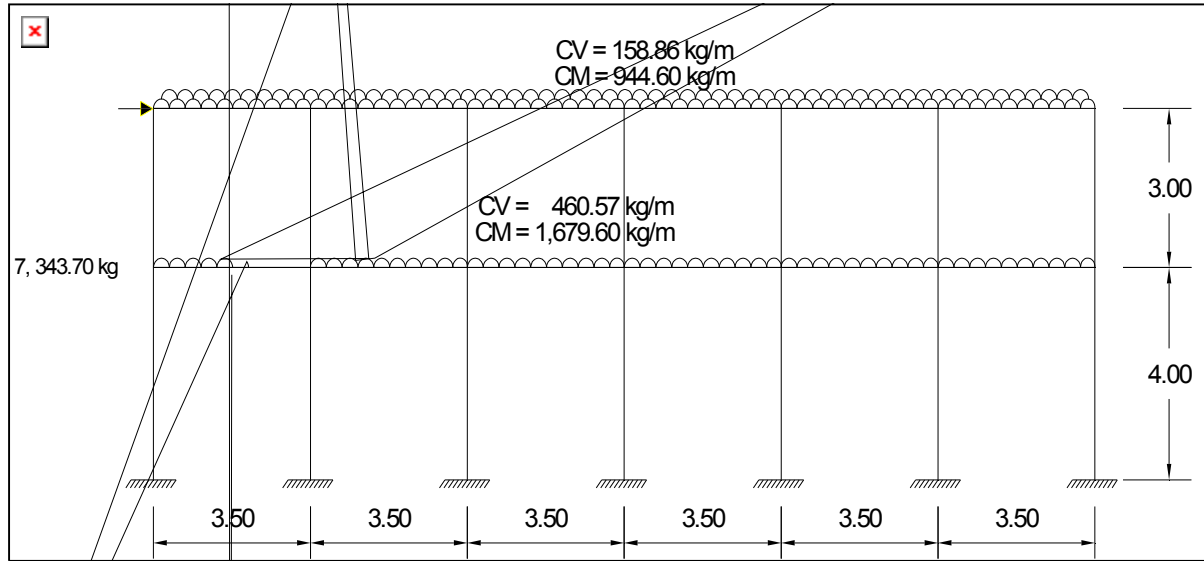
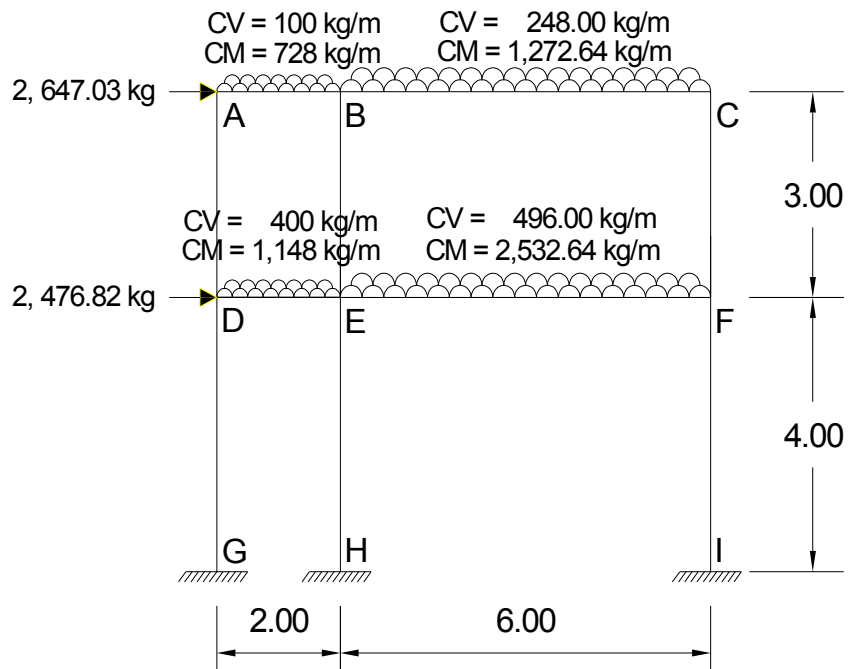


Figura 5. Cargas aplicadas, marco dúctil típico sentido Y



2.3.3. Diseño estructural

2.3.3.1 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})**

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

I inercia del elemento

L longitud del elemento

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

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

- **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.

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

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

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

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

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

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

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

- **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:

$$K_{AB} = K_{BA} = 4.63/2 = 2.32 = K_{DEH} = K_{ED}$$

$$K_{BC} = K_{CB} = 4.63/6 = 0.77 = K_{EF} = K_{FE}$$

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

$$\mu_{\text{empotrado}} = 0$$

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

NUDO "A"

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

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

$$\text{Chequeo } -0.44 + -0.06 = -0.50$$

NUDO "B"

$$\mu_{BA} = -\frac{1}{2} \left(\frac{2.32}{2.32 + 0.33 + 0.77} \right) = -0.34$$

$$\mu_{BE} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{2.32 + 0.33 + 0.77} \right) = -0.05$$

$$\mu_{BC} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.77}{2.32 + 0.33 + 0.77} \right) = -0.11$$

$$\text{Chequeo } -0.34 + -0.05 + -0.11 = -0.05$$

NUDO "C"

$$\mu_{CB} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.77}{0.77 + 0.33} \right) = -0.35$$

$$\mu_{CF} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{0.77 + 0.33} \right) = -0.15$$

Chequeo $-0.35 + -0.15 = -0.50$

NUDO "D"

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

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

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

Chequeo $-0.06 + -0.04 + -0.40 = -0.50$

NUDO "E"

$$\mu_{EF} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.77}{0.77 + 0.25 + 2.32 + 0.33} \right) = -0.10$$

$$\mu_{EH} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.25}{0.77 + 0.25 + 2.32 + 0.33} \right) = -0.03$$

$$\mu_{ED} = -\frac{1}{2} \left(\frac{2.32}{0.77 + 0.25 + 2.32 + 0.33} \right) = -0.32$$

$$\mu_{EB} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{0.77 + 0.25 + 2.32 + 0.33} \right) = -0.05$$

Chequeo $-0.10 + -0.03 + -0.32 + -0.05 = -0.50$

NUDO "F"

$$\mu_{FC} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{0.33 + 0.77 + 0.25} \right) = -0.12$$

$$\mu_{FE} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.77}{0.33 + 0.77 + 0.25} \right) = -0.29$$

$$\mu_{FI} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.25}{0.33 + 0.77 + 0.25} \right) = -0.09$$

Chequeo $-0.12 + -0.29 + -0.09 = -0.50$

- **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.

$$MF_{AB} = -\frac{\left(0.73 \frac{T}{m}\right)(2.00m)^2}{12} = -0.24 T \cdot m$$

$$MF_{BA} = +0.24 T \cdot m$$

$$MF_{BC} = -\frac{(1.27)(6.00)^2}{12} = -3.81 T \cdot m$$

$$MF_{CB} = +3.81 T \cdot m$$

$$MF_{BC} = -\frac{(1.15)(2.00)^2}{12} = -0.38 T \cdot m$$

$$MF_{CB} = +0.38 T \cdot m$$

$$MF_{BC} = -\frac{(2.53)(6.00)^2}{12} = -7.59 T \cdot m$$

$$MF_{CB} = +7.59 T \cdot m$$

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

$$\text{Nudo A} = MF_{AB} = -0.24 \text{ Ton}$$

$$\text{Nudo B} = MF_{BA} + MF_{BC} = 0.24 - 3.81 = -3.57 \text{ Ton}$$

$$\text{Nudo C} = MF_{CB} = -3.81 \text{ Ton}$$

$$\text{Nudo D} = MF_{DE} = -0.38 \text{ Ton}$$

$$\text{Nudo E} = MF_{ED} + MF_{EF} = 0.38 - 7.59 = -7.97 \text{ Ton}$$

$$\text{Nudo F} = MF_{FE} = 7.59 \text{ Ton}$$

▪ **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

$$\rightarrow \mathbf{B} = -0.44 (-0.24 + (0+0)) = 0.11$$

$$\downarrow \mathbf{D} = -0.06 (-0.24 + (0+0)) = 0.01$$

B

$$\leftarrow \mathbf{A} = -0.34 (-3.57 + (0.11 + 0.00 + 0.00)) = 1.18$$

$$\downarrow \mathbf{E} = -0.05 (-3.57 + (0.11 + 0.00 + 0.00)) = 0.17$$

$$\rightarrow \mathbf{C} = -0.11 (-3.57 + (0.11 + 0.00 + 0.00)) = 0.38$$

C

$$\leftarrow \mathbf{B} = -0.35 (3.81 + (0.38 + 0.00)) = -1.47$$

$$\downarrow \mathbf{F} = -0.15 (3.81 + (0.38 + 0.00)) = -0.63$$

F

$$\uparrow \mathbf{C} = -0.12 (7.59 + (-0.63 + 0.91 + 0.00)) = -0.84$$

$$\leftarrow \mathbf{E} = -0.29 (7.59 + (-0.63 + 0.91 + 0.00)) = -2.02$$

$$\downarrow \mathbf{I} = -0.09 (7.59 + (-0.63 + 0.91 + 0.00)) = -0.72$$

E

$$\uparrow \mathbf{B} = -0.05 (-7.21 + (0.17 + 0.00 + -2.02)) = 0.45$$

$$\leftarrow \mathbf{D} = -0.32 (-7.21 + (0.17 + 0.00 + -2.02)) = 2.90$$

$$\downarrow \mathbf{H} = -0.03 (-7.21 + (0.17 + 0.00 + -2.02)) = 0.27$$

$$\rightarrow \mathbf{F} = -0.10 (-7.21 + (0.17 + 0.00 + -2.02)) = 0.91$$

D

$$\uparrow \mathbf{A} = -0.06 (-0.38 + (0.01 + 2.90 + 0.00)) = -0.15$$

$$\rightarrow \mathbf{E} = -0.40 (-0.38 + (0.01 + 2.90 + 0.00)) = -1.01$$

$$\downarrow \mathbf{G} = -0.04 (-0.38 + (0.01 + 2.90 + 0.00)) = -0.10$$

A → B → C → F → E → D

Segundo ciclo

A

$$\rightarrow \mathbf{B} = -0.44 (-0.24 + (1.18 - 0.15)) = -0.35$$

$$\downarrow \mathbf{D} = -0.06 (-0.24 + (1.18 - 0.15)) = -0.05$$

B

$$\leftarrow \mathbf{A} = -0.34 (-3.57 + (-0.35 + 0.45 - 1.47)) = 1.68$$

$$\downarrow \mathbf{E} = -0.05 (-3.57 + (-0.28 + 0.45 - 1.47)) = 0.25$$

$$\rightarrow \mathbf{C} = -0.11 (-3.57 + (-0.28 + 0.45 - 1.47)) = 0.54$$

C

$$\leftarrow \mathbf{B} = -0.35 (3.81 + (0.54 - 0.84)) = -1.23$$

$$\downarrow \mathbf{F} = -0.15 (3.81 + (0.54 - 0.84)) = -0.53$$

F

$$\uparrow \mathbf{C} = -0.12 (7.59 + (-0.53 + 0.91 + 0.00)) = -0.96$$

$$\leftarrow \mathbf{E} = -0.29 (7.59 + (-0.53 + 0.91 + 0.00)) = -2.31$$

$$\downarrow \mathbf{I} = -0.09 (7.59 + (-0.53 + 0.91 + 0.00)) = -0.72$$

E

$$\uparrow \mathbf{B} = -0.05 (-7.21 + (0.25 + -1.01 + -2.31)) = 0.51$$

$$\leftarrow \mathbf{D} = -0.32 (-7.21 + (0.25 + -1.01 + -2.31)) = 3.29$$

$$\downarrow \mathbf{H} = -0.03 (-7.21 + (0.25 + -1.01 + -2.31)) = 0.31$$

$$\rightarrow \mathbf{F} = -0.10 (-7.21 + (0.25 + -1.01 + -2.31)) = 1.03$$

D

$$\uparrow \mathbf{A} = -0.06 (-0.38 + (-0.05 + 3.29 + 0.00)) = -0.17$$

$$\rightarrow \mathbf{E} = -0.40 (-0.38 + (-0.05 + 3.29 + 0.00)) = -1.14$$

$$\downarrow \mathbf{G} = -0.04 (-0.38 + (-0.05 + 3.29 + 0.00)) = -0.11$$

A → B → C → F → E → D

Tercer ciclo

A

$$\rightarrow \mathbf{B} = -0.44 (-0.24 + (1.68 - 0.17)) = -0.56$$

$$\downarrow \mathbf{D} = -0.06 (-0.24 + (1.68 - 0.17)) = -0.08$$

B

$$\leftarrow \mathbf{A} = -0.34 (-3.57 + (-0.56 + 0.51 - 1.23)) = 1.65$$

$$\downarrow \mathbf{E} = -0.05 (-3.57 + (-0.56 + 0.51 - 1.23)) = 0.24$$

$$\rightarrow \mathbf{C} = -0.11 (-3.57 + (-0.56 + 0.51 - 1.23)) = 0.53$$

C

$$\leftarrow \mathbf{B} = -0.35 (3.81 + (0.53 - 0.96)) = -1.18$$

$$\downarrow \mathbf{F} = -0.15 (3.81 + (0.53 - 0.96)) = -0.51$$

F

$$\uparrow \mathbf{C} = -0.12 (7.59 + (-0.51 + 1.03 + 0.00)) = -0.97$$

$$\leftarrow \mathbf{E} = -0.29 (7.59 + (-0.51 + 1.03 + 0.00)) = -2.35$$

$$\downarrow \mathbf{I} = -0.09 (7.59 + (-0.51 + 1.03 + 0.00)) = -0.73$$

E

$$\uparrow \mathbf{B} = -0.05 (-7.21 + (0.24 + -1.14 + -2.35)) = 0.52$$

$$\leftarrow \mathbf{D} = -0.32 (-7.21 + (0.24 + -1.14 + -2.35)) = 3.35$$

$$\downarrow \mathbf{H} = -0.03 (-7.21 + (0.24 + -1.14 + -2.35)) = 0.31$$

$$\rightarrow \mathbf{F} = -0.10 (-7.21 + (0.24 + -1.14 + -2.35)) = 1.05$$

D

$$\uparrow \mathbf{A} = -0.06 (-0.38 + (-0.08 + 3.35 + 0.00)) = -0.17$$

$$\rightarrow \mathbf{E} = -0.40 (-0.38 + (-0.08 + 3.35 + 0.00)) = -1.16$$

$$\downarrow \mathbf{G} = -0.40 (-0.38 + (-0.08 + 3.35 + 0.00)) = -1.12$$

A → B → C → F → E → D

Cuarto ciclo

A

$$\rightarrow \mathbf{B} = -0.44 (-0.24 + (1.65 - 0.17)) = -0.55$$

$$\downarrow \mathbf{D} = -0.06 (-0.24 + (1.65 - 0.17)) = -0.07$$

B

$$\leftarrow \mathbf{A} = -0.34 (-3.57 + (-0.55 + 0.52 - 1.18)) = 1.63$$

$$\downarrow \mathbf{E} = -0.05 (-3.57 + (-0.55 + 0.52 - 1.18)) = 0.24$$

$$\rightarrow \mathbf{C} = -0.11 (-3.57 + (-0.55 + 0.52 - 1.18)) = 0.53$$

C

$$\leftarrow \mathbf{B} = -0.35 (3.81 + (0.53 - 0.97)) = -1.18$$

$$\downarrow \mathbf{F} = -0.15 (3.81 + (0.53 - 0.97)) = -0.51$$

F

$$\uparrow \mathbf{C} = -0.12 (7.59 + (-0.51 + 1.05 + 0.00)) = -0.98$$

$$\leftarrow \mathbf{E} = -0.29 (7.59 + (-0.51 + 1.05 + 0.00)) = -2.36$$

$$\downarrow \mathbf{I} = -0.09 (7.59 + (-0.51 + 1.05 + 0.00)) = -0.73$$

E

$$\uparrow \mathbf{B} = -0.05 (-7.21 + (0.24 + -1.16 + -2.36)) = 0.52$$

$$\leftarrow \mathbf{D} = -0.32 (-7.21 + (0.24 + -1.16 + -2.36)) = 3.36$$

$$\downarrow \mathbf{H} = -0.03 (-7.21 + (0.24 + -1.16 + -2.36)) = 0.31$$

$$\rightarrow \mathbf{F} = -0.10 (-7.21 + (0.24 + -1.16 + -2.36)) = 1.05$$

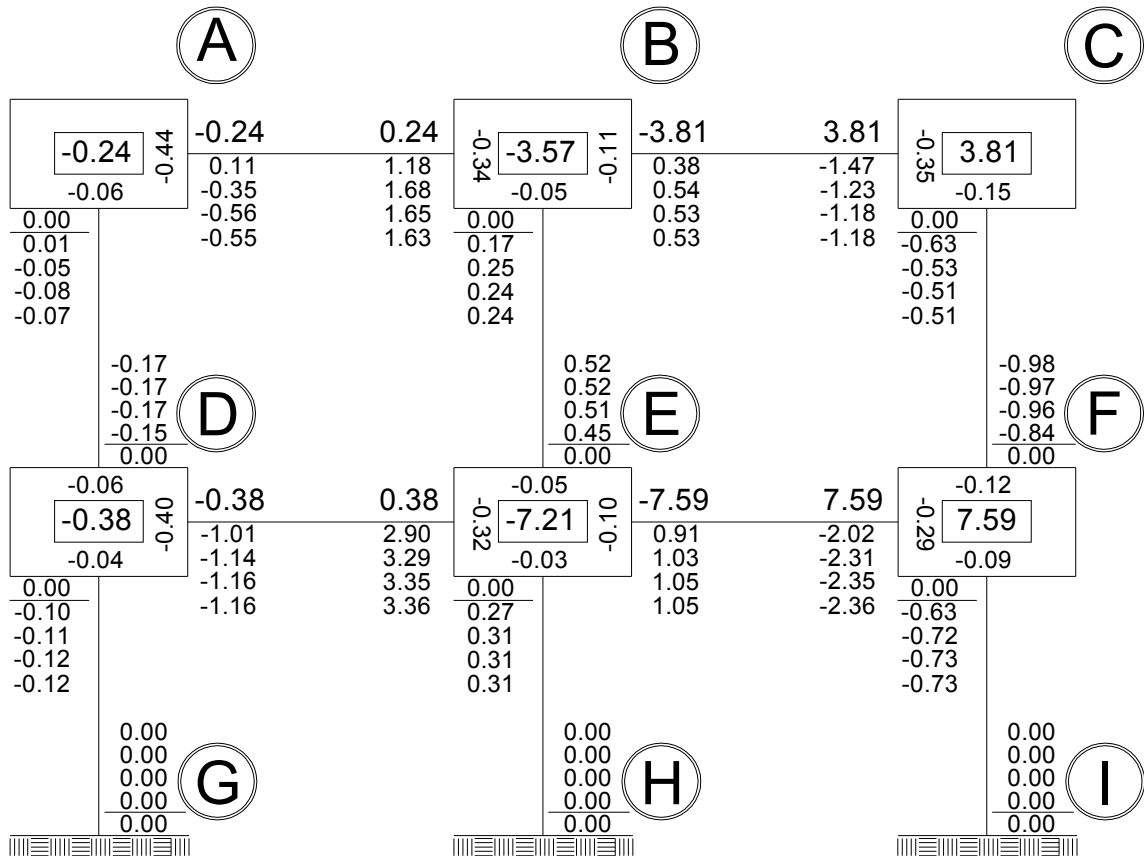
D

$$\uparrow \mathbf{A} = -0.06 (-0.38 + (-0.07 + 3.36 + 0.00)) = -0.17$$

$$\rightarrow \mathbf{E} = -0.40 (-0.38 + (-0.07 + 3.36 + 0.00)) = -1.16$$

$$\downarrow G = -0.40 (-0.38 + (-0.07 + 3.36 + 0.00)) = -1.12$$

Figura 6. 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: $M_{AD} = MF_{AD} + MF'_{AD} + (MF'_{AD} + M'F_{DA})$

$$M_{AD} = 0.00 + -0.07 + (-0.07 + (-0.17)) = -0.31 \text{ ton-m}$$

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

$$M_{DA} = 0.00 + -0.17 + (-0.17 + (-0.07)) = -0.41 \text{ ton-m}$$

$$M_{DG} = 0.00 + -0.12 + (-0.12 + (0.00)) = -0.24 \text{ ton-m}$$

$$\begin{aligned}
M_{GD} &= 0.00 + 0.00 + (-0.00 + (-0.12)) = -0.12 \text{ ton-m} \\
M_{BE} &= 0.00 + 0.24 + (0.24 + (0.52)) = +1.00 \text{ ton-m} \\
M_{EB} &= 0.00 + 0.52 + (0.52 + (0.24)) = +1.28 \text{ ton-m} \\
M_{EH} &= 0.00 + 0.31 + (0.31 + (0.00)) = +0.62 \text{ ton-m} \\
M_{HE} &= 0.00 + 0.00 + (0.00 + (0.31)) = +0.31 \text{ ton-m} \\
M_{CF} &= 0.00 + -0.51 + (-0.51 + (-0.98)) = -2.00 \text{ ton-m} \\
M_{FC} &= 0.00 + -0.98 + (-.98 + (-0.51)) = -2.47 \text{ ton-m} \\
M_{FI} &= 0.00 + -0.73 + (-0.73 + (0.00)) = -1.46 \text{ ton-m} \\
M_{FI} &= 0.00 + 0.00 + (0.00 + (-0.73)) = -0.73 \text{ ton-m}
\end{aligned}$$

Vigas:

$$\begin{aligned}
M_{AB} &= MF_{AB} + MF'_{AB} + (MF'_{AB} + M'F_{BA}) \\
M_{AB} &= -0.24 + -0.55 + (-0.55 + 1.63) = + 0.29 \text{ ton-m} \\
M_{BA} &= MF_{BA} + MF'_{BA} + (MF'_{AB} + M'F_{BA}) \\
M_{BA} &= +0.24 + 1.63 + (1.63 + -0.55) = +2.95 \text{ ton-m} \\
M_{BC} &= -3.81 + 0.53 + (0.53 + -1.18) = +3.93 \text{ ton-m} \\
M_{CB} &= +3.81 + -1.18 + (-1.18 + 0.53) = +1.98 \text{ ton-m} \\
M_{DE} &= -0.38 + -1.16 + (-1.16 + 3.36) = +0.66 \text{ ton-m} \\
M_{ED} &= +0.38 + 3.36 + (3.36 + -1.16) = +5.94 \text{ ton-m} \\
M_{EF} &= -7.59 + 1.05 + (1.05 + -2.36) = -7.85 \text{ ton-m} \\
M_{FE} &= +7.59 + -2.36 + (-2.36 + 1.05) = +3.92 \text{ ton-m}
\end{aligned}$$

2.3.3.2 Análisis de marcos dúctiles por método estructural para computadora

A continuación se muestran los resultados del análisis estructural que se llevó a cabo utilizando el programa, cálculo de estructuras versión 2.6, que es un programa cuyo ámbito de aplicación es el análisis de cualquier estructura plana formada por barras rectas de sección constante, sometida a cualquier serie de acciones exteriores contenidas en el plano que la define, es decir:

- Estructuras articuladas planas
- Estructuras reticuladas planas

Figura 7. Diagrama de momentos (Kg-m) – Carga Muerta – marco dúctil Y

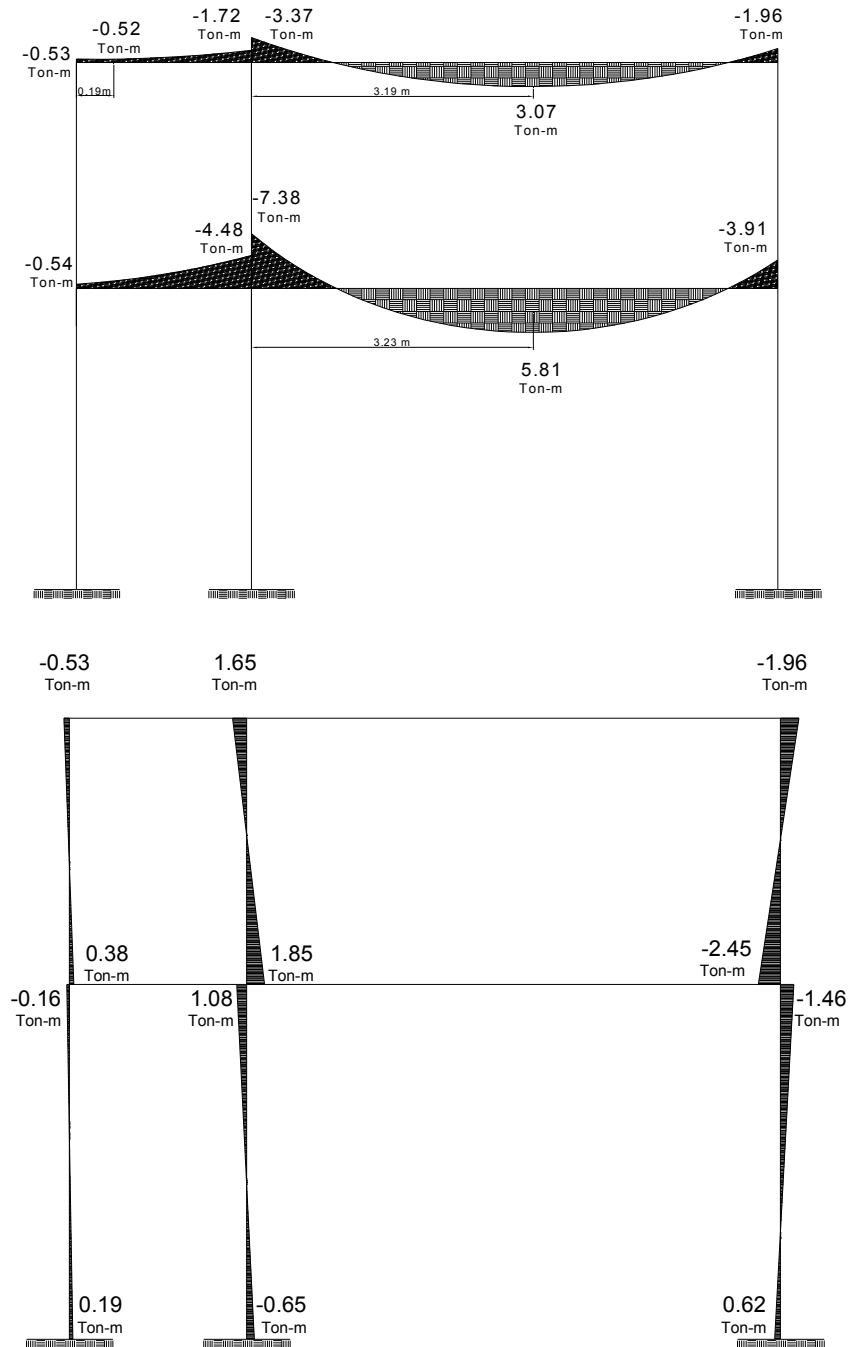


Figura 8. Diagrama de momentos (Kg-m) – Carga Viva – marco dúctil Y

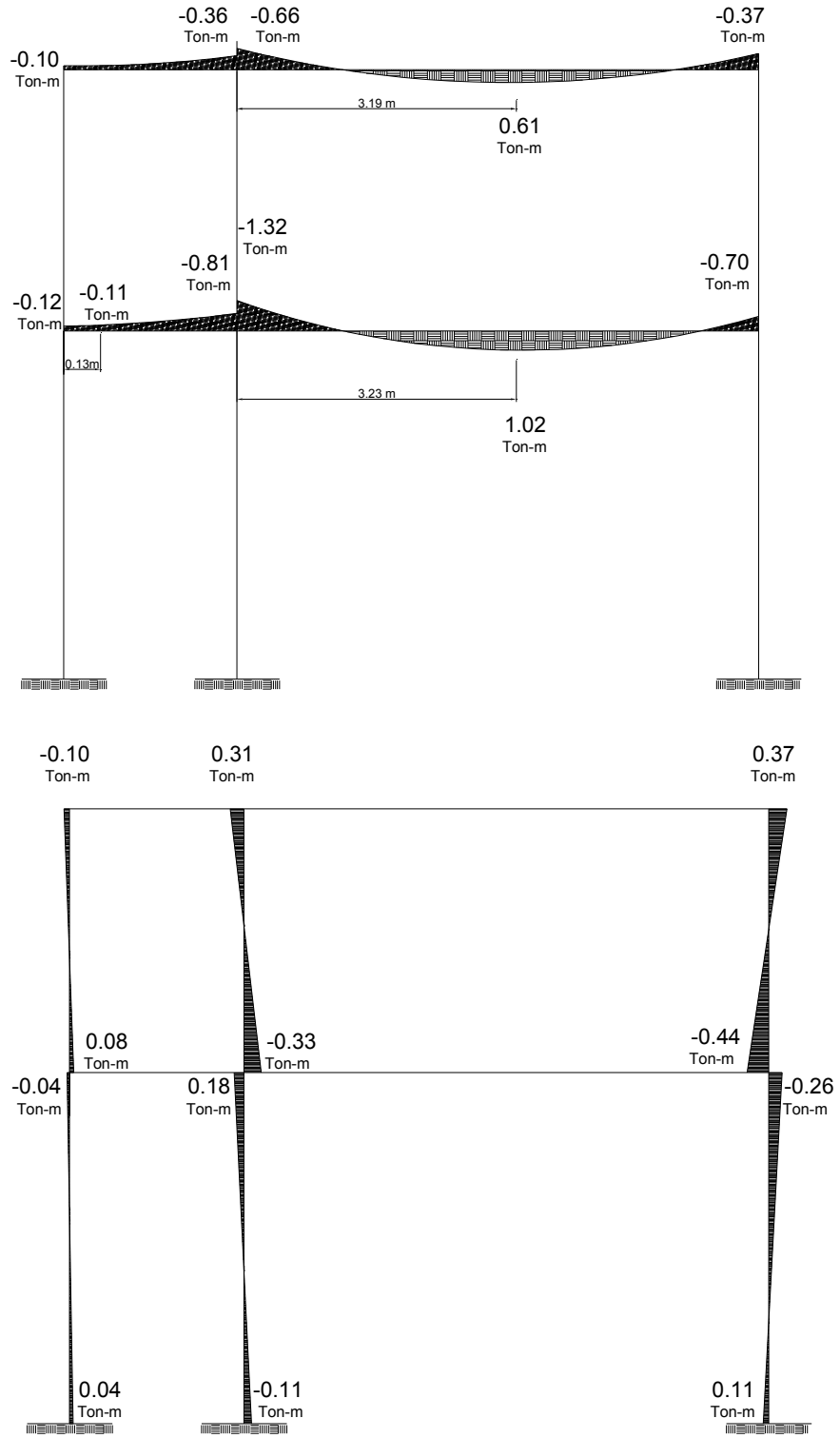


Figura 9. Diagrama de momentos (Kg-m) – Carga sismo – marco dúctil Y

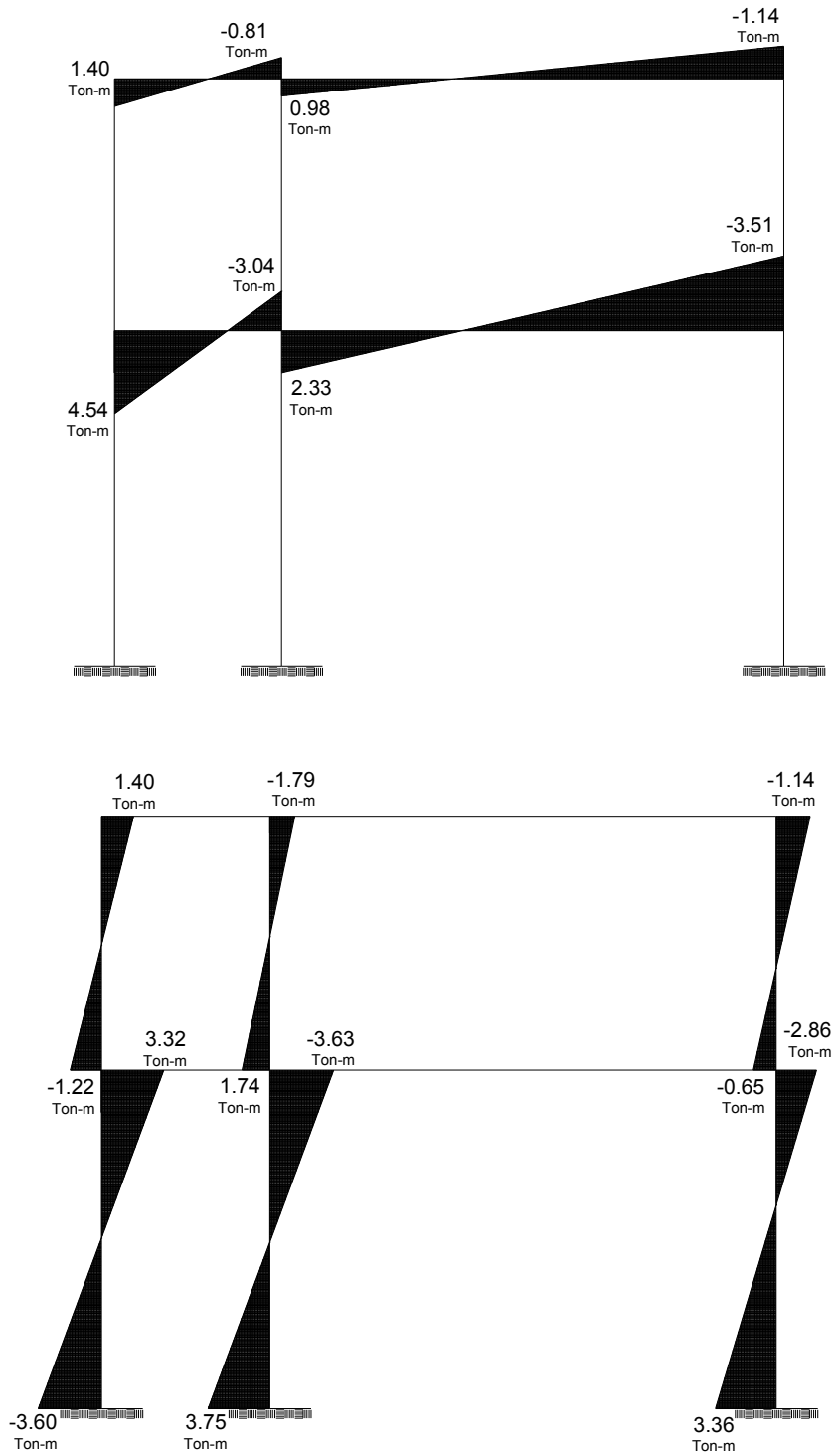


Figura 10. Diagrama de momentos (Kg-m) – Carga muerta – marco dúctil X

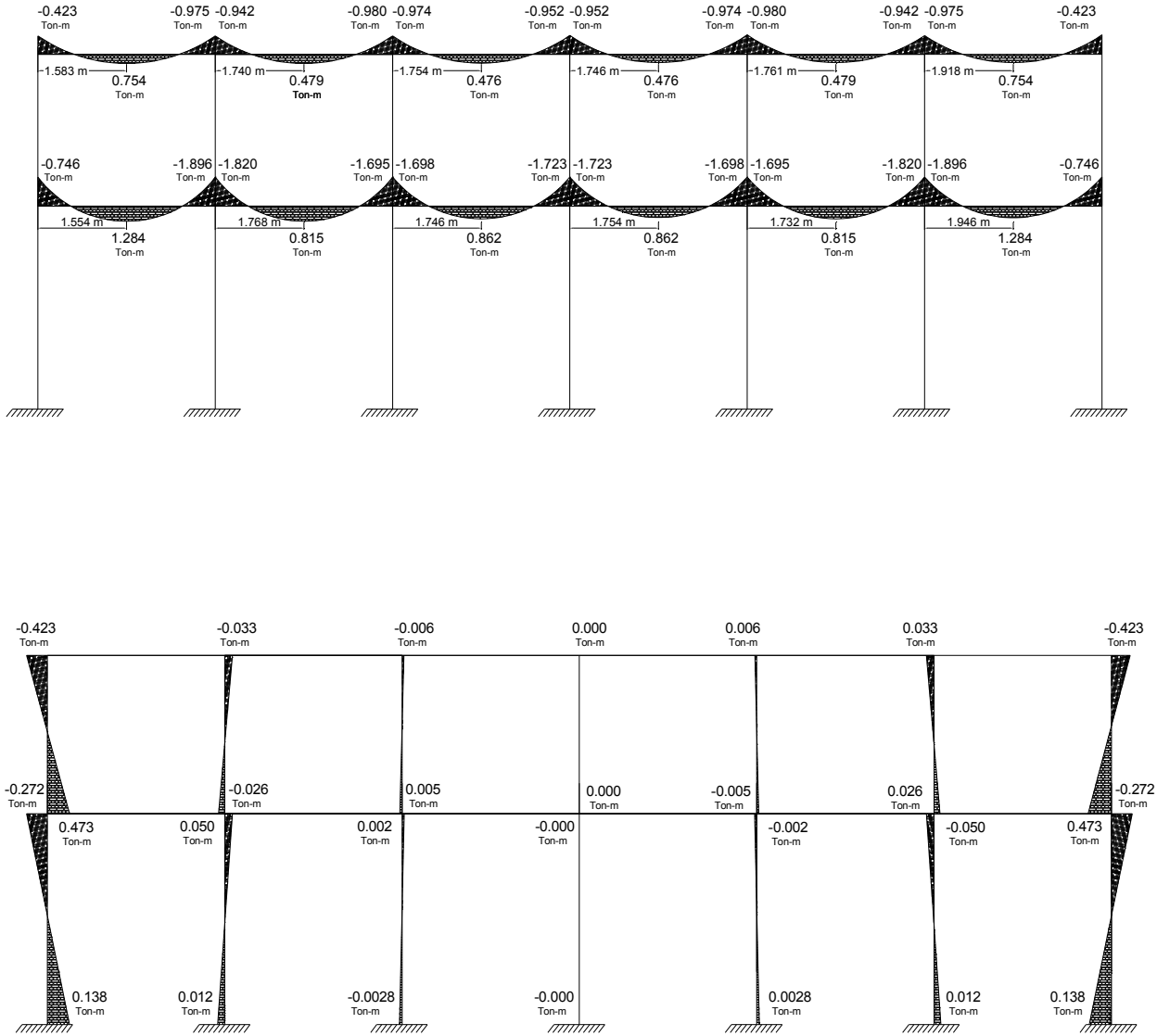


Figura 11. Diagrama de momentos (Kg-m) – Carga viva – marco dúctil X

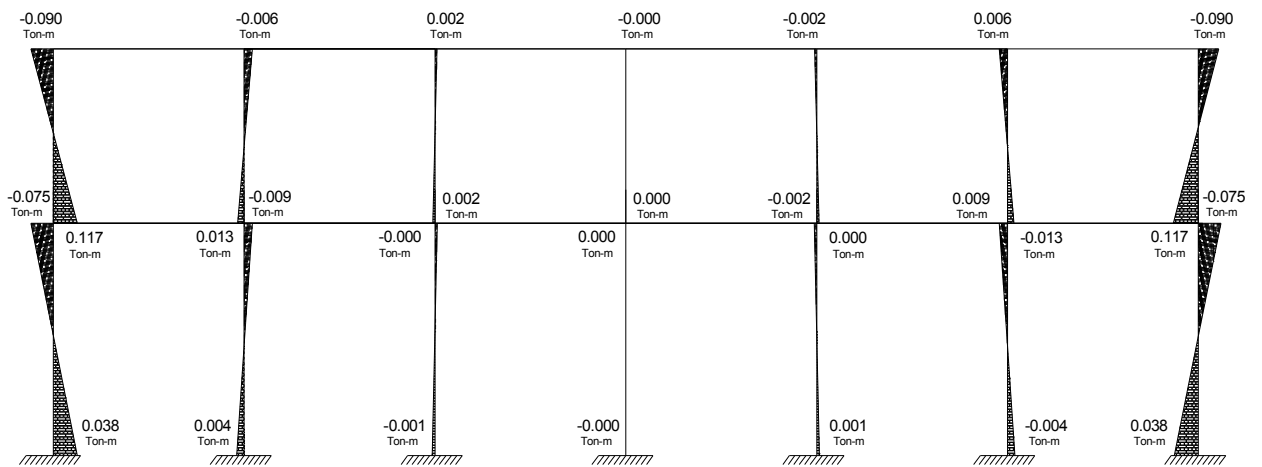
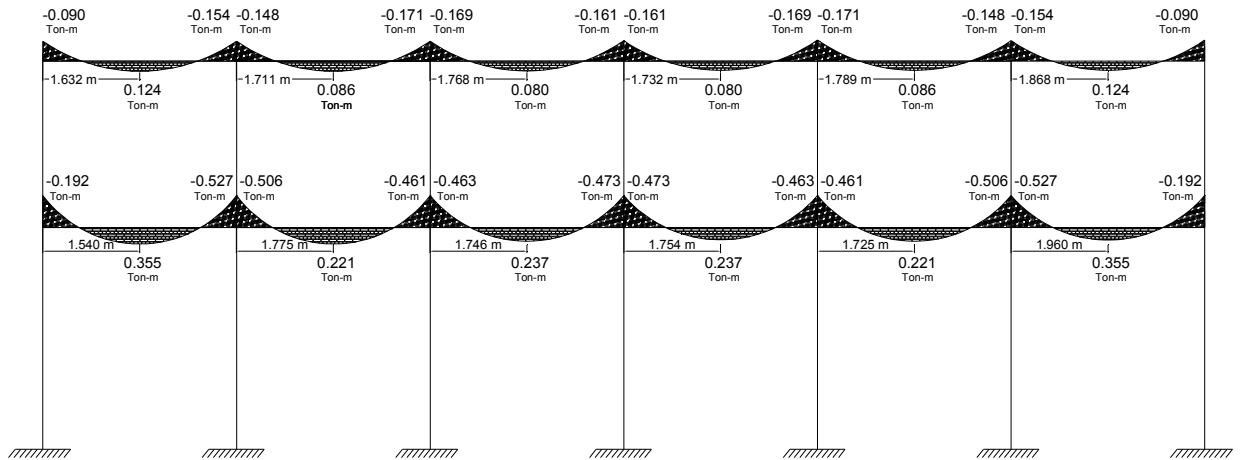
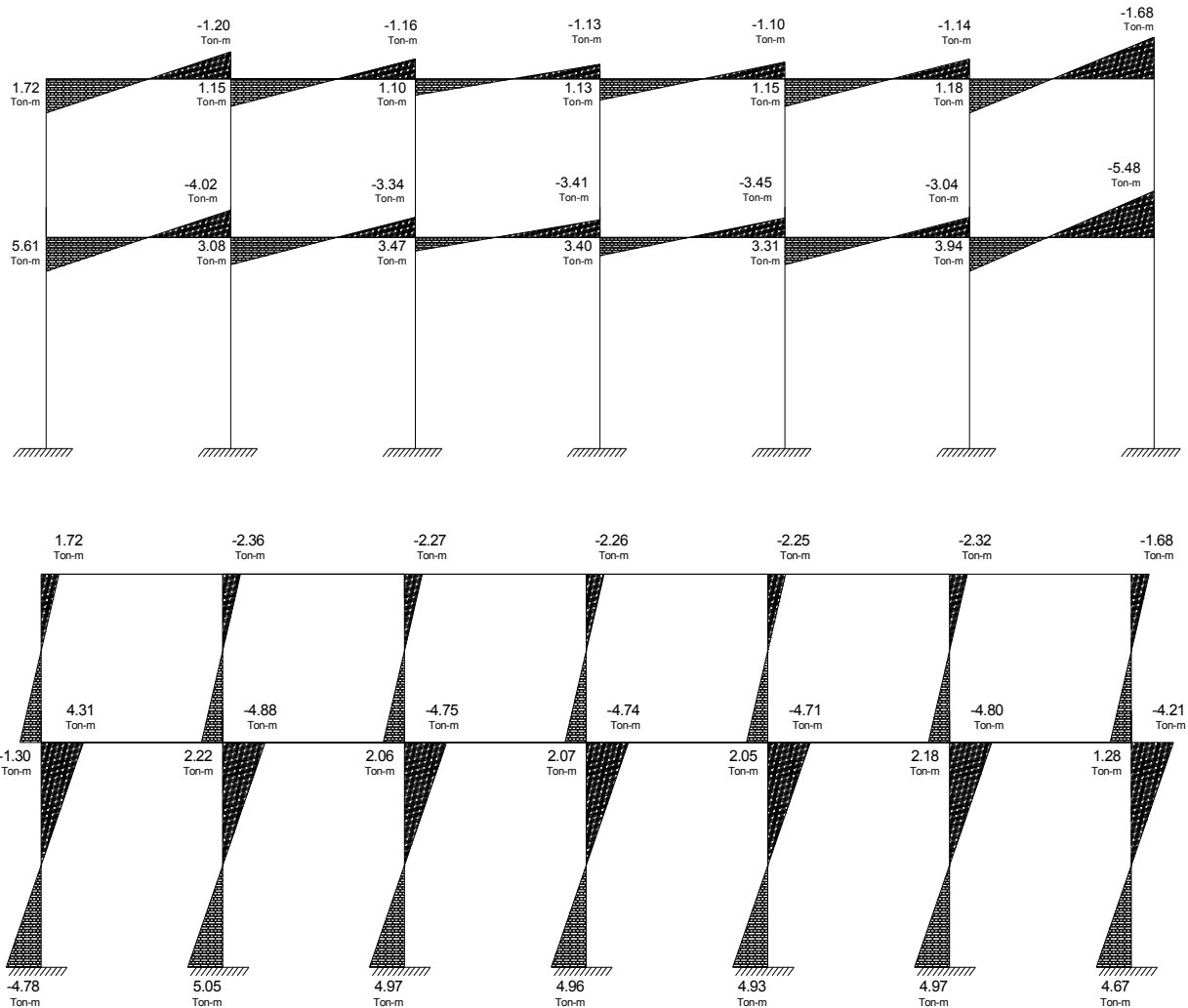


Figura 12. Diagrama de momentos (Kg-m) – Carga sismo – marco dúctil X



2.3.3.3 Momentos últimos por envolvente de momentos

Para el análisis se hace necesario tomar en consideración las diversas combinaciones de carga, con el fin de determinar la condición de diseño más crítica, esto resulta particularmente cierto, cuando la resistencia depende de más de un efecto de carga, tal como la resistencia a la flexión y la carga axial combinadas, o la resistencia al esfuerzo de corte en elementos con carga axial. Para este ejercicio se superpondrán los efectos de carga muerta, viva y fuerza de sismo, según las siguientes combinaciones propuestas por el código ACI:

- Momentos últimos negativos en vigas

$$M_{(-)} = 0.75(1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} \pm 1.7M_S)$$

- Momentos últimos de inversión en vigas

$$M_i = 0.90M_{CM} \pm 1.43M_S$$

- Momentos últimos positivos en vigas

$$M_{(+)} = \frac{CU * L^2}{2} - \frac{\sum M(-)}{2} = (1.4 * M_{cm} + 1.7M_{cv}) \frac{L^2}{2} - \frac{\sum M(-)}{2}$$

- Momentos últimos en las columnas

$$M_c = 0.75 (1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} \pm 1.7M_S)$$

Vigas: $M_{BC(-)} = 0.75(1.4(3.37) + 1.7(0.66) + 1.7(0.98)) = 5.630 = 5,630 \text{ Kg-m}$

$$M_{BC(+)} = (1.4(3.07) + 1.7(0.61)) = 5.335 = 5,335 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BC(-)} = 0.75(1.4(1.96) + 1.7(0.70) + 1.7(0.1.14)) = 3.983 = 3,984 \text{ Kg-m}$$

Columnas: $M_{BE} = 0.75(1.4(1.65) + 1.7(0.31) + 1.7(1.79)) = 4.410 = 4,410 \text{ Kg-m}$

$$M_{EB} = 0.75(1.4(1.85) + 1.7(0.33) + 1.7(1.74)) = 4.581 = 4,582 \text{ Kg-m}$$

Resultado de envolventes de momentos

Para este ejercicio se deberá seguir calculando los momentos para cada uno de los miembros de la misma forma, tanto en el sentido X como en el Y; de esta manera se llega a los siguientes resultados:

Figura 13. Diagrama de momentos últimos (Kg.m) - marco rígido Y

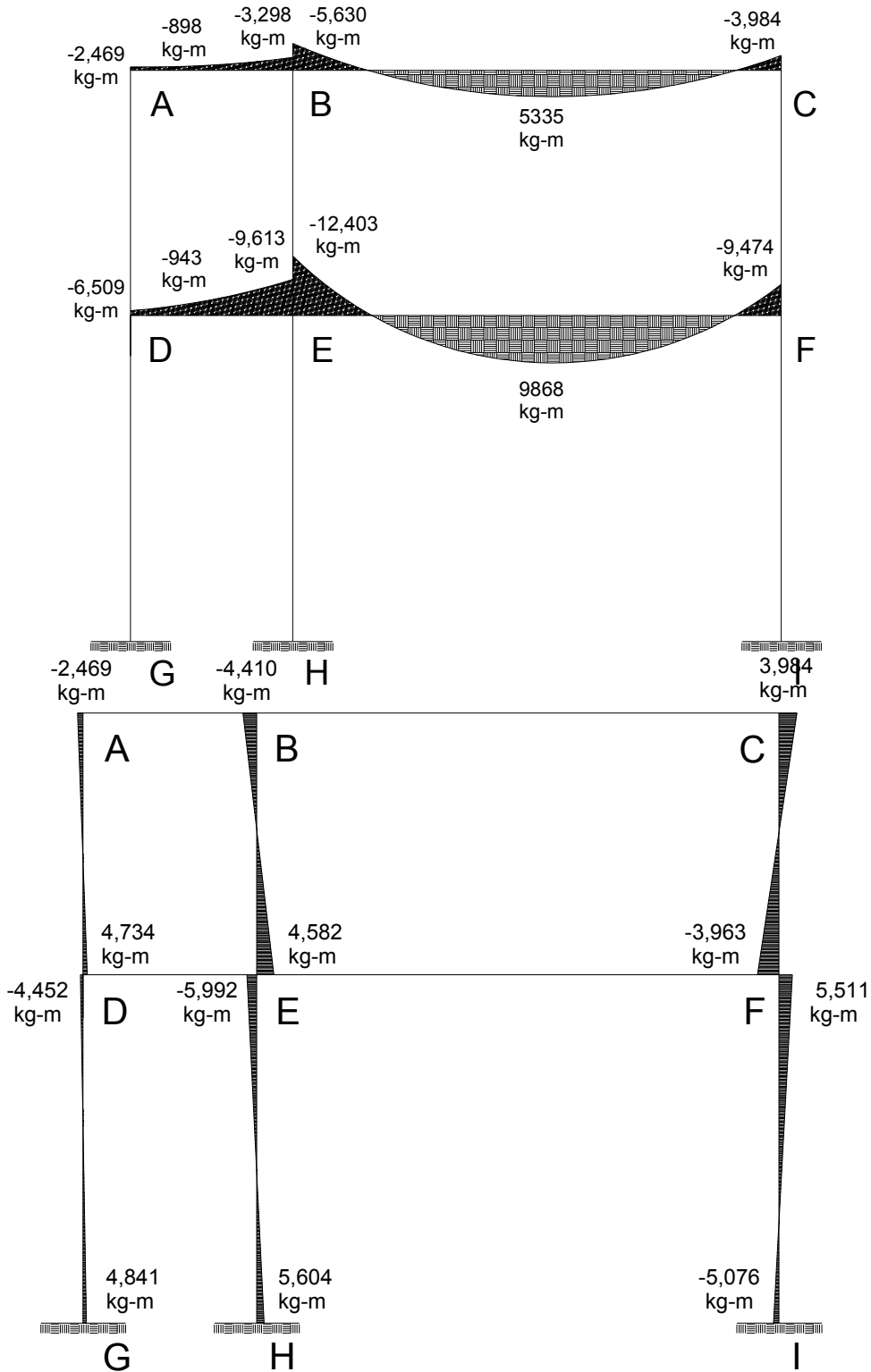
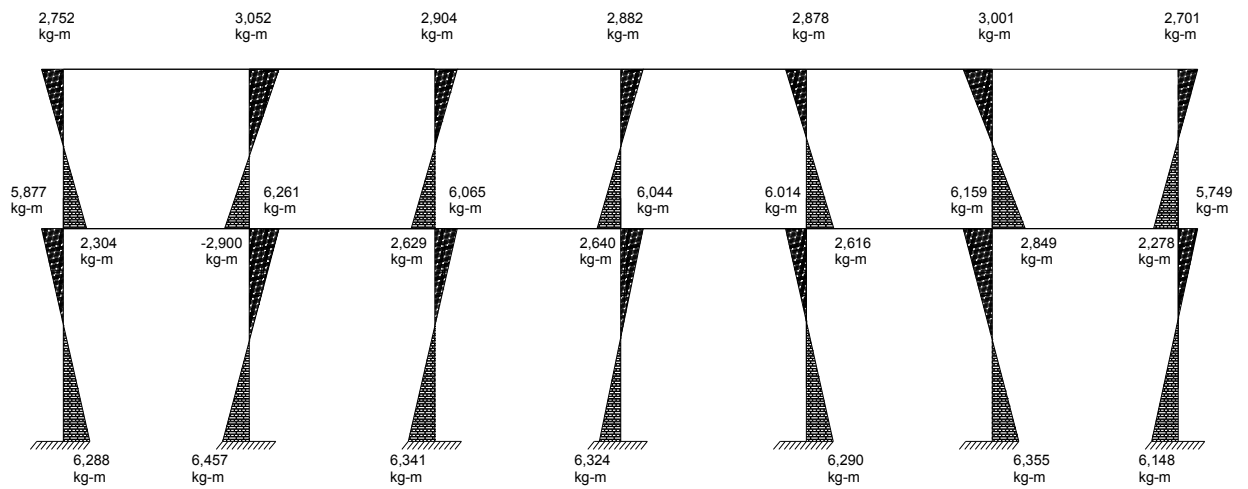
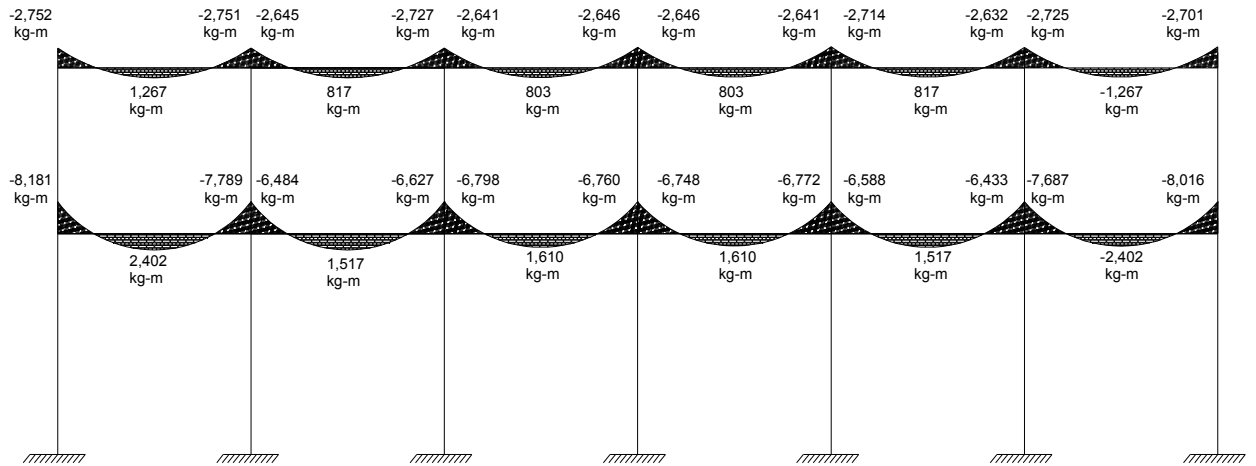


Figura 14. Diagrama de momentos últimos (Kg.m) - marco rígido X



2.3.3.4 Diagramas de corte en marcos rígidos típicos

Para el cálculo de los cortes en cada uno de los miembros de la estructura se utilizarán las siguientes fórmulas:

- Corte en vigas:

$$V_v = 0.75(1.4((W_{CM} * L) / 2) + 1.7((W_{cv} * L) / 2) + 1.7((\sum M_s) / L))$$

- Corte en columnas:

$$V_c = (\sum MC) / L$$

Cálculo para el marco en el sentido Y

Vigas:

$$\text{Tramo}_{A-B} = 0.75 \left(1.4 \left(\frac{728 * 2}{2} \right) \right) + 1.7 \left(\frac{100 * 2}{2} \right) + 1.7 \left(\frac{1400 + 810}{2} \right) = 2,300.78 \text{ Kg}$$

$$\text{Tramo}_{B-C} = 0.75 \left(1.4 \left(\frac{1272.64 * 6}{2} \right) \right) + 1.7 \left(\frac{248 * 6}{2} \right) + 1.7 \left(\frac{980 + 1140}{6} \right) = 5,407.92 \text{ Kg}$$

$$\text{Tramo}_{D-E} = 0.75 \left(1.4 \left(\frac{1148 * 2}{2} \right) \right) + 1.7 \left(\frac{400 * 2}{2} \right) + 1.7 \left(\frac{4540 + 3040}{2} \right) = 6547.65 \text{ Kg}$$

$$\text{Tramo}_{E-F} = 0.75 \left(1.4 \left(\frac{2532.64 * 6}{2} \right) \right) + 1.7 \left(\frac{496 * 6}{2} \right) + 1.7 \left(\frac{2330 + 3510}{6} \right) = 11,116.02 \text{ Kg}$$

Columnas: Tramo D-A = $(4734 + 2469) / 3 = 2,401.00 \text{ Kg}$

Tramo E-B = $(4582 + 4410) / 3 = 2,997.33 \text{ Kg}$

Tramo F-C = $(3963 + 3984) / 3 = 2,649.00 \text{ Kg}$

Tramo G-D = $(4841 + 4452) / 4 = 2,323.25 \text{ Kg}$

Tramo H-E = $(5604 + 5992) / 4 = 2,899.00 \text{ Kg}$

Tramo I-F = $(5076 + 5511) / 4 = 2,646.75 \text{ Kg}$

Para calcular los cortes del sentido X se procede de la misma manera; en las figuras 15 y 16: se encuentran los cortes para cada uno de los elementos que conforman la estructura.

Figura 15. Diagrama de cortes últimos (Kg) - marco rígido Y

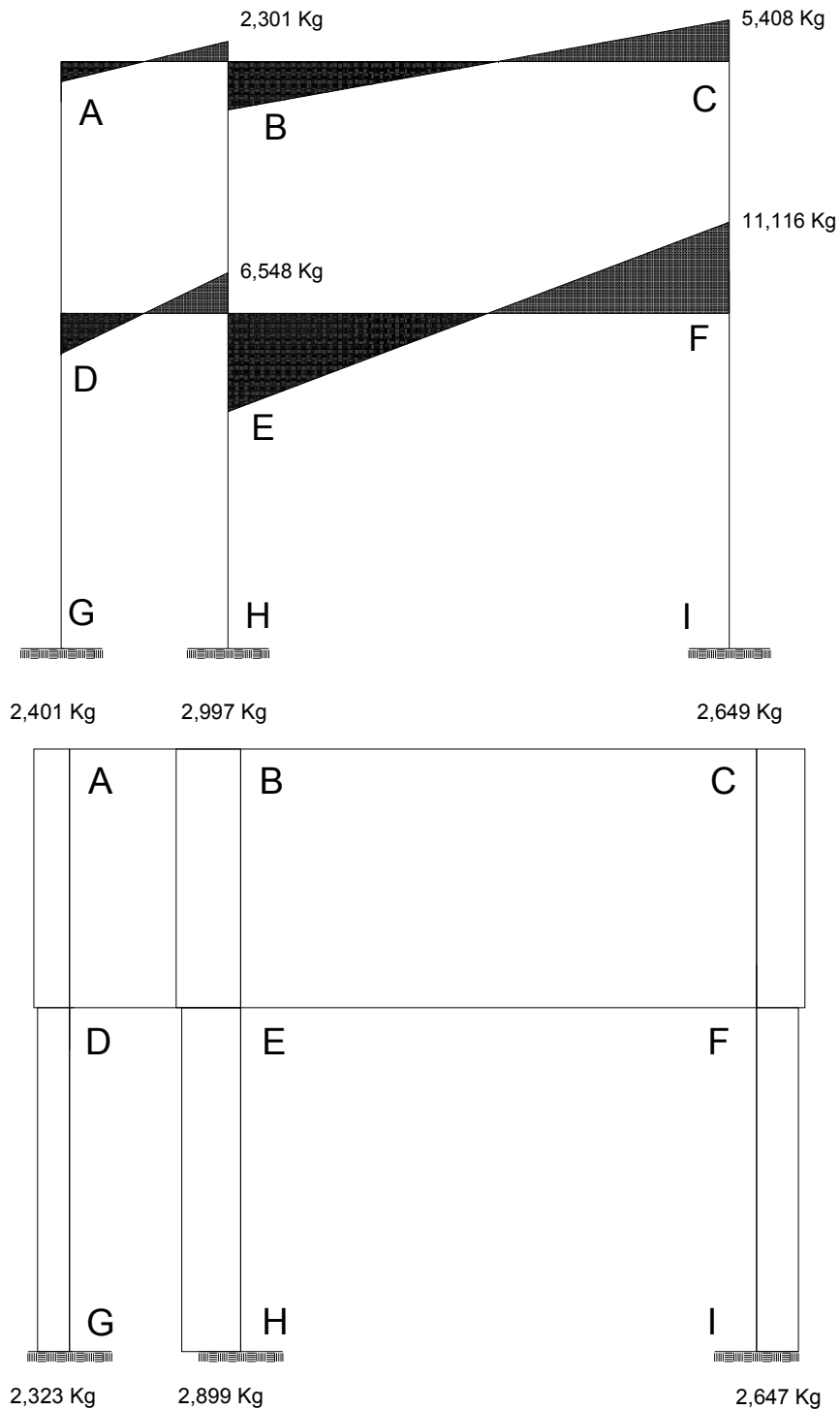
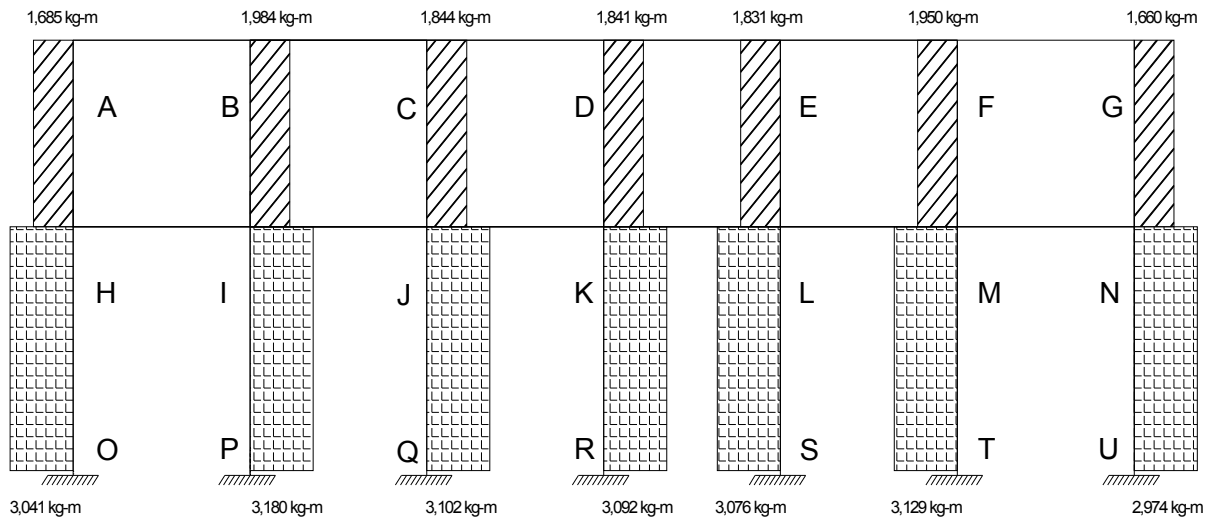
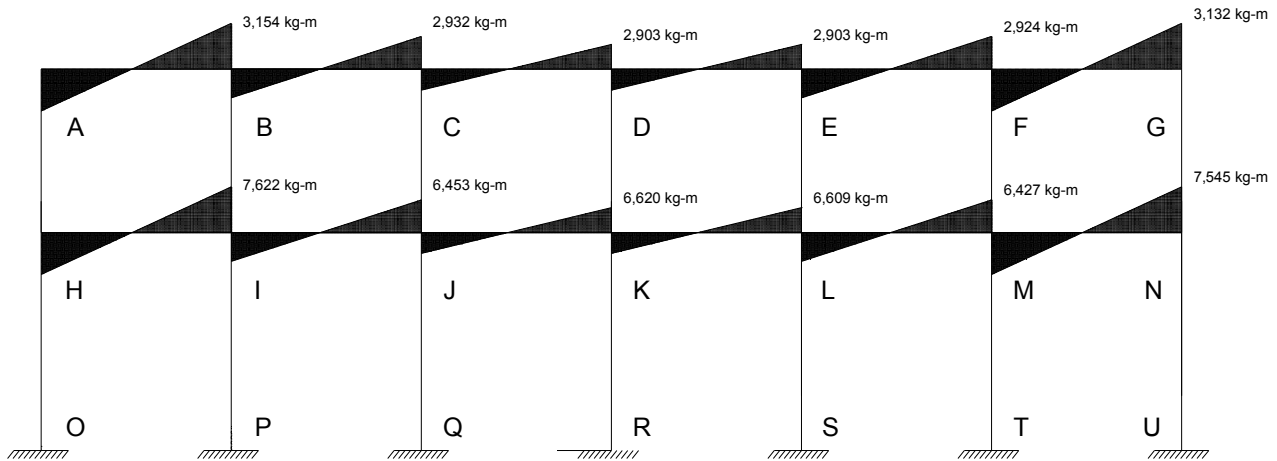


Figura 16. Diagrama de cortes últimos (Kg) - marco rígido X



2.3.3.5 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:

Tabla VI. Descripción de materiales y cargas

DESCRIPCIÓN	SIMBOLOGÍA	DATO
Resistencia del concreto	F'_c	210 Kg./cm ²
Resistencia del acero	F_y	2,810 Kg./cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	15,100 F'_c ^{1/2}
Módulo de elasticidad del acero	E_s	2.1E6 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

Las losas que se diseñarán, para ambos niveles, serán losas planas de concreto armado.

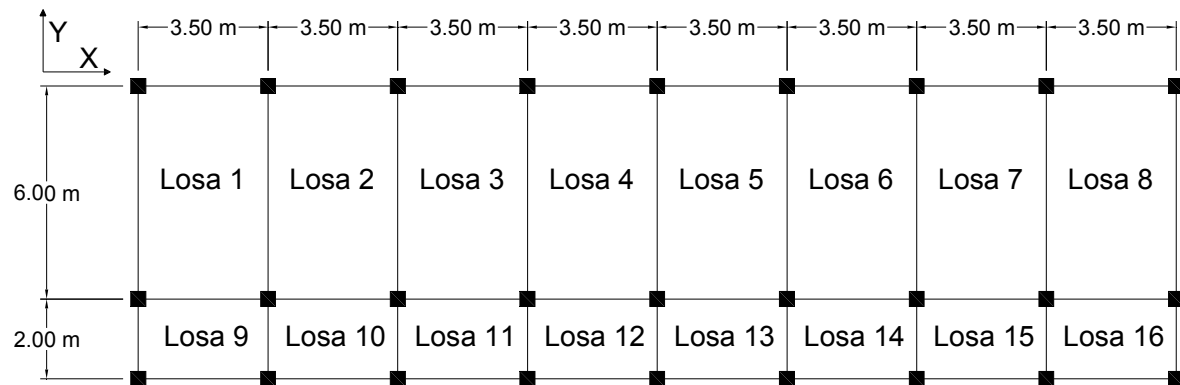
Las losas pueden ser clasificadas según sea el espesor de las mismas, así como también el tipo de apoyos que la sostengan.

Espesor: $0.09\text{m} \leq \text{espesor} \leq 0.15\text{m}$ losa plana
 espesor $\geq 0.15\text{m}$ losa nervada o nervurada

Apoyos: sobre 2 lados losa en 1 sentido
 sobre 4 lados losa en 2 sentidos

Las losas son elementos estructurales que pueden servir como cubiertas que protegen de la intemperie, como entrepisos para transmitir cargas verticales o como diafragmas para transmitir cargas horizontales.

Figura 17. Numeración de losas según planta típica



Determinando el espesor de la losa:

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

$$t_{1-8} = \frac{2(3.50) + 2(6.00)}{180} = 0.11 \text{ m}$$

$$t_{9-16} = \frac{2(2.00) + 2(3.50)}{180} = 0.06 \text{ m}$$

Se tomará $t = 0.11 \text{ m}$

Determinando cómo trabaja cada losa

$$m = \frac{a}{b} = \frac{\text{lado corto}}{\text{lado largo}} \quad \begin{array}{l} \text{si } m \geq .5 \quad \uparrow \rightarrow \text{ dos sentidos} \\ m < .5 \quad \rightarrow \text{ un sentido} \end{array}$$

Losas: 1 a la 8

$$m = \frac{3.50}{6} = 0.58$$

Losas: 9 a la 16

$$m = \frac{2.00}{3.5} = 0.57$$

Determinando carga última o carga de diseño:

Losa 1 - 8 : (aulas)

$$CU = 1.4((2400 \cdot 0.12) + 80 + 210) + 1.7(200) = 775.60 + 340 = 1,115.60 \text{ Kg/m}^2$$

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

$$CUu = 1,115.60 \text{ Kg/m}^2 \cdot 1.00 \text{ m} = 1,115.60 \text{ Kg/m}$$

Losa 9 – 16 (pasillos)

$$CU = 1.4(2400 \cdot 0.12) + 80 + 210 + 1.7(400) = 775.6 + 680 = 1,455.60 \text{ Kg/m}^2$$

$$CUu = 1,455.60 \text{ Kg/m}^2 \cdot 1.00 \text{ m} = 1,455.60 \text{ Kg/m}$$

Momentos actuantes:

$$\text{Fórmulas:} \quad M(-) = C \cdot CUu \cdot A^2$$

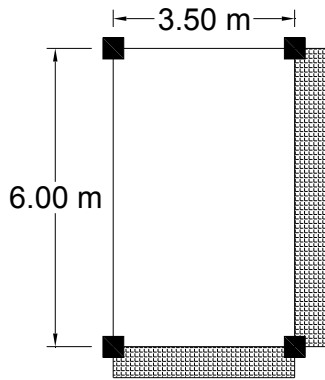
$$M(+) = C \cdot CMUu \cdot A^2 + C \cdot CVUu \cdot A^2$$

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

A: Dimensión del lado considerado de la losa

Solución: Losa 1 = 8:

$$m = \frac{3.5}{6} = 0.58, \text{ utilizar } m = 0.60$$



CASO No.4

a

$$M_a^{(-)} = 0.089(1,115.60)(3.5)^2 = 1,216.28$$

$$M_a^{(+)} = 0.053(775.6)(3.5)^2 + 0.067(340)(3.5)^2$$

$$M_a^{(+)} = 782.61$$

b

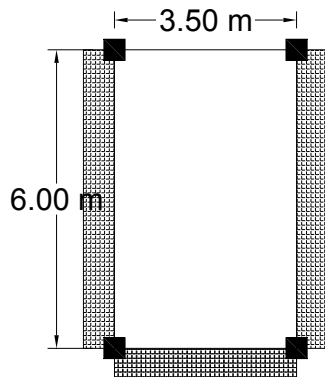
$$M_b^{(-)} = 0.011(1,115.60)(6)^2 = 441.78$$

$$M_b^{(+)} = 0.007(775.6)(6)^2 + 0.009(340)(6)^2$$

$$M_b^{(+)} = 305.61$$

losa 2-7:

$$m = \frac{3.5}{6} = 0.58, \text{ utilizar } m = 0.60$$



CASO No.9

a

$$M_a^{(-)} = 0.085(1,115.60)(3.5)^2 = 1,161.28$$

$$M_a^{(+)} = 0.036(775.6)(3.5)^2 + 0.059(340)(3.5)^2$$

$$M_a^{(+)} = 587.77$$

b

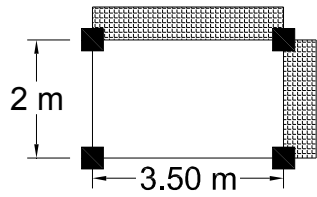
$$M_b^{(-)} = 0.006(1,115.60)(6)^2 = 240.97$$

$$M_b^{(+)} = 0.004(775.6)(6)^2 + 0.007(340)(6)^2 = 197.37$$

Losa 9 = 16:

$$m = \frac{2.00}{3.50} = 0.57, \text{ utilizar } m = 0.60$$

CASO No.4



a

$$M_a^{(-)} = 0.089(1,455.60)(2)^2 = 518.19$$

$$M_a^{(+)} = 0.053(775.6)(2)^2 + 0.067(680)(2)^2$$

$$M_a^{(+)} = 346.67$$

b

$$M_b^{(-)} = 0.011(1,455.6)(3.5)^2 = 196.14$$

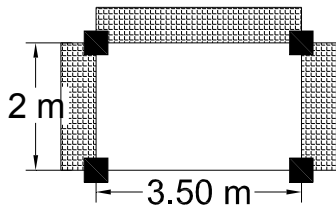
$$M_b^{(+)} = 0.007(775.6)(3.5)^2 + 0.009(680)(3.5)^2$$

$$M_b^{(+)} = 141.48$$

Losa 10 = 15:

$$m = \frac{2.00}{3.50} = 0.57, \text{ utilizar } m = 0.60$$

CASO No.8



a

$$M_a^{(-)} = 0.080(1,455.60)(2)^2 = 465.79$$

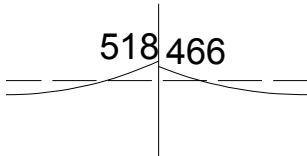
$$M_a^{(+)} = 0.048(775.6)(2)^2 + 0.065(680)(2)^2 = 325.72$$

b

$$M_b^{(-)} = 0.019(1,455.6)(3.5)^2 = 338.79$$

$$M_b^{(+)} = 0.007(775.6)(3.5)^2 + 0.009(680)(3.5)^2 = 141.48$$

LOSA 9 y 10

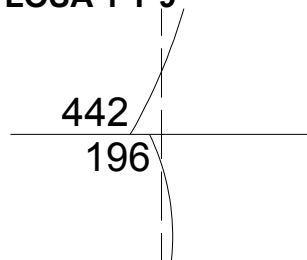


$$518(0.80) = 414.4$$

$$414 < 466 \quad \text{Caso 1}$$

$$M_b = (518 + 466) / 2 = 492 \text{ Kg.-m}$$

LOSA 1 Y 9



$$442(0.80) = 353.6$$

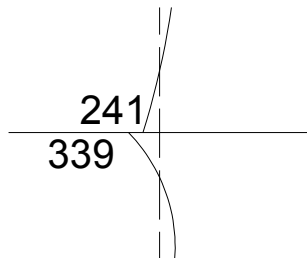
$$353.6 > 196 \quad \text{Caso 2}$$

$$K_1 = \{(1/6) / [(1/6)+(1/2)]\} = 0.25$$

$$K_2 = \{(1/2) / [(1/6)+(1/2)]\} = 0.75$$

0.75	0.25
196	442
$(442-196)0.75$	$(196-442)0.25$
184.5	-61.5
$M_b = 380.50$	$M_b = 380.50$

LOSA 2 Y 10



$$339(0.80) = 271.2$$

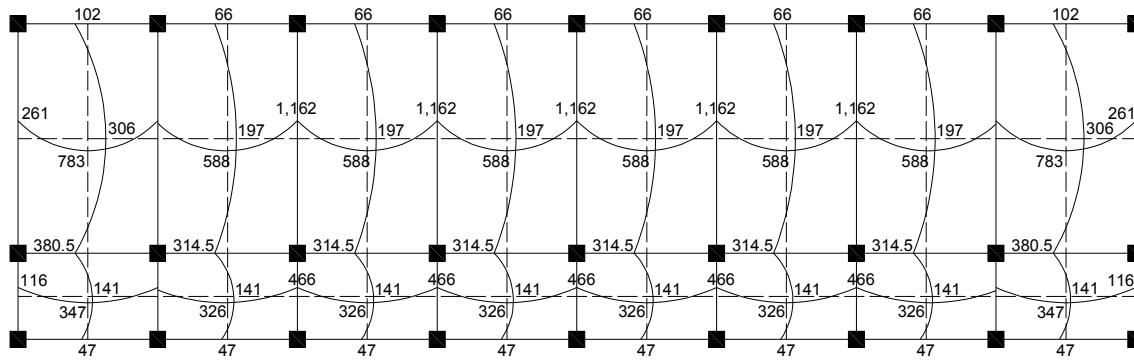
$$271.2 > 241 \quad \text{Caso 2}$$

$$K_1 = \{(1/6) / [(1/6)+(1/2)]\} = 0.25$$

$$K_2 = \{(1/2) / [(1/6)+(1/2)]\} = 0.75$$

0.75	0.25
241	339
$(339-241)0.75$	$(241-339)0.25$
73.5	-24.5
$M_b = 314.50$	$M_b = 314.50$

Figura 19. 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

$$d = 12 - (2.5 + (0.95)/2) = 9.02 \text{ cm}$$

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

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

$$= 0.4 * (14.1/2810) * 9.02 * 100 = \quad A_{s_{\min}} = 1.81 \text{ cm}^2$$

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

$$1.81 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S \rightarrow S = 39 \text{ cm}$$

Chequeando el espaciamento máximo

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

$S_{\max} = 3(0.12) = 0.36$ m, entonces usar $S_{\max} = 0.30$ m

Calcular A_s para S_{\max}

$$\begin{array}{l} A_{s \min} \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 30 \text{ cm} \end{array} \rightarrow A_{s \min} = 2.37 \text{ cm}^2$$

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

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

$$M_{A_{s \min}} = 0.90 \left[2.37 * 2810 \left(9.02 - \frac{2.37 * 2810}{1.7 * 210 * 100} \right) \right] = 52,945 \text{ Kg-cm}$$

$$= 52,945 \text{ Kg-cm} * (1.00\text{m}/100\text{cm}) = 529.45 \text{ Kg-m}$$

$$M_{A_{s \min}} = 529.45 \text{ Kg-m}$$

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

$$A_s = \left[\frac{b * d}{\sqrt{\left(\frac{b * d^2}{4} - 0.003825 * F'c \right)}} \right] \frac{0.85 * F'c}{F_y}$$

Donde:

Mu: momento último [Kg-m]

b: base [cm]

d: peralte efectivo [cm]

F'c: resistencia del concreto [Kg/cm²]

Fy: resistencia del acero [Kg/cm²]

As: área de acero [cm²]

Los resultados se pueden observar en la tabla VII

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

Momento (Kg-m)	Área de acero (cm ²)	Espaciamiento (m)
783	3.54	0.20
588	2.54	0.27
1,162	5.34	0.13

CHEQUEO POR CORTE: las losas están sometidas a esfuerzos de corte, los cuales deben ser resistidos por los materiales que la componen. En este caso, por el tipo de losa que se utiliza, dichos esfuerzos deben resistirse únicamente por el concreto; por tal razón, se debe chequear si el espesor de la losa es el adecuado. Para realizar el chequeo se procede de la siguiente manera:

- Cálculo del corte máximo actuante

$$V_{\max} = \frac{w_u L}{2} = \left(\frac{1.162 \times 12}{2} \right) = V_{\max} = 1,952.30 \text{ Kg}$$

L = lado corto de la losa que se está analizando.

- Cálculo del corte máximo resistente

$$V_R = 45\sqrt{f'_c} * (t) = 45 * \sqrt{210}(12) = V_R = 7,825.34 \text{ Kg}$$

- Comparación de V_R con V_{\max}

Esta comparación se refiere al análisis entre el corte resistente y el actuante, para lo cual se hace necesario que la fuerza de corte actuante sea resistida por la fuerza de corte resistente; esto nos sirve para chequear si el espesor (t) de la losa es el adecuado; de no ser así, se debe aumentar el espesor (t).

Para la losa que se está analizando $V_R > V_{max}$, 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.

2.3.3.6 Diseño de vigas

Las vigas de concreto reforzado no son homogéneas debido a que están hechas de dos materiales diferentes. Por consiguiente, los métodos usados en el análisis de vigas de concreto reforzado son distintos de aquellos utilizados en el diseño o investigación de vigas elaboradas completamente de acero, madera o cualquier otro material estructural. No obstante, los principios fundamentales que los comprenden, son esencialmente los mismos.

Las vigas son elementos estructurales sometidas a esfuerzos de compresión, tensión y corte. Las vigas de concreto simple son ineficientes como elementos sometidos a flexión, debido a que la resistencia a la tensión en flexión es una pequeña fracción de la resistencia a la compresión. En consecuencia, estas vigas fallan en el lado sometido a tensión por cargas bajas,

mucho antes de que se desarrolle la resistencia completa del concreto en el lado de la compresión. Por esta razón se colocan barras de acero de refuerzo en el lado sometido a tensión, tan cerca como sea posible del extremo de la fibra sometida a tensión, conservando en todo caso, una protección adecuada del acero contra el fuego y la corrosión.

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.

Esta acción conjunta de los dos materiales, se garantiza si se impide su deslizamiento relativo, lo que se logra mediante la utilización de barras corrugadas con su alta resistencia por adherencia de la interfase acero-concreto y de ser necesario, mediante anclajes especiales en los extremos de las barras.

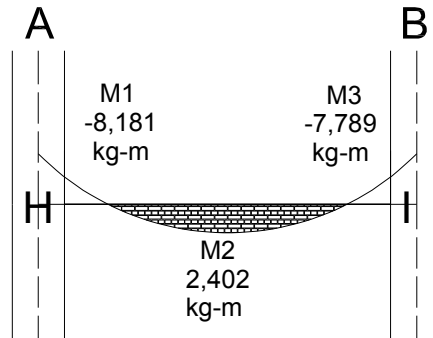
Los datos necesarios para su diseño son los momentos últimos y cortes últimos actuantes que se toman del análisis estructural.

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

$$A_s = \left[\frac{b * d}{2} - \sqrt{\left(\frac{b * d}{2} \right)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 * F'c}} \right] \frac{0.85 * F'c}{F_y}$$

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

Figura 20. Momentos últimos viga tipo 1, primer nivel sección X



Datos:

$$M_{(-)1} = 8,181 \text{ Kg.-m}$$

$$M_{(-)2} = 2,402 \text{ Kg.-m}$$

$$M_{(-)3} = 7,789 \text{ Kg.-m}$$

$$F'c = 210 \text{ Kg. /cm}^2$$

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

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

Para el cálculo se adoptará un peralte de 40cm

$$d = 36 \text{ cm}$$

$$A_{s1} = \left[\left(\frac{30}{36} \right) \sqrt{(30 \times 36)^2 - \frac{8,181 \times 30}{0,003825 \times 210}} \right] \times \frac{0,85 \times 210}{2810} = 9,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \left[\left(\frac{30}{36} \right) \sqrt{(30 \times 36)^2 - \frac{2,402 \times 30}{0,003825 \times 210}} \right] \times \frac{0,85 \times 210}{2810} = 2,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \left[\left(\frac{30}{45} \right) \sqrt{(30 \times 45)^2 - \frac{7,789 \times 30}{0,003825 \times 210}} \right] \times \frac{0,85 \times 210}{2810} = 9,17 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo [A_{smin}]

$$A_{smin} = (14,1/2810) \times 30 \times 36 = 5,42 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo [A_{smax}]

$$A_{smax} = \rho_{max}bd$$

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

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

Donde:

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

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{balanceado} = \frac{0.85 \times 0.85 \times 210}{2,810} \times \frac{6090}{2,810 + 6090} = 0.037$$

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

$$A_{smax} = 0.0185 * 30 * 36 = 19.98 \text{ cm}^2$$

Chequeando los límites del área de acero:

$$A_{s1}, A_{s2}, A_{s3}, < A_{smax} \text{ » } 9.67, 2.69, 9.17 < 19.98 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{smin} = 5.42 \text{ cm}^2$$

$$0.33 * 9.17 = 3.03 \text{ cm}^2$$

Debido a que la condición mayor es la del A_{smin} se utilizará 2#6 y 1#4 = 6.97 cm².

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

$$A_{smin} = 5.42 \text{ cm}^2$$

$$0.50 \cdot 9.17 = 4.59 \text{ cm}^2$$

$$0.50 \cdot 2.69 = 1.35 \text{ cm}^2$$

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

Armado propuesto

$$M_{(-)1} = 8,181 \text{ Kg.-m} \rightarrow A_s = 9.67 \text{ cm}^2 = 2\#6 + 2 \text{ bastones } \#5 [9.66 \text{ cm}^2]$$

$$M_{(+)2} = 2,402 \text{ Kg.-m} \rightarrow A_s = 2.69 \text{ cm}^2 = 2\#6 + 1\#4 [6.97 \text{ cm}^2]$$

$$M_{(-)3} = 7,789 \text{ Kg.-m} \rightarrow A_s = 9.17 \text{ cm}^2 = 2\#6 + 2 \text{ bastones } \#5 [9.66 \text{ cm}^2]$$

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: $L_o = 2h = 2 \cdot 40 = 80 \text{ cm}$.
- 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.

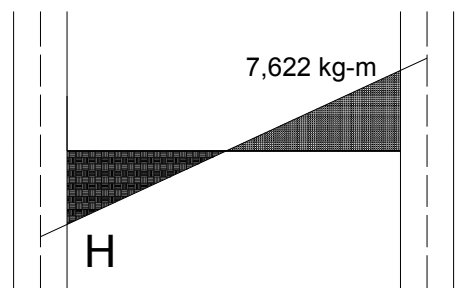
De acuerdo con el ACI 3199 21.3.3.2, el primer estribo debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento máximo de los estribos no de exceder de:

- $s = \frac{36}{4} = 9 \text{ cm.}$
- 8ϕ (ocho veces el diámetro) de la barra longitudinal = $8(1.91) = 15.28 \text{ cm.}$
- 24ϕ (veinticuatro veces el diámetro) barra del estribo = $24(0.95) = 22.8 \text{ cm.}$
- $300 \text{ mm} = 30 \text{ cm.}$

Cuando en el elemento no se requiera el uso de estribos, se deberá tomar en cuenta las condiciones descritas en el ACI 31-99 23.3.3.4; los estribos deben espaciarse a no más de:

- $s = \frac{18 \text{ cm.}}{4} = 4.5 \text{ cm.}$

Figura 21. Corte último viga tipo 1, primer nivel sección X



Corte resistente del concreto

$$V_{cu} = \mathcal{U}_c \times b \times d$$

$$\mathcal{U}_c = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'_c}$$

$$V_{cu} = [0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210}] \times 30 \times 36$$

$$V_{cu} = 7,050.63 \text{ Kg-m}$$

$$V_{\max} = 7,622 \text{ kg-m}$$

Cuando $V_{cu} > V_{max}$, 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 num. 3

Si $V_{cu} < V_{max}$, 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; es preciso hacer mención que este procedimiento es únicamente para este marco, ya que el corte actuante de los otros marcos es menor que el resistente, por lo que éstos deberán llevar refuerzo únicamente por condiciones de armado descritas en la sección 21.3.3. del ACI.

$$1.- V_s = V_u - V_R = 7,622 - 7,050.63 = 571 \text{ Kg}$$

$$2.- v_s = \frac{V_s}{b * d'} = \frac{571}{30 * 4} = 4.76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$3.- S = \frac{2 * A_v * f_y}{v_s * b} = \frac{2 * 0.71 * 2810}{4.76 * 30} = 27.94 \text{ cm} \rightarrow S = 27 \text{ cm}$$

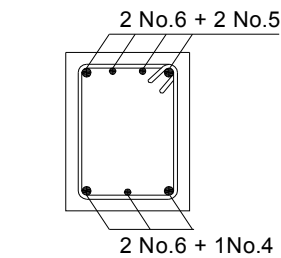
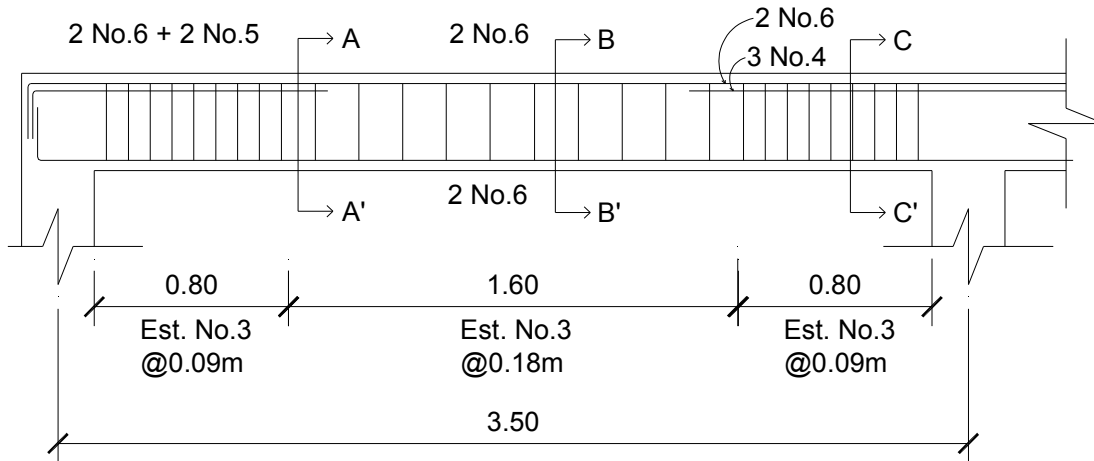
Tomando como base que el espaciamiento [S], es mayor que los máximos permisibles, se utilizará el menor que el ACI permite:

En los extremos de la viga $S_{max} = 9 \text{ cm}$.

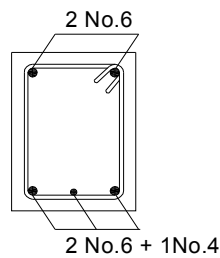
En el centro de la viga $S_{max} = 18 \text{ cm}$.

La longitud de confinamiento será = 80 cm.

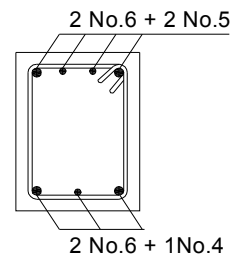
Figura 22. Armado final de viga



CORTE A-A'



CORTE B-B'



CORTE C-C'

2.3.3.7 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

Lu = 3.80 m.

Mx = 6,457 Kg·m. Tomado del diagrama de momentos últimos, sentido X

My = 5,992 Kg·m. Tomado del diagrama de momentos últimos, sentido Y

Vx = 3,180 Kg·m. Tomado del diagrama de cortes últimos, sentido X

Vy = 2,899 Kg·m. Tomado del diagrama de cortes últimos, sentido Y

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

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

NIVEL SUPERIOR

$$CV = (100 \times 14) = 1,400 \text{ Kg.}$$

$$CM = (288 \times 14) + (210 \times 6.9 \times 3) + (80 \times 14)$$

$$4,032 + 4,347 + 1,120 = 9,499 \text{ Kg.}$$

$$CV + CM = 10,899 \text{ Kg.}$$

NIVEL INFERIOR

$$CV = (10.50 \times 200) + (3.50 \times 400) = 3,500 \text{ Kg.}$$

$$CM = (288 \times 14) + (6.9 \times 0.3 \times 0.4 \times 2400) + (210 \times 6.9 \times 3) + (80 \times 14)$$

$$4,032 + 1,987 + 4,347 + 1,120 = 11,486$$

$$CV + CM = 14,986 \text{ Kg.}$$

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

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

$$FCU = (1.4 \times 9,499 + 1.7 \times 1,400) / (10,899) = 1.44 \rightarrow \text{Nivel 2}$$

$$FCU = (1.4 \times 11,486 + 1.7 \times 3,500) / (14,986) = 1.47 \rightarrow \text{Nivel 1}$$

- **Calculando la carga axial:**

$$P_{C2} = A_{LOSAS} * C_{UNIVEL 2} + A_{VIGAS} * L_{VIGAS} * W_{CONC} * FCU_{NIVEL 2}$$

$$P_U = P_{C2} + (A_{COL} * H_{COL} * W_{CONC} * FCU)_{COL2} + (A_{VIG} * L_{VIG} * W_{CONC} * FCU)_{NIV1} \\ + A_{LOSAS} * C_{UNIV1}$$

$A_{LOSAS} = 14.00 \text{ m}^2$ tomado de áreas tributarias.

$$P_{C2} = (14 \times 685.20) + (0.3 \times 0.4 \times 7.50 \times 2,400 \times 1.44) = 12,703.20 \text{ Kg}$$

$$P_U = 12,703.20 + (0.3 \times 2.6 \times 2400 \times 1.44) + (0.3 \times 0.4 \times 7.50 \times 2,400 \times 1.47) + 14 \times 1,503.20$$

$$P_U = 39,618.88 \text{ Kg.}$$

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: $E = (K * Lu) / r$

Donde: E: esbeltez

K: factor de pandeo

Lu: longitud entre apoyos = 3.80 m.

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: 30×40 cm.

Sección de columna: 30×30 cm.

Inercia = $1/12 \times b \times h^3$

Inercia de viga: $1/12 \times 30 \times 40^3 = 160,000 \text{ cm}^4$

Inercia de columna: $1/12 \times 30 \times 30^3 = 67,500 \text{ cm}^4$

Sentido X

$$\Psi_A = (67500/380) + (67500/260) / [(160000/320) + (160000/320)] = 0.44$$

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

$$\Psi_{\text{PROMEDIO}} = (0.44 + 0)/2 = 0.22 < 2$$

Como $\Psi_{\text{PROMEDIO}} < 2$, entonces $K = ((20 - 0.22)/20) (1+0.22)^{1/2} = 1.1$

$$\text{Entonces } E = (1.1 * 3.80) / (0.30 * 0.30) = 46.44$$

Sentido Y

$$\Psi_A = (67500/380) + (67500/260) / [(160000/570) + (160000/170)] = 0.36$$

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

$$\Psi_{\text{PROMEDIO}} = (0.36 + 0)/2 = 0.18 < 2$$

Como $\Psi_{\text{PROMEDIO}} < 2$, entonces $K = ((20 - 0.18)/20) (1+0.18)^{1/2} = 1.08$

$$\text{Entonces } E = (1.08 * 3.80) / (0.30 * 0.30) = 45.6$$

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

d) Magnificación de momentos:

Fórmulas: $M_d = \delta M_a$

$$EI = (E_c \cdot I_g / 2.5) / (1 + \beta_d); \quad E_c = 15,100 (f'_c)^{1/2}; \quad I_g = (1/12) b h^3$$

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

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

$$\beta_d = CMU / CU$$

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

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.

$$\delta = 1 / (1 - [P_u / (\phi P_{cr})]) \geq 1 \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi = 0.70 \text{ si se usan estribos} \\ \phi = 0.75 \text{ si se usan zunchos} \end{array} \right.$$

Calculando el magnificador de momento en el sentido X:

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

$$\beta_d = CMU / CU = \frac{1.4(588)}{1.4(588) + 1.7(400)} = 0.55$$

$$EI = [(218,819.79 * 67500) / 2.5] / (1 + 0.55) = 3.8116 * 10^9 \text{ Kg-cm}^2$$

$$P_{cr} = \pi^2 (3.8116 * 10^9) / (1.1 * 380)^2 = 215,305.19 \text{ Kg.}$$

$$\delta = 1 / [1 - (39,618.88 / (0.70 * 215,305.19))] = 1.36$$

$$M_d = \text{momento de diseño en X} = \delta * M_x = 1.36 * 6,457 = 8,781.52 \text{ Kg.m}$$

Calculando el magnificador de momento en el sentido Y:

$$\beta_d = CMU / CU = \frac{1.4(588)}{1.4(588) + 1.7(400)} = 0.55$$

$$EI = [(218,819.79 * 67500) / 2.5] / (1 + 0.55) = 3.8116 * 10^9 \text{ Kg-cm}^2$$

$$P_{cr} = \pi^2 (3.8116 * 10^9) / (1.08 * 380)^2 = \text{Kg. } 223,353.29$$

$$\delta = 1 / [1 - (39,618.88 / (0.70 * 223,353.29))] = 1.30$$

$$M_d = \text{momento de diseño en Y} = \delta * M_y = 1.30 * 5,992 = 7,789.60 \text{ Kg.m}$$

e) Refuerzo longitudinal: para calcular el acero longitudinal de las columnas, existen varios métodos, los que se aplican, según el tipo de cargas al que está sometido la misma. Existen columnas sometidas a carga axial, carga axial y momento uniaxial, carga axial y momento biaxial, y carga axial y momento triaxial.

Para este caso, todas las columnas son del tipo carga axial y momento biaxial. El diseño exacto de este tipo de columnas requiere un procedimiento difícil, pero existen métodos aproximados que dan buenos resultados; uno de

éstos es el método de la carga inversa desarrollado por *Bresler*, 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 ”, ($e_y = 0$).

$P'o = 0.7 [(0.85*f'c*(\text{área gruesa} - \text{área de acero}) + \text{área de acero} * f_y]$
: carga última que resiste la columna cuando se encuentra presente la columna o la carga concéntrica que resiste la misma, ($e_x = 0, e_y = 0$).

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.

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

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

En este caso se proponen 8 varillas No. 6 = 22.80 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 $Y_x = h_{\text{NÚCLEO}}/h_{\text{COLUMNA}} = 24 / 30 = 0.8$

$$Y_y = h_{\text{NÚCLEO}}/h_{\text{COLUMNA}} = 24 / 30 = 0.8$$

b) Valor de la curva $\rho_{\mu} = (A_s \cdot F_y) / (A_g \cdot 0.85 \cdot f'_c)$

$$= (22.80 \cdot 2,810) / ((30 \cdot 30) \cdot 0.85 \cdot 210) = 0.40$$

c) Excentricidades : $e_x = M_{dx}/P_u = 8,781.52 / 39,618.88 = 0.22$

$$e_y = M_{dy}/P_u = 7,789.60 / 39,618.88 = 0.19$$

d) Valor de las diagonales: $e_x / h_x = 0.22/0.30 = 0.73$

$$e_y / h_y = 0.19/0.30 = 0.63$$

Con los datos obtenidos en los incisos a), b) y d) se buscan los valores en el diagrama de interacción, encontrando que: $K_x = 0.33$ y $K_y = 0.39$.

Cálculo de cargas:

$$P'_x = 0.33 \cdot 210 \cdot 30 \cdot 30 = 62,370 \text{ Kg}$$

$$P'_y = 0.39 \cdot 210 \cdot 30 \cdot 30 = 73,710 \text{ Kg}$$

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

Cálculo de P'u

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{62,370} + \frac{1}{73,710} - \frac{1}{154,453.74} ; \quad P'u = 43,242.12 \text{ Kg.}$$

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 tendría 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**

$$\begin{aligned} \text{Corte resistente } V_R &= 0.85 * 0.53 (F'_c)^{1/2} * b * d \\ &= 0.85 * 0.53 (210)^{1/2} * 30 * 27 = 5,287.98 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

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 No.3

Para este caso $V_R > V_u$, se colocan estribos a $S_o = d/2 = 27/2 = 13.5 \text{ cm.}$

Utilizar $S_o = 13$ por incerteza en el armado.

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.

- **Refuerzo por confinamiento**

El espaciamiento S_0 no debe ser mayor que el menor de:

- Ocho veces el diámetro de la varilla longitudinal confinada más pequeña; varilla más pequeña No. 6 $\rightarrow S_0 = 8 \cdot 1.91 = 15.28 \text{ cm}$
- 24 veces el diámetro de la varilla de amarre; varilla de amarre No. 3 $\rightarrow S_0 = 24 \cdot 0.95 = 22.80 \text{ cm}$
- Mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento de marco; menor sección transversal, 30 cm. $\rightarrow S_0 = 30/2 = 15 \text{ cm}$
- 30 cm

Cálculo de espaciamiento entre estribos en zona confinada:

Fórmulas: $S_0 = 2A_v / \rho_s L_n$
 $\rho_s = 0.45 (A_g/A_{ch}) - 1) (0.85f'_c / F_y); \quad \rho_s \geq 0.12 (f'_c/F_y)$

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:

$$\rho_s = 0.45((30^2/24^2) - 1) (0.85 \cdot 210/2,810) = 0.016$$

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

$$S_0 = (2 \cdot 0.71) / (0.016 \cdot 24) = 3.70 \text{ cm}$$

Entonces, colocar estribo No.3 @ 0.04m en la longitud de confinamiento.

- **Longitud de confinamiento ℓ_o :**

La longitud ℓ_o no debe ser menor de lo que sea mayor de:

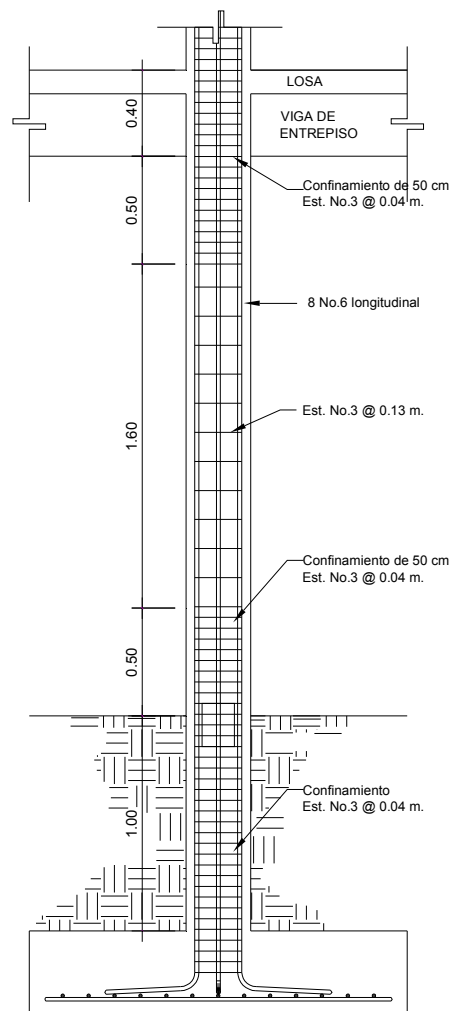
a) Sexta parte del claro libre del elemento;

Claro libre del elemento $L_u = 300$ cm. Entonces $\ell_o = 300/6 = 50$ cm.

b) Mayor dimensión de la sección transversal del elemento $\ell_o = 30$ cm

c) De 50 cm, según Reglamento ACI 318-99 sección 21.10.5.1.

Figura 23. Armado final de columna



2.3.3.8 Diseño de zapatas

- **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.

Para este ejercicio fue necesario realizar el ensayo triaxial del suelo, por medio de una muestra inalterada obtenida en el lugar de influencia; la muestra fue analizada con el buen ánimo de conocer los datos “ ϕ ” ángulo de fricción y “Cu” cohesión, para calcular el valor soporte del mismo.

Datos de estudio de suelos:

Descripción del suelo: Limo arenoso con grava color café

ϕ (ángulo de fricción interna) = 36.2°

Cu (cohesión) = 7.70 T/m²

En el laboratorio no fue posible tallar la probeta que se utiliza para el ensayo triaxial, debido a que el suelo no poseía la suficiente cohesión para mantener firmes sus partículas, por razones de cálculo se utilizará C = 0.

γ (peso específico del suelo) = 1 T/m²

D_f (cota de cimentación) = 1.00 m

$$q_h = (C)(N_c)(d_c)(S_c) + (q_o)(N_q)(d_q)(S_q) + 1/2(B)(\gamma)(N_\gamma)(d_\gamma)(S_\gamma)$$

Donde:

q_h: presión total neta

C: coeficiente de cohesión

N_c , N_q y N_γ : factores de capacidad de carga de Terzaghi (Apéndice)

$q_o = (\gamma)(D_f)$: (presión vertical del terreno)

B : base del cimiento

$$\left. \begin{aligned} S_c &= 1 + 0.20 (B/L) (\text{tg}^2 (45 + \phi/2)) \\ S_q &= S_\gamma = 1 + 0.10 (B/L) (\text{tg}^2 (45 + \phi/2)) \\ d_c &= 1 + 0.20 (D_f/L) (\text{tg}(45 + \phi/2)) \\ d_q &= d_\gamma = 1 + 0.10 (D_f/L) (\text{tg}(45 + \phi/2)) \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Factores de forma,} \\ \text{profundidad e inclinación} \\ \text{Meyerhof (1,963)} \end{array}$$

El valor se calcula por medio de varias iteraciones, aumentando o disminuyendo la base del cimiento (Zapata).

Tabla VIII. Factores de forma, profundidad e inclinación

	Base × Longitud de cimiento			
	1 × 1 m ²	1.5 × 1.5 m ²	2 × 2 m ²	2.5 × 2.5 m ²
$S_c = 1 + 0.2(B/L) (\text{tg}^2 (45 + \phi/2))$	1.77	1.77	1.77	1.77
$S_q = S_\gamma = 1 + 0.10 (B/L) (\text{tg}^2 (45 + \phi/2))$	1.39	1.39	1.39	1.39
$d_c = 1 + 0.20 (D_f/L) (\text{tg}(45 + \phi/2))$	1.39	1.26	1.20	1.16
$d_q = d_\gamma = 1 + 0.10 (D_f/L) (\text{tg}(45 + \phi/2))$	1.20	1.13	1.10	1.08

$$N_c = 50.59$$

$$N_q = 37.75$$

$$N_\gamma = 56.31$$

$$q_o = (\gamma)(D_f) = (1.00) (1.00) = 1.00$$

$$q_{h1} = 0 + (1)(37.75)(1.20)(1.39) + 1/2(1)(1)(56.31)(1.20)(1.39) = 109.93 \text{ T/m}^2$$

$$q_{h2} = 0 + (1)(37.75)(1.13)(1.39) + 1/2(1.5)(1)(56.31)(1.13)(1.39) = 125.63 \text{ T/m}^2$$

$$q_{h3} = 0 + (1)(37.75)(1.10)(1.39) + 1/2(2)(1)(56.31)(1.10)(1.39) = 143.82 \text{ T/m}^2$$

$$q_{h4} = 0 + (1)(37.75)(1.08)(1.39) + 1/2(2.5)(1)(56.31)(1.08)(1.39) = 162.34 \text{ T/m}^2$$

$$q_{h\text{promedio}} = (109.93 + 125.63 + 143.82 + 162.34) / 4 = 135.43 \text{ T/m}^2$$

Aplicando un factor de seguridad = 4

$$q_h = 135.43 / 4 = 33 \text{ T/m}^2$$

• Zapatas

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 arenoso con grava color café, que tiene un valor soporte de 20 toneladas/metro cuadrado. Los datos utilizados para el diseño de esta zapata son los siguientes:

$$P_u = 39,618.88 \text{ Kg}$$

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

$$M_x = 6,457 \text{ Kg.m}$$

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

$$M_y = 5,992 \text{ Kg.m}$$

$$FCU = 1.47$$

$$V_s = 45,000 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Sección de columna } 0.30 \times 0.30 \text{ m}$$

$$W_s = 1,000 \text{ Kg/m}^3$$

$$W_c = 2,400 \text{ Kg/m}^3$$

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:**

$$P' = P_u/F_{cu} = 39,618.88/1.47 = 26,951.62 \text{ Kg.}$$

$$M'x = M_x/F_{cu} = 6,457/1.47 = 4,392.52 \text{ Kg-m/m}$$

$$M'y = M_y/F_{cu} = 5,992/1.47 = 4,076.19 \text{ Kg-m/m}$$

- **Predimensionamiento del área de zapata:**

$A_z = 1.5P'/V_s = 1.5 * 26,951.62 / 33,000 = 1.22 \text{ m}^2$; Debe utilizarse 1.25 m^2 se propone usar un $A_z = 1.15 * 1.15 \text{ m}^2$

- **Chequeo de presión sobre el suelo:** la zapata transmite verticalmente al suelo las cargas aplicadas a ella, por medio de la superficie en contacto con éste, y ejerce una presión, cuyo valor se define por la fórmula:

$$q_{max/min} = P/A_z \pm M'x/S_x \pm M'y/S_y \quad ; \quad S = (1/6)*b*h^2$$

Además, se debe tomar en cuenta que $q_{max} < V_s$ y $q_{min} > 0$. Si la excentricidad es superior al núcleo ($e \geq L/6$), la ecuación de q_{min} da como resultado un valor menor que cero ($q_{min} < 0$), creando presiones de tensión en la zapata, lo cual no es recomendable, ya que la misma está diseñada para resistir esfuerzos de presión. Para esta zapata se tiene:

$$S_x = S_y = (1/6)*1.15*1.15^2 = 0.25$$

$$P = P' + P_{COLUMNA} + P_{SUELO} + P_{CIMIENTO}$$

$$P = 26,951.62 + (0.3*0.3*3.8*2,400) + (1.23*1*1,000) + (1.23*0.3*2,400)$$

$$P = 29,888.02$$

$$q_{max/mín} = 29,888.02/1.32 \pm 4,392.52/0.25 \pm 4,076.19/0.25$$

$$q_{\max} = 56,517.28 \text{ Kg/m}^2 \text{ no cumple, excede el Vs.}$$

$$q_{\min} = -11,232.40 \text{ Kg/m}^2 \text{ no cumple, existe tensión.}$$

Debido a lo anterior, es importante proponer otro predimensionamiento, hasta que la carga máxima no exceda del Vs y la carga mínima sea mayor que cero, es decir, que no exista tensión.

$$\text{Propuesta: } A_z = 1.75 \times 1.75 = 3.06 \text{ m}^2$$

$$S_x = S_y = (1/6) \cdot 1.75 \cdot 1.75^2 = 0.89$$

$$P = 26,951.62 + (0.3 \cdot 0.3 \cdot 3.8 \cdot 2,400) + (2.97 \cdot 1 \cdot 1,000) + (2.97 \cdot 0.3 \cdot 2,400)$$

$$P = 32,880.82 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_{\max/\min} = 32,880.82/3.06 \pm 4,392.52/0.89 \pm 4,076.19/0.89$$

$$q_{\max} = 20,260.77 \text{ Kg/m}^2 \text{ cumple, no excede el Vs}$$

$$q_{\min} = 1,229.96 \text{ Kg/m}^2 \text{ cumple, solo existen compresiones}$$

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:

$$q_{\text{diseño}} U = q_{\max} \cdot F_{cu} = 20,260.77 \cdot 1.47 = 29,783.33 \text{ Kg/m}^2$$

d) Espesor de zapata: dimensionada el área, se procede a dimensionar el espesor de la zapata, basados en que el recubrimiento del refuerzo no sea menor que 0.075m, y que el peralte efectivo sea mayor que 0.15m; dicho espesor debe ser tal que resista tanto los esfuerzos de corte simple o corte flexionante, como el punzonamiento causado por la columna y las cargas actuantes.

Tomando como base lo anterior, se utilizará $t = 0.35 \text{ m}$; por lo que se hace necesario realizar los siguientes chequeos:

- **Chequeo por corte simple:** la falla de las zapatas por esfuerzo cortante a una distancia igual a “d” (peralte efectivo) del borde de la columna. Por esa razón, se debe comparar en ese límite si el corte resistente es mayor que el actuante; esto se hace chequeando de la forma siguiente:

$$d = t - \text{recubrimiento} - \varnothing/2 = 35 - 7.5 - 1.59/2 = 26.71 \text{ cm}$$

Asumiendo un \varnothing de varilla No.5 (1.59 cm.)

$$V_{\text{act}} = A \cdot q_{\text{diseño}} U = 0.46 \cdot 1.75 \cdot 29,783.33 = 23,975.58 \text{ Kg.}$$

$$V_R = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{(210)} \cdot 175 \cdot 26.71 = 30,515.21 \text{ Kg.}$$

$V_{\text{act}} < V_R$ sí chequea

- **Chequeo por corte punzonante:** la columna tiende a punzonar la zapata, debido a los esfuerzos de corte que se producen en ella alrededor del perímetro de la columna; el límite donde ocurre la falla se encuentra a una distancia igual a d/2 del perímetro de la columna. El chequeo que se realiza es el siguiente:

$$L = 0.725 \text{ m}$$

$$V_{\text{act}} = A \cdot q_{\text{diseño}} U = (1.75^2 - 0.5671^2) \cdot 29,783.33 = 81,633.06 \text{ Kg.}$$

$$V_R = 0.85 \cdot 1.06 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 0.85 \cdot 1.06 \sqrt{(210)} \cdot 226.84 \cdot 26.71 = 79,109.38 \text{ Kg.}$$

$V_{\text{act}} > V_R$ no chequea, entonces aumentar “t”

Segundo predimensionamiento $t = 40 \text{ cm}$. Entonces $d = 31.71 \text{ cm}$

$$V_{\text{act}} = A \cdot q_{\text{diseño}} U = (1.75^2 - 0.6171^2) \cdot 29,783.33 = 79,869.59 \text{ Kg.}$$

$$V_R = 0.85 \cdot 1.06 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 0.85 \cdot 1.06 \sqrt{(210)} \cdot 246.84 \cdot 31.71 = 102,198.9 \text{ Kg.}$$

$V_{\text{act}} < V_R$ sí chequea. Entonces utilizar un peralte efectivo de $d = 40 \text{ cm}$

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 $M_u = q_u \cdot L^2 / 2 = (29,783.33 \cdot 0.725^2) / 2 = 7,827.43 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

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: $b = 100 \text{ cm}$ $d = 31.71 \text{ cm}$
 $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ $F_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$
 $M_u = 7,827.43 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

$$A_s = \left[100 \times 31.71 - \sqrt{(100 \times 31.71)^2 - \frac{7,827.43 \times 100}{0.003825(210)}} \right] 0.85 \left(\frac{210}{2810} \right) = 10.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 14.5 / f_y (b \cdot d) = 14.5 / 2810 \cdot 100 \cdot 31.71 = 16.36 \text{ cm}^2$$

Debido a que $A_{s_{\min}} < A_{s_{\text{REQ}}}$, se utilizará $A_{s_{\min}}$

- **El espaciamiento entre varillas:** se define por: $S = A_v / A_s$;
 Utilizando un $A_v = 1.98 \text{ cm}^2$ (No.5), entonces $S = 1.98 / 16.36 = 0.12 \text{ cm}$
 Colocar varillas No.5 @ 0.12m en el sentido X

Sentido Y

$$Mu = qu \cdot L^2 / 2 = (29,783.33 \cdot 0.725^2) / 2 = 7,827.43 \text{ Kg-m}$$

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:

$$dy = dx - \emptyset_x / 2 - \emptyset_y / 2 = 31.71 - 1.59 / 2 - 1.59 / 2 = 30.12 \text{ cm}$$

$$As = \left[100 \times 30.12 - \sqrt{(100 \times 30.12)^2 - \frac{7,827.43 \times 100}{0.003825(210)}} \right] 0.85 \left(\frac{210}{2810} \right) = 10.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin} = 14.5 / fy(b \cdot d) = 14.5 / 2810 \cdot 100 \cdot 30.12 = 15.54 \text{ cm}^2$$

Debido a que $A_{SMIN} < A_{SREQ}$, se utilizará A_{Smin}

- **El espaciamiento entre varillas:** se define por: $S = Av / As$;
Utilizando un $Av = 1.98 \text{ cm}^2$ (No.5), entonces $S = 1.98 / 15.54 = 0.13 \text{ cm}$
Colocar varillas No.5 @ 0.13 m en el sentido X

2.4. Integración de costos

Tabla IX. Integración de costos del centro escolar

No	RENGLÓN	CANT	UNIDAD	PRECIO U.	SUB TOTAL	TOTAL
1	PRELIMINARES					
	Construcción de guardianía y bodega	1.00	global	Q 3,000.00	Q 3,000.00	
	Limpieza y nivelación	1.00	global	Q 9,000.00	Q 9,000.00	
	Trazo y estaqueado	1.00	global	Q 6,000.00	Q 6,000.00	Q 18,000.00
2	CIMENTACIÓN					
	Zapatas	24.00	Unidad	Q 1,869.28	Q 44,862.72	
	Cimiento corrido	138.20	ml	Q 155.60	Q 21,503.92	
	Cortina de block (0.15×0.20×0.40 m)	131.40	m ²	Q 48.75	Q 6,405.75	
	Solera de humedad	109.50	ml	Q 79.55	Q 8,710.73	Q 81,483.12
3	COLUMNAS					
	Columna C1 0.30×0.30 m	172.80	ml	Q 645.96	Q 111,621.89	
	Columna C2 0.15×0.15 m	64.40	ml	Q 145.80	Q 9,389.52	
	Columna C3 0.10×0.15 m	103.60	ml	Q 76.90	Q 7,966.84	
	Columna C4	53.30	ml	Q 60.50	Q 3,224.65	Q 132,202.90
4	MUROS Y SOLERAS					
	Levantado de muro 0.15×0.20×0.40 m	571.28	m ²	Q 120.10	Q 68,610.73	
	Levantado de muro 0.10×0.20×0.40 m	58.00	m ²	Q 115.20	Q 6,681.60	
	Solera intermedia	197.80	ml	Q 95.48	Q 18,885.94	
	Solera de corona	72.00	ml	Q 115.60	Q 8,323.20	Q 102,501.47
5	VIGAS					
	Viga tipo 1 [0.30×0.40 m]	73.50	ml	Q 448.65	Q 32,975.78	
	Viga tipo 2 [0.30´0.40 m]	73.50	ml	Q 433.20	Q 31,840.20	
	Viga tipo 3 [0.30´0.40 m]	64.00	ml	Q 510.80	Q 32,691.20	
	Viga tipo 4 [0.30´0.40 m]	64.00	ml	Q 460.15	Q 29,449.60	Q 126,956.78
6	LOSAS					
	Losa de entrepiso	196.00	m ²	Q 560.80	Q 109,916.80	
	Losa de techo	196.00	m ²	Q 535.00	Q 104,860.00	Q 214,776.80
7	INSTALACIONES ELÉCTRICAS					
	Acometida e instalación eléctrica	1.00	global	Q 25,400.00	Q 25,400.00	Q 25,400.00

Continúa

8	ACABADOS							
	Piso	355.00	m ²	Q	225.50	Q	80,052.50	
	Repello + cernido vertical	540.00	m ²	Q	51.60	Q	27,864.00	
	Cernido de cielo	392.00	m ²	Q	58.00	Q	22,736.00	
	Sillares	91.00	ml	Q	80.00	Q	7,280.00	Q 137,932.50
9	BAÑOS							
	Instalación de accesorios, piso y detalles	43.00	m ²	Q	610.93	Q	26,269.99	Q 26,269.99
10	PUERTAS Y VENTANAS							
	Puerta de metal para aula	6.00	Unidad	Q	550.00	Q	3,300.00	
	Puerta de metal para baño	14.00	Unidad	Q	300.00	Q	4,200.00	
	Ventanearía de metal	83.00	m ²	Q	425.00	Q	35,275.00	Q 42,775.00
11	GRADAS							
	Modulo de gradas	1.00	global	Q	22,000.00	Q	22,000.00	Q 22,000.00
TOTAL								Q930,298.55

3. DISEÑO DE CARRETERA ALDEA LAGUNA SECA HACIA ALDEA EL DURAZNO

3.1. Estudio de suelos

Para el diseño del pavimento rígido, fue necesario realizar un análisis de suelo del lugar. Se utilizó una muestra alterada del material, y se sometió a una serie de ensayos para determinar las propiedades del suelo, siendo éstas:

- Ensayos para la clasificación de suelo (Granulometría y Límites de Atterberg)
- Ensayo de densidad máxima y humedad óptima (Proctor)
- Ensayo para la determinación de la resistencia del suelo (CBR)

3.1.1. Clasificación del suelo

La clasificación del suelo se determina por medio de dos ensayos diferentes siendo éstos: el granulométrico y los límites de Atterberg.

• Ensayo granulométrico

Este ensayo nos ayuda a conocer las propiedades que poseen los suelos naturales de mostrar diferentes tamaños en las partículas que lo componen.

Los resultados de este ensayo, correspondientes al suelo de la aldea Las Trojes, son:

% de Grava: 3.26

% de Arena: 22.83

% de Finos: 73.91

- **Límites de consistencia**

Los límites de consistencia nos sirven para determinar las propiedades plásticas de los suelos arcillosos limosos y se determinan por su contenido de humedad, éstos son:

Límite líquido: representa el estado del suelo cuando éste se comporta como una pasta fluida, y mide la resistencia del suelo a un determinado contenido de humedad.

Límite plástico: es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como un material plástico.

Índice de plasticidad: es la diferencia numérica entre el límite plástico y el límite líquido. Indica el margen de humedades dentro del cual el suelo se encuentra en estado plástico.

Si el límite plástico es mayor que el límite líquido, el índice de plasticidad se considera no plástico. Cuando un suelo tiene un índice plástico igual a cero, el suelo es no plástico; cuando el índice plástico es menor que 7, el suelo es de baja plasticidad; cuando el índice plástico está comprendido entre 7 y 17 se dice que el suelo es medianamente plástico, y cuando el suelo presenta un índice plástico mayor de 17 se dice que es altamente plástico. El índice de plasticidad, depende generalmente, de la cantidad de arcilla en el suelo.

Los resultados de laboratorio del ensayo de los límites de consistencia son los siguientes:

% Límite líquido: 59.79

% Límite plástico: 39.43

% Índice plástico: 20.36

3.1.2. Ensayos para controlar la construcción del pavimento

Los ensayos para el control de la construcción de pavimentos son los siguientes:

- **Determinación del contenido de humedad**

Es la cantidad de agua presente en el suelo. Es necesario determinar el contenido de humedad para realizar el ensayo de compactación Proctor, el ensayo de valor soporte (CBR) y los límites de consistencia.

- **Densidad máxima y humedad óptima (Proctor)**

Para alcanzar la densidad máxima es necesario que la masa del suelo tenga una humedad determinada, misma que se conoce como humedad óptima. Para este ensayo existen dos métodos: Proctor Estándar y Proctor modificado. Para carreteras en Guatemala se debe utilizar el ensayo Proctor modificado; el proceso analítico debe hacerse según la norma AASHTO T-180.

% Humedad óptima: 20.5

3.1.3. Ensayo para determinar la resistencia del suelo

La resistencia del suelo es determinada por medio del ensayo CBR (valor soporte del suelo), el cual se describe a continuación:

- **Ensayo valor soporte de suelo (CBR)**

Se le denomina ensayo de relación soporte porque mide la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas. Es utilizado como una forma de clasificación de la capacidad de un suelo, para conocer si funciona como subrasante o material base en construcción.

3.2. Levantamiento topográfico

3.2.1. Planimetría

La planimetría se utiliza para determinar el ancho de la calle, la longitud a pavimentar y todos aquellos puntos que sea necesario localizar. Para el levantamiento planimétrico se usó el método de Conservación de Azimut, con una poligonal abierta, para el cual se utilizó el siguiente equipo topográfico:

- Teodolito Wild T-16
- Estadia
- Cinta métrica de 50 m
- Plomada
- Estacas

3.2.2. Altimetría

La altimetría tiene como propósito, determinar las diferencias de alturas entre los puntos del terreno. Para este caso la altimetría fue la que definió la sección del eje central de la carretera. En el levantamiento altimétrico se utilizó el siguiente equipo:

- Nivel de precisión Wild
- Estadia
- Cinta métrica de 50 metros
- Estacas

3.2.3. Secciones Transversales

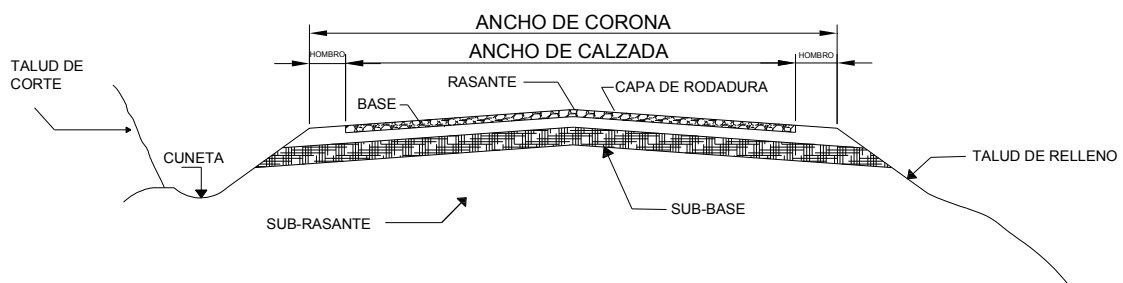
El método para el cálculo de las secciones transversales consiste en obtener las cotas de los puntos medidos, tomando como referencia el eje central hacia los lados, es decir hacia puntos de interés como ancho de vía, banqueta existente, barranco, talud, cerco, poste, etc. dichos puntos se encuentran perpendiculares respecto del eje central de la carretera. Para este cálculo se utilizó el siguiente equipo:

- Nivel de mano Wild
- Estadia
- Cinta métrica

3.3. Elementos geométricos del alineamiento transversal

Estos elementos son aquellos que definen el perfil del terreno en dirección normal al eje del alineamiento horizontal.

Figura 24. Sección típica de una carretera



- **Ancho de corona:** es la superficie de la carretera que se encuentra delimitada por las aristas del terreno y los interiores de las cunetas. Los elementos que definen el ancho de corona son: la rasante, ancho de calzada, pendiente transversal y los hombros.
- **Rasante:** es la línea que se obtiene al proyectar sobre un plano vertical el desarrollo de la corona en la parte superior del pavimento. Este elemento es fundamental para el diseño, ya que señala el nivel final de la carretera.
- **Ancho de calzada:** el ancho de calzada es la parte del ancho de corona, destinada a la circulación de vehículos, constituido por uno o más carriles.
- **Hombro:** es el área o superficie adyacente a ambos lados de la calzada, que se diseña para obtener ventajas tales como la conservación del pavimento, la protección contra humedad y posibles erosiones en la calzada, proporcionando al mismo tiempo seguridad al usuario, al disponer de un espacio adicional fuera del ancho de la misma.
- **Cunetas y contracunetas:** son obras de drenaje que pertenecen a la sección típica; consisten en canales o conductos abiertos para la conducción del agua de lluvia; éstas se construyen paralelamente al eje de la carretera para drenar dichas aguas.
- **Pendiente transversal:** es la pendiente que se le asigna a la corona en el eje perpendicular al de la carretera. Según su relación con los hombros y el alineamiento horizontal pueden darse tres tipos:

- a. *Pendiente por bombeo*: es la pendiente transversal que se da a la corona, en las tangentes del alineamiento horizontal, con el objetivo de facilitar el escurrimiento superficial del agua.
 - b. *Pendiente por peralte*: es la inclinación dada a la corona sobre una curva, para contrarrestar parcialmente el efecto de la fuerza centrífuga que ejerce el peso del vehículo en movimiento.
 - c. *Pendiente por transición*: es el bombeo dado para el cambio gradual de la pendiente por peralte, hacia la pendiente por bombeo.
- **Talud**: son los planos inclinados de la terracería que pertenecen a la sección típica de una carretera. Los taludes determinan los volúmenes de tierra tanto en corte como en relleno. Este proyecto no cuenta con taludes significativos; asimismo es necesario mencionar que la calle se encuentra definida.

3.4. Alineamiento horizontal y vertical

Los alineamientos horizontal y vertical permiten hacer diseños donde se conjuguen a un mismo tiempo el recorrido de la vía, tanto en su longitud como en su elevación. El procedimiento geométrico implica el uso de tangentes y curvaturas en diversas combinaciones para establecer el trazo horizontal o alineación de la ruta, niveles y pendientes verticales para desarrollar el perfil de la misma, en el plano vertical.

3.4.1 Cálculo de curva horizontal

Este cálculo se realiza en planimetría, donde la línea final y las curvas horizontales definirán la ruta a seguir y componen la guía fundamental para el trazo de la carretera. Para el diseño de las curvas y el cálculo de las mismas se siguió el patrón que a continuación se explica, utilizando como modelo la primera curva:

Los datos de campo obtenidos son los siguientes:

- External [E] = 3.50 m.
- Delta [Δ] = 26° 18' 35"

Para calcular los elementos que componen la curva se procedió de la siguiente manera:

1. Sub-tangente [St]

Es la distancia entre el principio de curva [PC] y el punto de intersección [PI] o entre el punto de intersección [PI] y el principio de tangente [PT].

$$St = \frac{E}{\tan\left(\frac{\Delta}{4}\right)} \rightarrow St = \frac{3.50}{\tan\left(\frac{26^{\circ} 18' 35''}{4}\right)} = 30.35 \text{ m}$$

2. Radio [R]

Es la distancia perpendicular al principio de curva [PC] o principio de tangente [PT] hacia el centro.

$$R = \frac{20}{\tan\left(\frac{\Delta}{2}\right)} \rightarrow R = \frac{20}{\tan\left(\frac{26^{\circ}18'35''}{2}\right)} = 129.87 \text{ m.}$$

3. Grado de curvatura [G]

En Guatemala se define como el ángulo central que sobre una circunferencia define un arco de 20 metros de longitud. Es decir, que el grado de curva [G] es el ángulo subtendido por un arco de 29 metros.

$$G = \frac{29}{R} \rightarrow G = \frac{29}{129.87} = 8^{\circ}49'23''$$

4. Longitud de curva [LC]

Es la distancia medida desde el principio de la curva [PC], al principio de tangente [PT], sobre la curva diseñada.

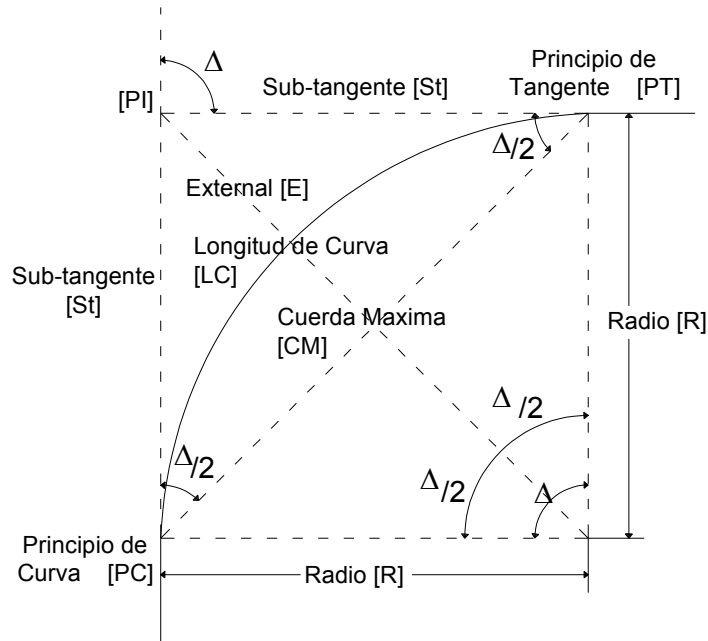
$$LC = \frac{20 \times \Delta}{G} \rightarrow$$

5. Cuerda máxima [CM]

Es la distancia, en la línea recta, desde el principio de curva [PC] al principio de tangente [PC].

$$CM = 2 \times R \times \text{Sen}\left(\frac{\Delta}{2}\right) \rightarrow CM = 2 \times 129.87 \times \text{Sen}\left(\frac{26^{\circ}18'35''}{2}\right) = 59.11 \text{ m}$$

Figura 25. Elementos de una curva horizontal



Fuente: Trabajo de graduación de Ing. Monzón López William Sergio, Facultad de ingeniería, USAC

3.4.1 Cálculo de curva vertical

Una carretera posee curvas horizontales y verticales, es decir que la carretera trabaja en tres dimensiones, para el diseño las carreteras se desglosan en planimetría y altimetría. Cuando nos referimos a altimetría, necesariamente se deben estudiar las curvas verticales y los parámetros que la conforman, este tipo de curva se observa cuando el perfil de la carretera cambia de pendiente. Las curvas verticales se caracterizan por ser cóncavas o convexas.

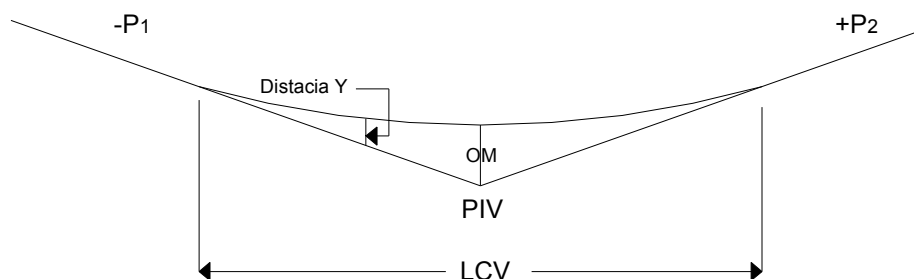
También existen curvas de ascenso con ambas pendientes positivas (convexas), y curvas en descenso con ambas pendientes negativas (cóncava), el propósito de una curva vertical radica en proporcionar suavidad al cambio de pendiente; éstas pueden ser circulares o parabólicas, pero en nuestra Guatemala se utiliza la parabólica simple.

Las especificaciones técnicas para curvas verticales que la Dirección General de Caminos establece se encuentran en función de la diferencia algebraica de pendientes y de la velocidad de diseño. Cuando se diseñan las curvas verticales se debe considerar la longitud, para evitar con esto traslapes entre curvas, tomando en cuenta la mejor visibilidad para los conductores.

Para el diseño de carreteras rurales se ha establecido que la longitud de curva debe ser igual a la velocidad de diseño. Ya que esto reduce de gran manera los costos del proyecto, debido a que las curvas amplias ocasionarán movimientos de tierra. En esta carretera existen tramos bastante planos, para los cuales se considera una longitud de curva mayor a la velocidad (40km/h) a excepción de donde el movimiento de tierras es bastante considerable.

Para mostrar el procedimiento a seguir para el cálculo de curvas verticales, se tomará como referencia la primera curva vertical que se evidencia en los planos:

Figura 26. Curva vertical



$$L_{cv} = K \times A$$

Donde:

L_{cv}: Longitud de curva vertical

K: Constante de velocidad de diseño

A: Diferencia de pendientes

$$A = 1 - (-1.55) = 2.55$$

K= 6 (según tabla XI, para una velocidad de diseño igual a 40 km. /h)

Tabla X. Valores de constante “K”, según velocidad de diseño

VELOCIDAD DE DISEÑO K.P.H.	VALOR DE K SEGÚN TIPO DE CURVA	
	CÓNCAVA	CONVEXA
10	1	0
20	2	1
30	4	2
40	6	4
50	9	7
60	12	12
70	17	19
80	22	29
90	29	43
100	36	60

$$L_{cv} = 2.55 \times 6 = 15.30 \text{ m}$$

Chequear si cumple las siguientes condiciones:

- Apariencia

$$L_{cv} \geq \frac{30}{2.55} = 11.76 \text{ m} \text{ No cumple}$$

- Comodidad

$$\frac{L_{cv}}{V_2} = \frac{15.30}{40} \rightarrow 6 \geq 4.44 \text{ Sí cumple}$$

- Drenaje

$$6 \leq 43 \rightarrow 6 \leq 43 \text{ Sí cumple}$$

Para cumplir con la apariencia se utilizó la siguiente ecuación:

$$6 = \frac{30}{V_2} \rightarrow V_2 = \frac{30}{6} \times 100 = 76.5 \text{ m; entonces, utilizar 80 m}$$

$$6 = \frac{31.37}{V_2} \rightarrow \text{Sí cumple}$$

Luego se procede a calcular la ordenada media, así como también los principios de curva y principios de tangentes:

$$OM = \frac{L_{cv} \times P_1}{L_{cv}} = \frac{80 \times 0.26}{80} = 0.26 \text{ m}$$

$$\text{Est PCV} = \text{Est PIV} - \frac{L_{cv}}{2} \rightarrow \text{Est PCV} = 0 + 120 - \frac{80}{2} = 0+80$$

$$\text{Est PTV} = \text{Est PIV} + \frac{L_{cv}}{2} \rightarrow \text{Est PTV} = 0 + 120 + \frac{80}{2} = 0+160$$

$$D = \left[\frac{L_{cv}}{2} - \left(\frac{P_1 - P_2}{L_{cv}} \right) \right]^2 \rightarrow D = \left[\frac{80}{2} - \left(\frac{120 - 120}{80} \right) \right]^2 = 1,600$$

$$Y = \frac{L_{cv}}{\left(\frac{L_{cv}}{2} \right)^2} \times D \rightarrow Y = \frac{80}{\left(\frac{80}{2} \right)^2} \times 1,600 = 0.26 \text{ (OM)}$$

3.5. Drenaje transversal

El objetivo principal de este elemento de la carretera, es evitar que el agua de lluvia proveniente del área que genera el caudal que desfoga hacia la parte baja de la cuenca en el sentido perpendicular a la carretera, no pase por la estructura de la misma.

Para calcular cada una de las variables de este elemento se aplicará la fórmula de Kippich para el tiempo de concentración t , y el método racional para el cálculo del caudal.

Calculando con el método racional:

$$Q = \frac{I \cdot A \cdot C}{3.6}$$

Donde:

Q= caudal [m³/s]

I= intensidad de lluvia [mm/h]

C= coeficiente de escorrentía, en el cual se utilizará C=0.80
(terreno con mucha loma)

A=Área de la cuenca. [Ha]

$$I = \frac{a}{b + a}$$

Donde:

a y b= variación en cada región, de los datos

proporcionados por el INSIVUMEH

t= tiempo de concentración en minutos

Fórmula de Kippich para el tiempo:

$$t = \left(\frac{0.886 * L^3}{H} \right)^{0.385} * 60$$

Donde:

L= longitud del cauce (km.)

H= diferencia de elevación entre el punto más lejano y el punto analizado. (m)

$$t = \left(\frac{0.886 * 0.60^3}{140} \right)^{0.385} * 60 = 4.74 \text{ min} \quad I = \frac{120.92 \text{ mm/h}}{+}$$

Nota: los datos a=815 y b=2 pertenecen a la estación hidrológica número 8 código 06.01.00 denominada INSIVUMEH, correspondiente al departamento de Guatemala, con un período de retorno de 30 años.

$$Q = \dots = \dots = 2.40 \text{ m}^3/\text{s}$$

Utilizando Manning

$$D = \left(\frac{Q * n * 4_3^5}{s_2 * \pi} \right)^{-\frac{3}{8}} = \left(\frac{2.40 * 0.013 * 4_3^5}{0.10_2 * \pi} \right)^{-\frac{3}{8}} = 0.65 \text{ m}$$

Donde:

n= coeficiente de rugosidad del material

n= 0.013 (PVC)

Área de descarga

$$A = \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi * 0.65^2}{4} = 0.33 \text{ m}^2$$

Usando un \approx

$$A = \frac{\pi * 0.6096^2}{4} = 0.29 \text{ m}^2$$

$$\text{No.tubos} = \frac{1.14 \text{ m}^2}{0.29 \text{ m}^2} \approx 2 \text{ tubos de 24"}$$

3.6. Pavimentos rígidos

3.6.1. Generalidades de un pavimento:

Pavimento es toda estructura multicapa que se coloca sobre la subrasante de una carretera, integrada principalmente por la sub-base, la base y la carpeta de rodadura; provee un servicio al usuario con la debida seguridad, confort y durabilidad.

Tiene el objetivo de distribuir las cargas de tránsito sobre el suelo, proporcionando una superficie de rodadura suave para los vehículos y proteger al suelo de los efectos adversos del clima, los cuales afectan su resistencia al soporte estable del mismo.

Según la carpeta de rodadura, los pavimentos pueden ser: flexibles, rígidos y semirígidos; los pavimentos de losas de concreto son pavimentos rígidos, mientras que los pavimentos de asfalto son flexibles; los pavimentos con carpeta de rodadura de adoquín se consideran como semirígidos o semiflexibles.

3.6.2. Definición de pavimento rígido:

Los pavimentos rígidos consisten en una mezcla de cemento Pórtland, arena de río, agregado grueso y agua, tendido en una sola capa y pueden o no incluir, según la necesidad, la capa de sub-base y base, que al aplicarles cargas rodantes no se reflejen perceptiblemente, y al unir todos los elementos antes mencionados, constituyen una losa de concreto, de espesor, longitud y ancho variables.

Los pavimentos de concreto hidráulico o pavimentos rígidos están sujetos a los esfuerzos siguientes:

- Esfuerzos abrasivos causados por las llantas de los vehículos.
- Esfuerzos directos de compresión y corte causados por las cargas de las ruedas.
- Esfuerzos de compresión y tensión que resultan de la deflexión de las losas bajo las cargas de las ruedas.
- Esfuerzos de compresión y tensión causados por la expansión y contracción del concreto.
- Esfuerzos de compresión y tensión debidos a la combadura del pavimento por efectos de los cambios de temperatura.

En virtud de estar los pavimentos rígidos sujetos a los esfuerzos ya anotados, es notorio que para que estos pavimentos cumplan en forma

satisfactoria y económica la vida útil que de ellos se espera, es necesario que el proyecto esté basado en los siguientes factores:

- a) Volumen, tipo y peso del tránsito a servir en un futuro previsible.
- b) Valor relativo de soporte y características de la subrasante.
- c) Clima de la región.
- d) Resistencia y calidad del concreto a emplear.

Si en el proyecto de un pavimento no se toma en cuenta alguno de los puntos mencionados, el pavimento no será económico.

El conocimiento del volumen y las características del tránsito actual y del previsible son necesarios para poder fijar el número y el ancho de las vías requeridas para satisfacerlo; así también el peso de las cargas por rueda son imprescindibles para el cálculo de los espesores de las losas.

Antes de iniciar la construcción de la losa ya sea reforzada o sin refuerzo, se necesita hacer trabajos previos, tales como:

- Construcción de bordillo.
- Instalaciones subterráneas tales como drenajes, electricidad, teléfonos, tubería de agua, etc.
- Movimiento de tierras.

Después de estos trabajos previos, se afina y compacta la subrasante la cual se hace con motoniveladora y compactadota. La base en la mayoría de los casos es necesaria y la clase materiales a utilizarse depende el CBR de la subrasante, la cual consiste en esparcir el material selecto por medio de una motoniveladora, dejándolo a la altura necesaria, extendiendo el trabajo por lo menos dos pies más allá de cada orilla del pavimento de concreto que se propone construir.

3.6.3. Capas de un pavimento

a) Sub-rasante

Es la capa de terreno de una carretera, que soporta la estructura del pavimento y que se extiende hasta una profundidad en que no le afecte la carga de diseño correspondiente a la estructura prevista.

La función de la subrasante es servir de soporte para el pavimento después de ser estabilizada, homogenizada y compactada. Dependiendo de sus características, puede soportar directamente la capa de rodadura de un pavimento rígido.

b) Sub-base

Es la primera capa de la estructura destinada a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad el efecto de las cargas del tránsito provenientes de las capas superiores del pavimento, de tal manera que el suelo de la subrasante las pueda soportar. Está constituida por una capa de material selecto o estabilizado, de un espesor establecido por el diseñador el cual debe de estar compactado, según las condiciones y características de los suelos existentes en la subrasante, pero en ningún caso menor de 10 cm. ni mayor de 70 cm. Deberá estar libre de vegetales, basura, terrones de arcilla, y/o cualquier otro material que pueda causar fallas en el pavimento. Sus funciones son:

- Eliminar la acción del bombeo
- Aumentar el valor soporte
- Hacer mínimos los efectos de cambio de volumen en los suelos de la subrasante

La sub-base está compuesta por suelos granulares en estado natural o mezclados, los cuales deberán llenar los siguientes requisitos:

- *Valor soporte:* debe tener un CBR mínimo de 30 (AASHTO T-193), efectuando sobre muestra saturada a 95% de compactación (AASHTO T-180).
- *Granulometría:* el tamaño máximo de las piedras del material que se utilice para sub-base no debe ser mayor de 7 cm y no tener más del 50% en peso, y que sus partículas pasen el tamiz No. 200.
- *Plasticidad y cohesión:* el material que pase por el tamiz No. 40, no deberá tener un índice de plasticidad mayor de 6% (AASHTO T-90), ni un límite líquido mayor que 25% (AASHTO T-89). En casos especiales, el índice de plasticidad puede ser más alto, pero no podrá ser mayor de 8%. El equivalente de arena no puede ser menor de 25% (AASHTO T-176).

c) Base

Constituye la capa de material selecto que se coloca encima de la sub-base o subrasante; esta capa permite reducir los espesores de carpeta y drenar el agua atrapada dentro del cuerpo del pavimento a través de las carpetas y hombros hacia las cunetas; deberá de transmitir y distribuir las cargas provenientes de la superficie de rodadura y debido a que está en contacto directo con la superficie de rodadura, tendrá que ser resistente a los cambios de temperatura, humedad y desintegración por abrasión, producidas por el tránsito.

El material de base debe estar conformado de grava de buena calidad, triturada y mezclada con material de relleno y libre de materia vegetal, basura o terrones de arcilla. Asimismo, debe llenar los requisitos siguientes:

- *Valor soporte:* debe tener un C.B.R, mínimo de 90, efectuado sobre muestra saturada a 95% de compactación (AASHTO T-180).
- *Abrasión:* el material que quede retenido en el tamiz No. 4, no debe de tener un desgaste mayor de 50 a 500 revoluciones, en la prueba de la AASHTO T-96.

d) Capa de rodadura

Está constituida por losas de concreto simple o reforzado, diseñada para soportar las cargas inducidas por la circulación del tránsito.

En pavimentos rígidos es necesario que la capa de rodadura tenga otros elementos no estructurales, para proteger tanto esta capa como las inferiores; entre las cuales, se puede mencionar:

- Juntas de dilatación rellenas con material elastomérico (para su impermeabilización).
- Bordillos
- Cunetas o bien un sistema de alcantarillado pluvial, para el drenaje correcto del agua que pueda acumular en su superficie.

La capa de rodadura debe de estar diseñada para cumplir las siguientes funciones:

- a) Proteger la superficie sobre la cual está construido el pavimento, de los efectos destructivos del tránsito.
- b) Prevenir la infiltración del agua a las capas inferiores.
- c) Proveer un valor soporte elevado a fin de que resista las cargas provenientes de los vehículos y éstas se distribuyan a las capas inferiores.

- d) Textura superficial poco resbaladiza aun cuando se encuentre húmeda.
- e) Proporcionar buena visibilidad y seguridad por su color claro, al tráfico nocturno de vehículos.

3.6.4. Factores de diseño

a) Módulo de ruptura de concreto (MR)

La flexión de un pavimento de concreto bajo cargas de eje, produce tanto esfuerzo de flexión como de compresión. Sin embargo la relación de esfuerzos de resistencia a la compresión, es bastante pequeña como para influenciar el diseño del espesor de la losa. En cambio los promedios de esfuerzos de flexión y de las fuerzas de flexión son mucho mayores y por eso son usados estos valores para el diseño de espesores de los pavimentos rígidos.

La fuerza de flexión está determinada por el módulo de ruptura del concreto y está definido con el esfuerzo máximo de tensión en la fibra extrema de una viga de concreto. La resistencia a la tensión del concreto es relativamente baja.

b) Módulo de reacción del suelo (K)

Éste es igual a la carga en libras por pulgada cuadrada en un área cargada, dividida entre la deflexión, en pulgadas, para dicha carga. El valor de K está expresado en libras por pulgada cuadrada (PSI).

Este módulo proporciona la característica de resistencia que implica la elasticidad del suelo. Se dice que es igual al coeficiente del esfuerzo aplicado por una placa entre la deformación correspondiente, producida por dicho esfuerzo. Esta propiedad del suelo es muy importante en el diseño de pavimentos, pero debido a que la prueba de carga de plato es tardada y cara, el valor de K, es usualmente estimado por correlación a una prueba simple, tal como la Relación de Soporte de California (CBR), o una prueba del valor R.

El resultado es válido ya que no se requiere una determinación exacta del valor K; las variaciones normales de un valor estimado no afectan apreciablemente los requerimientos del espesor del pavimento.

c) Tránsito y cargas de diseño

El tránsito es el número y los pesos por eje pesados, durante la vida de diseño; son las variables del pavimento de concreto. Éstos son derivados de estimaciones siguientes; el tránsito promedio diario en ambas direcciones de todos los vehículos será llamado TPD y el tránsito promedio diario de camiones en ambas direcciones, carga por eje de camiones, TPDC.

El tránsito futuro tiene considerable influencia en el diseño, el crecimiento anual es del 2% al 6% que corresponden a factores de proyección de tránsito a 20 años de 1.2 a 1.8. (ver tabla XI). Pero el uso de razones altas de crecimiento para calles residenciales no es aplicable, ya que estas calles llevan poco tránsito, por lo que las tasas de crecimiento podrían estar debajo del 2% por año (factor de proyección 1.1 a 1.3).

Tabla XI. Porcentaje anual de crecimiento de tráfico y factores de proyección correspondientes

PORCENTAJE ANUAL DE CRECIMIENTO DE TRÁFICO %	FACTOR DE PROYECCIÓN A 20 AÑOS	FACTOR DE PROYECCIÓN A 40 AÑOS
1	1.1	1.2
1½	1.2	1.3
2	1.2	1.5
2½	1.3	1.6
3	1.3	1.8
3½	1.4	2.0
4	1.5	2.2
4½	1.6	2.4
5	1.6	2.7
5½	1.7	2.9
6	1.8	3.2

Fuente: Westergaard H. N. Computación of stresses in concrete roads. Pág. 18

d) Tipos de juntas

El objetivo principal de éstas es el de permitir la construcción del pavimento por losas separadas para evitar grietas de construcción, estableciendo al mismo tiempo una unión adecuada entre ellas, que asegure la continuidad de la superficie de rodadura y la buena conservación del pavimento.

Cuando un concreto se agrieta puede que sea debido a las siguientes condiciones:

- Cambio de volumen por encogimiento por secado
- Esfuerzos directos por cargas aplicadas
- Esfuerzos de flexión por pandeo

Las juntas que usualmente se usan en los pavimentos de concreto caen dentro de dos clasificaciones: transversales y longitudinales, que a su vez se clasifican como de contracción, de construcción y de expansión.

Las juntas se pueden clasificar como:

- **Juntas longitudinales**

Éstas se colocan paralelamente al eje longitudinal del pavimento, para prevenir la formación de las grietas longitudinales; pueden ser en forma mecánica o unión macho-hembra. La profundidad de la ranura superior de esta junta, no debe ser inferior de un cuarto del espesor de la losa. La separación máxima entre juntas longitudinales es de 12.5 pies (3.81m) y es la que determina qué ancho tendrá el carril.

- **Juntas transversales**

La función de éstas, es controlar las grietas causadas por la retracción del secado del concreto. Las juntas transversales deberán incluir una ranura que tenga, por lo menos, una profundidad de un cuarto del espesor de la losa y construirse perpendicularmente al tráfico. Se pueden llamar también juntas de contracción, ya que controlarán el agrietamiento transversal que produce la contracción del concreto. Se deberán de separar a una distancia no mayor de 15 pies (4.57 m).

- **Juntas de expansión**

Son necesarias únicamente cuando existan estructuras fijas, tales como: puentes, aceras, alcantarillas, etc. Se dejará una separación de dos centímetros, donde sea necesario. Su función es disminuir las tensiones, cuando el concreto se expanda. Es obligatoria su colocación frente a estructuras existentes y en intersecciones irregulares. Cuando las juntas de

contracción controlan adecuadamente el agrietamiento transversal, las juntas de expansión no son necesarias.

- **Juntas de construcción**

Son necesarias cuando hay una interrupción no mayor de treinta minutos en la colocación del concreto. Son de tipo trabado, debido a que llevan barras de acero o material adecuado que forman tabiques, y cara vertical con una traba apropiada.

3.7. Diseño de pavimento rígido de la carretera

Existen dos métodos para el cálculo del espesor de pavimentos rígidos: método de capacidad y método simplificado (según Portland Cement Association (PCA)).

- 1) **Método de capacidad:** éste es aplicado cuando existen posibilidades de obtener datos de distribución de carga por eje de tránsito. Este método asume datos detallados de carga por eje, que son obtenidos de estaciones representativas.
- 2) **Método simplificado:** al contrario del anterior, éste se aplica cuando no es posible obtener datos de carga por eje, y se utilizan tablas basadas en distribución compuesta de tráfico clasificado, en diferentes categorías de carreteras y tipos de calles.

En este proyecto se utilizará el método simplificado, ya que no se cuenta con los datos de carga por eje. El procedimiento para calcular la dimensión del espesor de losas de un pavimento se describe a continuación:

1. Determinar la categoría de la vía, por medio de la tabla de categorías por eje (Ver tabla XII).

De acuerdo con la tabla se determina la categoría 1, donde se refiere a calles residenciales, carreteras rurales y secundarias; el módulo de ruptura varía de 200 a 800 PSI.

2. Establecer el tipo de junta a utilizar:

Juntas longitudinales: la profundidad de la ranura superior será igual a tres cuartos del espesor de la losa y únicamente se utilizará la del centro que coincidirá con el eje central de la carretera, determinando el ancho de cada uno de los carriles.

Juntas transversales: la ranura superior de estas juntas será igual a tres cuartos del espesor de la losa y estarán espaciadas a cada tres metros.

Ambas juntas deberán estar selladas con material elastomérico, para prevenir así la infiltración de cualquier fluido.

3. Determinar con base en el tipo de suelo, el soporte de las subrasante; un valor aproximado a través del porcentaje de CBR. (Ver tabla XIII).

Con base en el tipo de suelo con que se cuenta en la subrasante, que es un MH, se clasificó el suelo como de grano fino, en el cual el tamaño de partículas de limo y arcilla predominan; esto da como resultado un suelo de soporte bajo con un rango de valores de K que va de 75 a 120 PSI, (Ver figura 27). Se determinó un valor de K según la figura, en la cual se obtuvo un K igual a 150.

4. Con base en el valor K de la subrasante, determinar el espesor de la base (Según la tabla XIV). Se determinó una base no tratada, con un valor K de subrasante igual al inmediato superior de 160 PSI y un espesor de 9". El espesor de la base es alto debido a que la subrasante tiene un soporte bajo.

5. Determinar el volumen de tránsito promedio diario de camiones o el promedio diario de vehículos, según tabla XII. A su vez determinar el

espesor de losa según la tabla XV. El espesor de losa según la tabla es de 6 pulgadas con un MR de 550 PSI.

Tabla XII. Categorías de carga por eje

Carga por eje Categoría	DESCRIPCIÓN	TRÁFICO			Máxima Carga por Eje KPS	
		TPD	TPDC		EJE DOMICILIO	EJE TANDEM
			%	Por día		
1	CALLES RESIDENCIALES CARRETERAS RURALES Y SECUNDARIAS (BAJO A MEDIO)	200 a 800	1-3	ARRIBA DE 25	22	36
2	CALLES COLECTORAS, CARRETERAS RURALES Y SECUNDARIAS (ALTAS) CARRETERAS PRIMARIAS Y CALLES ARTESANALES (BAJO)	700 a 5000	5-18	DE 40 A 100	26	44
3	CALLES ARTESANALES, CARRETERAS PRIMARIAS (MEDIO) SUPERCARRETERAS E INTERESTATALES URBANAS Y RURALES (BAJO A MEDIO)	3000-12000 2 CARRILES 3000-50000	8-30	DE 500 A 5000	30	52
4	CALLES ARTESANALES, CARRETERAS PRIMARIAS, SUPER CARRETERAS (ALTAS) INTERESTATALES URBANAS Y RURALES (MEDIO ALTO)	3000-20000 2 CARRILES 3000-15000 4 CARRILES O MAS	8-30	DE 1500 A 8000	34	60

Fuente: Westergaard H. N. Comportamiento de esfuerzos en caminos de concreto. Pág. 48

Tabla XIII. Tipos de suelos de sub-rasante y valores aproximados de k

TIPO DE SUELO	APOYO	RANGO DE VALORES DE K PSI
SUELOS DE GRANO FINO EN LOS CUALES PREDOMINAN LAS PARTÍCULAS DE LIMO Y ARCILLA	BAJO	75 -120
ÁRENAS Y MEZCLAS DE ARENA Y GRAVA CON CANTIDADES MODERADAS DE LIMO Y ARCILLA	MEDIO	130 -170
ÁRENAS Y MEZCLAS DE ARENA Y GRAVA RELATIVAMENTE LIBRES DE FINOS Y PLÁSTICOS	ALTO	180 – 220
SUB-BASES TRATADAS CON CEMENTO	MUY ALTO	250 - 400

Fuente: Westergaard H. N. Comportamiento de esfuerzos en caminos de concreto. Pág. 49

Figura 27. Interrelación aproximada de las clasificaciones de suelos y los valores de soporte.

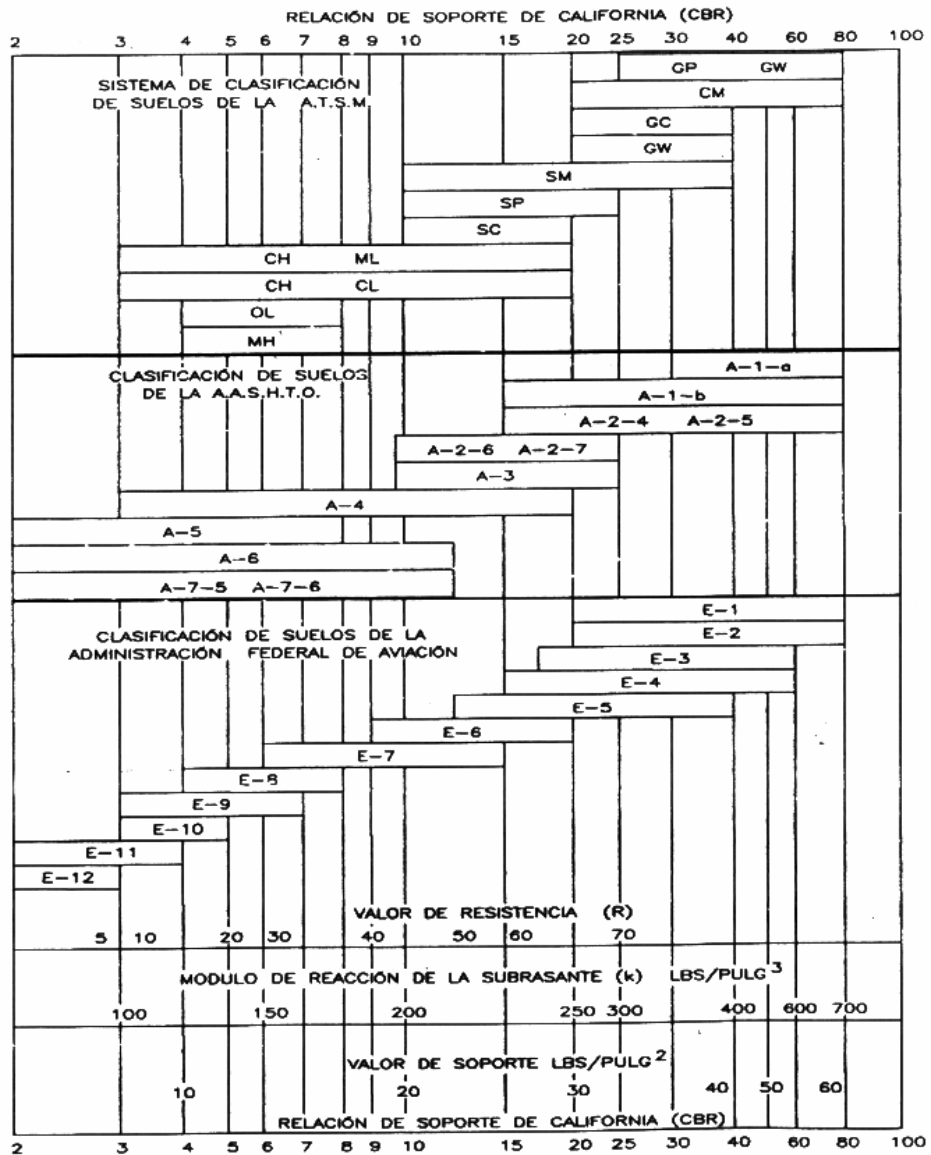


Tabla XIV. Valores de K para diseño sobre bases granulares (PCA)

SUBRASANTE VALORES DE K PSI	SUB – BASE VALORES DE K PSI			
	4 Plg	6 Plg	9 Plg	12 Plg
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

Fuente: Westergaard H. N. Comportamiento de esfuerzos en caminos de concreto. Pág. 14

**Tabla XV. TPDC permisible, carga por eje categoría 1
Permisible con juntas con agregados de trabe (no necesita
dovelas)**

SIN HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO				CON HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO			
ESPESOR DE LOSA PLG	SOPORTE DE SUBRASANTE Y SUB- BASE			ESPESOR DE LOSA PLG.	SOPORTE DE SUBRASANTE Y SUB-BASE		
	BAJO	MEDIO	ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO
MR = 650 PSI							
4.5			0.1	4 4.5	2	0.2 8	0.9 25
5 5.5	0.1 3	0.8 15	3 45	5 5.5	30 320	130	330
6 6.5	40 330	160	430				
MR = 600 PSI							
5 5.5	0.5	0.1 3	0.4 9	4 4.5	0.2	1	0.1 5
6 6.5	8 76	36 300	98 760	5 5.5	6 73	27 290	75 730
7 7.5	520			6	610		
520 MR = 550 PSI							
5.5	0.1	0.3	1	4.5		0.2	0.6
6 6.5	1 13	6 60	18 160	5 5.5	0.8 13	4 57	13 150
7 7.5	110 620	400		6	130	480	

Fuente: Westergaard H. N. Comportamiento de esfuerzos en caminos de concreto. Pág. 51

3.8. Integración de costos

Tabla XVI. Integración de costos

No.	REGLON	CANT	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL	TOTAL
1	PRELIMINARES					
1.1	Bodega	1	Global	Q.6,000.00	Q. 6,000.00	
1.2	Replanteo topográfico	2.2	Km	Q.1,950.00	Q. 4,290.00	Q. 10,290.00
2	TRAZO Y NIVELACIÓN					
2.2	Trazo y nivelación	1	m ²	Q. 4.02	Q. 4.02	
2.3	Materiales	14,300	m ²	Q. 10.10	Q. 10.10	
2.4	Integración del renglón	14,300	m ²	Q. 14.12	Q. 201,916.00	Q. 201,916.00
3	PREPARACIÓN DE BASE					
3.1	Tendido de base	12,100	m ²	Q. 7.95	Q. 96,195.00	
3.2	Compactación	12,100	m ²	Q. 8.65	Q. 104,665.00	
3.3	Material para base	12,100	m ²	Q. 26.20	Q. 317,020.00	
3.4	Cisterna de agua	12,100	m ²	Q. 6.25	Q. 75,625.00	Q. 593,505.00
4	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
4.1	Corte y extracción de material	3941.7	m ³	Q. 60.00	Q. 236,500.20	
4.2	Relleno + compactación con material existente	3941.7	m ³	Q. 40.00	Q. 157,666.80	
4.3	Relleno + compactación con material selecto	270	m ³	Q. 75.00	Q. 20,250.00	Q. 414,417.00
5	PAVIMENTO					
5.1	Formaleado	12100	m ²	Q. 3.20	Q. 38,720.00	
5.2	Hechura y colocación del concreto	12100	m ²	Q. 19.50	Q. 235,950.00	
5.3	Corte de sisa	12100	m ²	Q. 1.06	Q. 12,826.00	
5.4	Aplicación de antisol	12100	m ²	Q. 2.00	Q. 24,200.00	
5.5	Cemento	12100	m ²	Q. 73.50	Q. 889,350.00	
5.6	Arena	12100	m ²	Q. 10.80	Q. 130,680.00	
5.7	Piedrin	12100	m ²	Q. 13.60	Q. 164,560.00	
5.8	Cortadora de concreto	12100	m ²	Q. 3.20	Q. 38,720.00	
5.9	Alquiler formaleta	12100	m ²	Q. 1.50	Q. 18,150.00	
5.11	Agua	12100	m ²	Q. 7.50	Q. 90,750.00	
5.12	Antisol	12100	m ²	Q. 9.60	Q. 116,160.00	Q. 1,760,066.00
Continúa						

6	CUNETAS							
6.1	Formaleteado	2200	ml	Q. 2.75	Q. 6,050.00			
6.2	Hechura y colocación del concreto	2200	ml	Q. 13.33	Q. 29,326.00			
6.3	Tallado	2200	ml	Q. 5.50	Q. 12,100.00			
6.4	Cemento	2200	ml	Q. 67.50	Q. 148,500.00			
6.5	Arena	2200	ml	Q. 9.45	Q. 20,790.00			
6.6	Piedrín	2200	ml	Q. 11.90	Q. 26,180.00	Q. 242,946.00		
7	JUNTA ELASTOMÉRICA							
7.1	Aplicación	5627	ml	Q. 4.10	Q. 23,070.70			
7.2	Limpieza final	5627	ml	Q. 2.50	Q. 14,067.50			
7.3	Material para aplicación	5627	ml	Q. 7.50	Q. 42,202.50	Q. 79,340.70		
8	DRENAJE TRANSVERSAL							
8.1	Excavación y compactación	18	ml	Q. 75.00	Q. 1,350.00			
8.2	Hechura y colocación del concreto + tubería	18	ml	Q. 30.00	Q. 540.00			
8.3	Cemento	18	ml	Q. 75.00	Q. 1,350.00			
8.4	Arena	18	ml	Q. 22.50	Q. 405.00			
8.5	Piedrín	18	ml	Q. 28.33	Q. 509.94			
8.6	Tablas de 10'	18	ml	Q. 60.00	Q. 1,080.00			
8.7	Tubo Riblock de 24"	18	ml	Q. 951.92	Q. 17,134.56	Q. 22,369.50		
	TOTAL						Q. 3,324,850.20	

CONCLUSIONES

1. El diseño de proyectos de infraestructura es una herramienta que al ser usada diligentemente puede llegar a formar parte del presupuesto anual de la administración municipal, ya que proporciona datos técnicos, planos y presupuesto de los mismos.
2. La investigación realizada en las comunidades del área rural de Amatitlán, refleja que han estado en absoluto abandono, debido a que en algunas no se cuenta con la infraestructura vial adecuada para que la población por sí misma alcance su desarrollo socioeconómico.
3. Para que un pavimento sea económico deben tomarse en cuenta los siguientes factores: volumen, tipo y peso del tránsito a servir en un futuro previsible, valor relativo de soporte y características de la subrasante, clima de la región y resistencia y calidad del concreto a emplear.
4. De acuerdo con la investigación y priorización de necesidades se identificó que actualmente el instituto de la aldea Las Trojes no posee las instalaciones adecuadas para satisfacer la demanda de alumnos, por lo que es imprescindible la construcción de nuevas instalaciones.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de Amatlán:

1. Implementar un plan estratégico que incluya acciones para un futuro inmediato, para lograr el desarrollo integral del municipio.
2. Atender a las diferentes comunidades capacitando a sus líderes e informando a sus integrantes, sobre cómo gestionar proyectos con diferentes fuentes de financiamiento, cuando no se disponga de recursos.
3. Realizar la supervisión técnica cuando se este en la etapa de ejecución de los proyectos, para garantizar el cumplimiento de las especificaciones técnicas contenidas en los planos de este trabajo.
4. Implementar el mantenimiento correspondiente cuando se ejecute el proyecto del tramo carretero, ya que si se desgasta el sello de las juntas, podría causar filtración a la base en época de invierno y deformar la subrasante, originando fallas y hundimientos en el pavimento.

BIBLIOGRAFÍA

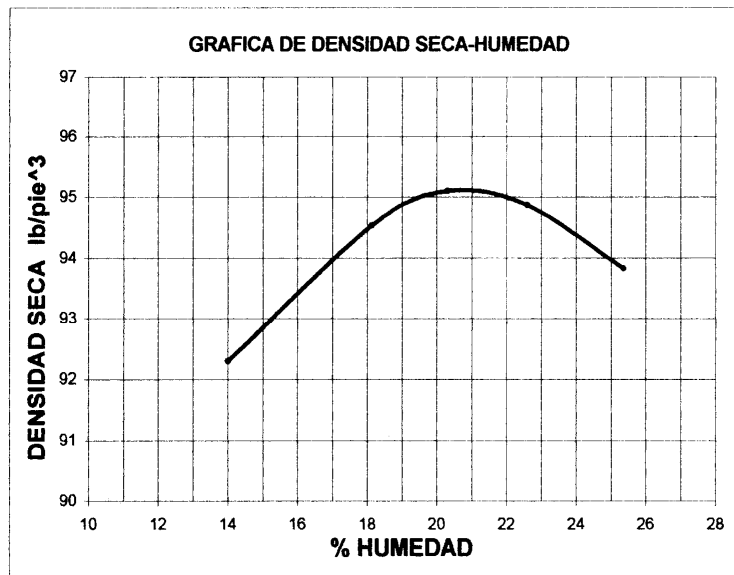
1. Hernández, Jorge Mynor. Características de los tipos de Pavimentos. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala: octubre, de 1998.
2. Ministerio de Ambiente Y Recursos Naturales. Principios de Evaluación Ambiental. Guatemala, 2000.
3. Monzón López, William Sergio. Diseño de la carretera hacia la aldea San Gregorio y edificación escolar de dos niveles para nivel primario aldea El Sitio, municipio de Catarina, San Marcos. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala: octubre, 2004.
4. 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.



Apéndice 1
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 368 S.S. O.T. No.: 20,290
Interesado: Carlos Emilio Medina Fajardo
Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN. Proctor Estándar: () Norma:
Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.T.H.O. T-180
Proyecto: Trabajo de graduación - EPS
Ubicación: Municipio de Amatitlán
Fecha: 6 de septiembre de 2006



Muestra No.: 1
Descripción del suelo: Arcilla limosa de alta compresibilidad color café
Densidad seca máxima γ_d : 1,525 Kg/m³ 95,2 lb/pe³
Humedad óptima Hop.: 20,5 %
Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.:

Ing. César Alfonso García Guerra
DIRECTOR CII/USAC

Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
Jefe Sección Mecánica de Suelos





**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



INFORME No. 371 S.S.

O.T. No. 20,290

Interesado: Carlos Emilio Medina Fajardo
Proyecto: Trabajo de graduación - EPS

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Municipio de Amatitlán

FECHA: 6 de septiembre de 2006

RESULTADOS:

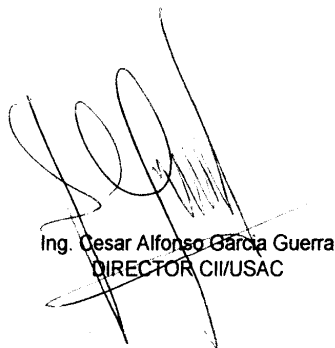
ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	C.S.U. *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	59,79	20,36	MH	Arcilla limosa de alta compresibilidad color café

(*) C.S.U. = CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO

Observaciones: Muestra tomada por los interesados.

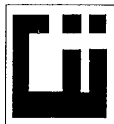
Atentamente,

Vo. Bo.


Ing. Cesar Alfonso García Guerra
DIRECTOR CII/USAC


Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos





**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



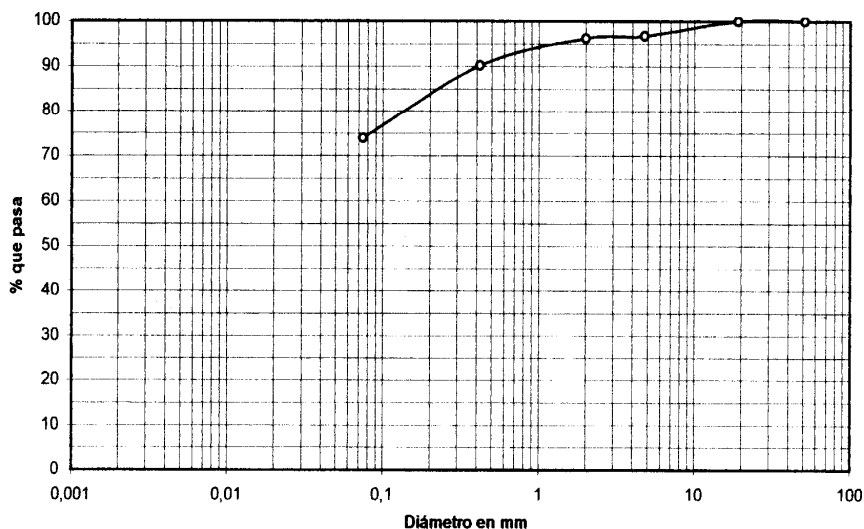
INFORME No. 370 S.S. O.T. No. 20,290

Interesado: Carlos Emilio Medina Fajardo
 Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico, con tamices y lavado previo.
 Norma: A.A.S.H.T.O. T-27, T-11
 Proyecto: Trabajo de Graduación - EPS

Procedencia: Municipio de Amatitlán
 Fecha: 6 de septiembre de 2006
 Muestra No.

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	50,8	100,00
3/4"	19,00	100,00
4	4,76	96,74
10	2,00	96,20
40	0,42	90,22
200	0,074	73,91


% de Grava: 3,26
 % de Arena: 22,83
 % de Finos: 73,91



Descripción del suelo: Arcilla limosa de alta compresibilidad color café
 Clasificación: S.C.U.: MH P.R.A.: A-7-5
 Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo. 
 Ing. Cesar Alfonso Garcia Guerra
 DIRECTOR CII/USAC.


 Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos





**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**

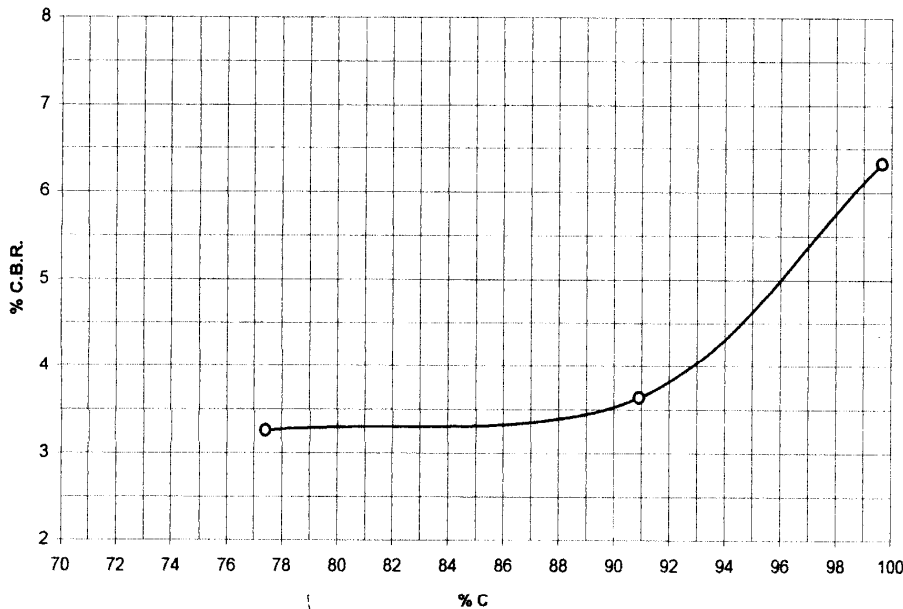


INFORME No.: 369 S.S. O.T. No.: 20,290
 Interesado: Carlos Emilio Medina Fajardo
 Asunto: Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.) Norma: A.A.S.H.T.O. T-193
 Proyecto: Trabajo de graduación - EPS

Ubicación: Municipio de Amatitlán
 Descripción del suelo: Arcilla limosa de alta compresibilidad color café
 Muestra No.: 1
 Fecha: 6 de septiembre de 2006

PROBETA No.	GOLPES No.	A LA COMPACTACION		C (%)	EXPANSION (%)	C.B.R. (%)
		H (%)	γ_d kg/m ³			
1	10	23,60	1180,8	77,42	0,1	3,3
2	30	23,60	1386,5	90,91	0,1	3,6
3	65	23,60	1519,8	99,65	0,1	6,3

GRAFICA DE % C.B.R.-% DE COMPACTACION



Atentamente,

Vo. Bo.:

[Handwritten Signature]
 Ing. Cesar Alfonso Garcia Guerra
 DIRECTOR CII/USAC

[Handwritten Signature]
 Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos





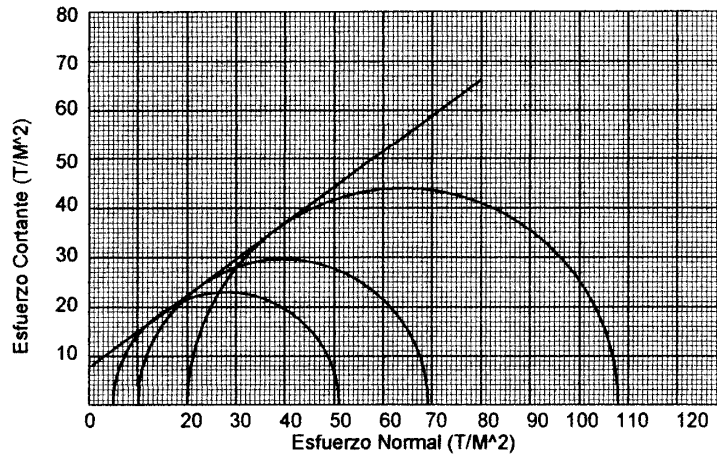
**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 372 S.S. O.T.No.: 20,290

INTERESADO: Carlos Emilio Medina Fajardo
 PROYECTO: Trabajo de Graduación - EPS
 UBICACION: Aldea los Trojes, Municipio de Amatitlán FECHA: 6 de septiembre de 2006
 Pozo No.: 1 Profundidad:



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 36,2^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 7,7 \text{ T/M}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCION DEL SUELO: Limo arenoso con grava color café
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el personal de laboratorio.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	36,0	59,24	87,40
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	1,5	5,0	8,0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1,37	1,37	1,37
HUMEDAD (%H)	20,7	20,7	20,7

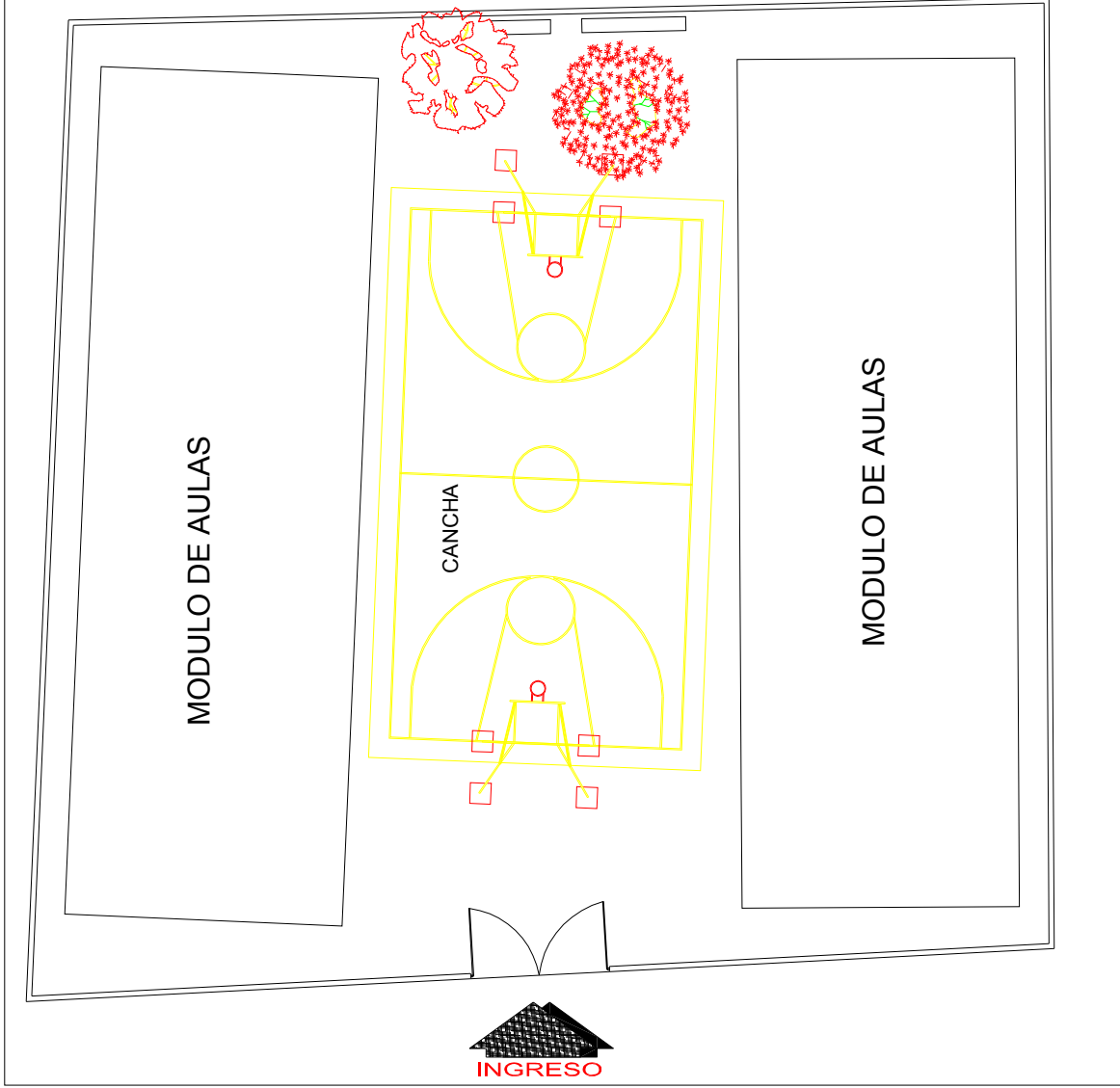
Vo. Bo.
 Ing. César Alfonso García Guerra
 DIRECTOR CII/USAC

Atentamente,

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos



Apéndice 2



ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

Materiales:

- Acero de refuerzo Grado 40 (2,810 Kg/cm2) en forma de barras corrugadas
- Concreto clase 3.000 (210 Kg/cm2)

Recubrimientos:

- Losas: 0.025 m
- Vigas: 0.04 m
- Columnas: 0.03 m
- Cimientos: 0.075 m

Carga Muerta:


- Peso del concreto: 2.400 Kg/m3
- Peso de acabados: 80 Kg/m2
- Peso de muros: 210 Kg/m2

Carga Viva:

- En Techos : 100 Kg/m2
- En Pasillos: 400 Kg/m2
- En Aulas: 200 Kg/m2

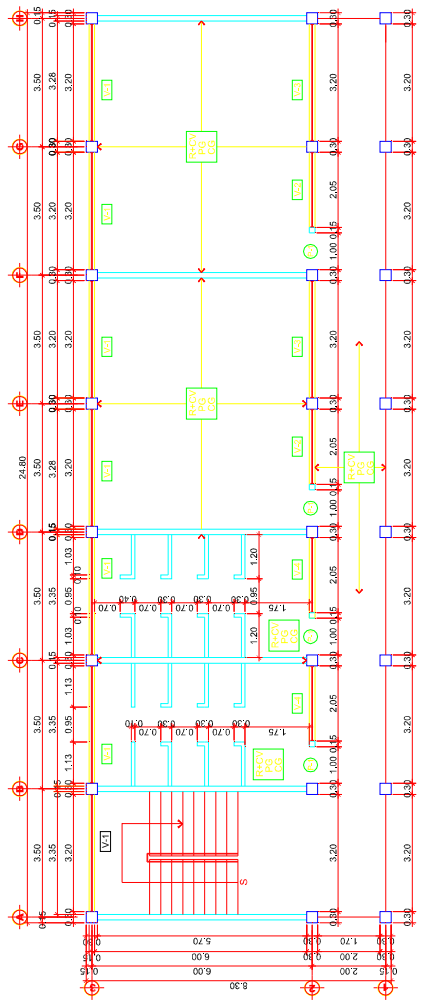
Nota:

Salvo se indique, éstos serán los valores utilizados

		PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE INSTITUTO POR EXPERIMENTAL AULA LAS TRUJES AMATILAN <small>REG. N.º 1327 TOMA: 02/2011</small>	
MUNICIPIO: AMATILAN DEPARTAMENTO: GUATEMALA		DISEÑO: CARLOS E. MEDINA F. DIBUJO: CARLOS E. MEDINA F. CALCULO: CARLOS E. MEDINA F.	
UNIVERSIDAD DE GUATEMALA EPS-USAC INGENIERIA		Vo.Bo. ING. OSCAR ARGUETA SUPERVISOR E.P.S.	
PLANO:		PLANTA DE CONJUNTO	
		1/12	

SIMBOLOGIA DE ACABADOS			
PUERTA TIPO			
V-2	VENTANA TIPO		
R-01	REFLEJO + CERNEO VERTICAL		
PG	PSO DE GRANITO		
CG	CIELO GRANDEADO		

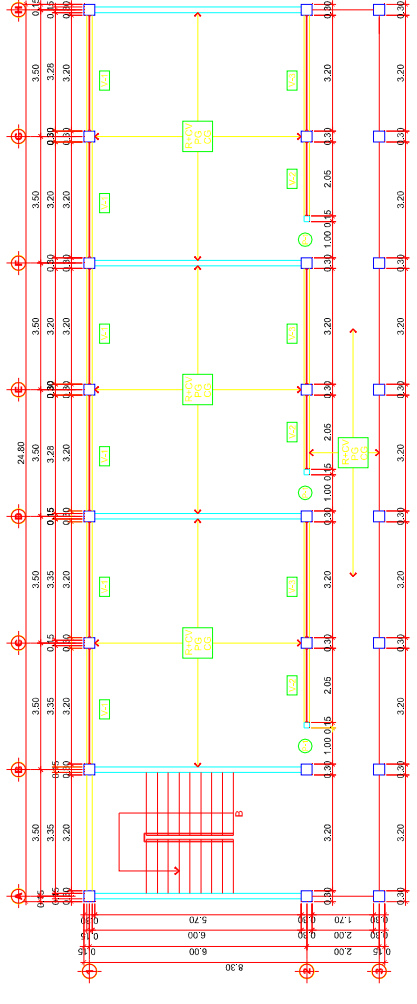
PLANILLA DE PUERTAS Y VENTANAS					
TIPO	SILABO	ANCHO	ALTO	MAT.	
P-1	0.80	2.10	1.00	2.10	METAL
V-1	1.70	2.00	3.46	0.90	VIDRIO
V-2	1.50	2.00	2.30	1.10	VIDRIO
V-3	1.50	2.00	3.46	1.10	VIDRIO
V-4	2.00	2.00	3.46	1.10	VIDRIO



PLANTA ACOTADA

PRIMER NIVEL

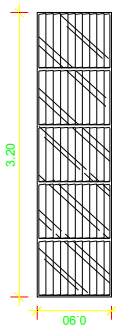
ESC.: 1/125



PLANTA ACOTADA

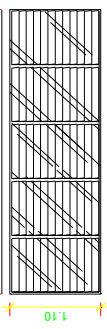
SEGUNDO NIVEL

ESC.: 1/125



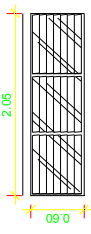
V-1

VENTANAS DE PALETAS DE VIDRIO
TRANSPARENTE DE 4mm DE ESPESOR
DIVIDIDA EN CINCO SECCIONES.
NOTA: LA VENTANA DEL SERVICIO SANITARIO
SERA DE VIDRIO NEVADO DE 4mm



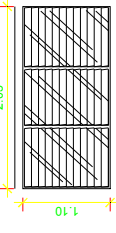
V-3

VENTANAS DE PALETAS DE VIDRIO
TRANSPARENTE DE 4mm DE ESPESOR
DIVIDIDA EN CINCO SECCIONES.



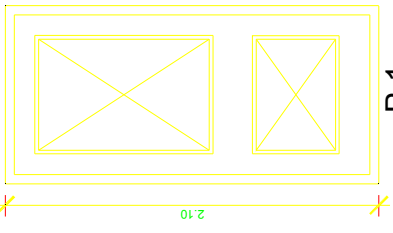
V-4

VENTANAS DE PALETAS DE VIDRIO NEVADO
DE 4mm DE ESPESOR DIVIDIDA EN TRES
SECCIONES.



V-2

VENTANAS DE PALETAS DE VIDRIO
TRANSPARENTE DE 4mm DE ESPESOR
DIVIDIDA EN TRES SECCIONES.



P-1

PUERTA METALICA DE HOJA
CON PINTURA
NEGRA ANTICORROSIVA

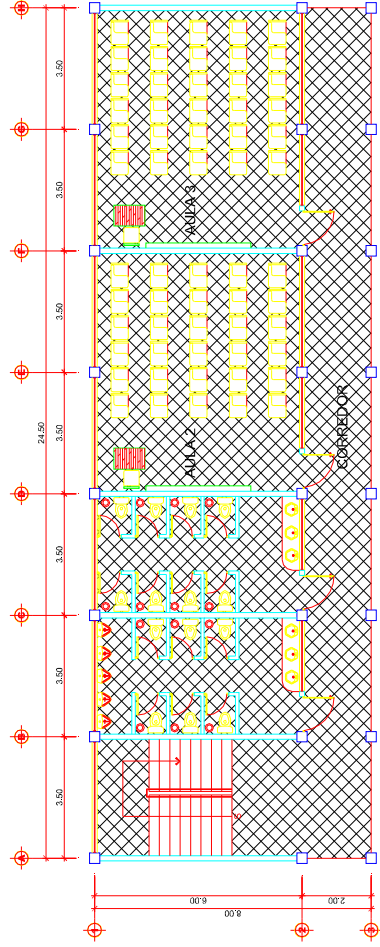
DETALLES DE VENTANAS

ESC.: 1/20

DETALLES DE PUERTA

ESC.: 1/20

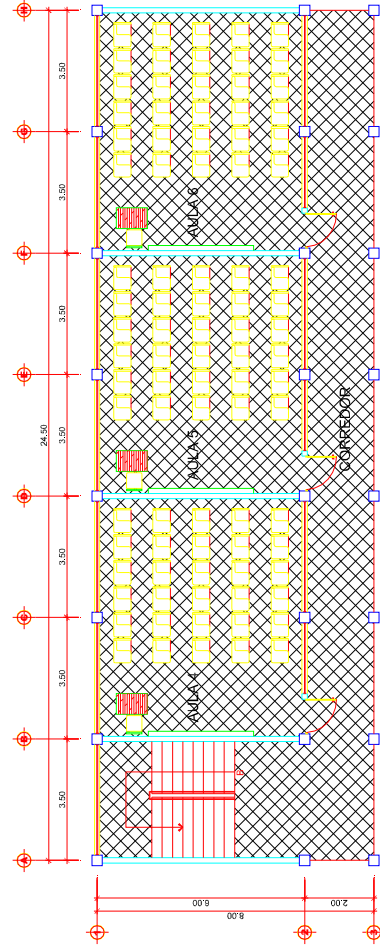
	PROYECTO:	CONSTRUCCION DE INSTITUTO POR COOPERATIVA AUBELAS TROJES, AMATILIAN	ESCALA: INDICAR INDICAR
	MUNICIPIO:	AMATILIAN	
	DEPARTAMENTO:	QUINTANA LIMA	
	UNIVERSIDAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA DE QUINTANA LIMA	CARRERAS: CARLOS E. MEDANA F. CARLOS E. MEDANA F.	
	DIBUJO:	CARLOS E. MEDANA F.	
	EPS-USAC	INGENIERIA	
	INGENIERA	CARLOS E. MEDANA F.	
	VoBo:	ING. OSCAR ARGUETA SUPERVISOR EPS	
PLANTA: PLANTA ACOTADA Y DETALLES			2/12



PLANTA AMUEBLADA

PRIMER NIVEL

ESC: 1/125




PLANTA AMUEBLADA

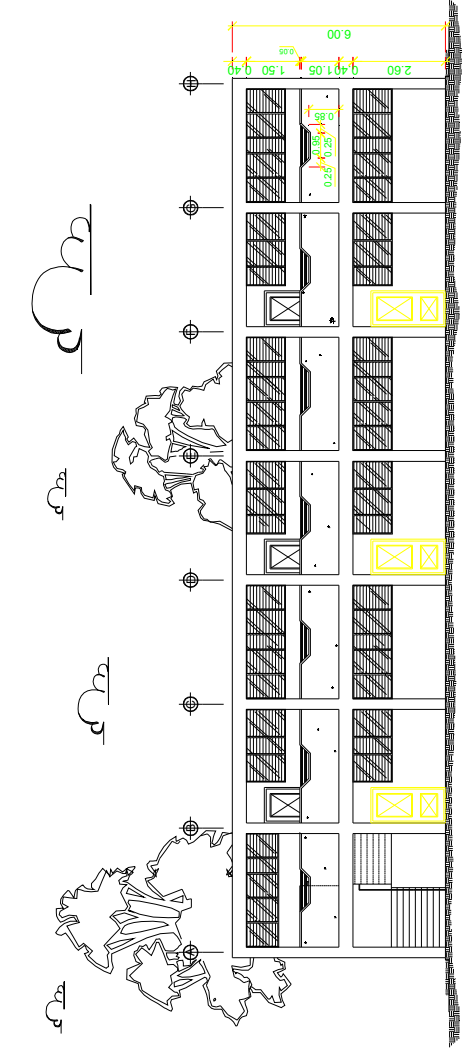
SEGUNDO NIVEL

ESC: 1/125

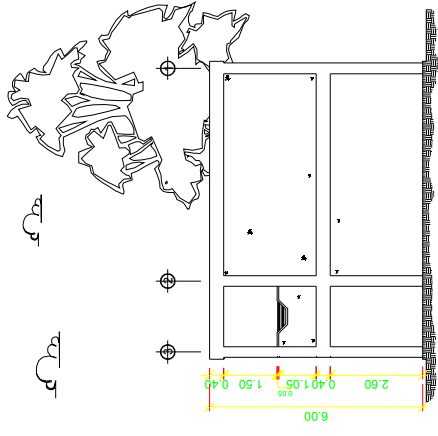
Nota:
En este plano unicamente se indica la distribución del mobiliario y equipo tomado en cuenta en el diseño.

Es imprescindible hacer mención que en el proyecto no se incluye el mobiliario y equipamiento del instituto.

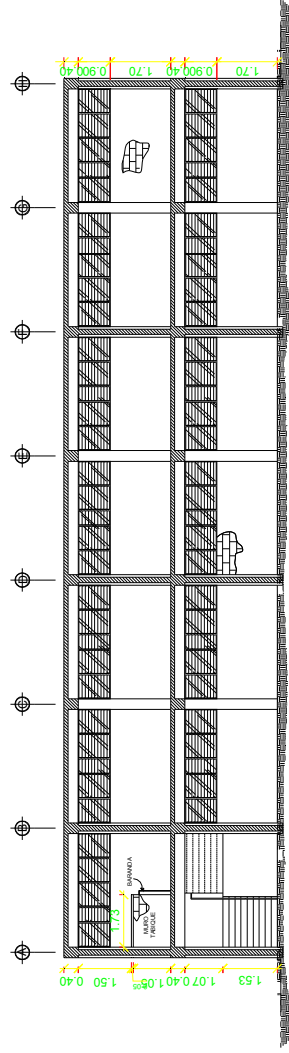
	PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE INSTITUTO POR COOPERATIVA AMUEBLAS INDIAS AMATILIAN	ESCALA: INDICADA (VER PLANOS)
	MUNICIPIO: AMATILIAN DEPARTAMENTO: GUATEMALA ESCUELA: CARLOS E. MERNAF (BOLUO)	UNIVERSIDAD DE GUATEMALA EPISODIO: AMUEBLADA
CALIFICADO POR: CARLOS E. MERNAF		VO. BO. ING. OSCAR ARGUETA SUPERVISOR EPS
PLANO:		PLANTA AMUEBLADA 3/12



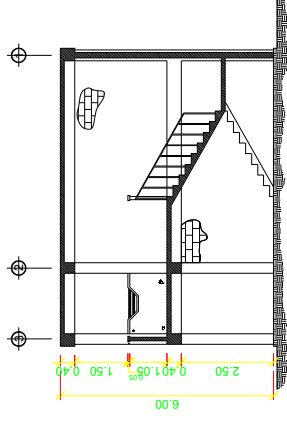
ELEVACIÓN FRONTAL ESC. 1/125



ELEVACIÓN LATERAL ESC. 1/125



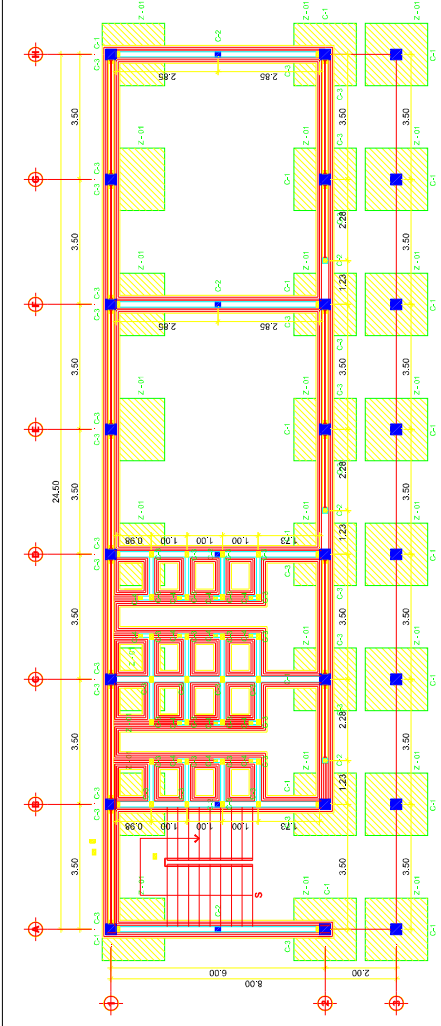
SECCIÓN LONGITUDINAL ESC. 1/125



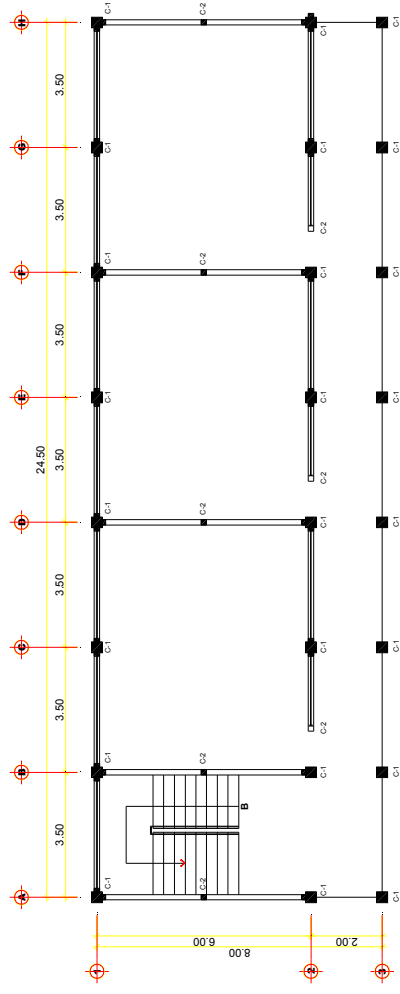
SECCIÓN TRANSVERSAL ESC. 1/25



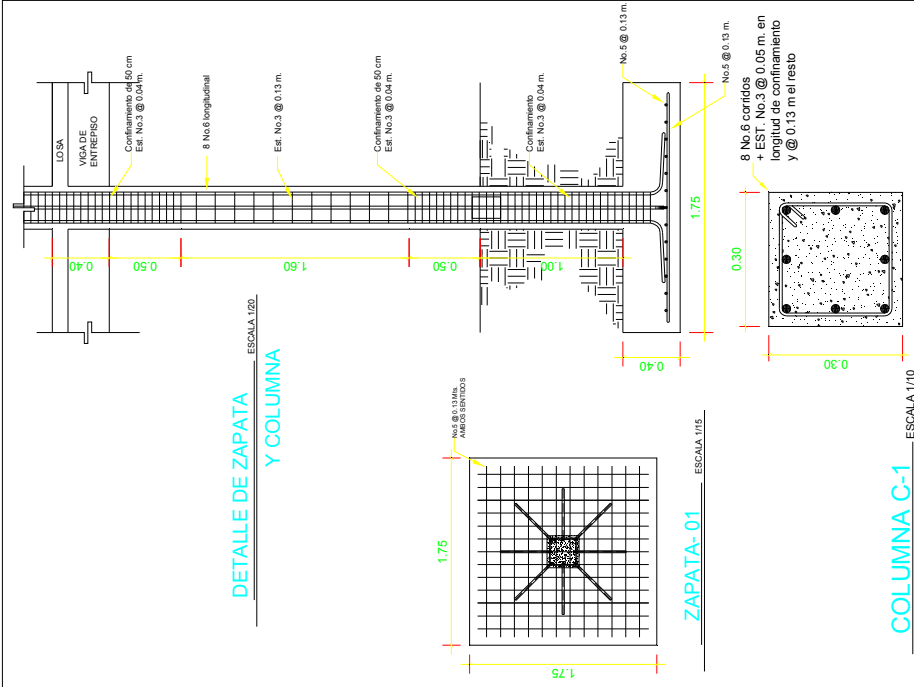
PROYECTO: CONSTRUCCION DE INSTITUTO POR COOPERATIVA ALDEA LAS TROJES, AMATITLAN		ESCALA: INDICADA FECHA: 2007.2007	
TRANSPIERO AMATITLAN	DEPARTAMENTO: GUATEMALA	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
DISEÑO: CARLOS E. MEDINA F.	DIBUJO: CARLOS E. MEDINA F.	ESCALAS: INGENIERA SUPERIOR	
V.O.B.: ING. OSCAR ARGUETA SUPERVISOR EPS		PLANO: PLANO DE ELEVACIONES Y SECCIONES 4/12	



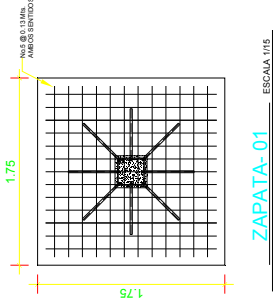
PLANTA CIMENTOS
PRIMER NIVEL
ESC: 1/125



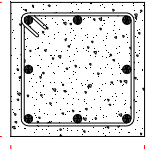
PLANTA DE COLUMNAS
SEGUNDO NIVEL
ESC: 1/125



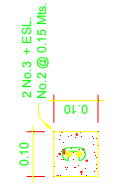
DETALLE DE ZAPATA Y COLUMNA
ESCALA 1/10



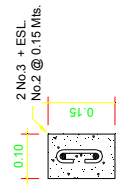
ZAPATA-01
ESCALA 1/15



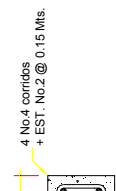
COLUMNA C-1
ESCALA 1/10



COLUMNA C-3
ESCALA 1/10

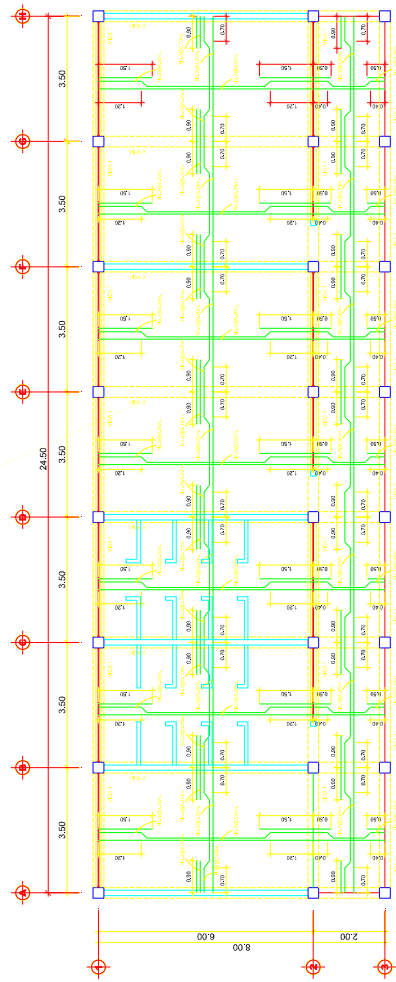


COLUMNA C-2
ESCALA 1/10

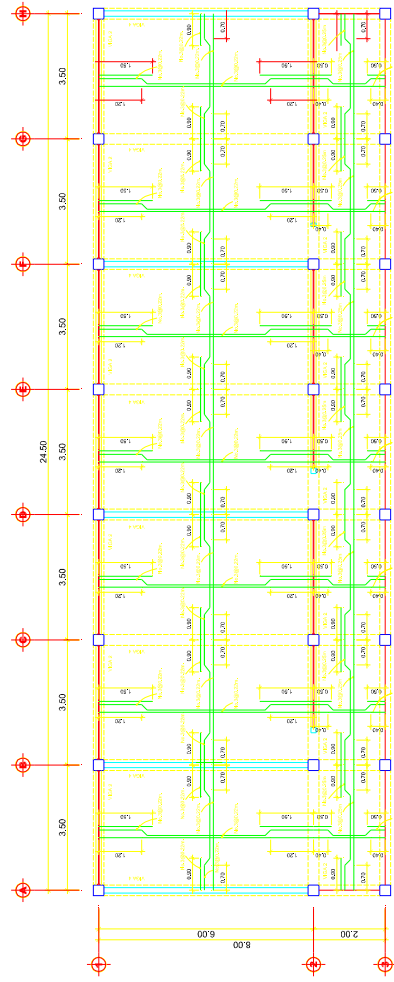


COLUMNA C-4
ESCALA 1/10

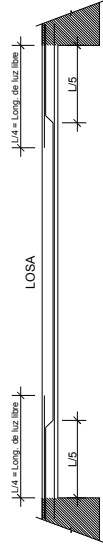
		PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE INSTITUTO VOS COOPERATIVA PUERTA SAN RAFAEL AMATITLAN ESCALA: INICIADA FECHA: SEP. 2007
MUNICIPIO: AMATITLAN DEPARTAMENTO: GUATEMALA	DISEÑO: CARLOS E. MEDINA F. DEPARTAMENTO: DE GUATEMALA	PLANO: PLANO DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS Vo.Bo. ING. OSCAR ARGUETA SUPERVISOR E.I.P.S.
UNIVERSIDAD: DE GUATEMALA EPS-USMAC INGENIERIA	CALCULO: CARLOS E. MEDINA F.	



PLANTA DE TECHOS
PRIMER NIVEL
ESC.: 1/125



PLANTA DE TECHOS
SEGUNDO NIVEL
ESC.: 1/125



DETALLE DE LOSA
SIN ESCALA



PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE INSTITUTO POR COOPERATIVA
ALDEA LAS TROCES, AMATILÁN

DEPARTAMENTO: GUATEMALA

DISEÑO: CARLOS E. MEDINA F.

ELABORADO: CARLOS E. MEDINA F.

CALCULO: EPS-USAC

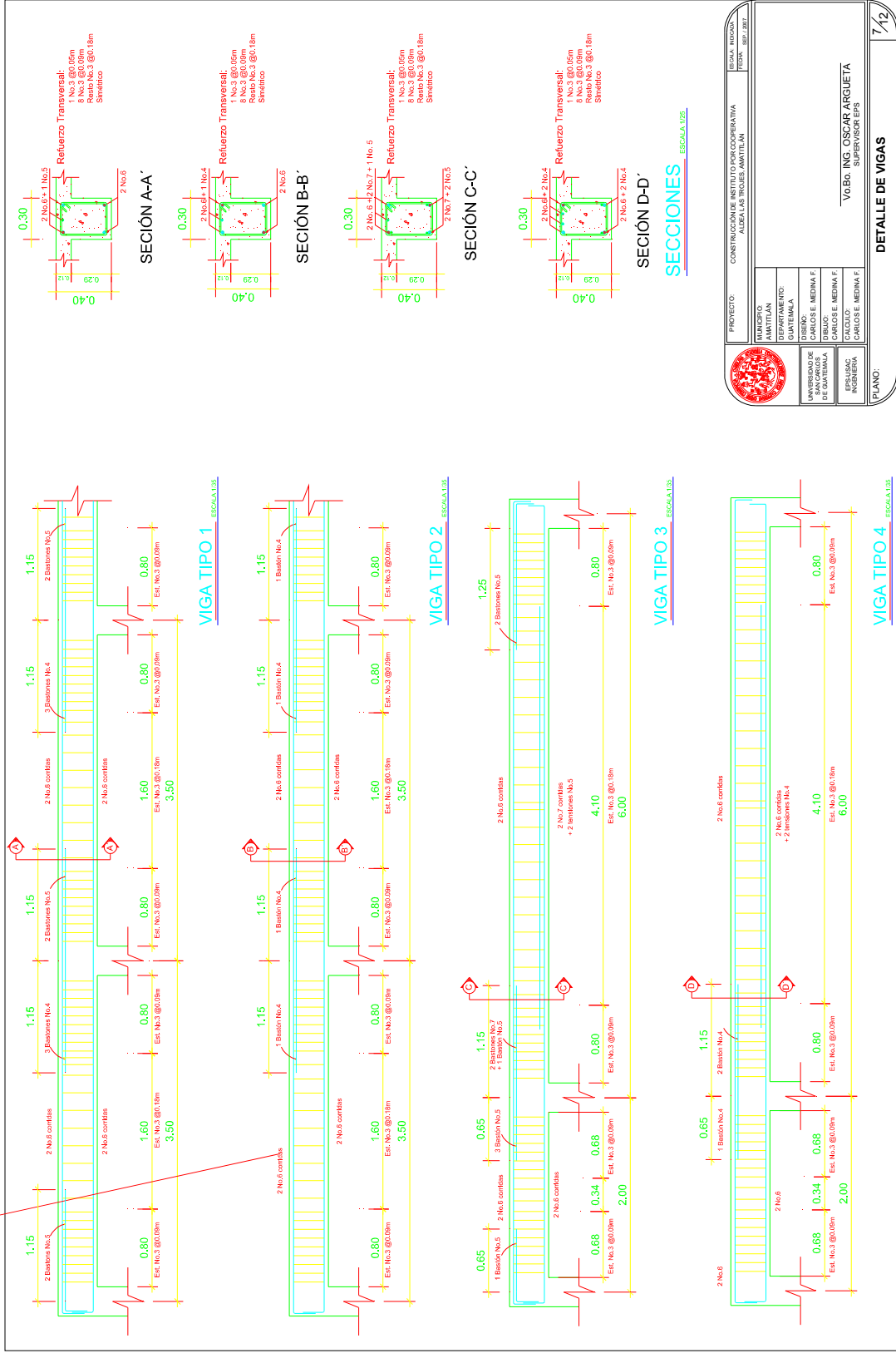
INGENIERA: CARLOS E. MEDINA F.

ESCALA: INDICADA
FIGURA: 087 / 2007

VºBº. ING. OSCAR ARGUETA
SUPERVISOR EPS

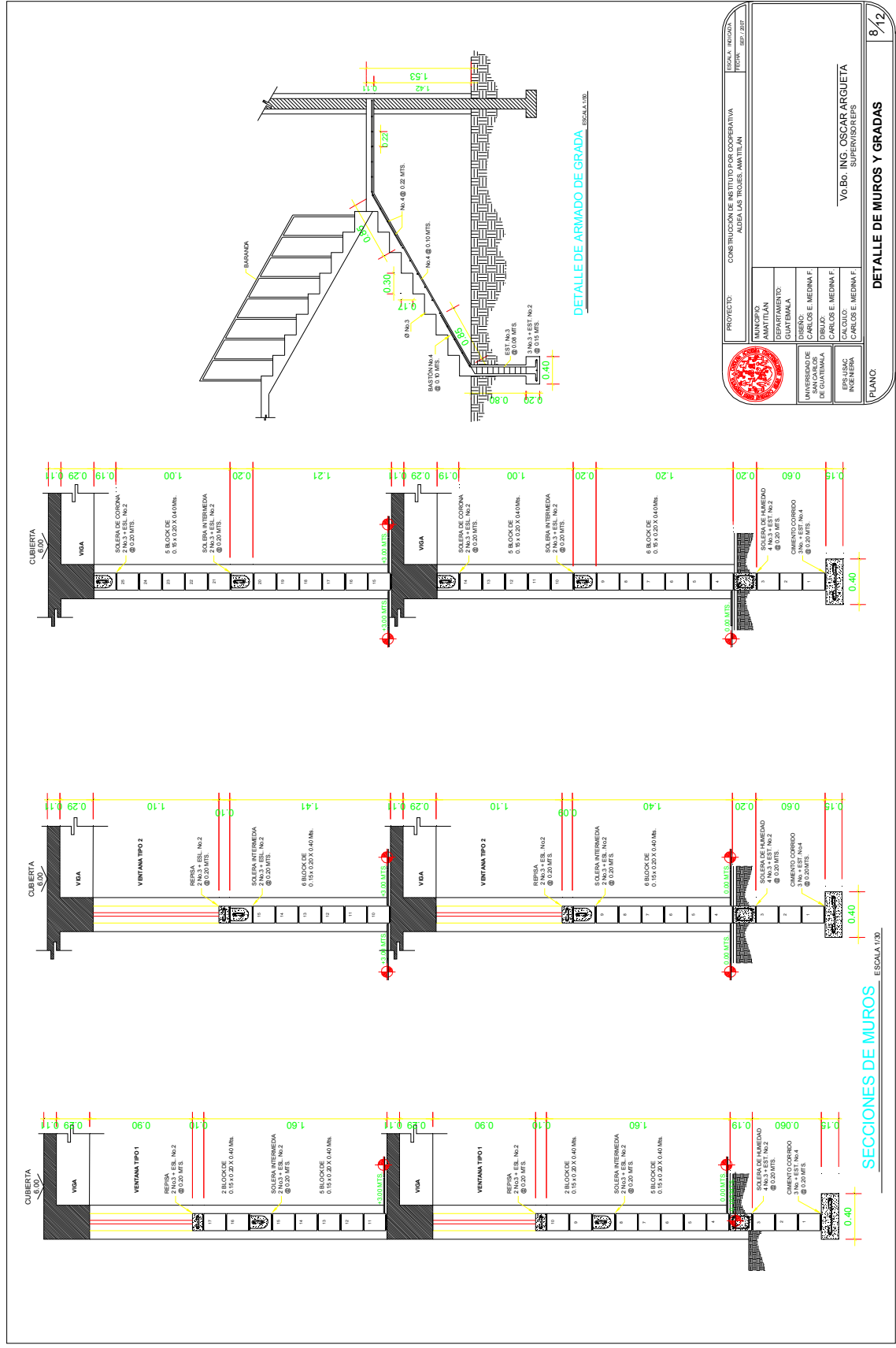
PLANTA DE LOSAS

9/12



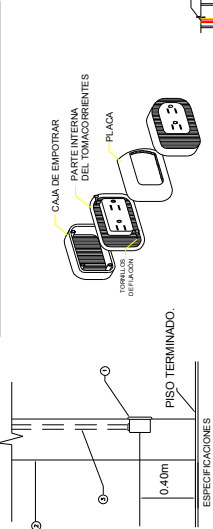
SECCIONES ESCALA 1/20

	PROYECTO:	CONSTRUCCIÓN DE INSTITUTO COOPERATIVA	ESCALA: 1/20
	MUNICIPIO:	MUNICIPALIDAD DE SAN CARLOS	FECHA: 2017
	DEPARTAMENTO:	GUATEMALA	
	DISEÑO:	CARLOS E. MEDINA F.	
	COORDINADOR:	CARLOS E. MEDINA F.	
	INGENIERO:	CARLOS E. MEDINA F.	
Vº BO. ING. OSCAR ARGUETA SUPERVISOR EPS			
PLANO:			7/12



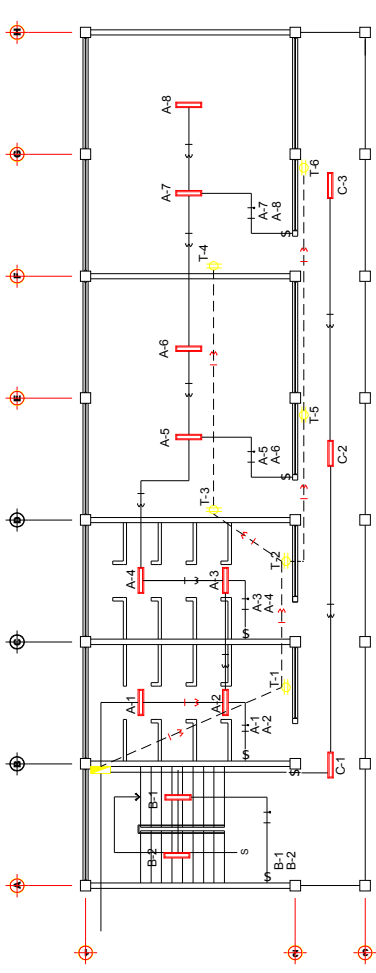
S I M B O L O G Í A

⚡	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN DE CIRCUITOS
⊕	TOMACORRIENTES DE 110 VOLTIOS
⊖	INTERRUPTOR SIMPLE
⊕ ⊖	INTERRUPTOR DOBLE
—	CONDUCTOR NEUTRO
—	CONDUCTOR POSITIVO
—	ALAMBRE RETORNO
—	LAMPARA FLUORESCENTE EN CIELO
—	TUBERIA EN CIELO
—	TUBERIA EN TIERRA
X	INDICA TIPO DE CIRCUITO
5	INDICA NÚMERO DE UNIDAD



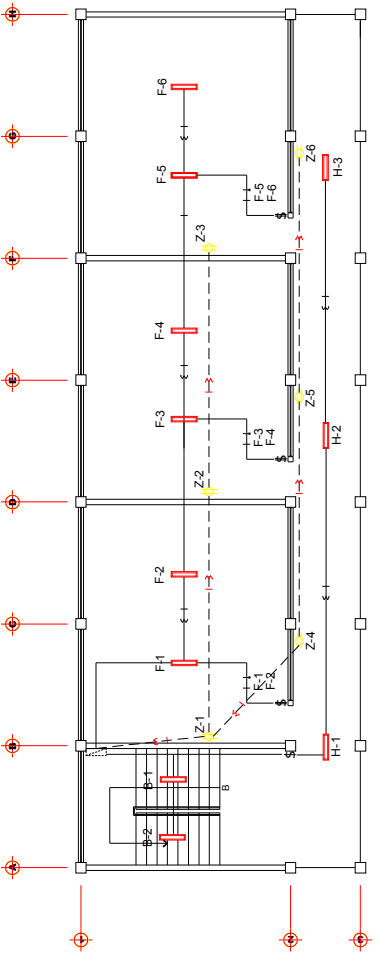
ESPECIFICACIONES
 1. TOMACORRIENTES DOBLES DE 110 VOLTIOS
 2. MURO TÍPICO
 3. TUBO CONDUIT

PLANTA DE INSTALACIONES ELÉCTRICAS
PRIMER NIVEL



PLANTA DE INSTALACIONES ELÉCTRICAS
PRIMER NIVEL

ESC. 1:125

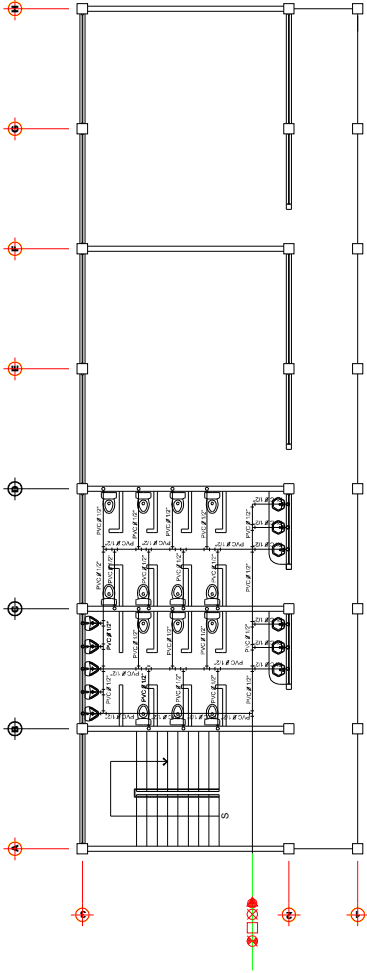


PLANTA DE INSTALACIONES ELÉCTRICAS
SEGUNDO NIVEL

ESC. 1:125

PROYECTO:	CONSTRUCCIÓN DE INSTITUTO POR COOPERATIVA ALDEA LAS TIJERES AMATITLÁN
MANEJO:	AMATITLÁN
DEPARTAMENTO:	GUATEMALA
DISEÑO:	ING. CARLOS E. MEDINA F.
REVISOR:	ING. CARLOS E. MEDINA F.
APROBADO:	ING. OSCAR ARGUETA SUPERVISOR EPS
ESCALA:	INDICAR
FECHA:	SEP. 2007

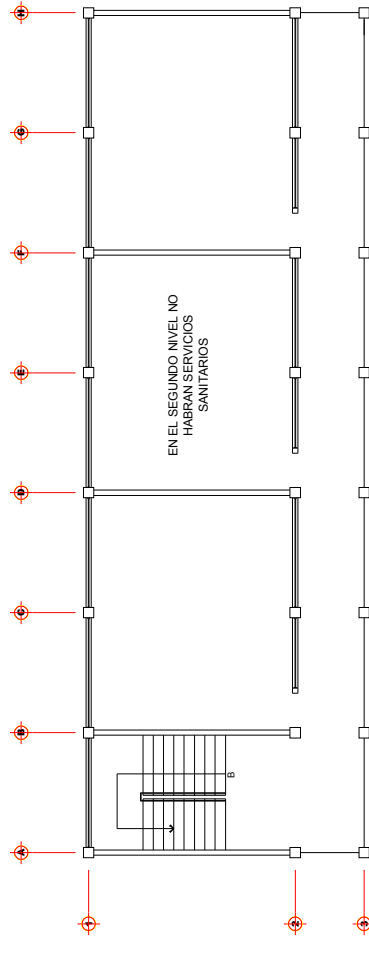
PLANO: PLANTA DE INSTALACIONES ELÉCTRICAS 9/12



PLANTA DE INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE

PRIMER NIVEL

ESC. 1:125



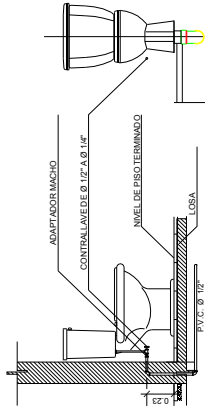
PLANTA DE INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE

SEGUNDO NIVEL

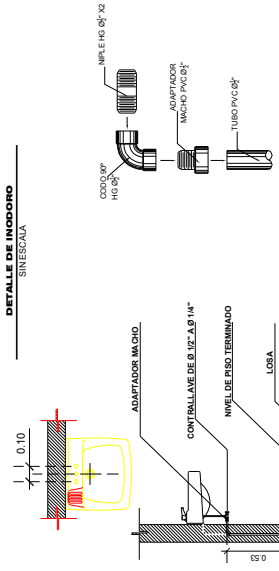
ESC. 1:125

SIMBOLOGÍA

	CODO HORIZONTAL A 90°
	TEE HORIZONTAL A 90°
	CODO VERTICAL A 90°
	TUBERIA DE AGUA FRIA PVC
	CHORRO DE JARDIN
	LLAVE DE COMPUERTA
	LLAVE DE PASO
	CONTADOR

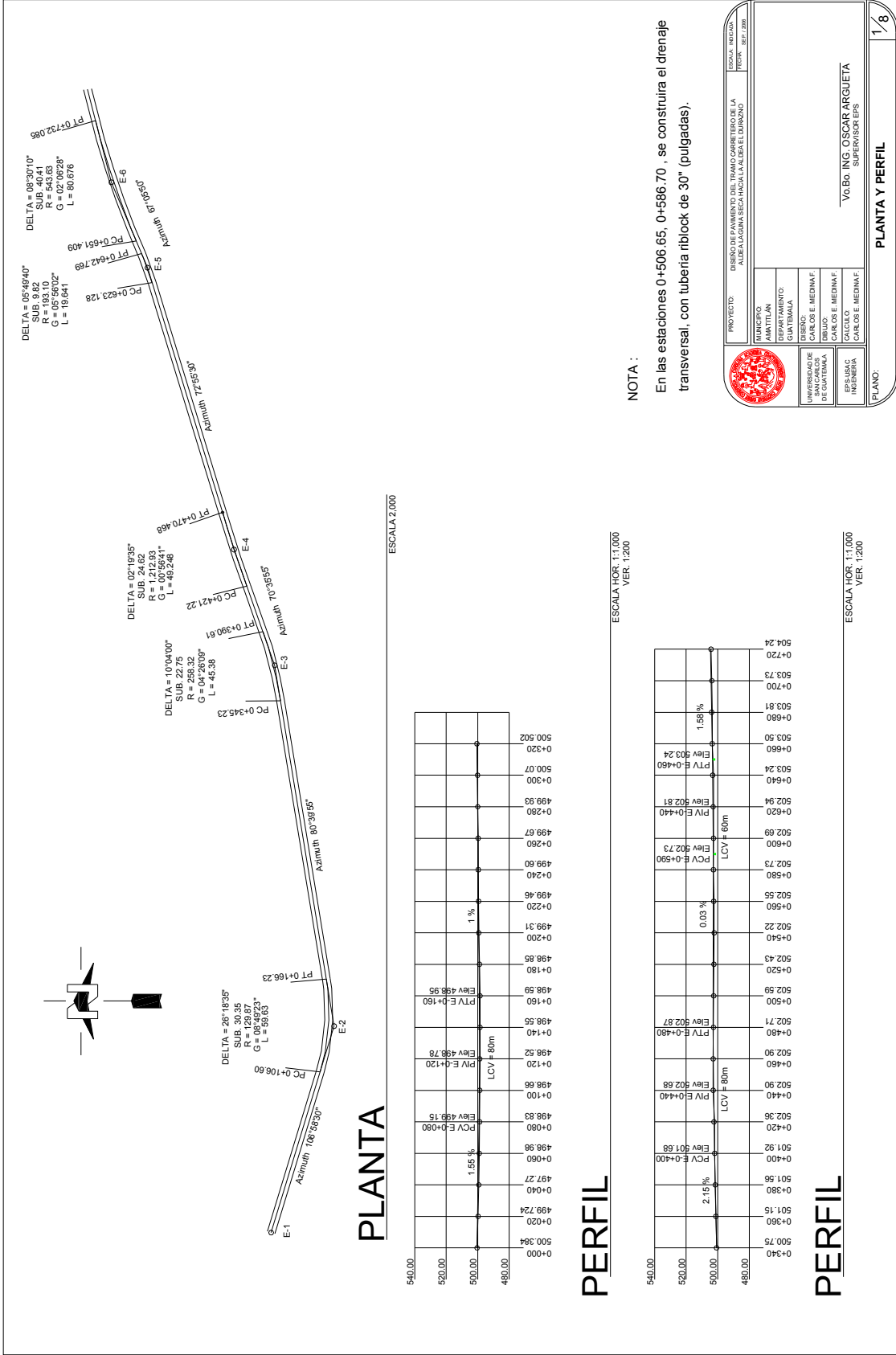


DETALLE DE INODORO
SIN ESCALA



DETALLE DE LAVAMANOS
SIN ESCALA

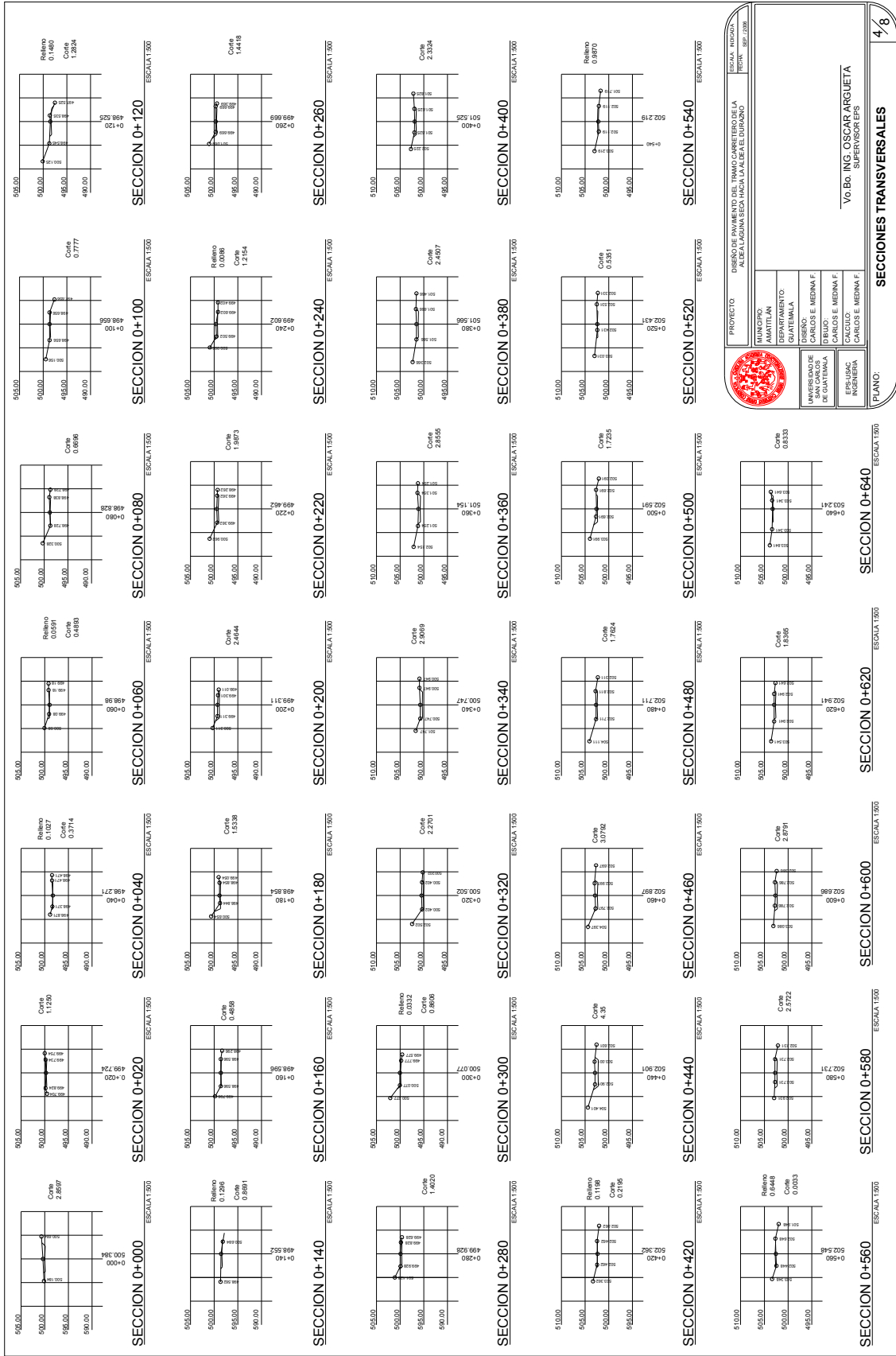
	PROYECTO:	CONSTRUCCIÓN DE INSTITUTO POR COOPERATIVA ALDEA LAS TROJES, AMATITLÁN	ESCALA: 1/2000
	TITULAR:	AMATITLÁN	FECHA: 08/11/2007
	DEPARTAMENTO:	GUATEMALA	
	DISEÑO:	INGENIEROS DE SALICARLOS E. MEDINA F. CARLOS E. MEDINA F.	
	ELABORADO:	INGENIERO EPL/USAC	
	REVISADO:	INGENIERO CARLOS E. MEDINA F.	
V.O. Bto. ING. OSCAR ARQUETA SUPERVISOR EPS			
PLANO: PLANTA DE INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE			10/12

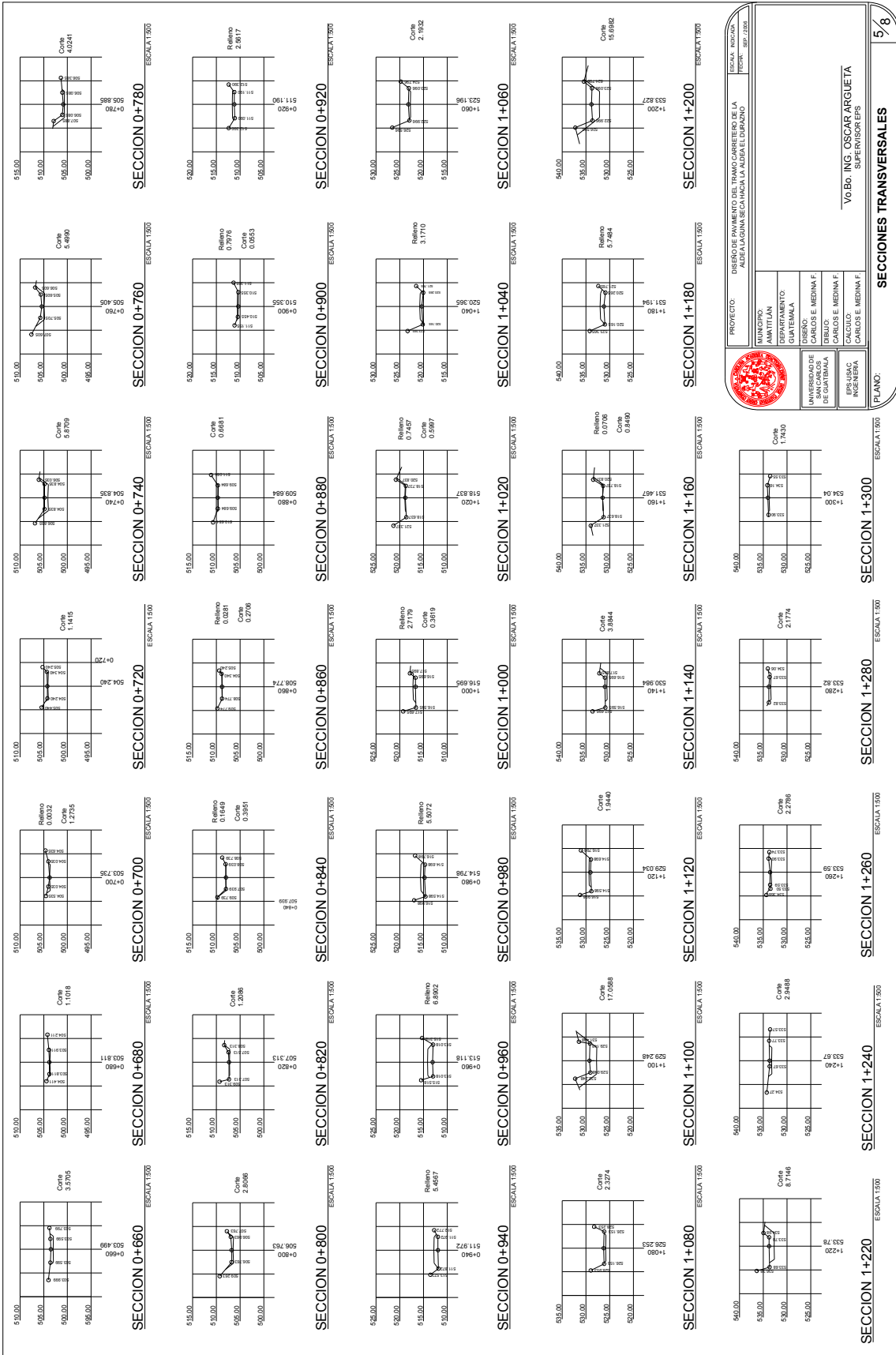


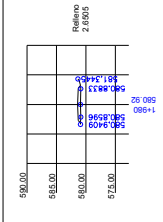
NOTA :

En las estaciones 0+506.65, 0+586.70 , se construya el drenaje transversal, con tubería rblock de 30" (pulgadas).

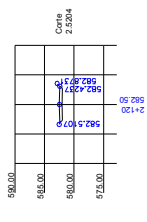
		PROYECTO: DISEÑO DE PAVIMENTO DEL TRAMO CARRTERO DE LA ALDEA PAJUNA SECA HACIA LA ALDEA EL DURANO ESCALA: HORIZONTAL: 1:500 VERTICAL: 1:200
MUNICIPIO: AMATITLAN DEPARTAMENTO: GUATEMALA	DISEÑO: CARLOS E. MEDINA F. DIBUJO: CARLOS E. MEDINA F. CALCULO: CARLOS E. MEDINA F.	UNIVERSIDAD DE GUATEMALA I.P.S. INGENIERIA CIVIL V.O. BO. ING. OSCAR ARGUETA SUPERVISOR E.P.S.
PLANTA Y PERFIL		



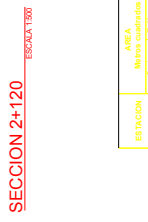




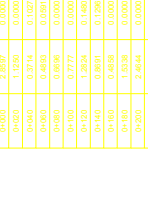
SECCION 1+980 ESCALA 1:500



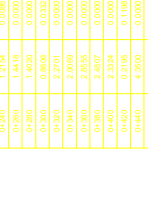
SECCION 2+000 ESCALA 1:500



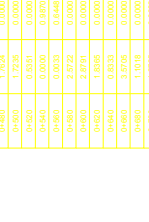
SECCION 2+120 ESCALA 1:500



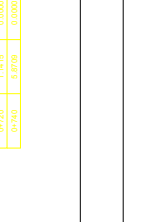
SECCION 2+140 ESCALA 1:500



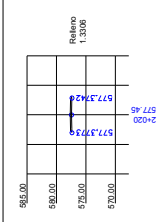
SECCION 2+160 ESCALA 1:500



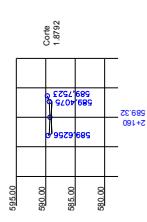
SECCION 2+180 ESCALA 1:500



SECCION 2+200 ESCALA 1:500



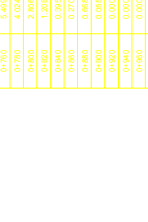
SECCION 2+020 ESCALA 1:500



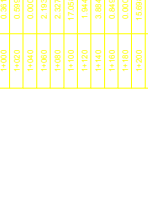
SECCION 2+040 ESCALA 1:500



SECCION 2+060 ESCALA 1:500



SECCION 2+080 ESCALA 1:500

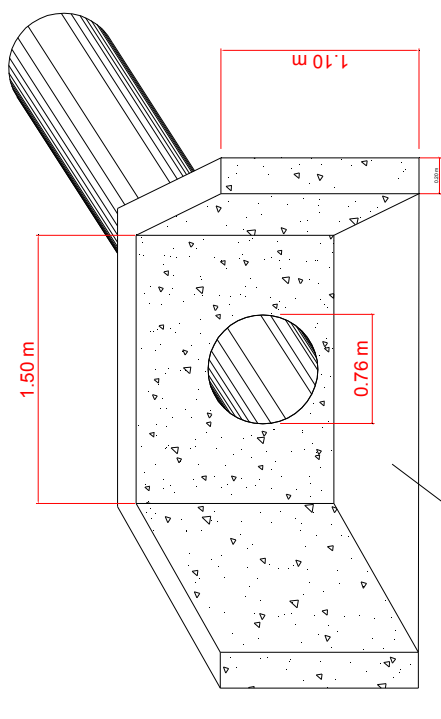


SECCION 2+100 ESCALA 1:500

Summary table with 4 columns: ESTACION, AREA (Metros cuadrados), VOLUMEN (Metros cúbicos), and VOLUMEN ACUMULADO (Metros cúbicos). Rows correspond to stations from 1+520 to 2+200.

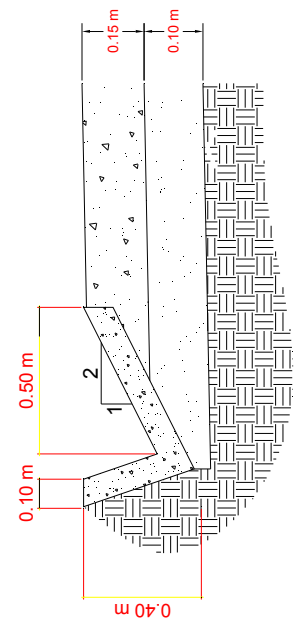
Project information including: PROYECTO: DISEÑO DE PAVIMENTO DEL TRAMO CARRETERO DE LA ALDEA LASOJA SEGUNDA ALDEA EL DURANO; ESCALA: 1:500 (Horizontal), 1:100 (Vertical); and a list of institutional affiliations: MUNICIPIO AMATITLÁN, DEPARTAMENTO GUATEMALA, UNIVERSIDAD DE CARLOS MERRIFIELD, ESCUELA DE CIENCIAS DE GUATEMALA, EPUSJAC RIBERERA, and V.O. BO. ING. OSCAR GUETA SUPERVISOR EPS.

SECCIONES TRANSVERSALES

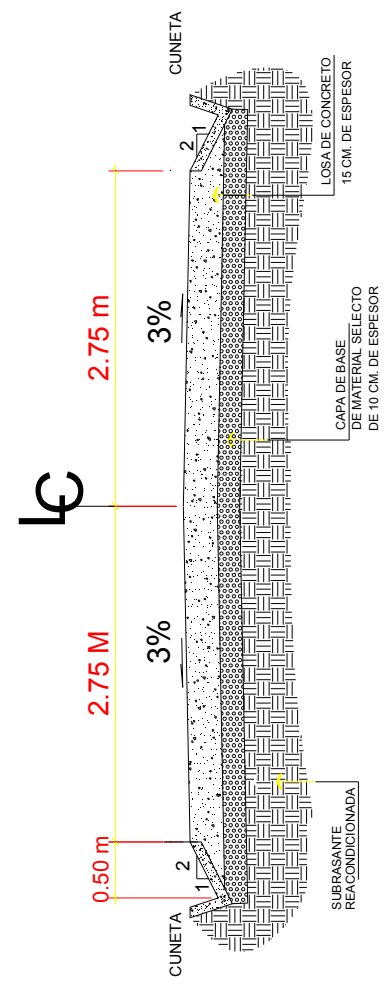


Piso de concreto

DETALLE DE CABEZAL
Sin Escala



DETALLE DE CUNETETA
Sin Escala



SECCION TIPICA FINAL
Sin Escala

	PROYECTO:	DISEÑO DE PAVIMENTO DEL TRAMO CARRIBEIRO DE LA AVENIDA 10 DE ENERO EN LA ZONA URBANA DE GUATEMALA	ESCALA:	1:200
	MUNICIPIO:	AMATITLAN	FECHA:	2018
UNIVERSIDAD DE GUATEMALA I.P.S.-USAC INGENIERIA	DEPARTAMENTO:	GUATEMALA		
	DISEÑO:	CARLOS E. MEDINA F.		
DIBUJO:		CARLOS E. MEDINA F.		
CALCULO:		CARLOS E. MEDINA F.		
SUPERVISOR:		CARLOS E. MEDINA F.		
PLANO:		V6. B0. ING. OSCAR ARGUETA		
				8/8

DETALLES