



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

**DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL PARA LA COLONIA LAS PERPETUAS
ROSAS Y SALÓN MUNICIPAL DE DOS NIVELES PARA EL MUNICIPIO DE
JOCOTENANGO, DEPARTAMENTO DE SACATÉPEQUEZ**

José Antonio Pérez Ronquillo

Asesorado por la Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra

Guatemala, octubre de 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL PARA LA COLONIA LAS PERPETUAS
ROSAS Y SALÓN MUNICIPAL DE DOS NIVELES PARA EL MUNICIPIO DE
JOCOTENANGO, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JOSÉ ANTONIO PÉREZ RONQUILLO

ASESORADO POR LA INGA. MAYRA REBECA GARCÍA SORIA DE SIERRA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADORA	Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL PARA LA COLONIA LAS PERPETUAS
ROSAS Y SALÓN MUNICIPAL DE DOS NIVELES PARA EL MUNICIPIO DE
JOCOTENANGO, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ**

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



José Antonio Pérez Ronquillo



Guatemala, 27 de marzo de 2012
Ref.EPS.DOC.551.03.12

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.


Por este medio atentamente le informo que como Asesora-Supervisora de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **José Antonio Pérez Ronquillo** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **199720329**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA COLONIA LAS PERPETUAS ROSAS Y EL SALÓN MUNICIPAL DE DOS NIVELES PARA EL MUNICIPIO DE JOCOTENANGO, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ”**.

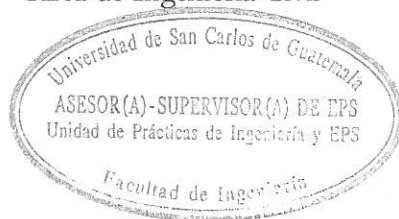
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra
Asesora-Supervisora de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c: Archivo
MRGdS/ra



USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



Guatemala,
 24 de mayo de 2013

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL PARA LA COLONIA LAS PERPETUAS ROSAS Y SALÓN MUNICIPAL DE DOS NIVELES PARA EL MUNICIPIO DE JOCOTENANGO, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Antonio Pérez Ronquillo, quien contó con la asesoría de la Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


 Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
 Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO
 DE
 ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





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



Guatemala,
30 de mayo de 2012

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

Estimado Ingeniero Montenegro,

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL PARA LA COLONIA LAS PERPETUAS ROSAS Y SALÓN MUNICIPAL DE DOS NIVELES PARA EL MUNICIPIO DE JOCOTENANGO, DEPARTAMENTO DE SACATEPEQUEZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Antonio Pérez Ronquillo, quien contó con la asesoría de la Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.



Guatemala, 31 de mayo de 2013
Ref.EPS.D.417.05.13

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


Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA COLONIA LAS PERPETUAS ROSAS Y EL SALÓN MUNICIPAL DE DOS NIVELES PARA EL MUNICIPIO DE JOCOTENANGO, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **José Antonio Pérez Ronquillo**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por la Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesora - Supervisora 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. Sigrid Alitza Calderón de León
Directora Unidad de EPS DIRECCION
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

SACdL/ra



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen de la Asesora Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra y del Coordinador de E.P.S. Ing. Juan Merck Cos, al trabajo de graduación del estudiante José Antonio Pérez Ronquillo, titulado **DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA COLONIA LAS PERPETUAS ROSAS Y EL SALÓN MUNICIPAL DE DOS NIVELES PARA EL MUNICIPIO DE JOCOTENANGO, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, octubre 2013

/bbdeb.

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



Universidad de San Carlos
de Guatemala

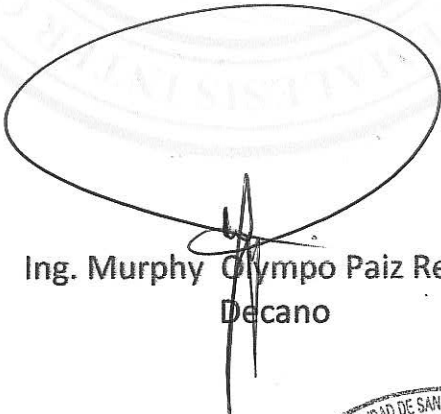


Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 690.2013

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL PARA LA COLONIA LAS PERPETUAS ROSAS Y SALÓN MUNICIPAL DE DOS NIVELES PARA EL MUNICIPIO DE JOCOTENANGO, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ**, presentado por el estudiante universitario **José Antonio Pérez Ronquillo**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 4 de octubre de 2013

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por ser el creador de todo cuanto existe porque sin Él nada soy.
Mis padres	Oscar Pérez y Felicita Ronquillo de Pérez. Su amor será siempre mi inspiración.
Mi esposa	Ana Cristina Aparicio. Por ser la persona más especial en mi vida.
Mis hijos	Valentinno e Isabella. Por ser dos ángeles en mi vida.
Mis hermanos	Oscar Armando, Francisco, Darío, Claudia, Katy Pérez y Juan Pablo Pérez. Por su ayuda incondicional.
Mis amigos	Que sin hacer mención de sus nombres, saben de mi gratitud y amistad.
Mi suegra	Por estar ahí para dar sus sabios consejos.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XVII
OBJETIVOS.....	XIX
INTRODUCCIÓN	XXI
1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE JOCOTENANGO.....	1
1.1. Reseña histórica.....	1
1.2. Nombre de municipio.....	1
1.3. Festividades	2
1.4. Ubicación y localización.....	2
1.5. Clima	2
1.6. Población.....	3
1.7. Educación.....	3
1.8. Actividades productivas	3
1.9. Principales necesidades del municipio	3
1.9.1. Vías de acceso	4
1.9.2. Daños ocasionados por inundaciones	4
2. Diseño de drenaje pluvial de la colonia las perpetuas rosas	5
2.1. Drenaje Pluvial	5
2.1.1. Estudio de la población a servir	5
2.1.2. Levantamiento topográfico	5
2.1.2.1. Planimetría.....	5

	2.1.2.2.	Altimetría	6
2.1.3.		Trazo de red	7
	2.1.3.1.	Período de diseño	7
	2.1.3.2.	Tiempo de concentración	7
	2.1.3.3.	Coefficiente de escorrentía.....	8
	2.1.3.4.	Intensidad de lluvia.....	9
	2.1.3.5.	Áreas tributarias	10
	2.1.3.6.	Caudal de diseño	10
	2.1.3.7.	Diámetro de tubería.....	11
	2.1.3.8.	Velocidad de flujo a sección llena	11
	2.1.3.9.	Línea de conducción	12
	2.1.3.10.	Lugar de desfogue	12
2.1.4.		Normas de diseño	12
	2.1.4.1.	Diámetros mínimos	13
	2.1.4.2.	Velocidades mínimas y máximas	13
	2.1.4.3.	Cotas Invert.....	13
	2.1.4.4.	Profundidad de instalación de tuberías	14
	2.1.4.5.	Ancho de zanjas.....	14
	2.1.4.6.	Pozos de visita	15
	2.1.4.7.	Tragantes	16
	2.1.4.8.	Ejemplo de cálculo de drenaje pluvial ..	20
	2.1.4.9.	Evaluación de Impacto Ambiental	23
	2.1.4.10.	Evaluación socioeconómica	33
	2.1.4.10.1.	Valor Presente Neto (VPN)	34
	2.1.4.10.2.	Tasa Interna de Retorno (TIR)	36

2.2.	Diseño de salón municipal de dos niveles para el municipio de Jocotenango, Sacatepéquez	37
2.2.1.	Descripción del proyecto a realizar	37
2.2.2.	Estudio de suelos	38
2.2.2.1.	Teorema del ensayo triaxial.....	38
2.2.3.	Diseño arquitectónico	40
2.2.3.1.	Distribución de ambientes.....	41
2.2.3.2.	Alturas del edificio.....	41
2.2.4.	Descripción del sistema estructural	42
2.2.5.	Especificaciones y códigos de construcción	43
2.2.6.	Cargas aplicadas a la estructura	44
2.2.6.1.	Cargas muertas	44
2.2.6.2.	Cargas vivas	46
2.2.6.3.	Carga de viento	46
2.2.6.4.	Carga de sismo.....	47
2.2.7.	Integración de cargas verticales y horizontales	48
2.2.7.1.	Integración de cargas para costaneras	48
2.2.7.2.	Integración de cargas para marcos estructurales	50
2.2.8.	Factores de carga y resistencia (LRFD) (AISC 2005)	54
2.2.8.1.	Factores de carga.....	54
2.2.8.2.	Factores de resistencia.....	56
2.2.9.	Análisis estructural.....	56
2.2.9.1.	Análisis de vigas a flexión.....	56
2.2.9.2.	Perfiles estructurales usados como vigas	57
2.2.9.3.	Vigas I y WF	58

2.2.10.	Análisis de miembros cargados axialmente	58
2.2.10.1.	Consideraciones generales	58
2.2.10.2.	Perfiles estructurales usados para columnas	59
2.2.10.3.	Restricciones en los extremos y longitud efectiva en columnas	61
2.2.10.4.	Relaciones de esbeltez máximas	62
2.2.10.5.	Columnas largas, cortas e intermedias.....	63
2.2.10.6.	Fórmulas para columnas y uso de tablas de diseño	64
2.2.10.7.	Placas base y anclaje para columnas ..	67
2.2.10.8.	Análisis estructural del marco.....	68
2.2.11.	Diseño estructural	76
2.2.11.1.	Diseño de vigas	76
2.2.11.2.	Diseño de columnas	82
2.2.11.3.	Diseño de cubierta	100
2.2.11.4.	Diseño de zapatas.....	104
2.2.11.5.	Diseño de muros de mampostería	109
2.2.11.6.	Diseño de gradas	126
2.2.11.7.	Diseño de losa.....	130
2.2.12.	Presupuesto de salón municipal.....	133
2.2.13.	Presupuesto drenaje pluvial	136
2.2.14.	Estudio de Impacto Ambiental (EIA).....	137
2.2.14.1.	Definición del EIA	137
2.2.14.2.	Identificación de impactos ambientales	138
2.2.14.3.	Impactos ambientales negativos	139
2.2.14.4.	Impactos ambientales positivos.....	140

2.2.14.5.	Análisis de riesgo y planes de contingencia.....	141
2.2.14.6.	Plan de contingencia en construcción.....	142
2.2.14.7.	Plan de contingencia en operación....	143
CONCLUSIONES		145
RECOMENDACIONES		147
BIBLIOGRAFÍA		149
APÉNDICE.....		151
ANEXO		153

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Diseño de rejilla.....	20
2.	Valor Presente Neto para 30 años	35
3.	Tasa Interna de Retorno para 30 años	36
4.	Área tributaria de costaneras	49
5.	Área tributaria de marcos estructurales	51
6.	Tipos de secciones usadas como columnas	60
7.	Factores de longitud efectiva	62
8.	Placas base para columnas de acero	67
9.	Geometría del marco	69
10.	Modelo matemático del marco	70
11.	Diagrama de momentos por carga muerta y viva.....	72
12.	Diagrama de momentos carga de viento y sismo	74
13.	Área y dimensiones de placa base	86
14.	Reducción de la sección transversal de la conexión.....	89
15.	Viga con sección reducida y carga uniformemente distribuida.....	92
16.	DCL entre el centro RBS y cara de columna.....	93
17.	Modelo matemático de costanera	101
18.	Área de corte.....	106
19.	Área de punzonamiento	107
20.	Detalle de refuerzo horizontal en muro	121
21.	Detalle de cimiento.....	125
22.	Dimensiones de escalera.....	127
23.	Distribución de carga y momento.....	128

24.	Detalle armado de gradas.....	129
25.	Sección nervio típico, vigueta	131

TABLAS

I.	Valores c para superficies.....	9
II.	Coeficiente de escorrentía	21
III.	Matriz de Lepold	33
IV.	Valor Presente Neto (VPN).....	35
V.	Alturas recomendadas de techos y entrepisos	42
VI.	Pesos de materiales para cubiertas metálicas.....	45
VII.	Pesos de costaneras con medidas comerciales	45
VIII.	Esfuerzo axial permisible de compresión.....	66
IX.	Resultados del análisis estructural del marco.....	75
X.	Combinaciones de carga y momento (envolvente).....	76
XI.	Propiedades geométricas de costaneras.....	100
XII.	Presupuesto del salón municipal	133
XIII.	Presupuesto de drenaje pluvial.....	136

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h_i	Altura sobre la base hasta el nivel que se encuentra bajo consideración de diseño.
h_x	Altura sobre la base hasta el nivel que se encuentra bajo consideración de diseño.
A_n	Área neta del miembro.
A_s	Área de acero.
A_w	Área del alma, altura total por el espesor.
b	Base menor, ancho de sección.
CM	Carga muerta de la estructura.
w_{cm}	Carga muerta linealmente distribuida.
W_{CM}	Carga muerta superficialmente distribuida.
w_{cv}	Carga viva linealmente distribuida.
W_{CV}	Carga viva superficialmente distribuida.
CV	Carga viva.
$CM_{X,Y}$	Centro de masa en X e Y.
$CR_{X,Y}$	Centro de rigidez en X e Y.
S	Coefficiente de sitio, depende del tipo de suelo.
$\rho_{m\acute{a}x}$	Cuantía de acero máxima.
$\rho_{m\acute{i}n}$	Cuantía de acero mínima.
ρ	Cuantía de acero.
d	Distancia desde la fibra extrema del elemento hacia el centroide del refuerzo a tensión, peralte efectivo de la sección.
f_a	Esfuerzo a compresión actuante debido a la carga axial.

f_b	Esfuerzo a compresión actuante debido a la flexión.
F_s	Esfuerzo a compresión o tensión permisible en el refuerzo.
F_a	Esfuerzo a compresión permisible debido a la carga axial.
F_b	Esfuerzo a compresión permisible debido a la flexión.
f_v	Esfuerzo cortante actuante en la mampostería.
F_v	Esfuerzo cortante permisible en la mampostería.
t	Espesor de losa.
I	Factor de importancia fundamental de la respuesta dinámica del edificio.
Z	Factor de zona sísmica.
F_i	Fuerza lateral aplicada al nivel de la estructura.
F_x	Fuerza lateral aplicada al nivel que se encuentra bajo consideración de diseño.
F_t	Fuerza lateral concentrada aplicada al último nivel de la estructura.
V	Fuerza lateral total o corte en la base.
A	Lado corto de la losa.
B	Lado largo de la losa.
L	Longitud original del miembro.
E_m	Módulo de elasticidad de la mampostería.
E_c	Módulo de elasticidad del concreto.
G	Módulo de rigidez.
T	Periodo fundamental de vibración de la estructura.
W	Peso del edificio.
W_i	Peso propio de cada nivel.
U	Razón de utilización.
j	Relación de distancia entre el centroide de las fuerzas de flexo-compresión y el centroide de las fuerzas de tracción a la profundidad.

k	Relación de profundidad del eje neutro desde la cara a compresión del miembro de la profundidad total.
f_m	Resistencia a compresión de la mampostería.
f_c	Resistencia a compresión del concreto.
f_y	Resistencia a la fluencia del acero.

GLOSARIO

Acero de refuerzo	Aleación de hierro más carbono en forma de barras corrugadas, en algunos casos lisas, que asociadas con el concreto pueden absorber cualquier clase de esfuerzo.
ACI	Instituto Americano del Concreto (por sus siglas en inglés).
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
Adherencia	Resistencia tangencial que se produce en la superficie de contacto de 2 cuerpos, cuando se intenta que uno de ellos se deslice sobre otro.
Afluente	Corriente de agua que abastece las instalaciones.
Agua contaminada	Es aquella que contiene organismos patógenos.
Aguas negras	En su aceptación más amplia, el agua suministrada a una población, que habiéndose aprovechado para diversos usos, ha quedado impurificada.
Aguas servidas	También conocidas como aguas negras.

Apuntalamiento	Serie de operaciones necesarias para dar soporte temporal a una estructura determinada, con el fin de estabilizar taludes, y otros elementos estructurales.
Candela	Receptáculo de las aguas negras provenientes del interior de una vivienda, que conduce al sistema de drenaje.
Coefficiente de escorrentía	Número que relaciona la cantidad de agua pluvial que va a la alcantarilla o sistema de drenaje.
Colector	Conjunto de tuberías, canales, pozos de visita y obras accesorias que sirven para el desalojo de las aguas negras o aguas de lluvia (pluviales).
Compactación	Conjunto de operaciones necesarias para lograr una reducción de volúmen, con el objeto de aumentar su capacidad de carga en el suelo.
Conexión domiciliar	Tubería que conduce las aguas negras desde el interior de la vivienda hasta el frente de esta, donde se encuentra la candela.
Cota Invert	Cota o altura de la parte inferior del tubo ya instalado.

Densidad de vivienda	Relación existente entre el número de viviendas por unidad de área.
Descarga	Lugar donde se vierten las aguas negras provenientes de un colector, las cuales pueden estar crudas o tratadas.
Factor de caudal medio	Relación entre la suma de los caudales y los habitantes a servir.
Factor de Harmond	Factor de seguridad para las horas pico, está en relación con la población.
Factor de retorno	Porcentaje de agua potable que después de utilizada va al sistema de drenaje.
Factor de rugosidad	Factor que expresa que tan lisa es una superficie.
Fórmula de Manning	Fórmula utilizada para determinar la velocidad de un flujo a cielo abierto, relaciona la rugosidad de la superficie, la pendiente y el radio hidráulico de la sección.
Fundición	Serie de operaciones necesarias para depositar el concreto recién elaborado en formaletas o excavaciones preparadas con anticipación.
Intensidad de lluvia	Relación entre la precipitación pluvial y su duración.

Período de diseño	Período de tiempo durante el cual el sistema prestará un servicio eficiente.
Pozo de visita	Estructura subterránea que sirve para cambiar de dirección, pendiente, diámetro, unión de tubería y para iniciar un tramo de drenaje.
Tirante	Altura de las aguas negras o pluviales dentro de una alcantarilla.
Tragante	Estructura subterránea que sirve para captar las aguas pluviales y conducir las al sistema de drenaje.
Tratamiento	Proceso por medio del cual se eliminan las impurezas de las aguas servidas.
UBC	Código Uniforme de la Edificación (por sus siglas en inglés).

RESUMEN

El municipio de Jocotenango, Sacatepéquez, es uno de los de mayor crecimiento de población, y muchos de sus servicios de infraestructura han prestado su vida útil, por lo que se necesita el rediseño de muchos de ellos.

Por esta razón, se realizó una investigación en dicho lugar, con la finalidad de analizar e interpretar la realidad y determinar la problemática existente, esto dio como resultado el proyecto de un salón municipal de 2 niveles y el diseño de drenaje pluvial para solventar algunas necesidades existentes.

Se tomó la decisión, para el salón municipal, utilizar los métodos más adecuados y rápidos de estructura metálica.

Asimismo, una investigación de normas y especificaciones que se tienen que realizar para el cálculo de drenaje pluvial.

Cabe mencionar también que se incluye una breve historia y la descripción actual del municipio de Jocotenango, así como el juego de planos que resulto del proceso de diseño del salón municipal y del drenaje pluvial.

OBJETIVOS

General

Diseñar un drenaje pluvial para la colonia Perpetuas Rosas y un salón municipal en el municipio de Jocotenango, Sacatépequez.

Específicos

1. Aplicar los conocimientos teóricos y prácticos adquiridos en la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, para coadyuvar al desarrollo del país por medio del Ejercicio Profesional Supervisado.
2. Presentar un diseño y la planificación de salón de 2 niveles, que sea económico, a efecto de utilizar de la mejor forma los recursos humanos, materiales y financieros.
3. Planificar y diseñar un salón, el cual satisfaga las necesidades para las que se diseñó y a la vez pueda brindar a la comunidad un ambiente saludable,

INTRODUCCIÓN

El municipio de Jocotenango se encuentra localizado a 2 kilómetros de la cabecera departamental de Antigua Guatemala, por lo que también es visitada por turismo nacional como internacional, cuenta con una población de más de 35 000 habitantes, su clima es templado y la actividad principal de los habitantes es la artesanía, especialmente en la rama de la ebanistería.

La colonia Las Perpetuas Rosas, es una de las más importantes del municipio de Jocotenango a nivel de turismo, debido a la ubicación de 2 atractivos turísticos del municipio, siendo estos la finca La Azotea, que cuenta con el museo del café y por otro lado el mariposario con más de 300 especies de mariposas, por lo que el diseño del drenaje pluvial es necesario para el ornato y calidad de vida del sector.

Otra necesidad es que la cabecera cuente con un salón municipal con instalaciones óptimas, seguras y modernas para las actividades socioculturales del municipio.

Con el diseño y planificación de estos proyectos, se busca dar solución a algunos de los problemas que afrontan dichas comunidades y contribuir a mejorar las condiciones sanitarias y culturales de Jocotenango.

Estos proyectos permitirán tener un contacto directo y real en la aplicación de los conocimientos teóricos y profesionales adquiridos, oportunidad que brinda el Ejercicio Practico Supervisado (EPS) a los estudiantes de Ingeniería Civil.

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE JOCOTENANGO

1.1. Reseña histórica

Al ser trasladada la Metrópoli del Reino (Antigua Guatemala) del valle de Panchoy al valle de la Ermita, oficialmente el primero de enero de 1776, por disposición del capitán don Martín de Mayorga, como consecuencia del terremoto del 29 de julio de 1773 que destruyó la ciudad de Santiago de Guatemala, Jocotenango formaba parte de la jurisdicción de la Metrópoli del Reino como uno de sus populosos barrios, y no fue sino hasta la primera mitad del siglo XIX que adquirió la categoría de municipio.

1.2. Nombre de municipio

En cuanto al nombre de Jocotenango con el que es conocido este municipio y su cabecera departamental, obedece a que sus primeros pobladores se establecieron en el lugar denominado *Jocotitenango*. Jocotenango se deriva de las voces del *Cakchiquel*, *Xocotl* que significa Jocote y *Tenango*, lugar; locativo que significa lugar donde abundan los jocotes, el cual pertenece al municipio de Sacatepéquez, y también se tiene Jocotenango que se encuentra en la ciudad capital, el cual adoptó su nombre cuando la ciudad fue trasladada al valle de La Ermita, y se encuentra localizado en la zona 2, de la ciudad capital.

1.3. Festividades

La fiesta titular de Jocotenango la celebran el 15 de agosto en honor a la Santísima Virgen de la Asunción, con actos religiosos, culturales, sociales y deportivos, siendo famosos sus bailes folklóricos y su tradicional jaripeo, cobrando cada año más esplendor por el entusiasmo y dedicación que en ella ponen sus autoridades y vecinos, ya que la misma data de 1620; también se conmemora la Cuaresma y la Semana Santa, entre otras.

1.4. Ubicación y localización

El municipio de Jocotenango se encuentra situado en la parte noreste en el departamento de Sacatepéquez, Región V o Región Central. Se localiza a una latitud 14° 34' 28" y en la longitud de 90° 44' 28". Limita al norte con el municipio de Sumpango y Pastores; al sur con el municipio de Antigua Guatemala y Santa Catarina Barahona, al este con los municipios de Antigua Guatemala, Santiago Sacatepéquez y San Bartolomé Milpas Altas, y al oeste con los municipios de Pastores, Sumpango y Santa Catarina Barahona.

1.5. Clima

El clima del municipio es templado, la temperatura promedio se encuentra entre 15 a 23 grados centígrados, el cual es medido por una estación meteorológica tipo A, Alameda Icta.

1.6. Población

Según el censo de población realizado en 2003, Jocotenango, Sacatepéquez cuenta con una población de 35 452 habitantes. De estos 32 615 (92 por ciento) son ladinos y 2 836 (8 por ciento) son indígenas.

1.7. Educación

Existen varias instituciones encargadas de la educación, entre las cuales se puede mencionar: escuelas y colegios de nivel preprimario, primario y secundario, así como institutos de educación a nivel medio y varias academias de mecanografía.

1.8. Actividades productivas

La mayoría de los habitantes de Jocotenango se dedican esencialmente a la agricultura. El eje principal de la economía es el cultivo de café. Existen además artesanos de la madera y comerciantes en general.

Los productos de mayor cultivo en Jocotenango en su orden son: café, maíz, frijol, cítricos, papa y frutas. Como cultivos secundarios se puede mencionar: verduras y plantas ornamentales. Por último un pequeño grupo de la población se dedica a la avicultura.

1.9. Principales necesidades del municipio

Una de las principales necesidades del municipio en mención, es el traslado de la población de la colonia Vista Hermosa hacia otro sector, esto por

recomendaciones de Comité Nacional para la Reducción de Desastres (CONRED) debido al riesgo de derrumbes en esta colonia.

1.9.1. Vías de acceso

El acceso hacia el municipio de Jocotenango se puede realizar por varias vías, siendo éstas:

- Carretera que conduce del municipio de Antigua Guatemala hacia Jocotenango (asfaltada).
- Carretera que conduce del municipio de San Felipe de Jesús, del municipio de Antigua Guatemala, hacia Jocotenango (asfaltada).
- Carretera que conduce del municipio de Chimaltenango, pasando por Parramos y Pastores hacia Jocotenango (asfaltada).

1.9.2. Daños ocasionados por inundaciones

Los principales daños ocasionados por las inundaciones en el municipio de Jocotenango son los colapsos que los tubos para drenajes sufren, esto debido a que los sedimentos tapan en su totalidad los alcantarillados provocando que en las viviendas no se pueda utilizar este servicio y además la construcción de nuevos sistemas.

Otro daño ocasionado es la evacuación de familias completas de sus viviendas, debido al desborde del río Guacalate, especialmente en las tormentas, los niveles llegan hasta alturas en donde el agua y el lodo a ingresado a las casas provocando pérdidas considerables.

2. DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA COLONIA LAS PERPETUAS ROSAS

2.1. Drenaje Pluvial

A continuación se mencionan los datos para el drenaje pluvial que servirá a la población de la colonia Perpetuas Rosas. Dicho drenaje es una necesidad prioritaria para la comunidad.

2.1.1. Estudio de la población a servir

La colonia las Perpetuas Rosas cuenta con los servicios de agua potable, drenaje sanitario, calles adoquinadas en un 60 por ciento, también colinda con el río Guacalate y una fábrica de madera.

2.1.2. Levantamiento topográfico

El trabajo de campo que se realiza previo al estudio del proyecto de una infraestructura básica, el cual comprende dos actividades básicas: trazo planimétrico y trazo altimétrico.

2.1.2.1. Planimetría

Es el conjunto de trabajos realizados para obtener una representación gráfica del terreno sobre un plano horizontal, suponiendo que no existe la curvatura terrestre aplicando medidas menores de 300 metros. Esta representación o proyección se denomina plano.

Se procedió a levantar el eje central y las intersecciones secundarias por los sectores de interés, tomando lecturas a distancias visibles y en puntos estratégicos que servirán para la proyección futura del diseño del drenaje pluvial, drenaje sanitario y pavimentación, tomando en cuenta todos los pormenores y aspectos importantes del sector en estudio.

En el levantamiento topográfico, se utilizó el siguiente equipo:

- Un teodolito marca Wild T-1
- Una cinta métrica de 200 metros
- Una plomada
- Machete, trompos, clavos, martillo, pintura

2.1.2.2. Altimetría

Es el conjunto de trabajos realizados para obtener la diferencia de nivel entre puntos diferentes, cuyas distancias horizontales son conocidas. Por diferencia de nivel se entiende como una distancia medida verticalmente. La altimetría permite obtener los datos indispensables para representar sobre el papel, la tercera dimensión del terreno.

La nivelación se realizó sobre el eje de la calle y a una distancia de 20 metros o menos, cuando los accidentes del terreno obligaron a realizarlo, en cruces de calles y en algunas depresiones del terreno.

Conforme se hizo el levantamiento planimétrico de la línea central, así también se procedió a realizar la nivelación, empleando para ello el siguiente equipo:

- Un nivel marca Wild N-1
- Cinta métrica de 200 metros
- Plomada
- Estadal
- Machete, trompos, clavos

2.1.3. Trazo de red

El trazo de la red, consiste en ubicar el lugar exacto donde pasará la tubería diseñada para el drenaje pluvial, la ubicación se decidió en el eje central de las calles y avenidas para facilitar el desfogue a los tragantes.

2.1.3.1. Período de diseño

Los sistemas de drenaje serán proyectados para llevar adecuadamente su función durante períodos no muy largos de tiempo, ya que esto podría incrementar los costos a tal punto que sea mejor económicamente construir otro dispositivo durante este período; así se invertiría menos en dos dispositivos cuyos períodos de diseño sumen el período del primer dispositivo. La Municipalidad de Jocotenango adoptó para todos sus proyectos de infraestructura un período de diseño de 20 años más 2 años de trámites, por lo cual se utilizó ese dato en el presente trabajo.

2.1.3.2. Tiempo de concentración

Es el tiempo que emplea el agua superficial en descender, desde el punto más remoto de la cuenca hasta la sección a estudiar. En tramos iniciales el tiempo de concentración será igual al tiempo de entrada y se estimará en 12 minutos. El tiempo de concentración en minutos se calculará así:

$$T_c = T_1 + \frac{L}{60 * V_1}$$

Donde:

T_c= tiempo de concentración hasta el tramo considerado

T₁= tiempo de concentración hasta el tramo anterior

L= longitud del tramo anterior en metros

V₁= velocidad a sección llena del tramo anterior

2.1.3.3. Coeficiente de escorrentía

Es el porcentaje de agua total llovida tomada en consideración, puesto que no todo el volumen de precipitación pluvial drena por medio de la alcantarilla natural o artificial. Esto se debe a la evaporación, infiltración, retención en oquedades del suelo, etc. Por lo que existirá diferente tipo de coeficiente para cada tipo de terreno, el cual será mayor cuanto más impermeable sea la superficie.

El coeficiente de escorrentía promedio se calculará así:

$$C = \frac{\sum(c * a)}{\sum a}$$

Donde:

c= coeficiente de escorrentía de cada una de las áreas parciales

a= áreas parciales (hectáreas)

C= coeficiente de escorrentía promedio del área drenada

Tabla I. **Valores c para superficies**

Valores de C para superficies	Capacidad de infiltración del suelo		
	Mínimo	Máximo	Adoptado
Techos impermeables	0,70	0,95	0,80
Pavimento de asfalto en buen estado	0,85	0,90	0,9
Superficie sin pavimentos, patios y lotes sin construir.	0,10	0,30	0,3
Parques y cementerios	0,10	0,25	0,2
Adoquín	0,70	0,85	0,85
Campos	0,10	0,30	0,30
Aceras	0,75	0,85	0,85
Concreto	0,80	0,85	0,85

Fuente: Joram Matías Gil Laroj. Evaluación de tragantes pluviales para la ciudad de Guatemala. p. 45.

2.1.3.4. Intensidad de lluvia

Es el espesor de lámina de agua por unidad de tiempo, producida por ésta; suponiendo que el agua permanece en el sitio donde cayó. Se mide en milímetros por hora. La intensidad de lluvia se determinó de acuerdo con las curvas de intensidad elaboradas por el Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH), con base en estaciones pluviométricas ubicadas en el departamento de Sacatepéquez.

Para el presente trabajo se utilizó la estación ubicada en el municipio de Pastores, Sacatepéquez por ser la más cercana a Jocotenango.

Se tomará la probabilidad de ocurrencia de 10 años, dada por la fórmula siguiente tomada por el INSIVHUMEH:

$$I = \frac{1324}{t + 4}$$

Donde:

t= tiempo de concentración en minutos

2.1.3.5. Áreas tributarias

Las áreas tributarias se calculan en hectáreas, tomando a escala las distancias y dividiendo las manzanas en triángulos, cuyos lados salgan a partir de un punto central hacia los extremos del tramo entre pozos de visita.

De acuerdo con las observaciones e inspecciones hechas en el lugar, se determinó que la longitud promedio que aportaba al drenaje de la Colonia Las Perpetuas Rosas en ambos lados corresponde a 65 metros indicando esto que una medida mayor aporta a otras áreas tributarias.

2.1.3.6. Caudal de diseño

Para la determinación del caudal pluvial se utilizará el Método Racional, cuya fórmula general es la siguiente:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde:

Q= caudal pluvial, en $\frac{m^3}{s}$

C= coeficiente de escorrentía

I= intensidad de lluvia

A= área en hectáreas

2.1.3.7. Diámetro de tubería

En este proyecto de alcantarillado pluvia, el diámetro mínimo establecido por el Reglamento de Construcción de Alcantarillados de la Municipalidad de Guatemala es de 10 pulgadas para tubería de PVC y 12 pulgadas, para tubería de concreto. Se utilizarán diámetros mayores cuando sea necesario según el caudal de diseño estimado. En este proyecto se puede observar varios tipos de diámetros, desde el caudal de inicio que exige 14 pulgadas, hasta el lugar de desfogue donde se presentan 33 pulgadas.

2.1.3.8. Velocidad de flujo a sección llena

El análisis y la investigación del flujo hidráulico, han establecido que las condiciones del flujo y las pendientes hidráulicas en sistemas por gravedad, pueden determinarse utilizando la ecuación de Manning:

$$V = \frac{0,003429 * D^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Donde:

V= velocidad a sección llena en $\frac{m}{s}$

D= diámetro de la sección circular en pulgadas

S= pendiente del terreno en $\frac{m}{m}$

n= coeficiente de rugosidad de Manning

n= 0,015 para tubos de 24 pulgadas y menores

n=0,013 para tubos mayores de 24 pulgadas

2.1.3.9. Línea de conducción

Se denomina línea de conducción a la parte del sistema constitutivo por el conjunto de ductos y accesorios destinados a transportar el agua desde dos puntos cuales quiera.

2.1.3.10. Lugar de desfogue

El cuerpo de descarga del drenaje pluvial, será el río Guacalate, el cual se encuentra contaminado por aguas residuales, provenientes de los municipios por donde pasa y en este mismo se depositan las aguas residuales del municipio de Jocotenango. Actualmente existe una planta de tratamiento de aguas residuales sin funcionamiento.

2.1.4. Normas de diseño

Para que el sistema funcione de manera óptima, las tuberías y los pozos deben estar protegidos del agua que circula en su interior, se debe cumplir con

normas que han sido determinadas a través de análisis, observaciones y comparaciones.

2.1.4.1. Diámetros mínimos

El diámetro mínimo a utilizar en los alcantarillados pluviales es de 10 pulgadas de PVC aunque se sugiere diseñar a partir de 12 pulgadas, y 12 pulgadas de concreto, como lo indica el Instituto de Fomento Municipal (INFOM).

2.1.4.2. Velocidades mínimas y máximas

Se diseña con velocidades máxima para que la tubería no sea afectada por desgaste, y velocidad mínima para que el sistema funcione con auto limpieza y evitar obstrucciones en el drenaje. La velocidad mínima con el caudal de diseño es de 0,60 metros por segundo y a velocidad máxima con el caudal de diseño es de 3,00 metros por segundo.

2.1.4.3. Cotas Invert

Se llama Cota Invert a la parte inferior de la tubería (la que estará en contacto con el suelo). Su cálculo es importante porque es una forma de asegurarse en el campo, de que la tubería está colocada correctamente.

Para el cálculo de las cotas invert de salida de los pozos de visita, existen 2 casos específicos que determinan dichas cotas de salida.

- Cuando a un pozo de visita llega una o varias tuberías de igual diámetro al de la tubería de salida, la Cota Invert de salida debe ser como mínimo

0,03 metros por debajo de la Cota Invert más baja de las tuberías que llegan.

- Cuando a un pozo de visita llega una o varias tuberías de distinto diámetro y sale una de distinto diámetro o igual a alguna de las de entrada, la cota invert de salida debe ser como mínimo:
 - 0,03 metros debajo de la cota invert más baja de las tuberías de entrada.
 - La diferencia de diámetros entre la tubería más pequeña entrante y la saliente.

2.1.4.4. Profundidad de instalación de tuberías

La determinación de la profundidad de la tubería, se hace mediante el cálculo de las cotas invert, en todo caso debe chequearse que la tubería tenga un recubrimiento adecuado, para no dañarse con el paso de vehículos y peatones, o que se quiebre por la caída o golpe de algún objeto pesado. El recubrimiento mínimo es 1,20 metros para áreas de circulación de vehículos, en algunos casos, puede utilizarse un recubrimiento menor, pero se debe estar seguro sobre el tipo de circulación que habrá en el futuro en esa área.

2.1.4.5. Ancho de zanjas

El ancho de zanja mínimo está determinado por el espacio mínimo que necesita un operario para instalar la tubería, éste es de 45 centímetros para tubería de 4 pulgadas y 6 pulgadas y no más de 15 a 23 centímetros de espacio

libre a cada lado de la tubería de 8 pulgadas o mayor. El ancho de zanja utilizado en este proyecto fue de 0,60 metros.

2.1.4.6. Pozos de visita

Los pozos de visita son obras accesorias de un sistema de drenaje, para verificar la limpieza de los colectores, la inspección y el buen funcionamiento del alcantarillado. Se diseñaran pozos de visita para localizarlos en los siguientes casos:

- En cambios de diámetros.
- En cambios de pendiente.
- En cambios de dirección horizontal para diámetros menores de 24 pulgadas.
- En las intersecciones de 2 o más tuberías.
- En los extremos superiores de ramales iniciales.
- A distancias no mayores de 120 metros en línea recta en diámetro hasta 24 pulgadas.
- A distancias no mayores de 300 metros en diámetros superiores a 24 pulgadas

La diferencia de cotas invert entre las tuberías que entran y la que sale de un pozo de visita será como mínimo de 0,3 metros.

Cuando el diámetro interior de la tubería que entra a un pozo de visita sea menor que el diámetro interior de la que sale, la diferencia de Cotas Invert, será como mínimo, la diferencia de dichos diámetros.

Siempre que la diferencia de cotas invert entre la tubería que entra y la que sale de un pozo de visita sea mayor de 0,70 metros, deberá diseñarse un accesorio especial que encause el caudal con un mínimo de turbulencia.

2.1.4.7. Tragantes

Los tragantes son construcciones en forma de aberturas en las calles y banquetas que tienen la función de percibir el agua de lluvia y trasladarla a los pozos de visita. Para los sistemas combinados y de tormenta, se diseñaran tragantes para localizarlos en los siguientes casos:

- En las partes bajas, al final de cada cuadra a 3,00 metros antes de la esquina.
- En puntos intermedios de las cuadras cuando el caudal acumulado provoque un tirante de agua superior a 0,10 metros.
- Únicamente en aquellas calles que cuenten con pavimento o hayan recibido o vayan a recibir algún tipo de tratamiento para estabilizar su superficie.
- Únicamente cuando las calles cuenten con bordillo o que se conozcan las cotas definitivas de la rasante.
- Diseño de tragantes

Si un alcantarillado se obstruye, se disloca o se socava, es señal que no tiene la capacidad adecuada, ni presta el servicio que se esperaba, por lo que es necesario hacer un estudio del drenaje antes de diseñar el área hidráulica y la forma de los tragantes de tormenta.

Clasificación de las entradas de tormenta:

- Entradas de bordillo
- Entrada de rejas
- Combinación de entradas
- Entradas múltiples

Para este caso usaremos la entrada de rejas y se diseña en el tramo crítico que es del 7 al 8 ver planos.

Cálculo de caudal

$$I = \frac{1324}{t + 4}$$

$$I = 147,1 \text{ mm/h}$$

$$C = 0,71$$

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Cálculo de área

$$A = AxL$$

A = ancho de calle

L = largo de calle

$$A = 9 \times 57,97 = 521,73 \text{ m}^2 = 0,052 \text{ Ha.}$$

$$Q = \frac{0,71(147,1)0,052}{360}$$

$Q = 0,015 \text{ m}^3/\text{s}$, como el bombeo va hacia el centro se toma el valor total.

$$Q = 0,015 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 15 \text{ l/s}$$

Se asume el valor de W

$$W = 0,40 \text{ m} = 1,312 \text{ pies}$$

Se calcula los valores de

$$\frac{\sqrt{s}}{n} = \frac{\sqrt{0,0024}}{0,015} = 3,265$$
$$\text{Tg}\varnothing_0 = \frac{1}{\text{bombeo}} = 50$$

$$1 + \text{sec}\varnothing_0 = 1 + 50,00999 = 51,0099$$

Calcular el valor de V_0 para $Q_0 = 0,015 \text{ m}^3/\text{s} = 0,529 \text{ pies}^3/\text{s}$

$$V_0 = 1,14 \frac{(\text{tg}\varnothing)^{1/4}}{(1 + \text{sec}\varnothing)^{1/4}} \left(\frac{\sqrt{s}}{n}\right)^{1/4} Q_0 \quad V_0 = 0,95$$

Calcular valor de

$$Y_0 = \sqrt{\frac{2Q_0}{V_0 \text{Tg}\varnothing}}$$

$$Y_0 = 0,149$$

Interpolar en la gráfica del apéndice para encontrar el valor de M

$$M = 11,40$$

Calcular

$$L' = M(Q_0)^{1/4} \sqrt{Y_0 - \frac{W}{Tg\theta}}$$

$$L' = 3,40 \text{ pies}, L' = 0,914 \text{ m}$$

Asumiendo $m = 4$

$$L_0 = mV_0 \sqrt{\frac{Y_0}{g}}$$

$$L_0 = 0,258 \text{ pies} = 0,078 \text{ m}$$

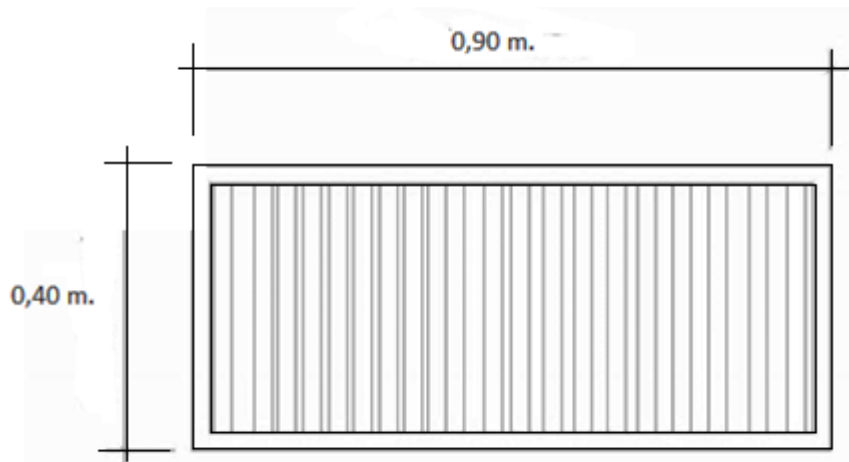
Con barras transversales $m = 8$

$$L_0 = 8(0,95) \sqrt{\frac{0,149}{32,186}}$$

$$L_0 = 0,517 \text{ pies} = 0,157 \text{ m}$$

Por lo cual la longitud calculada de $L' = 0,914 \text{ m} = 3,40 \text{ pies}$, para un valor de $W = 0,40 \text{ m} = 1,3123 \text{ pies}$, cumple con capturar el 100 por ciento del caudal, pues los valores de L_0 calculados son menores que el valor de L' en pies y en metros, para utilizar las barras transversales o no, queda a criterio de usar barras transversales.

Figura 1. **Diseño de rejilla**



Fuente: elaboración propia.

2.1.4.8. Ejemplo de cálculo de drenaje pluvial

Consiste en calcular el área a drenar, las mediciones de largo y ancho de calles se obtuvieron de los datos proporcionados en el levantamiento topográfico, con esta información será posible calcular la capacidad de la alcantarilla a utilizar.

El área a drenar del tramo 1-2 es de:

$$A = (\text{dist. pozos}) * (\text{ancho de calle} + \text{largo de calles laterales})$$

Donde:

Ancho de calle= 8,09 m

Largo de calles laterales= 38 m

$$A = (35,99) * (12 + 65 + 65) / 10\ 000 = 0,302 \text{ ha}$$

Tabla II. **Coefficiente de escorrentía**

% de Áreas	C	a	C*a
Casas 45%	0,8	0,136	0,108
Áreas verdes 20%	0,3	0,06	0,018
Calles 35%	0,9	0,10	0,09
Σ		0,302	0,216

Fuente: elaboración propia.

$$C = \frac{0,216}{0,302} = 0,715$$

En tramos iniciales, el tiempo de concentración será igual al tiempo de entrada y se estimará en 12 minutos.

La intensidad de lluvia se calcula de la siguiente manera:

$$I = \frac{1\,324}{t + 4}$$

Donde t= 12 minutos, entonces

$$I = \frac{1\,324}{12 + 4} = 82,75 \text{ mm/h}$$

El caudal de diseño está dado por:

$$Q_0 = \frac{CIA}{360} = \frac{0,71 \times 82,75 \times 0,302}{360} = 0,048 \text{ m}^3/\text{s}$$

Iniciando con un tubo de 12 pulgadas y una pendiente de 2 por ciento se calcula la velocidad de flujo y el caudal a sección llena.

$$V = \frac{0,003429 \times D^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

$$V = \frac{0,003429 \times 12^{2/3} \times 2^{1/2}}{0,015}$$

$$V = 1,694 \text{ m/s}$$

Caudal a sección llena:

$$Q = AxV = \frac{\pi(12 \times 0,0254)^2}{4} \times 1,694 \times 1\,000 = 123,60 \text{ l/s}$$

Se obtiene la relación q/Q

q= caudal de diseño

Q=caudal a sección llena

Después se busca este valor en las tablas de diseño hidráulico, así como la relación v/V correspondiente.

En la velocidad de diseño, que está dada por:

$$v = \frac{v}{V} * V, \text{ se tiene que:}$$

$$q/Q=0,977606$$

$$v/V=1,139719$$

Chequeo de velocidad:

$$V=1,139719 * 1,878=2,14 \text{ m/s}$$

Se observa que está dentro del rango permitido de 0,6-3,00 metros por segundo, por lo tanto chequea.

Cálculo de tirantes:

A partir de la relación q/Q , se puede obtener el valor del tirante de agua, para que no exista taponamiento en la tubería ni se sobrepase la capacidad del tubo; el tirante debe cumplir con la siguiente condición:

$$\frac{d}{D} \leq 0,90$$

Entonces:

$$\frac{d}{D} = 0,80 \leq 0,90, \text{ lo que indica que es correcto.}$$

Se observa que la velocidad y el diámetro chequean, con esto se concluye el cálculo del caudal de diseño; este mismo modelo se adoptó para todos los tramos.

2.1.4.9. Evaluación de Impacto Ambiental

La evaluación de impacto ambiental (EIA) se considera como el conjunto de estudios y sistemas técnicos que permiten estimar los efectos que la ejecución de un determinado proyecto, obra o actividad, causa sobre el medio ambiente.

Los objetivos generales del EIA son:

- Proveer a los niveles decidores, información sobre los efectos ambientales del proyecto propuesto, para evaluar las distintas opciones sobre su ejecución.
- Producir, en la medida de lo posible, proyectos adecuados ambientalmente.

El proyecto de infraestructura para el sector drenaje pluvial no presentará impacto ambiental adverso de gran magnitud, que pudiera poner en riesgo la salud de las personas o el medioambiente.

Se tendrá especial cuidado en no cambiar el entorno en el cual se desarrollará el proyecto de drenaje sanitario, éste se ha planificado para que la línea de conducción sea transportada por una ruta en la cual no exista vegetación, además, de esta manera se evitará que las aguas negras corran por la superficie haciendo un efecto de impacto ambiental mucho más profundo.

- Matriz de Leopold

Consta de 100 acciones que pueden causar impacto al ambiente representadas por columnas y 88 características o condiciones ambientales representadas por filas. La matriz es bastante completa en los aspectos físico-biológicos y socio-económicos, pero la lista de las 88 características ambientales no está óptimamente estructurada. Por ejemplo, se incluye también notación (una actividad) y temperatura del agua (un indicador de estado) cuando en realidad pudieran ser mutuamente exclusivas, además de esto la lista está muy inclinada hacia medio físico-biológico.

En cada celda de la matriz se colocan dos números en un rango de 1 a 10 (o los valores que el equipo evaluador crea convenientes), como una forma cuantitativa de valorización y también se pueden utilizar colores, símbolos, etc., como una forma cualitativa de valorar. El primer número indica la magnitud del I de $8,800 \times 2 = 17,600$ números a interpretarse. Sin embargo, hay que tomar en cuenta que para una evaluación específica no necesariamente se utilizan todas las acciones ni todas las características, ya que por las condiciones del medio natural en que se desarrolle el proyecto no existan ciertos factores ambientales y que también el proyecto no contenga acciones que alteren los factores ambientales presentes.

- Características del método

La matriz de Leopold no es selectiva y no posee ningún mecanismo para destacar áreas críticas de interés. Relacionada a esto está el hecho de que la matriz no distingue entre impactos transitorios y duraderos, aunque se pudieran preparar matrices separadas para cada período de tiempo.

Una de las fallas más criticadas de la matriz es su falta de objetividad cada usuario tiene la libertad de escoger el número (entre 1 y 10) o el número (entre 1 y 5) que mejor le parece que representa la magnitud e importancia del impacto. Tampoco se prevé la probabilidad de que ocurra el impacto, cada predicción es tratada como si tuviera 100 por ciento de probabilidad de ocurrir.

Similarmente, no hay manera de indicar la variabilidad ambiental que incluiría la posibilidad de casos extremos que presentarían peligros no aceptables si ocurriesen, la matriz no es eficiente en la identificación de interacciones, sin embargo como los resultados son presentados en un sólo

diagrama, algunas interacciones pueden ser notadas en algunos casos, por el analista.

A pesar de que el método de la matriz de Leopold posee un número evidente delimitaciones, a menudo puede ser útil en ofrecer una guía inicial en diseñar futuros estudios y evaluaciones.

Impacto y el segundo su importancia, de esta manera se observa que hay 100 x 88, este producto dará como resultado 8 800 celdas posibles en la matriz y un total.

A este respecto, el usuario puede modificar la matriz para adecuarla a sus propias necesidades. Para una evaluación preliminar de varias alternativas por ejemplo, se pueden preparar varios grupos de matrices resumidas.

- Un grupo para efectos ambientales y otros para indicadores de impacto
- Un grupo para varios períodos de tiempo.
- Un grupo para varias alternativas de acción

Se pueden marcar las celdas donde pudieran ocurrir condiciones extremas, aunque la probabilidad de ocurrencia fuera muy baja, y explicar en detalle el caso en otra parte del informe.

- Elaboración

El analista debe: poseer conocimientos detallados de la región a evaluar; tener información acerca de la flora y de la fauna del área y del aspecto socio económico y cultural de los habitantes que allí residen; conocer con cierto

detalle las relaciones entre los elementos que componen el área a estudiar; diferenciar entre los elementos importantes y los despreciables de tal manera que el estudio incluya información válida y destaque los puntos de verdad relevantes; evaluar la magnitud global de la obra propuesta; definir el área a evaluar.

Una vez logrado esto, se procede a escoger las filas de la matriz, es decir, los elementos y condiciones del área, al mismo tiempo se escogen las columnas de la matriz, que son las acciones que implican la obra propuesta en la región. Con estos datos se construye la matriz con las casillas de interacción listas para ser llenadas.

El siguiente paso consiste en considerar la primera acción (columnas) e ir llenando la casilla de cada elemento del ambiente que esta acción afecta.

En la casilla donde produzca un impacto se traza una diagonal colocando el valor de la magnitud del impacto, en la parte superior y la importancia en la parte inferior. Si el impacto de la acción fuera negativo se encierran los dos valores en la casilla con un círculo.

De esta manera, se destacan los efectos negativos para que sean fácilmente reconocibles, también se pueden destacar, por ejemplo, usando tinta roja. Es importante recordar efectos secundarios que puedan producirse, tomar en cuenta que la evaluación se está realizando para un período definido de tiempo, lo cual hay que especificar en el texto del informe que describe los resultados.

Hay acciones que pueden ocasionar efectos muy importantes. En estos casos, se deberá marcar la celda de la acción-condición y explicarlo en detalle, quizás con un cronograma en el texto del informe.

Por último, hay que considerar que una matriz llena de números carece de significado práctico para la persona que no conoce la metodología de Leopold con cierto detalle. Por tanto, es conveniente anexar interpretaciones y conclusiones junto con los resultados de la matriz. Estas servirán para asesorar al usuario en la toma de decisiones sobre el proyecto en consideración.

La descripción del proyecto deberá estar acompañada de toda aquella información complementaria que exista sobre el proyecto (dependiendo del momento en que se efectúa la evaluación respecto de la fase de pre inversión), tal es el caso de planos esquemáticos, diagramas, topografía, estudios geotécnicos, hidrogeológicos, balances de masa y energía, proyecciones decrecimiento (ampliaciones futuras), mapas de ubicación respecto de vías de acceso, núcleos urbanos cercanos y toda aquella información pertinente, que permita al equipo evaluador conocer con el mayor detalle posible, las implicaciones probables del proyecto sobre el entorno.

Antes de realizar el desglose de las acciones del proyecto se debe efectuar una visita de reconocimiento de campo, a la cual se deberá llevar la lista de acciones del proyecto surgida de la primera etapa del método. Deberá efectuarse por el equipo multidisciplinario completo y deberán contar con transporte y un guía conocedor de la zona (preferiblemente con el representante técnico del titular del proyecto), de tal forma que el equipo evaluador pueda ubicarse exactamente en cada uno de los sitios geográficos en que se llevarán a cabo las acciones del proyecto.

- Desglose de acciones del proyecto

Las acciones del proyecto se colocan verticalmente en la parte superior de la cuadrícula de la matriz.

- Modificación del régimen: introducción de flora y fauna exótica, controles biológicos, modificación del hábitat, alteración de la cubierta del suelo, alteración de la hidrología del agua subterránea, alteración del drenaje, control de ríos y codificación de flujos, canalización, irrigación, modificación del clima, quemas, superficies impermeabilizadas, ruidos y vibraciones.
- Transformación del suelo y construcción: urbanización, sitios y edificios industriales, aeropuertos, carreteras y puentes, caminos y senderos líneas férreas, cables y ascensores, líneas de transmisión, ductos y corredores, barreras, cercos, dragado, revestimiento de canales, represas, tanques, muelles, tajamares, terminales marinas, estructuras costa afuera, estructuras de recreación, explosiones, perforaciones, excavaciones y rellenos.
- Extracciones de recursos: explosiones, perforaciones, excavaciones de superficie, excavaciones subterráneas, perforación de pozos, remoción de fluidos, recarga de napas de agua, aplicación de fertilizantes y reciclado de desechos.
- Procesos: cultivos, ganadería, pastoreo, comederos, lecherías, generación de energía, procesamiento de minerales, industria metalúrgica, industria química, industria textil, automóviles, aeronaves refinación de petróleo y alimentos.

- Alteración del suelo: terrazas, control de la erosión, sellado de minas, control de desechos, recuperación de minas, paisaje, dragado de bahías, llenado y drenado de tierras húmedas.
- Cambios de tráfico: ferrocarriles, automóviles, camiones, barcos, aeronaves, tráficos de ríos y canales, botes de recreación, senderos, funiculares y teleféricos.
- Localización y tratamiento de desechos: botaderos al océano, rellenos terrestres, localización de relaves y áridos, almacenamiento subterráneo ,disposición de basuras, inundación de pozos petroleros, localización de pozos profundos, descarga de aguas calientes, descarga de desechos municipales, incluyendo aerosoles, descarga de efluentes líquidos lagunas de estabilización y oxidación, tanques asépticos, comerciales y domésticos.
- Tratamientos químicos: fertilización, deshielo químico de carreteras, estabilización química del suelo, control de malezas y aplicación de pesticidas.
- Accidentes: explosiones, derrames y fugas.
- Otros.
- Desglose de factores ambientales

Los factores ambientales del proyecto se colocan horizontalmente en el extremo izquierdo de la cuadrícula.

- Características físicas y químicas
 - Suelo: recursos minerales, materiales de construcción, suelo, geomorfológicos, campos de fuerza y radiación de fondo.
 - Agua: superficial, océano, subterránea, calidad y temperatura.
 - Atmósfera: calidad (gases, partículas), clima (macro, micro) y temperatura.
 - Procesos: inundaciones, erosión, sedimentación y precipitación, soluciones, adsorción (intercambio de iones), compactación, sedimentación y estabilidad (deslizamientos).

- Condiciones biológicas

- Flora: árboles, arbustos, pastos, cultivos, micro flora, plantas acuáticas, especies amenazadas y barreras.
- Fauna: aves, animales terrestres incluyendo reptiles, pescados y mariscos, organismos bentónicos, insectos y micro fauna.

- Factores culturales

Uso del suelo: vida silvestre y espacios abiertos, humedales, forestal, pastoreo, agricultura, residencial, comercial, industrial y minería.

Recreación: caza, pesca, navegación recreativa, natación, caminatas y áreas de descanso.

Intereses estéticos y humanos: vistas escénicas, calidad de vida silvestre, calidad de espacios abiertos, diseño de paisajes, características únicas, parques y reservas, espacios o ecosistemas raros y únicos.

- Factores culturales

Estatus cultural: modelos culturales (modos de vida), salud, seguridad, densidad poblacional y empleo.

Actividades e infraestructura artificiales: estructuras, redes de transporte, redes de servicios públicos, eliminación de desechos y ceración de barreras

- Matriz de identificación de impactos

Esta matriz presenta una forma resumida del método de Leopold, en la cual se presentan todos los factores que afectarán tanto positiva o negativamente a los sistemas ambientales que se encuentren dentro de la esfera de acción del proyecto.

Tabla III. Matriz de Lepold

		CONSTRUCCIÓN										
		ACTIVIDADES										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
MEDIO FÍSICO	ELEMENTOS AMBIENTALES											
	SUELO	TEXTURA Y ESTRUCTURA	A	-	-	-	-			+		
		TOPOGRAFIA	B	-		-				+		
		COMPACTACION	C	-	-	-	-	+		+		
	AGUA	CALIDAD	D	-	-	-	-			+		
		CAUDALES Y CAUCES	E	-	-	-				+		
	FLORA	COBERTURA VEGETAL	F	-		-				+		
		VEGETACION CIRCUNDANTE	G							+		
	AIRE	CALIDAD	H					-		+		-
		PEDOFUNA	I	-		-				+		
	FAUNA	AVIFAUNA	J							+		
		ANIMALES DOMESTICOS	K				-					
		COMUNIDAD ALEDAÑA	L	-				-		+	+	-
MEDIO HUMANO	SOCIO - ECONÓMICA	ACTIVIDAD ECONOMICA	M	-			-					
		SALUD	N		+		-		+	+	+	
	PAISAJE	CALIDAD ESCENICA	O	-	-	-	-		+	-	+	

Fuente: Amilcar Noé Ramos. Metodología matriciales de evaluación ambiental para países en desarrollo: Matriz de leopold y método Mel-Enel. p. 49.

2.1.4.10. Evaluación socioeconómica

El estudio socioeconómico trata del tiempo en el cual será reembolsado el costo del proyecto, el tiempo de reembolso debe ser el menor que se pueda para que empiece a generar ganancias. Por medio de este estudio se puede conocer la rentabilidad del proyecto, en este caso se analizó el valor presente neto y su comparación con la tasa interna de retorno.

2.1.4.10.1. Valor Presente Neto (VPN)

Al investigar diferentes situaciones económicas se observa que el tiempo es un factor continuo indispensable. Las escalas de tiempo son frecuentemente necesarias para visualizar el flujo previsto de efectivo resultante de una inversión propuesta. Así las cantidades que se indiquen sobre la escala de tiempo se consideran como desembolso o ingresos. Es decir, que el valor del dinero cambia conforme el tiempo, debido a diferentes factores tales como inflación, mercado.

Dicho valor se utiliza para comparar alternativas de inversión. Consiste en transformar la inversión inicial, los ingresos y egresos anuales, así como valores futuros de rescate de un proyecto a un valor presente, a manera de determinar si éste es rentable al término del período de funcionamiento; para el presente proyecto se determina el VPN con una tasa de interés igual a la tasa de rendimiento mínima atractiva, que en el mercado actual es de 12,77 por ciento. El procedimiento a realizar es el siguiente:

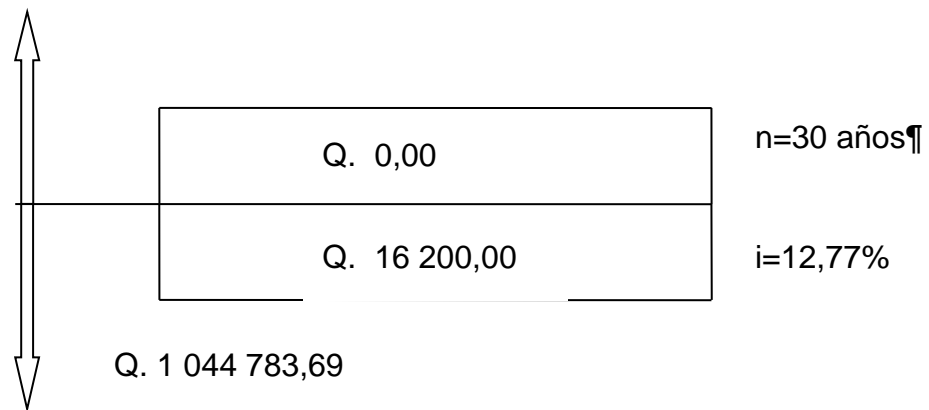
La Municipalidad de Jocotenango pretende invertir Q. 1 044 783,69 en la ejecución del proyecto de la red de drenaje pluvial para la colonia Perpetuas Rosas. Para esto se emplearán los servicios de técnicos encargados de limpieza del drenaje pluvial, con un sueldo de Q. 1 350,00. No se estiman ingresos por ser un área muy transitada y pública. El período de diseño es de 30 años.

Tabla IV. **Valor Presente Neto (VPN)**

	OPERACIÓN	RESULTADO
Costo inicial		Q 1 044 783,69
Ingreso inicial	Q. 0,00	Q. 0,00
Costo anual	(Q. 1 350,00)(12 meses)	Q 16 200,00
Ingreso anual	Q. 0,00	Q. 0,00
Vida útil en años		30 años

Fuente: elaboración propia.

Figura 2. **Valor Presente Neto para 30 años**



Fuente: elaboración propia.

Se utiliza el signo negativo para los egresos y el positivo para los ingresos:

$$VPN = -\text{costo inicial} + \text{Ingreso inicial} - \text{Costo anual} \cdot (1 + \text{tasa de interés})^n$$

$$+ \text{Ingreso anual} \cdot (1 + \text{tasa de interés})^n$$

$$VPN = -Q. 1 044 783,69 - 16 200(1 + 0,1277)^{30}$$

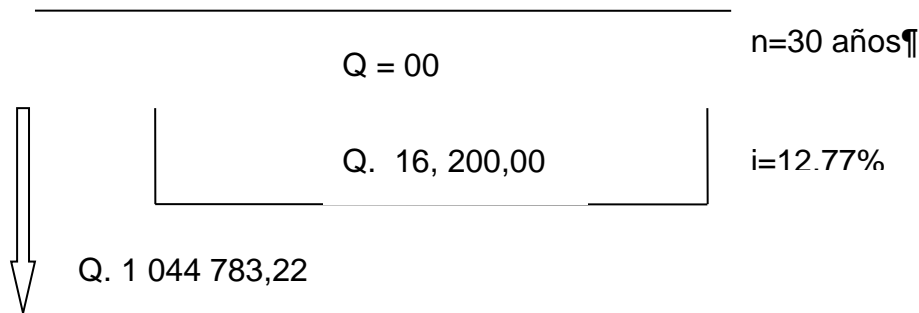
$$VPN = -Q. 1 640 888,22$$

El Valor Presente Neto es negativo ya que la inversión inicial es muy alta y el ingreso es nulo. Lo más recomendable sería no aceptar la ejecución del proyecto. Pero con la ejecución del mismo se beneficiará directamente a todos los vecinos, transeúntes, turistas y visitantes. Además se contribuirá al desarrollo del municipio con la ejecución de proyectos, principalmente en el sector salud.

2.1.4.10.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)

La Municipalidad de Jocotenango tendrá a su cargo la construcción de dicho proyecto, el cual tiene un costo de Q.1 044 783,69 Por otra parte, la municipalidad necesita de Q.16 200,00 cada año, como costo de mantenimiento, ya que no se cobrará cuota por este servicio.

Figura 3. Tasa Interna de Retorno para 30 años



Fuente: elaboración propia.

- Teniendo claro lo anterior, se plantea y soluciona la ecuación de valores por medio de la metodología de la Tasa Interna de Retorno (TIR).

- Utilizando una tasa de interés de 12,77 por ciento se tiene un VPN=
-Q. 1 640 888,22
- Utilizando una tasa de interés del 18 por ciento se tiene un VPN=
- Q. 3 367 388,03
- Utilizando una tasa de interés del 25 por ciento se tiene un VPN=
- Q. 14 131 039,47

Como se puede observar, el resultado del VPN no muestra ningún resultado positivo con el aumento de la tasa de interés, lo cual significa que, como no existe ningún ingreso inicial ni anual, este proyecto no presenta una tasa interna de retorno.

2.2. Diseño de salón municipal de dos niveles para el municipio de Jocotenango Sacatepéquez

El diseño y construcción del salón municipal, tiene como principal objetivo proporcionarle a la comunidad una edificación cuyas instalaciones sean funcionales, seguras y adecuadas para el desarrollo de sus diferentes actividades sociales, culturales y recreativas. El edificio podrá ser utilizado también como centro de conferencias, seminarios, albergue, bodega.

2.2.1. Descripción del proyecto a realizar

El proyecto consistirá en el diseño de un edificio que tendrá capacidad para realizar actividades de carácter social y cultural. Su estructura será preferiblemente estructura de acero, cubierta metálica, muros de mampostería

reforzada, acabados de la mejor calidad, y todos los servicios básicos esenciales.

2.2.2. Estudio de suelos

Un complemento de la planificación para el presente proyecto fue, realizar un ensayo de laboratorio, a una muestra inalterada de suelo que se obtuvo del terreno previsto para la construcción del mismo a una profundidad de dos metros de un pie cúbico de volumen.

2.2.2.1. Teorema del ensayo triaxial

Las pruebas de compresión triaxial se realizan con el propósito de determinar las características de esfuerzo-deformación, y la resistencia de los suelos sujetos a esfuerzos cortantes, producidos cuando varían los esfuerzos principales que actúan sobre un espécimen de cilíndrico del suelo.

- Interpretación de los resultados del ensayo triaxial

Las 2 características de un suelo sometido a ensayo triaxial son; la cohesión y el ángulo de fricción interna, ya que la oposición que el suelo presenta al ser deformado es la fuerza cortante. Esta resistencia al esfuerzo cortante, equivale a su vez, a la suma de las componentes; fricción y cohesión. La resistencia friccional surge de la irregularidad de los contactos entre partículas y es proporcional a la fuerza perpendicular entre ellas.

La cohesión que es la resistencia máxima a la tensión de un suelo, es el resultado de las fuerzas de atracción que hay entre gránulos en un contacto íntimo. Como resultados del ensayo triaxial se determinaron los siguientes

valores: cohesión = 10,0 tonelada por metro cuadrado y un ángulo de fricción interna = 31,99 grados.

- Determinación de la calidad del suelo

El suelo encontrado en esta área es una arena limosa con partículas de pómez color café, para evaluar la calidad y el valor soporte del suelo, se realizó una excavación a 2,00 metros de profundidad, donde se obtuvo una muestra inalterada de 1 pie cúbico, que se sometió al ensayo de compresión triaxial, mediante la prueba de no consolidado no drenado, para obtener los parámetros de corte, siendo estos:

Para el cálculo del valor soporte del suelo se utilizó la ecuación del Dr. Terzaghi.

$$q_u = 1,3 * c * N_c + \gamma * Z * N_q + 0,4 * \gamma * B * N_\gamma$$

Donde:

q_u = capacidad de carga última en ton/m^2

c = cohesión del suelo en Ton/m^2

γ = peso volumétrico del suelo Ton/m^3

Z = profundidad de desplante de la cimentación en mts

β = dimensión menor de la zapata

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

Datos

Tipo de ensayo : no consolidado y no drenado

Descripción del suelo: arcilla color café

Angulo de fricción interna (ϕ) = 31.99 °

Cohesión (c) = 10,0 Ton/m^2

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,31 \text{ Ton/m}^3$$

$$\text{Base zapata (B)} = 2,00 \text{ m}$$

$$\text{Desplante de cimentación (Z)} = 2,00 \text{ m}$$

$$\text{Factor de seguridad} = 3$$

Para determinar los factores de carga (N_c, N_q, N_γ) se utiliza el ángulo de fricción interna ver anexos, siendo estos los siguientes:

$$N_c = 44,04 \quad N_q = 28,52 \quad \text{y} \quad N_\gamma = 26,87$$

Entonces

$$q_u = 1,3 \cdot 10 \cdot 44,04 + 1,31 \cdot 2 \cdot 28,52 + 0,4 \cdot 1,31 \cdot 1 \cdot 26,87$$

$$q_u = 661,32 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{Capacidad de carga última}$$

$$V_s = \frac{q_u}{\text{FS}} = \frac{661,32}{3} = 220,44 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Como se puede observar el valor soporte es muy alto por lo que se recomienda adoptar un valor soporte (V_s) = 30 Ton /m³

2.2.3. Diseño arquitectónico

Se refiere a la forma adecuada de distribuir en conjunto, los diferentes ambientes que componen el salón. Para tener un lugar cómodo y funcional para su uso, para lograrlo debe tomarse en cuenta los diferentes criterios arquitectónicos.

2.2.3.1. Distribución de ambientes

La distribución arquitectónica del salón municipal es muy básica pero funcional se realizó a manera que se pudiera aprovechar al máximo el espacio disponible, los ambientes que se consideran para el edificio son los mínimos necesarios para un funcionamiento óptimo y cómodo.

Contará con un escenario, una bodega, área de taquilla, tienda, y módulo de baños, tendrá cuatro puertas de ingreso principal al frente un portón de ingreso secundario lateral. El edificio cubrirá un área de 450 metros cuadrados, posee una geometría rectangular de 30 metros de largo por 15 metros de ancho; considerando el área libre utilizable, tendrá capacidad para albergar a cuatrocientas personas cómodamente.

2.2.3.2. Alturas del edificio

La altura de edificios públicos, de carácter social o religioso, debe ser adecuada para proporcionar confort a los usuarios; de manera que las instalaciones sean cómodas, agradables y seguras. Básicamente la altura de este tipo de edificación está condicionada por el tipo de clima y las condiciones ambientales del lugar.

Considerando que el lugar donde se ubicará del salón municipal se encuentra situada a 1 500 metros sobre el nivel del mar aproximadamente y posee un clima templado, con referencia a la tabla V se decidió que la altura mínima será de 4,00 metros el techo será de estructura metálica a dos aguas con una pendiente del 30 por ciento, tendrá una altura máxima de 9 metros aproximadamente.

Tabla V. **Alturas recomendadas de techos y entrepisos**

Tipo de proyecto	Clima templado o frío	Clima cálido
Edificio municipal	2.65	3
Mercado		
Locales fijos	2.65	3
Piso de plaza cubierto	3.5	3.50 - 5.00
Centro de uso comunitario		
Salón social	4	5.00 - 5.75
Salón social + deportivo	6.00 libres en cancha	igual criterio
Otros ambientes	2.75	3.2
Rastro		
Área de faenado aéreo	4.5	4.5
Otros ambientes	2.85	3

Fuente: Mario René Roldán Zabaleta. Propuesta de normas de diseño para edificios de uso públicos en los municipios de la República de Guatemala. p. 49.

2.2.4. Descripción del sistema estructural

La selección del sistema estructural se hizo tomando en cuenta la forma geométrica del edificio, el área libre que debe cumplir y el uso que tendrá. Considerando que el techo debe cubrir luces libres (sin apoyos intermedios) bastante grandes, se decidió utilizar una estructura formada con marcos de acero.

Las vigas y columnas de los marcos estructurales serán del tipo WF (patín ancho). La cubierta será de lámina troquelada soportada por costaneras de sección C, la estructura tendrá también tensores y rigidizantes que servirán para arriostrar los elementos estructurales que la conforman. Los marcos estructurales tienen una longitud de 30 metros, con una separación de 6 metros entre sí; la altura de las columnas será de 6 metros y la cumbrera tendrá una altura máxima de 9 metros aproximadamente.

Los apoyos de las columnas estarán soportados por pedestales de concreto reforzado y zapatas aisladas. Los muros del salón serán de mampostería reforzada, apoyado sobre una cimentación corrida. La selección del sistema estructural se hizo tomando en cuenta la forma geométrica del edificio, el área libre que debe cubrir y el uso que tendrá. Considerando que el techo debe cubrir luces libres (sin apoyos intermedios) bastante grandes, se decidió utilizar una estructura formada con marcos de acero.

Las vigas y columnas de los marcos estructurales serán de tipo WF (patín ancho). La cubierta será de lámina troquelada soportadas por costaneras de sección C, la estructura tendrá también tensores y rigidizantes que servirán para arriostrar los elementos estructurales que lo conforman.

2.2.5. Especificaciones y códigos de construcción

El diseño de la mayoría de las estructuras está regido por especificaciones o normas. Aun si éstas no rigen el diseño, el proyectista quizá las tomará como una guía. No importa cuántas estructuras haya diseñado, es imposible que el diseñador haya encontrado toda situación posible, por lo mismo al recurrir a las especificaciones, él recomendará el mejor material de que se dispone. Las especificaciones de ingeniería son desarrolladas por varias organizaciones y contienen las opiniones más valiosas de esas instituciones sobre la buena práctica de la ingeniería.

Algunas organizaciones publican códigos y reglamentos que se recomiendan para uso regional o nacional, entre esas organizaciones están el AISC (American Institute of Steel Construction) y la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

No importa cuántas especificaciones se escriban, resulta imposible que cubran toda situación posible. En consecuencia, no importa qué código o especificación se use o no, la responsabilidad última del diseño de una construcción segura es del ingeniero estructural.

2.2.6. Cargas aplicadas a la estructura

Las estructuras están sometidas a cargas de diferente índole, para clasificarlas existen varios criterios, hay cargas verticales y cargas horizontales, en esta ocasión se hace una distinción de acuerdo con la dirección de su aplicación.

2.2.6.1. Cargas muertas

Para diseñar una estructura es necesario estimar los pesos o cargas muertas de sus componentes. Las dimensiones y peso exactos de las partes no se conocen hasta que se hace el análisis estructural y se seleccionan los miembros de la estructura. Los pesos, determinados de acuerdo con el diseño, deben compararse con los pesos estimados. Si se tienen grandes discrepancias, será necesario repetir el análisis y efectuar el diseño con una estimación más precisa de las cargas.

Una estimación razonable de las cargas en la estructura puede hacerse con base en otras similares o en fórmulas y tablas diversas disponibles en varios códigos, especificaciones y manuales de diseño. Los pesos de muchos materiales se presentan en la séptima parte del Manual LRFD. Información aún más detallada sobre las cargas muertas se proporciona en las tablas C1 y C2 de las American Society of Civil Engineers (ASCE) Standard 7.

Un ingeniero con experiencia en el diseño puede estimar aproximadamente los pesos de la mayoría de los materiales e invertirá poco tiempo repitiendo diseños debido a estimaciones incorrectas. Las tablas VI y VII muestran los pesos de los componentes estructurales más comunes usados para el diseño y construcción de estructuras de acero.

Tabla VI. **Pesos de materiales para cubiertas metálicas**

TIPO DE MATERIAL	PESO (lb/pie ²)
Lámina	
Galvanizada	1
Troquelada (cal. 24)	1
Fibrocemento (duralita)	3
Cielo falso	
Fibrocemento	3
Fibra mineral o durport	1

Fuente: Paola Paredes. Guía teórica y práctica del curso de diseño estructural. p. 25.

Tabla VII. **Pesos de costaneras con medidas comerciales**

COSTANERAS GALVANIZADAS DE 1/16"		
Medida (plg)	Longitud (pies)	Peso (lb/pie)
3 X 2 X 1/16	20	1,50
4 X 2 X 1/16	20	1,70
5 X 2 X 1/16	20	1,90
6 X 2 X 1/16	20	2,10
8X 2 X 1/16	20	2,40

Fuente: Alejandro Cotí Díaz. Diseño de salón de usos múltiples, área recreativa, deportes, y pavimento del acceso a la colonia El Maestro, Quetzaltenango. p. 10.

2.2.6.2. Cargas vivas

El valor de la carga viva, comúnmente usada para estructuras de acero de este tipo, está entre 8 y 12 libras por pie cuadrado, este valor corresponde al peso del instalador de la cubierta, al peso del obrero que dará mantenimiento, a la posible acumulación de hojas y factores del tipo ambiental. Para nuestro caso, se usará una carga viva mínima de 8 libras por pie cuadrado.

$$W_{viva} = 8 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2} \rightarrow \text{Carga viva en cubierta.}$$

2.2.6.3. Carga de viento

La carga de viento se puede determinar mediante la fórmula de las normas ASCE, en la cual, la magnitud de dicha carga es directamente proporcional a la velocidad promedio del viento, y se calcula de la siguiente manera:

$$W_{viento} = 0,004819 * v^2 \text{ (segun normas ASCE)}$$

Donde:

W viento = carga de viento en (kg/m²)

v = velocidad de viento en (km/h)

Con la ecuación anterior se calcula la carga debida al viento que afectara la estructura, se utiliza una velocidad promedio del viento de 60 kilómetros por hora que es la que se registra en la región donde se localizara el edificio.

$$W_{viento} = 0,004819 * V^2 = 0,004819 * (60)^2 = 17,35 \text{ kg/m}^2 = 3,55 \text{ lb/pie}^2$$

2.2.6.4. Carga de sismo

Para determinar la carga de sismo se utilizara el método Stanford, que calcula esta fuerza como mínimo del 10 por ciento del total del peso de la estructura.

Para análisis estático, según el UBC 1997 el valor del cortante basal de diseño debe estar comprendido en un rango de entre el 10 por ciento y el 30 por ciento del peso total de la estructura; usaremos un valor mínimo del 10 por ciento.

Cálculo de peso total de la estructura:

Dimensiones del edificio

Largo = 30m

Ancho = 15 m

Peso de elementos

$$\text{Peso de láminas} = 5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \left(1 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2} \right)$$

$$\text{Peso de costaneras} = 3,15 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \left(2,10 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} \right) (\text{asumiendo costanera de } 6'' \times 4'' \times 1/16'')$$

$$\text{Peso de columna de acero} = 80 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \left(53 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} \right) (\text{asumiendo sección WF } 14 \times 53)$$

$$\text{Peso de viga de acero} = 80 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \left(53 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} \right) (\text{asumiendo sección WF } 14 \times 53)$$

Peso total de los elementos

$$W \text{ lámina} = (15 * 30) \text{m}^2 \left(5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) = 2 250 \text{ kg}$$

$$W_{\text{costanera}} = L_{\text{costaneras}} * W_{\text{costaneras}} * \#_{\text{costaneras}} = (30 \text{ m}) \left(3,5 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) (20) = 2\,100,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columnas}} = L_{\text{columnas}} * W_{\text{columnas}} * \#_{\text{columnas}} = (6 \text{ m}) \left(80 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) (10) = 4\,800,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = L_{\text{vigas}} * W_{\text{vigas}} * \#_{\text{vigas}} = (8 \text{ m}) \left(80 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) (10) = 6\,400,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{lamina}} + W_{\text{costaneras}} + W_{\text{columnas}} + W_{\text{vigas}}$$

$$W_{\text{total}} = 2\,250,00 + 2\,100,00 + 4\,800,00 + 6\,400,00 = 15\,550,00 \text{ kg}$$

Aplicando un factor mínimo del 10 por ciento del peso total de la estructura, se calcula el corte basal de diseño:

$$V = 0,10 * W_{\text{total}} = 0,10 * 15,550 \text{ kg} = 1\,555,00 \text{ kg}$$

$$V_{\text{basal}} = 1\,555,00 \text{ kg} = 3\,421,0 \text{ lb}$$

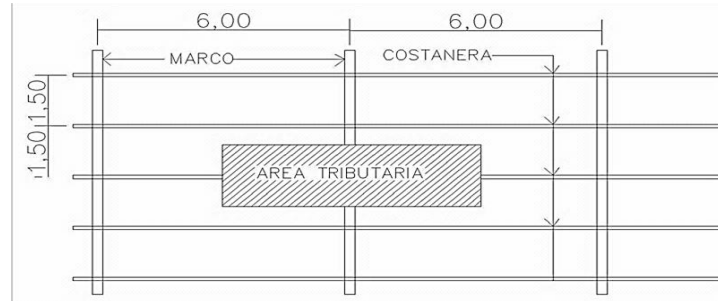
2.2.7. Integración de cargas verticales y horizontales

En la mayoría de los análisis estructurales, se encontrarán diversas combinaciones de carga que deben investigarse, para hallar aquella combinación que produzca las mayores fuerzas internas en los miembros.

2.2.7.1. Integración de cargas para costaneras

Para calcular la carga vertical uniformemente distribuida que actúa sobre cada costanera, es necesario determinar el área tributaria (ver figura 4) sobre cada costanera y las cargas por unidad de superficie de techo.

Figura 4. Área tributaria de costaneras



Fuente: elaboración propia.

Los ejes longitudinales de las costaneras están separadas 1,5 m = 4,95 pies y los marcos están separados 6,00 m = 19,81 pie, entonces el área tributaria que actúa sobre la costanera se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Área tributaria marco} = \left(2 * \frac{4,95 \text{ pie}}{2}\right) \left(2 * \frac{19,81 \text{ pie}}{2}\right) = 98,05 \text{ pie}^2$$

- Cálculo de carga vertical uniformemente distribuida
 - Carga muerta

Peso propio (W_{pp}) = 2,10 lb/pie (asumiendo costaneras 6"X4"X 1/16")

$$\text{Peso lámina } (W_{\text{lámina}}) = 1 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2}$$

$$\text{Peso instalaciones } (W_{\text{instalaciones}}) = 2 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2}$$

$$W_{\text{cm costanera}} = \frac{\text{Carga muerta total} * \text{Área tributaria}}{\text{Longitud de costanera}}$$

$$W_{cm \text{ costanera}} = \frac{(1 + 2) \text{ lb/pie}^2 * 98,05 \text{ pie}^2}{19,81 \text{ pie}} + 2,10 \text{ lb/pie} = 16,94 \text{ lb/pie.}$$

$$W_{cm \text{ costanera}} = 16,94 \text{ lb/pie.}$$

- Carga viva

$$W_{viva} = 8 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2}$$

$$W_{cv \text{ costanera}} = \frac{\text{Carga viva total} * \text{Área tributaria}}{\text{Longitud de costanera}}$$

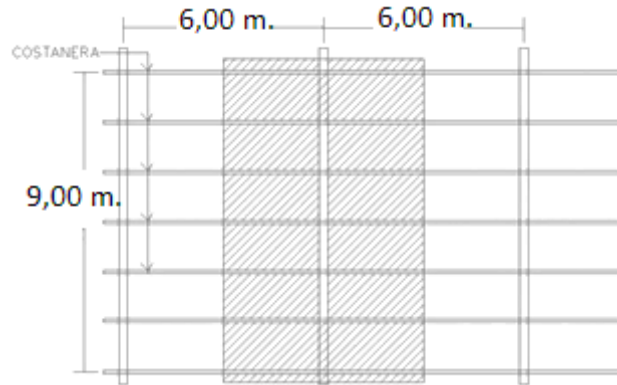
$$W_{cv \text{ costanera}} = \frac{8 \text{ lb/pie}^2 * 98,05 \text{ pie}^2}{19,81 \text{ pie}} = 39,59 \text{ lb/pie.}$$

$$W_{cv \text{ costanera}} = 39,59 \text{ lb/pie.}$$

2.2.7.2. Integración de cargas para marcos estructurales

Para calcular la carga vertical uniformemente distribuida que actúa sobre cada marco estructural, es necesario determinar el área tributaria (ver figura 5) sobre cada marco y las cargas por unidad de superficie del techo, incluyendo el peso propio de la estructura.

Figura 5. **Área tributaria de marcos estructurales**



Fuente: elaboración propia.

Los marcos están separados 6,00 metros = 19,81 pies, las vigas tienen una longitud hasta la cumbrera de 8,08 metros = 26,50 pies, entonces el área tributaria que actúa cada marco se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Área tributaria} = \left(2 * \frac{19,81 \text{ pie}}{2}\right) \left(2 * \frac{26,50 \text{ pie}}{2}\right) = 524,96 \text{ pie}^2$$

Cálculo de carga

- Cálculo de carga vertical uniformemente distribuida
 - Carga muerta

$$\text{Peso propio vigas (Wpp)} = 53 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} \text{ (asumiendo usar sección WF 14X53)}$$

$$\text{Peso lámina (Wlámina)} = 1 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2} \text{ eso instalaciones (Winstalaciones)} = 2 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2}$$

$$W_{cm \text{ vigas}} = \frac{\text{Carga muerta total} * \text{Área tributaria}}{\text{Longitud de viga}}$$

$$W_{cm \text{ vigas}} = \frac{(1 + 2) \text{ lb/pie}^2 * 524,96 \text{ pie}^2}{26,50 \text{ pie}} + 53 \text{ lb/pie} = 112,42 \text{ lb/pie}$$

$$W_{cm \text{ viga}} = 112,42 \text{ lb/pie}$$

- Carga viva

$$W_{viva} = 8 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2}$$

$$W_{cv \text{ viga}} = \frac{\text{Carga viva total} * \text{Área tributaria}}{\text{Longitud de viga}}$$

$$W_{cv \text{ viga}} = \frac{8 \text{ lb/pie}^2 * 524,96 \text{ pie}^2}{26,50 \text{ pie}} = 158,47 \text{ lb/pie}$$

$$W_{cv \text{ viga}} = 158,47 \text{ lb/pie}$$

- Cálculo de cargas laterales distribuida:

- Carga de viento

Según el inciso, 2.2.6.3. la carga de viento que actúa sobre la estructura es:

$$W_{viento} = 3,55 \text{ lb/pie}^2$$

Para calcular la carga lineal que actúa sobre cada marco se debe considerar el área tributaria en proyección vertical que corresponde al marco y

hacer la conversión de la carga por unidad de área a la carga por unidad de longitud (lineal), este procedimiento se muestra a continuación:

Datos:

Separación entre marcos: 6 m = 19,68 pies

Proyección vertical altura de la cubierta = 2,92 m = 9,67 pies

Área tributaria (proyeccion) = (19,680pie)(9,67 pie) = 190,30 pie²

$$W_{\text{viento}} = \frac{\text{Carga viento total} * \text{Área tributaria}}{\text{Proyeccion vertical}}$$

$$W_{\text{viento}} = \frac{(3,55 \text{ lb/pie}^2) (190,30 \text{ pie}^2)}{9,67 \text{ pie}} = 69,86 \text{ lb/pie}$$

- Carga de sismo

Según el inciso 3.6.4. la carga sísmica que afecta a la estructura es:

$V_{\text{basal}} = 3\,421,00 \text{ lb}$ Corte total de diseño

- Carga de sismo por marco

La estructura tiene 6 marcos en total y todos son iguales, tienen las mismas dimensiones y se supone las mismas rigideces laterales, por lo tanto la carga de sismo por marco, se determinará de la siguiente manera.

$$V_{\text{marco}} = \frac{V_{\text{basal}}}{\text{No.de marcos}} = \frac{3,421 \text{ lb}}{5} = 684,2 \text{ lb} \rightarrow \text{Carga por marco}$$

2.2.8. Factores de carga y resistencia (LRFD) (AISC 2005)

El diseño con factores de carga y resistencia se basa en los conceptos de estados límite. El término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su pretendida función. Existen dos tipos de estados límite: los de resistencia y los de servicio.

Los estados límite de resistencia se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen las resistencias plásticas, de pandeo, de fátiga, de volteo.

Los estados límite de servicio se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

En el método LRFD las cargas de trabajo o servicio se multiplican por ciertos factores de carga o seguridad que son casi siempre mayores que 1,0 y se obtienen las cargas factorizadas usadas para el diseño de la estructura. Las magnitudes de los factores de carga varían, dependiendo del tipo de combinación de las cargas.

2.2.8.1. Factores de carga

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas y muertas. El valor del factor de carga usado para cargas muertas es menor que el usado para cargas vivas, ya que los proyectistas pueden estimar

con más precisión las magnitudes de las cargas muertas que las de las cargas vivas.

Respecto a esto el estudiante notará que las cargas permanecen fijas durante largos períodos variarán menos en magnitudes que aquellas que se aplican por cortos períodos, tales como las cargas de viento. Se espera que con el método LRFD el proyectista esté más consciente de la variabilidad de las cargas que al usar el método de diseño por esfuerzos permisibles.

La especificación LRFD presenta factores de carga y combinaciones de carga que fueron seleccionados para usarse con las cargas mínimas recomendadas en el Standard 7-93 de la ASCE. Las combinaciones usuales de carga consideradas en el LRFD están dadas en la especificación A4.1 con las fórmulas A4-1 y A4-2. En estas fórmulas se usan las abreviaturas D para cargas muertas, L para cargas vivas, Lr para cargas vivas en techos, S para cargas de nieve y R para carga inicial de agua de lluvia o hielo, sin incluir el encharcamiento. La letra U representa la carga última.

$$U = 1,4D \text{ (Ecuación A4 – 1 del LRFD)}$$

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ o } S \text{ o } R) \text{ (Ecuación A4 – 2 del LRFD)}$$

Las cargas de impacto se incluyen sólo en la segunda de esas combinaciones. Si comprende las fuerzas de viento (W) o sismo (E), es necesario considerar las siguientes combinaciones:

$$U = 1,2D + 1,6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0,5L \text{ o } 0,8W) \text{ (Ecuación A4 – 3 del LRFD)}$$

$$U = 1,2D + 1,3W + 0,5L + 0,5(Lr \text{ o } S \text{ o } R) \text{ (Ecuación A4 – 4 del LRFD)}$$

$$U = 1,2D + 1,0E + 0,5L + 0,2S \text{ (Ecuación A4 – 5 del LRFD)}$$

2.2.8.2. Factores de resistencia

Para estimar con precisión la resistencia última de una estructura es necesario tomar en cuenta las incertidumbres que se tienen en la resistencia de los materiales, en las dimensiones en la mano de obra. Con el factor de resistencia, el proyectista reconoce implícitamente que la resistencia de un miembro no puede calcularse exactamente, debido a imperfecciones en las teorías de análisis, a variaciones en las propiedades de los materiales y a las imperfecciones en las dimensiones de los elementos estructurales.

Para hacer esta estimación, se multiplica la resistencia última teórica (llamada aquí resistencia nominal) de cada elemento por un factor ϕ , de factores tienen los siguientes valores: 0,85 para columnas, 0,75 o 0,90 para miembros a tensión, 0,90 para flexión o el corte en vigas.

2.2.9. Análisis estructural

El estudio de las estructuras considera, principalmente, los efectos producidos por las fuerzas que actúan sobre un determinado sistema estructural, y determina las condiciones que deben satisfacer las diferentes partes de este sistema, de manera que puedan soportar dichas fuerzas.

2.2.9.1. Análisis de vigas a flexión

Las vigas se deforman de tal manera que cualquier punto en la sección transversal entre apoyos se desplaza prácticamente paralelo a las cargas, estos desplazamientos se denominan deflexiones.

2.2.9.2. Perfiles estructurales usados como vigas

Los perfiles estructurales de acero que se utilizan con mayor frecuencia en la construcción de edificios, son las vigas de patines anchos (WF), las vigas I estándar, las secciones tubulares y rectangulares, las secciones canal, los ángulos y las placas. Los perfiles W generalmente resultan las secciones más económicas al usarse como vigas y han reemplazado en esta aplicación casi por completo a las canales y a las secciones S. Los diferentes tipos de secciones y perfiles estructurales, al igual que sus dimensiones y propiedades geométricas están tabulados en tablas se encuentran en manual del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC).

Al designar los perfiles de acero en los planos y dibujos, es conveniente seguir un método normalizado de abreviaturas; los símbolos o abreviaturas para identificar las dimensiones o peso de las secciones no se utilizan, es decir, una viga I standar americana de 15 pulgadas de peralte y cuyo peso es de 42,9 libras por pie, se designa como 15 I 42,9. A continuación se señalan las abreviaturas convencionales para otro tipo de secciones:

Vigas Standar americanas	12 I 31,8
Perfiles de patines anchos	18 WF 50
Vigas livianas diversas	6 B 12
Perfiles diversos	8 M 17
Canales standar americanas	< 4*4*3/8
Ángulos de lados iguales	< 6*4*1/2
Tes (patín y alma)	T 4*3*9,2

2.2.9.3. Vigas I y WF

La sección laminada más económica que se utiliza como viga, es la que tiene forma de I, ya sea la I estándar, o bien las de patines anchos o WF; éstas son secciones simétricas con respecto a sus dos ejes principales, y cuando se utilizan como vigas, descansan sobre uno de sus patines, condición que es ideal para el caso de flexión, donde los mayores esfuerzos se presentan en las áreas de dichos elementos. En general, una viga de acero debe tener un área suficientemente grande para resistir toda la flexión, el cortante y la deflexión.

2.2.10. Análisis de miembros cargados axialmente

Los miembros que trabajan a compresión son: las columnas, las cuerdas superiores de las armaduras, miembros de arriostramiento, los patines a compresión de vigas laminadas y armadas, y los miembros sujetos simultáneamente a flexión y compresión.

2.2.10.1. Consideraciones generales

Las columnas son miembros verticales rectos, cuyas longitudes son considerablemente mayores que su ancho. Hay 3 modos generales según los cuales, las columnas cargadas axialmente pueden fallar. Estos son: pandeo flexionante, pandeo local y pandeo torsionante.

- El pandeo flexionante (llamado también pandeo de Euler): los miembros están sometidos a flexión cuando se vuelven inestables.
- El pandeo local: ocurre cuando alguna parte o partes de la sección transversal de una columna son tan delgadas que se pandean

localmente en compresión antes que los otros modos de pandeo puedan ocurrir. La susceptibilidad de una columna al pandeo local se mide por las relaciones de ancho a grueso de las partes de su sección transversal.

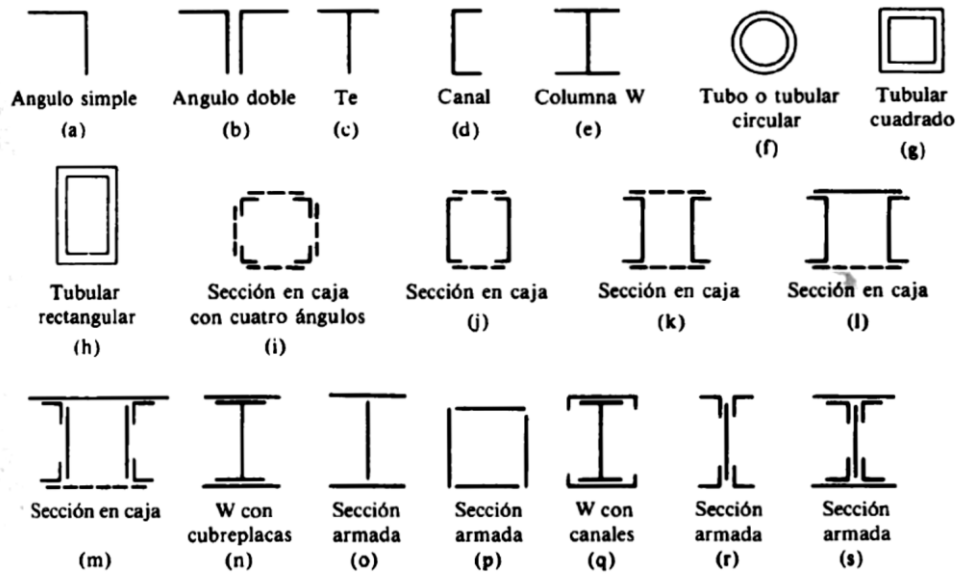
- Entre más larga sea una columna para una misma sección transversal, mayor es su tendencia a pandearse y menor será la carga que pueda soportar. La tendencia de un miembro a pandearse se mide por lo general con la relación de esbeltez que se define como la relación entre la longitud del miembro y su radio de giro mínimo.

2.2.10.2. Perfiles estructurales usados para columnas

En teoría puede seleccionarse un sinnúmero de perfiles para resistir con seguridad una carga de compresión en una estructura dada. Sin embargo, desde el punto de vista práctico, el número de soluciones posibles se ve limitado por el tipo de secciones disponibles, por problemas de conexión y el tipo de estructura en donde se va a usar la sección. Las secciones utilizadas para miembros a compresión por lo común son similares a las empleadas para miembros a tensión con ciertas excepciones.

Las excepciones las causa el hecho de que las resistencias de los miembros a compresión varían en cierta relación inversa con las relaciones de esbeltez y se requieren entonces miembros rígidos. La figura 6 muestra los perfiles más comunes utilizados como columnas.

Figura 6. Tipos de secciones usadas como columnas



Fuente: diseño de estructuras de acero, método LRFD Jack C. MacCormac. p.131

Debido a la tendencia al pandeo, la carga de seguridad en una columna no depende solamente del área de su sección transversal, sino también de la distribución del material con respecto a los ejes de dicha sección; es decir, la forma de la sección es un factor importante.

Una columna cargada axialmente tiende a flexionarse en un plano perpendicular al eje de la sección, con respecto al cual el momento de inercia sea el mínimo; como las secciones transversales de las columnas rara vez son simétricas con respecto a sus dos ejes principales, la sección ideal sería aquella en donde los momentos de inercia con respecto a ambos ejes, fuesen iguales. Las columnas tubulares cumplen con esta condición, pero su uso es limitado a causa de la dificultad que representan las conexiones de las vigas a ellas.

2.2.10.3. Restricciones en los extremos y longitud efectiva en columnas

Las restricciones en los extremos y su afecto en la capacidad de carga de una columna es en verdad un concepto muy importante. Las columnas con apreciables restricción en sus extremos pueden soportar cargas mucho mayores que aquellas con poca restricción, como es el caso de columnas con extremos articulados.

La longitud efectiva de una columna se define como la distancia entre los puntos de momento nulo en la columna, o sea, la distancia entre sus puntos de inflexión. En las especificaciones de acero la longitud efectiva de una columna se denomina KL en donde K es el factor de longitud efectiva, K es el número por el que debe multiplicarse la longitud de la columna para obtener su longitud efectiva. Su magnitud depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y de la resistencia al movimiento lateral de ésta.

Para las condiciones promedio que se encuentran en la construcción de edificios, se toma el valor de $K=1$, de modo que la relación de esbeltez KL/r se convierte simplemente en $1/r$. Ver figura 7 que a continuación se muestra.

Figura 7. Factores de longitud efectiva

La geometría deformada se muestra en línea discontinua	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para condiciones aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Vínculo en el extremo	<ul style="list-style-type: none"> Restricción a la rotación y desplazamiento Rotación libre - restricción al desplazamiento Restricción a rotación - desplazamiento libre Rotación y traslación libres 					

Fuente: especificaciones y comentarios AISC 2005. p. 16-310.

2.2.10.4. Relaciones de esbeltez máximas

En la sexta parte, sección B7, las especificaciones LRFD establecen que de preferencia los miembros a compresión principales deben diseñarse con relaciones KL/r menores de 200. Para miembros a tensión, que no sean varillas redondas, KL/r no debe ser mayor de 240 para miembros principales, ni mayor de 300 para miembros de arriostamiento y otros miembros secundarios. Al determinar la carga sobre una columna, uno de los primeros pasos es el cálculo de su relación de esbeltez, para utilizarla en la fórmula de cálculo de columnas; esta relación de esbeltez está involucrada en todas las fórmulas empleadas para calcular columnas de acero

Al diseñar una columna de acero es importante recordar que, por lo general, el radio de giro mínimo es el que debe considerarse; este radio de giro

está en función del área y la forma de la sección transversal y es una medida de su efectividad para resistir la flexión. Por otra parte se sabe que $r = I/A$; por consiguiente, r puede calcularse fácilmente si se conoce el momento de inercia mínimo y el área de la sección transversal. En realidad, este cálculo rara vez es necesario, ya que r puede hallarse en las tablas de propiedades de las secciones de acero.

2.2.10.5. Columnas largas, cortas e intermedias

Una columna sujeta a compresión axial se acortará en la dirección de la carga. Si la carga se incrementa hasta que la columna se pandea, el acortamiento cesará y la columna flexionará lateralmente, pudiendo al mismo tiempo torcerse en una dirección perpendicular a su eje longitudinal.

Al crecer la longitud efectiva de una columna, disminuye su esfuerzo de pandeo. Si la longitud efectiva excede un cierto valor, el esfuerzo de pandeo será menor que el límite proporcional del acero. Las columnas en este intervalo fallan elásticamente. Las columnas se clasifican a veces como largas, cortas e intermedias. En los párrafos siguientes se da una breve explicación de esta clasificación.

- Columnas largas: la fórmula de Euler predice muy bien la resistencia de columnas largas en las que el esfuerzo axial de pandeo permanece por abajo del límite proporcional. Dichas columnas fallan elásticamente.
- Columnas cortas: en columnas muy cortas el esfuerzo de falla será igual al esfuerzo de fluencia y no ocurrirá el pandeo. (Para que una columna quede esta clasificación, debe ser tan corta que no tendrá ninguna aplicación. Siendo así no se hará aquí más referencia a ellas).

- Columnas intermedias: en columnas intermedias, algunas fibras alcanzarán el esfuerzo de fluencia y otras no; éstas fallarán tanto por fluencia como por pandeo y su comportamiento se denomina inelástico. La mayoría de las columnas caen en este rango. (Para que la fórmula de Euler sea aplicable a esas columnas deberá modificarse de acuerdo al concepto de módulo reducido o al de módulo tangente para tomar en cuenta la presencia de esfuerzos residuales).

2.2.10.6. Fórmulas para columnas y uso de tablas de diseño

Las especificaciones AISC señalan los siguientes requisitos para el diseño de miembros a compresión. En la sección total de miembros a compresión cargados axialmente, cuando la mayor relación de esbeltez kl/r , de cualquier segmento sin soporte lateral es menor que C_c . Los esfuerzos unitarios permisibles, en libras por pulgada cuadrada, no deberán excederse los siguientes valores:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{f_y}}$$

$$\text{Si } \frac{kl}{r} < C_c, \text{ entonces: } F_a = \frac{\left[1 - \left(\frac{kl}{r}\right)^2\right]^3 [f_y]}{\frac{5}{3} + \frac{\left(\frac{3kl}{r}\right)}{(8C_c)} - \frac{\left(\frac{kl}{r}\right)^3}{(8C_c)^3}} \text{ (Kips/pulg}^2\text{)}$$

$$\text{Si } \frac{kl}{r} < C_c, \text{ entonces: } F_a = \frac{\left[1 - \left(\frac{kl}{r}\right)^2\right]^3 [f_y]}{\frac{5}{3} + \frac{\left(\frac{3kl}{r}\right)}{(8C_c)} - \frac{\left(\frac{kl}{r}\right)^3}{(8C_c)^3}} \text{ (Kips/pulg}^2\text{)}$$

De lo contrario se tiene que $F_a = \frac{12\pi^2 E}{23\left(\frac{kl}{r}\right)^2}$ (Kips/pulg²)

Donde:

F_a = esfuerzo axial de compresión permisible, en Kips/pulg²

K = factor de longitud efectiva (adimensional)

l = longitud real sin soporte lateral en pulg

r = radio de giro de la sección, en pulg

C_c = coeficiente de compresión, para acero A 36 $C_c = 126,1$

F_y = esfuerzo de fluencia del acero, para acero A36 $f_y = 36,000$ lb/pulg²

E = módulo de elasticidad del acero estructural, $E = 29\,0000,00$ lb/pulg²

El uso de las fórmulas de diseño para columnas puede resultar muy tedioso, sin embargo esto no representa ninguna desventaja, porque el manual LRFD proporciona valores de F_a para valores de kl/r de 1 a 200 para aceros con $f_y = 36\,000$ lb/pulg² y $50\,000$ lb/pulg². La tabla VIII muestra los valores de los esfuerzos unitarios permisibles de acuerdo con las fórmulas, sin necesidad de ningún cálculo; nótese que la misma es para utilizarse con acero A36.

Tabla VIII. Esfuerzo axial permisible de compresión

kl/r	Fa	kl/r	Fa	kl/r	Fa	kl/r	Fa	kl/r	Fa
1	21,56	41	19,11	81	15,24	121	10,14	161	5,76
2	21,52	42	19,03	82	15,13	122	9,99	162	5,69
3	21,48	43	18,95	83	15,02	123	9,85	163	5,62
4	21,44	44	18,86	84	14,9	124	9,7	164	5,55
5	21,39	45	18,78	85	14,79	125	9,55	165	5,49
6	21,35	46	18,79	86	14,67	126	9,41	166	5,42
7	21,3	47	18,61	87	14,56	127	9,26	167	5,35
8	21,25	48	18,53	88	14,44	128	9,11	168	5,29
9	21,21	49	18,44	89	14,32	129	8,97	169	5,23
10	21,16	50	18,35	90	14,2	130	8,84	170	5,17
11	21	51	18,27	91	14,09	131	8,7	171	5,11
12	21,05	52	18,17	92	13,97	132	8,57	172	5,05
13	21	53	18,08	93	13,84	133	8,44	173	4,99
14	20,95	54	17,99	94	13,72	134	8,32	174	4,93
15	20,89	55	17,9	95	13,6	135	8,19	175	4,88
16	20,83	56	17,81	96	13,48	136	8,07	176	4,82
17	20,78	57	17,71	97	13,35	137	7,96	177	4,77
18	20,72	58	17,62	98	13,23	138	7,84	178	4,71
19	20,66	59	17,53	99	13,1	139	7,73	179	4,66
20	20,6	60	17,43	100	12,98	140	7,62	180	4,61
21	20,54	61	17,33	101	12,85	141	7,51	181	4,56
22	20,48	62	17,24	102	12,72	142	7,41	182	4,51
23	20,41	63	17,14	103	12,59	143	7,3	183	4,46
24	20,35	64	17,04	104	12,47	144	7,2	184	4,41
25	20,28	65	16,94	105	12,33	145	7,1	185	4,36
26	20,22	66	16,84	106	12,2	146	7,01	186	4,32
27	20,15	67	16,74	107	12,07	147	6,91	187	4,27
28	20,08	68	16,64	108	11,94	148	6,82	188	4,23
29	20,01	69	16,53	109	11,81	149	6,73	189	4,18
30	19,94	70	16,43	110	11,67	150	6,64	190	4,14
31	19,87	71	16,33	111	11,54	151	6,55	191	4,09
32	19,8	72	16,22	112	11,4	152	6,46	192	4,05
33	19,73	73	16,12	113	11,26	153	6,38	193	4,01
34	19,65	74	16,01	114	11,13	154	6,3	194	3,97
35	19,58	75	15,9	115	10,99	155	6,22	195	3,93
36	19,5	76	15,79	116	10,85	156	6,14	196	3,89
37	19,42	77	15,69	117	10,71	157	6,06	197	3,85
38	19,35	78	15,58	118	10,57	158	5,98	198	3,81
39	19,27	79	15,47	119	10,43	159	5,91	199	3,77
40	19,19	80	15,36	120	10,28	160	5,83	200	3,73

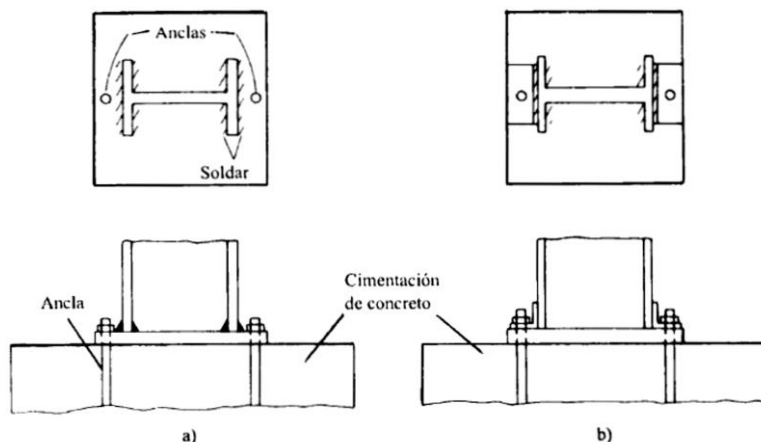
Fuente: manual LRFD, segunda edición, tabla 3-36, p 6-147.

2.2.10.7. Placas base y anclaje para columnas

El esfuerzo de diseño por compresión en el área de apoyo de un cimiento de concreto o de mampostería, es mucho menor que el correspondiente a la base de acero de una columna. Cuando una columna de acero se apoya en la parte superior de un cimiento, o de una zapata aislada, es necesario que la carga de la columna se distribuya en área suficiente para evitar que se sobre esfuerce el concreto, es importante también que la base de la columna y la placa base estén en contacto absoluto.

Las placas base de columnas de acero pueden soldarse directamente a las columnas, o pueden ligarse por medio de alguna oreja de ángulo remachada o soldada, estos métodos de conexión se ilustran en la figura 8. Para columnas pequeñas, estas placas pueden soldarse a la columna en el taller, pero para columnas mayores es necesario embarcar las placas por separado y colocarlas en su nivel correcto.

Figura 8. Placas base para columnas de acero



Fuente: diseño de estructuras de acero, método LRFD Jack. C. MacCormac. p. 202.

2.2.10.8. Análisis estructural del marco

El marco que se analizara será el intermedio y para efecto de análisis se harán las siguientes consideraciones: el marco se idealizara con apoyos articulados, se supone que las inercias de las vigas y columnas son iguales, las uniones viga-columna (rodillas) tienen capacidad para resistir momentos.

Los marcos serán analizados para cargas verticales y laterales, los cuatro casos que se analizaran serán los siguientes: a) análisis con carga viva, b) análisis con carga muerta, c) análisis con carga lateral uniformemente distribuida (carga de viento), d) análisis con carga lateral puntual (carga de sismo).

A continuación se muestran las dimensiones del marco estructural que se analizara, la figura 9 muestra la geométrica completa del mismo.

Dimensiones del marco

Luz del marco (L) = 15,00 m = 49,2 pies

Longitud de la nave (Ln) = 30,0 m = 98,4 pies

Distancia entre marcos = 6,00m = 19,68 pies

Altura de columna hasta la rodilla (h) = 6,00 m = 19,68 pies

Distancia rodilla-cumbrera (f) = 2,92 m = 9,57 pies

Longitud de vigas (d) = 8,08 m = 26,50 pies

Altura total del marco (H) = 9,34m = 30,63 pies

Pendiente del techo = 36,1 %

Ángulo de pendiente (φ) = $\tan^{-1}(36/100) = 19.79^\circ$

Factores importantes:

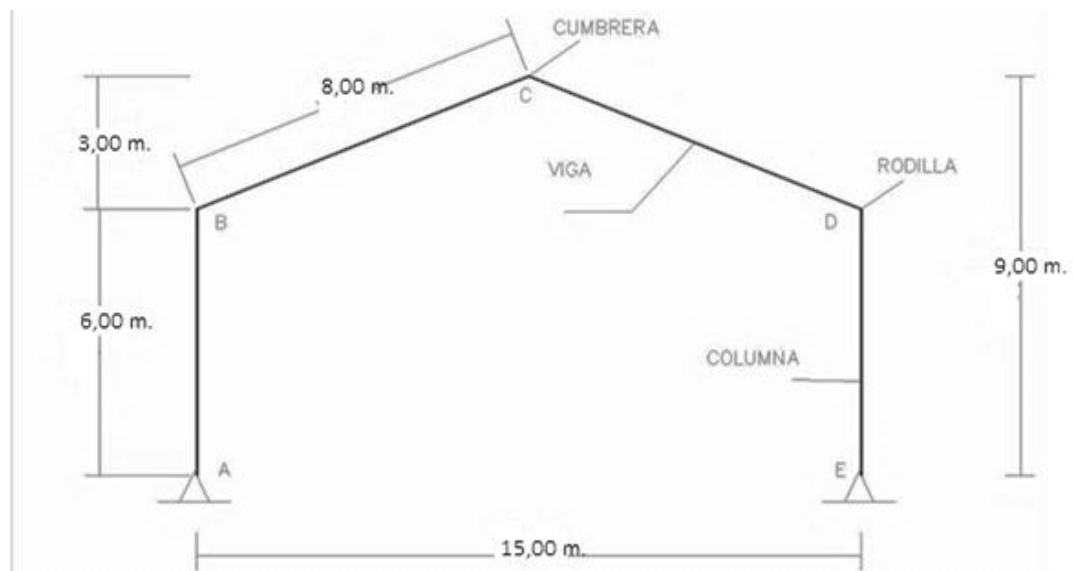
$$\text{Rigidez relativa : } K = \frac{K_{\text{col}}}{K_{\text{viga}}} = \frac{L_{\text{col}}}{L_{\text{viga}}} = \frac{h}{d} = \frac{6,0 \text{ m}}{8,08 \text{ m}} = 0,74$$

$$Q = \frac{f}{h} = \frac{2,92 \text{ m}}{6,00 \text{ m}} = 0,48$$

$$N = 4(Q^2 + 3Q + K + 3) = 4[(0,48^2) + 3(0,48) + 0,74 + 3] = 21,64$$

$$H = h + f = 19,68 \text{ pies} + 9,57 \text{ pies} = 2925 \text{ pies}$$

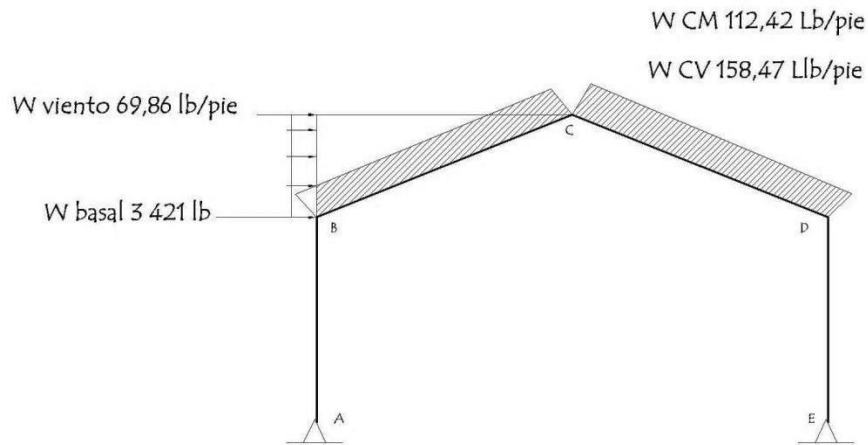
Figura 9. Geometría del marco



Fuente: elaboración propia.

Las cargas que actúan en el marco se calcularon en el inciso 2.2.7.2, el modelo matemático se muestra en la figura 10.

Figura 10. **Modelo matemático del marco**



Fuente: elaboración propia.

- Análisis estructural con carga muerta

Cálculo de reacciones:

$$W_{CV} = 112.42 \text{ lb/pie} = 0,112 \text{ Kips/pie (según inciso 2.4.6)}$$

$$R_A = R_E = R = \frac{W_{CM} * 2d}{2} = \frac{(0,112 \text{ Kips/pie})(2 * 26,50 \text{ pie})}{2} = 2,968 \text{ Kips}$$

$$P_A = P_E = P = \frac{1,05W_{CM}L^2}{8hN} (5Q + 8) = \frac{(1,05)(0,112)(49,2)^2}{(8)(19,68)(21,64)} [(5)(0,48) + 8]$$

$$P_A = P_E = P = 0.868 \text{ Kips}$$

Cálculo de momentos:

$$M_B = M_D = -Ph = -(0,868\text{Kips})(19,68 \text{ pie}) = 17,10 \text{ Kips} * \text{pie}$$

$$M_C = \frac{RL}{2} - \frac{W_{CM}d^2}{2} - Pf = \frac{(2,96)(49,2)}{2} - \frac{(0,112)(26,50)^2}{2} - (0,868)(9,57)$$

$$M_C = 25,18\text{Kips} * \text{pie}$$

- Análisis estructural con carga viva

Cálculo de reacciones:

$$W_{CV} = 158,47 \text{ lb/pie} = 0,158 \text{ Kips/pie (según inciso 2.4.6).}$$

$$R_A = R_E = R = \frac{W_{CV} * 2d}{2} = \frac{(158,47 \text{ lb/pie})(2 * 26,50 \text{ pie})}{2} = 4,19 \text{ Kips}$$

$$P_A = P_E = P = \frac{1,05W_{CV}L^2}{8hN} (5Q + 8) = \frac{(1,05)(0,158)(49,2)^2}{(8)(19,68)(21,64)} [(5)(0,48) + 8]$$

$$P_A = P_E = P = 1,22 \text{ Kips}$$

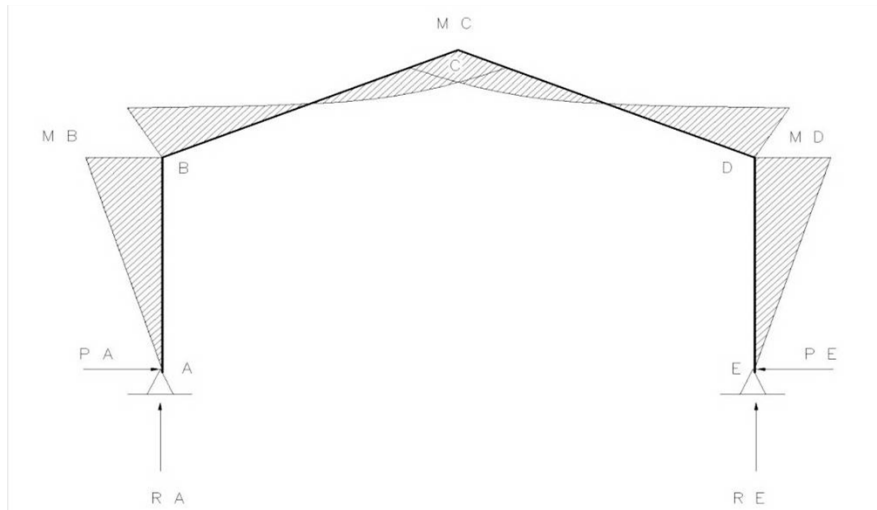
Cálculo de momentos:

$$M_B = M_D = -Ph = -(1,22 \text{ Kips})(19,68 \text{ pie}) = 24,12 \text{ Kips} * \text{pie}$$

$$M_C = \frac{RL}{2} - \frac{W_{CV}d^2}{2} - Pf = \frac{(4,19)(49,2)}{2} - \frac{(0,158)(26,5)^2}{2} - (1,22)(9,57)$$

$$M_C = 35,92 \text{ Kips} * \text{pie}$$

Figura 11. Diagrama de momentos por carga muerta y viva



Fuente: elaboración propia.

- Análisis estructural con carga de viento

Cálculo de reacciones:

$$W_{\text{viento}} = 69,86 \text{ lb/pie} = 0,069 \text{ Kips/pie (según inciso 2.4.6).}$$

$$R_E = R = \frac{W_{\text{viento}} * f(2h + f)}{2L} = \frac{(0,069)(9,57)[(2)(19,68) + 9,57]}{(2)(49,2)}$$

$$R_E = R = 0,32 \text{ K}$$

$$R_A = -0,32 \text{ K}$$

$$P_E = \frac{W_{\text{viento}} * f}{4N} (8K + 20Q + 5Q^2 + 24)$$

$$= \frac{(0,069)(9,57)}{(4)(21,64)} [(8)(0,74) + 20(0,48) + 5(0,48)^2 + 24]$$

$$P_E = 0.31 \text{ Kips.}$$

$$P_A = W_{\text{viento}} * f - P_E = (0,069)(19,68) - 0,31 = 1,04 \text{ Kips}$$

Cálculo de momentos:

$$M_B = P_A h = (1,04 \text{ Kips})(19,68 \text{ pie}) = 20,46 \text{ Kips} * \text{pie}$$

$$M_D = P_E h = (0,31 \text{ Kips})(19,68 \text{ pie}) = 6,10 \text{ Kips} * \text{pie}$$

$$M_C = -\frac{RL}{2} + P_A f - \frac{W_{CV} f^2}{2} = -\frac{(0,32)(49,2)}{2} + (1,04)(9,57) - \frac{(0,069)(9,57)^2}{2}$$

$$M_C = -1,07 \text{ Kips} * \text{pie}$$

- Análisis estructural con carga de sismo

Para realizar el análisis, se supone que la carga de sismo será aplicada en el punto B, que es la unión de la viga y la columna (rodilla). La constante b, indica la posición de la carga respecto del apoyo de la columna (punto A), y puede tener valores entre 0-1; para nuestro caso b=1.

Cálculo de reacciones:

$$V_{\text{marco}} = 3421 \text{ lb} = 3,42 \text{ Kips (según inciso 2.2.7.2).}$$

$$R_E = R = \frac{V_{\text{marco}}(bh)}{L} = \frac{(3,42)(1)(19,68)}{(49,2)} = 1,36 \text{ Kips}$$

$$R_E = R = 1,36 \text{ Kips.}$$

$$R_A = -1,36$$

$$P_E = \frac{V_{\text{marco}} * b}{N} (3K + 3Q - Kb^2 + 6)[(3)(0,74) + 3(0,48) - (0,74)(1)^2 + 6]$$

$$= \frac{(3,42)(1)}{(21,64)} [(3)(0,74) + 3(0,48) - (0,74)(1)^2 + 6]$$

$$P_E = 1,41 \text{ Kips.}$$

$$P_A = V_{\text{marco}} - P_E = 3,42 - 1,41 = 2,01 \text{ Kips}$$

Cálculo de momentos:

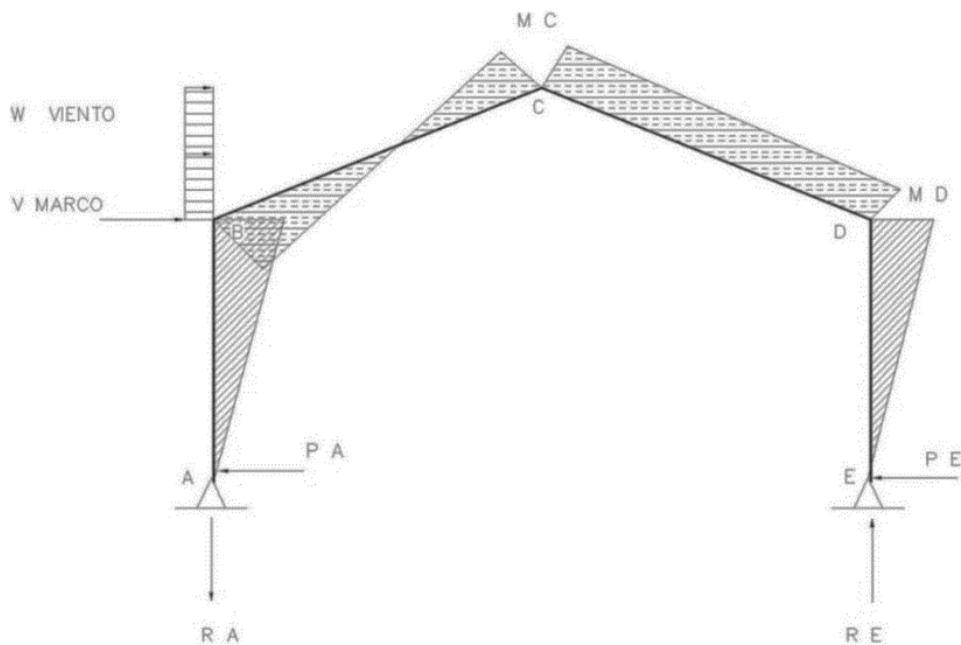
$$M_B = P_A h = (2,01 \text{ Kips})(19,68 \text{ pie}) = 39,55 \text{ Kips} \cdot \text{pie.}$$

$$M_D = P_E h = (1,41 \text{ Kips})(19,68 \text{ pie}) = 27,74 \text{ Kips} \cdot \text{pie.}$$

$$M_C = -\frac{RL}{2} + P_A f - V_{\text{marco}} f = -\frac{(1,36)(49,2)}{2} + (2,01)(9,84) - (3,42)(9,84)$$

$$M_C = -47,33 \text{ Kips} \cdot \text{pie}$$

Figura 12. Diagrama de momentos carga de viento y sismo



Fuente elaboración propia.

Tabla IX. **Resultados del análisis estructural del marco**

Carga o Momento	Carga muerta (D)	Carga viva (L)	Carga de Viento (W)	Carga de Sismo (E)
Cargas	Kips	Kips	Kips	Kips
R _A	2,96	4,19	-0,32	-1,36
R _E	2,96	4,19	0,32	1,36
P _A	0,86	1,22	1,04	2,01
P _E	0,86	1,22	0,31	1,41
Momentos	Kips*pie	Kips*pie	Kips*pie	Kips*pie
M _B	17,10	24,12	20,46	39,55
M _D	17,10	24,12	6,10	27,74
M _C	25,28	35,92	1,07	-47,33

Fuente: elaboración propia.

○ **Envolvente de carga y momentos**

Para obtener los valores máximos del análisis estructural se debe hacer la envolvente de cargas y momentos, esta se obtiene realizando las diferentes combinaciones de carga; dichas combinaciones están descritas en el manual de diseño LRFD de la AISC, las que se utiliza para este caso son las siguientes:

$$\text{COMB 1} = U = 1,2D + 1,6L \rightarrow (\text{Ecuación A4 - 2 del LRFD})$$

$$\text{COMB 2} = U = 1,2D + 1,6L + 0,8W \rightarrow (\text{Ecuación A4 - 3 del LRFD})$$

$$\text{COMB 3} = U = 1,2D + 0,5L + 1,3W \rightarrow (\text{Ecuación A4 - 4 del LRFD})$$

$$\text{COMB 4} = U = 1,2D + 0,5L + 1,0E \rightarrow (\text{Ecuación A4 - 5 del LRFD})$$

La tabla X muestra los resultados para las diferentes combinaciones de carga utilizadas, la columna envolvente muestra los valores máximos de las cargas y momentos que afectan al marco analizado.

Tabla X. **Combinaciones de carga y momento (envolvente)**

Carga o Momento	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	ENVOLVENTE
Cargas	Kips	Kips	Kips	Kips	Kips
R _A	10,25	9,99	5,23	4,28	10,25
R _E	10,25	9,99	5,64	7,07	10,25
P _A	2,98	3,81	2,99	3,65	3,65
P _E	2,98	3,22	2,04	3,05	3,22
Momentos	Kips*pie	Kips*pie	Kips*pie	Kips*pie	Kips*pie
M _B	59,11	75,47	59,17	72,13	75,47
M _D	59,11	63,99	40,51	60,32	63,99
M _C	87,68	88,53	49,56	0,846	88,53

Fuente: elaboración propia.

2.2.11. 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, esta parte de la edificación es la que se destina para soportar las cargas que se presentarán en su vida útil.

2.2.11.1. Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión, tensión y corte. Los datos necesarios para su diseño son los momentos últimos y cortes actuantes, porque se toman del análisis estructural.

- Diseño por flexión

Para diseñar una viga con base en la resistencia, se requiere que los esfuerzos de flexión reales en la viga no excedan los valores permisibles correspondientes para el material. Un diseño por flexión requiere la determinación del módulo de sección elástico (S), que resulta de dividir el momento flexionante (M) entre el esfuerzo permisible (f).

Módulo de sección elástico:

$$S = \frac{M}{F_b}$$

Donde:

S = módulo de sección elástico (en pulg³ o cm³)

M = momento flexionante máximo (en lb*pulg o kg*cm)

F_b = esfuerzo permisible a flexión en el hacer (en lb/pulg² o kg/cm²)

Para el acero A 36

f_y = 36 000 lb/pulg²

F_b = 0,60 f_y = 22 000 lb/pulg²

Se dice que una viga soportará la flexión si el módulo de sección elástico calculado es menor que el módulo de sección del perfil usado como viga, en nuestro caso será un perfil tipo WF. Los módulos de sección elástico y las propiedades geométricas de los perfiles WF están tabulados en tablas de especificaciones de los fabricantes y en manuales de diseño; en nuestro caso se utilizan las tablas del manual LRFD (ver anexos).

Cálculo de módulo de sección:

Datos:

$M_{max} = 88,53 \text{ kips} \cdot \text{pie}$ (de la envolvente)

$F_b = 22\,000 \text{ lb/pulg}^2$

$$S = \frac{M}{F_b} = \frac{(88,53 \text{ Kips} \cdot \text{pie})(12 \text{ plg})}{22 \text{ Kips/plg}^2} = 48,28 \rightarrow \text{módulo de sección requerida.}$$

Usando perfil WF 14x38 $S = 54,6 \text{ pulg}^3$ (según tabla LRFD)

Se eligió el perfil WF 14X38 por ser el más liviano, por lo general la sección más liviana es también la más económica. Usando las tablas del LRFD (ver anexos) se obtienen las dimensiones y propiedades geométricas para el perfil elegido.

Dimensiones y propiedades geométricas del perfil WF 14X38

Área de sección (A) = 11,2 pulg²

Altura alma (d) = 14,1 pulg (14 1/8")

Ancho de patín (bf) = 6 3/4 pulg

Espesor del alma (tw) = 0,310 pulg (5/16")

Espesor del patín (tf) = 0,515 pulg (1/2")

Inercia (I_{x-x}) = 385 pulg⁴

Módulo de sección (S_{x-x}) = 54,6 pulg³

Radio de giro (r_{x-x}) = 5,86 pulg

Chequeo de sección compacta:

$$\text{Patin} \rightarrow \frac{b_f}{2t_f} < \frac{65}{\sqrt{f_y}} \rightarrow 6,6 < \frac{65}{\sqrt{36}} = 6,6 < 10,83 \therefore \text{chequea sección compacta}$$

$$\text{Alma} \rightarrow \frac{h}{t_w} < \frac{640}{\sqrt{f_y}} \rightarrow 39,6 < \frac{640}{\sqrt{36}} = 45,4 < 106,67 \therefore \text{chequea sección compacta}$$

- Diseño por corte

Las vigas deben diseñarse también para resistir el cortante provocado por las cargas. La tendencia de una viga a fallar por cortante existe por el deslizamiento de las fibras de su sección, unas con respecto a otras, tanto vertical como horizontalmente; es posible demostrar que, en cualquier sección de la viga, las intensidades totales de los esfuerzos cortantes verticales y horizontales, son de igual magnitud.

En el caso de vigas de acero, solamente interesa el cortante horizontal; los esfuerzos no están distribuidos por igual sobre toda la sección transversal de la viga, sino que tienen su máximo en el eje neutro y son nulos en las fibras extremas. Debido a esto, se supone que el alma es la única parte que resiste el corte en la sección de una viga de acero.

Si el esfuerzo cortante promedio no excede al esfuerzo cortante permisible, F_v , que es de 14,500 libras por pulgadas cuadradas para el acero A36, la viga es segura respecto a cortante. La siguiente fórmula puede utilizarse para encontrar el esfuerzo cortante promedio.

$$f_v = \frac{V}{d * t}$$

Donde:

f_v = esfuerzo cortante promedio (en lb/pulg² o kg/cm²)

V = cortante vertical máximo (en lb o kg)

d = peralte total de la viga (en pulg o cm)

t = espesor cortante promedio (en pulg o cm)

Chequeo por corte:

$V = 10,25$ kips (de la envolvente) Corte actuante

$F_v = 14,5$ kips/pulg² Esfuerzo cortante permisible en el acero A 36

$$f_v = \frac{V}{d * t} = \frac{10,25 \text{ Kips}}{(14,1 \text{ plg})(0,310 \text{ plg})} = 2,34 \text{ Kips/pulg}^2$$

Como $f_v = 2,34$ kips/pulg² < $F_v = 14,5$ kips/pulg² Chequea

Como el esfuerzo cortante actuante promedio es menor que el esfuerzo cortante permisible del acero A36, la viga es segura para resistir el corte.

- Revisión por deflexión

Además de resistir la flexión y el cortante las vigas no deben deformarse excesivamente, ya que si no son lo suficientemente rígidas, podrán ocasionar agrietamientos en los pisos y techos. Por lo tanto deben revisarse para confirmar que la deflexión real sea menor que la deflexión permisible. La deflexión es la distancia perpendicular del eje neutro de la viga hasta el punto más lejano de la curva elástica se conoce como deflexión.

Las especificaciones AISC vigentes señalan que las deflexiones no excedan a 1/360 del claro. Para vigas típicas con cargas simples la deflexión real puede calcularse mediante la fórmula:

$$D = \frac{5WL^4}{384EI}$$

D = deflexión máxima en pulg o cm

W = carga total uniformemente distribuida , en lb/pie o kb/m

E = módulo de elasticidad de la viga, en lb/pulg² o kg/cm²

I = momento de inercia de la sección transversal de la viga, plg⁴ o cm⁴

para el acero estructural, E = 29 000 000 lb/pulg² o 2 100 000 kg/cm²

Chequeo por deflexión:

$$W = 1,4(112,42) + 1,7(158,47) = 426,78 \text{ lb/pie} = 35,56 \text{ lb/pulg}$$

$$L = 265 \text{ pies}$$

$$I = 385 \text{ pulg}^4$$

Deflexión permisible:

$$D_p = \frac{L}{360} = \frac{(26,5)(12)}{360} = 0,88 \text{ pulg}$$

Deflexión real:

$$D_r = \frac{5WL^3}{384EI} = \frac{(5)(35,56)(26,5)^4}{(384)(29,000 * 10^3)(385)} = 0,0020 \text{ uplg}$$

Como $D_r = 0,0020 \ll D_p = 0,88 \rightarrow$ chequea

Como la deflexión real es mucho menor que la deflexión permisible, la viga cumple con el diseño por deflexión.

2.2.11.2. Diseño de columnas

Son elementos estructurales que están sometidos a carga axial y momentos flexionantes. Para el diseño, la carga axial es el valor de todas las cargas últimas verticales que soporta la columna, esta carga se determina por área tributaria.

- Cargas permisibles para columnas

La carga permisible que soportará una columna de acero se encuentra multiplicando el esfuerzo unitario permisible por el área de la sección transversal de la columna. Se determinará primero el valor de kl/r y de la tabla XXV, se puede establecer después el valor del esfuerzo unitario permisible. El área de la sección de la columna se puede encontrar en las tablas del AISC para los perfiles WF.

$$f_a = \frac{P}{A} \leq F_a$$

Donde:

f_a = esfuerzo axial de diseño, en $k/pulg^2$

P = carga axial máxima de compresión, en K

A = área de la sección usada como columna, en $pulg^2$

F_a = esfuerzo axial de compresión permisible, en $k/pulg^2$

- Diseño de columnas

A falta de tablas de seguridad y un método directo, el diseño de columnas puede realizarse por medio de tanteos. La información con que se cuenta

incluye siempre la carga y la longitud de la columna; el diseñador debe escoger entonces una sección tentativa y, por medio de la fórmula de columna, calcular la carga permisible que soportará. Si esta carga permisible es menor que la carga real que debe soportar, la sección propuesta no es suficiente y deberá probarse otra sección de modo similar.

En la práctica, el diseñador selecciona el tamaño adecuado para la sección de la columna, directamente, por medio de las tablas de propiedades de secciones del AISC.

Selección del perfil a utilizar

Se propone usar un perfil WF 14x38 (igual al perfil de la viga), esto por razones prácticas de diseño y economía.

Dimensiones y propiedades geométricas del perfil WF 14X38:

Área de sección (A)	= 11,2 pulg ²
Altura alma (d)	= 14,1 pulg (14 1/8")
Ancho de patín (bf)	= 6 3/4 pulg
Espesor del alma (tw)	= 0,310 pulg (5/16")
Espesor del patín (tf)	= 0,515 pulg (1/2")
Inercia (I_{x-x})	= 385 pulg ⁴
Módulo de sección (S_{x-x})	= 54,6 pulg ³
Radio de giro (r_{x-x})	= 5,86 pulg

Relación de esbeltez:

La relación de esbeltez depende de las condiciones de apoyo de la columna y la longitud de la misma, para nuestro caso se idealizan los apoyos como:

Base de columna: rotación libre – traslación restringida

Unión viga – columna: rotación restringida – traslación libre.

Para las condiciones anteriores, el valor de $k = 2$, entonces:

$$\text{Relación de esbeltez} = \frac{kl}{r} = \frac{(2)(19,68 * 12 \text{ pulg})}{5,87 \text{ pulg}} = 80,46$$

Esfuerzo axial de compresión máximo (f_a):

$P = 10,25$ Kips (de la envolvente)

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{10,25 \text{ Kips}}{11,2 \text{ pulg}^2} = 0,91 \text{ ksi}$$

Esfuerzo axial de compresión permisible (F_a):

$$\text{Para } \frac{kl}{r} = 80,46 \rightarrow F_a = 15,36 \text{ ksi}$$

Según la relación:

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0,91 \text{ ksi}}{15,36 \text{ ksi}} = 0,05 < 0,15 \rightarrow \text{chequea}$$

Esfuerzo de flexión máximo (f_b) y permisible (F_b):

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{88,53 \text{ Kips} \cdot \text{pie}}{54,6 \text{ pulg}^3} = 1,62 \text{ ksi}$$

Chequeo de sección compacta:

$$\text{Patin} \rightarrow \frac{b_f}{2t_f} < \frac{65}{\sqrt{f_y}} \rightarrow 6,6 < \frac{65}{\sqrt{36}} = 6,7 < 10,83 \therefore \text{chequea a sección compacta}$$

$$\text{Alma} \rightarrow \frac{h}{t_w} < \frac{640}{\sqrt{f_y}} \rightarrow 39,6 < \frac{640}{\sqrt{36}} = 39,6 < 106,67 \therefore \text{chequea a sección compacta}$$

Como el patín y el alma de la columna son compactas, entonces:

$$F_b = 0,66f_y = 0,66(36 \text{ ksi}) = 23,76 \text{ ksi} \text{ La relación } \frac{f_b}{F_b} = \frac{1,62 \text{ ksi}}{23,76 \text{ ksi}} = 0,068$$

Chequeo de condiciones según AISC:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \rightarrow 0,05 + 0,068 = 0,12 \leq 1 \rightarrow \text{chequea}$$

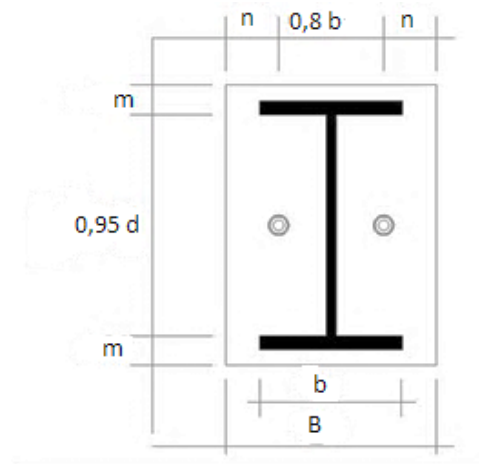
El perfil escogido cumplió con todas las condiciones requeridas, por lo tanto se puede utilizar un perfil WF 14X38 como sección de columna.

- Diseño de placas base

El área de la placa de base para una columna se encuentra fácilmente, dividiendo la carga de la columna entre el esfuerzo unitario de compresión permisible en el concreto, dependiendo de la calidad del mismo. El espesor de la placa se determina suponiendo que se comporta como un voladizo invertido,

cuyo momento máximo se localiza en el borde de la columna y utilizando la dimensión m o n, cualquiera que sea la mayor (ver figura 13).

Figura 13. Área y dimensiones de placa base



Fuente: elaboración propia.

Área requerida de la placa: $A = \frac{P}{F_p}$

Donde:

A = área de la placa basw, en pulg² o cm²

P = carga total de la columna, en lb o kg

F_p = esfuerzo permisible de compresión en la mampostería en lb/pulg² o kg/cm²

Las especificaciones AISC señalan que $F_p = 0,25 f'_c$ cuando toda el área del concreto está cubierta por la placa, entonces se tiene que:

$$A = \frac{P}{F_p} = \frac{(10,25 * 1,000) \text{ lb}}{0,25(3,000 \text{ psi})} = 13,66 \text{ pulg}^2$$

Área propuesta de la placa:

Como el área requerida de la placa es menor a las dimensiones $b = 6,75$. y $d = 14$ pulgadas de la sección usada como columna (WF 14X38), se tiene que usar una placa con medidas que se ajustan a dichas dimensiones, se propone entonces utilizar una placa de 9 X 16 pulgadas. (B = 9 pulgadas. Y C = 16 pulgadas.)

Cálculo de m y n:

$$0,95d = 0,95 (14 \text{ pulg}) = 13,30 \text{ pulg}$$

$$0,80b = 0,80(9 \text{ pulg}) = 7,2 \text{ pulg}$$

$$m = (16 \text{ pulg} - 13,30 \text{ pulg})/2 = 1,35 \text{ pulg}$$

$$n = (9 \text{ pulg} - 7,2 \text{ pulg})/2 = 0,9 \text{ pulg}$$

$$P = 10,25 \text{ kips (de la envolvente).}$$

Cálculo del espesor de placa

El espesor de la placa base se calcula con las siguientes ecuaciones, se utiliza valor mayor entre m y n:

$$t = \sqrt{\frac{3pm^2}{F_b}} \text{ o bien } t = \sqrt{\frac{3pn^2}{F_b}}$$

Donde:

t = espesor de la placa base, en pulg o cm

p = presión real sobre el concreto o mampostería, en lb/pulg² o kg/cm²

$$p = \frac{P}{B * C}$$

m y n = proyección de la placa, por fuera de la columna, en pulg o cm

Fb = esfuerzo permisible en la fibra extrema de la placa, lb/pulg² o kg/cm²

Las especificaciones AISC señalan que Fb = 0,75 Fy; por tanto para acero tipo A36, Fb = 0,75(36 ksi) = 27 ksi

Sustituyendo valores en las ecuaciones anteriores se tiene:

$$p = \frac{(10,25 * 1,000) \text{ lb}}{(9 \text{ plg})(16 \text{ pulg})} = 71,18 \text{ lb/pulg}^2.$$

$$t = \sqrt{\frac{3(0,071 \text{ ksi})p(1,35 \text{ pulg})^2}{27 \text{ ksi}}} = 0,12 \text{ pulg} \approx 1/8 \text{ pulg}.$$

El espesor para la placa será de 1/8 pulgadas siendo entonces las dimensiones para la placa base de la columna de 9"x16"x1/8".

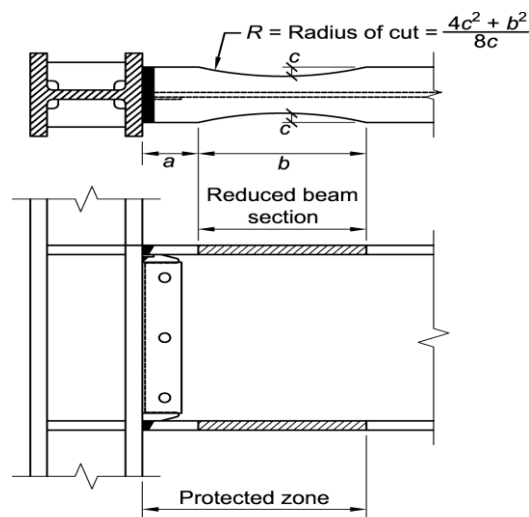
- Diseño de conexiones

El diseño y fabricación de las conexiones es uno de los aspectos trascendentales y más difíciles de resolver en un proyecto resuelto con estructura de acero, las conexiones deben ser capaces de transmitir cargas axiales, fuerzas cortantes, y momentos flexionantes.

Sección de Viga Reducida (RBS)

En una sección de viga reducida (RBS) de conexión momento (figura 14), porciones de la viga bridas se recortan de forma selectiva en la región adyacente a la conexión de viga a la columna. Rendimiento y la formación de bisagra están destinados a producirse principalmente dentro de la sección reducida de la viga.

Figura 14. Reducción de la sección transversal de la conexión



Fuente: Conexiones Precalificadas de especial e Intermedio Marcos Momento de acero para aplicaciones sísmicas. p. 6.2-5.

- Elija valores de prueba para las secciones de vigas, secciones de y RBS dimensiones a , b y c (Figura 12) dentro de los límites:

$$0,5 \text{ } bbf \leq a \leq 0,75 \text{ } bbf$$

$$0,65 \text{ } d \leq b \leq 0,85 \text{ } bbf$$

$$0,1 \text{ } bbf \leq c \leq 0,25 \text{ } bbf$$

Donde:

bbf = ancho del ala de la viga, cm (mm)

a = distancia horizontal de la cara de la brida de la columna al comienzo de un corte RBS, plg, (mm)

b = longitud de un corte de RBS, cm (mm)

c = profundidad de corte en el centro de la sección de la viga reducida, plg, mm

d = profundidad de la viga, cm (mm)

$$0,5 \text{ bbf} \leq a \leq 0,75 \text{ bbf}$$

$$0,5 (17,20) \leq a \leq 0,75 (17,20)$$

$$8,6 \leq a \leq 12,90$$

$$a = 10 \text{ cm}; a = 3,94 \text{ pulg}$$

$$0,65 d \leq b \leq 0,85 d$$

$$0,65 (35,81) \leq b \leq 0,85 (36,81)$$

$$23,27 \leq b \leq 30,43 \text{ entonces } b = 30 \text{ cm} = 11,81 \text{ pulg}$$

$$0,1 \text{ bbf} \leq c \leq 0,25 \text{ bbf}$$

$$0,1 (17,20) \leq c \leq 0,25 (17,20)$$

$$c = 3 \text{ cm} = 1,18 \text{ pulg}$$

- Calcular el módulo de sección plástico en el centro de la sección de la viga reducida:

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ctbf(d - Tbf)$$

Donde:

Z_{RBS} = módulo resistente plástico en el centro de la sección reducida cm³ (mm³)

Z_x = módulo de sección plástico sobre eje x, para la sección transversal de la viga completa en cm³ (mm³)

Tbf = espesor del ala de la viga, cm (mm)

$$Z_{Rbs} = 61,5 \text{ pulg}^3 - 2(1,18 \text{ pulg})(0,515 \text{ pulg})(14,1 \text{ pulg} - 0,515 \text{ pulg})$$

$$Z_{Rbs} = 44,99 \text{ pulg}^3$$

- Calcular el momento máximo probable, MPR, en el centro de la sección de la viga reducida:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBs}$$

Donde:

M_{pr} = momento máximo probable en rótula plástica; kip-in (N-mm)

R_y = relación de la tensión de fluencia esperada al mínimo especificado de fluencia F_y como especifica las disposiciones sísmicas AISC

Z_{RBs} = módulo resistente plástico en el centro de la sección de viga reducida cm^3 (mm^3)

C_{pr} = factor de la fuerza de la conexión alta.

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$

Donde:

F_y = tensión de fluencia mínima especificada del elemento; Ksi (Mpa)

F_u = resistencia a la tracción mínima especificada del elemento, ksi (Mpa)

$$C_{pr} = \frac{49,99 \text{ Ksi} + 58,03 \text{ ksi}}{2(49,99 \text{ Ksi})} \leq 1,2$$

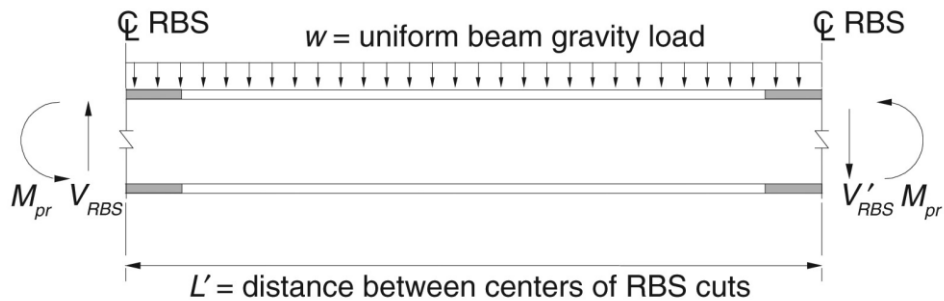
$$C_{pr} = 1,08 \leq 1,2 \text{ ok}$$

$$M_{Pr} = 1,08(1,50)(49,999,89 \text{ lb/plg}^2)(44,99 \text{ pulg}^3)$$

$$M_{Pr} = 3,761,86 \text{ Kip} - \text{in}$$

- Calcular la fuerza de corte en el centro de las secciones de viga reducida en cada extremo de la viga.

Figura 15. **Viga con sección reducida y carga uniformemente distribuida**



Fuente: conexiones precalificadas de especial e intermedio marcos momento de acero para aplicaciones sísmicas. p. 6.2 -68.

$$V_{rbs} = \frac{2M_{pr}}{L'} + \frac{WL'}{2}$$

$$W = 1,2 D + 0,5 L + 0,2 S$$

$$W = 1,2 (112,42 \text{ kip/in}) + 0,5(158,47 \text{ kip/in}) + 0,2 (684,2 \text{ kip/in})$$

$$W = 0,350 \text{ kip/in}$$

$$L' = L - 2 \left(a + \frac{b}{2} \right)$$

$$L' = 318,12 \text{ in} - 2 \left(3,94 \text{ in} + \frac{11,81 \text{ in}}{2} \right)$$

$$L' = 286,62 \text{ in}$$

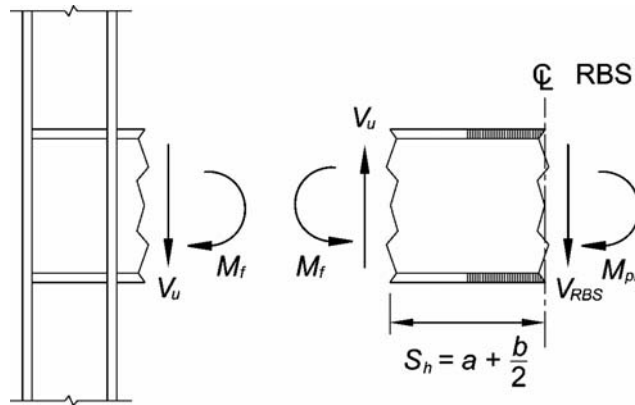
$$V_{rbs} = \frac{2(3761,86 \text{ kip} - \text{in})}{286,62 \text{ in}} + \frac{0,029 \frac{\text{kip}}{\text{in}} (286,62 \text{ in})}{2}$$

$$V_{rbs} = 30,43 \text{ Kips}$$

- Calcular el momento máximo probable en la cara de la columna.

El momento en la cara de la columna se calcula a partir de un diagrama de cuerpo libre del segmento de la viga entre el centro de la sección de la viga reducida y la cara de la columna, como se ilustra en la figura 16.

Figura 16. **DCL entre el centro RBS y cara de columna**



Fuente: conexiones precalificadas de especial e intermedio marcos momento de acero para aplicaciones sísmicas. p. 6.2-2.

Con base en este diagrama de cuerpo libre, el momento en la cara de la columna se calcula como sigue:

$$M_f = M_{pr} + V_{rbs}S_h$$

Donde:

M_f = momento máximo probable en la cara de la columna: kip-in (N-mm)

V_{rbs} = mayor de los valores de la fuerza de corte en el centro de la viga reducida de la sección en cada extremo de la viga, kips (N)

$$Sh = a + \frac{b}{2}, \text{ cm (mm)}$$

$$M_f = 3761,86 \text{ kip} - \text{in} + 30,43 \text{ kips}(3,94 \text{ in} + 5,905 \text{ in})$$

$$M_f = 4061,44 \text{ kip} - \text{in}$$

- Compute M_{pe} el momento plástico de la viga sobre la base de la tensión de fluencia esperado:

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x$$

$$M_{pe} = 1,50(49,99 \text{ kips})(61,5 \text{ in}^3)$$

$$M_{pe} = 4611,57 \text{ kip-in}$$

- Compruebe la resistencia a la flexión de la viga en la cara de la columna:
 $M_f \leq \phi M_{pe}$

$$4061,44 \text{ kip} - \text{in} \leq 1(4611,57 \text{ kip} - \text{in}) \text{ si cumple}$$

- Determinar la fuerza de cizallamiento requerida, V_u , de la viga y la viga de conexión a la columna de web a partir de:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L'} + V_{gravity}$$

Donde:

V_u = resistencia a la cizalladura requerida de la viga y la viga de conexión a la Columna de web, kipd (N)

L' = distancia entre la ubicación de las bisagras de plástico; pulg (mm)

$V_{gravity}$ = fuerza de corte del haz resultante de $1,2D+F1L+0,3S$ donde F1 es la Carga factor que determina el código de cargas vivas pero no menor

0,5 kipsl (n)

$$V_u = \frac{2(3761,86 \text{ kip} - \text{in})}{286,62 \text{ in}} + 30,43 \text{ kips}$$

$$V_u = 56,67 \text{ kips}$$

Chequear el diseño con resistencia al corte del haz de acuerdo con el capítulo G de la especificación AISC.

La resistencia de corte de diseño $\phi_v V_n$ y la resistencia de corte admisible $\phi V_n / \Omega_v$ debe ser determinada de la siguiente manera:

$$\phi_v = 0,90(\text{LRDF}) \quad \Omega_v = 1,67(\text{ASD})$$

Resistencia de corte nominal

La resistencia de corte nominal V_n es:

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v$$

Donde:

A_w = altura total multiplicada por el espesor del alma cm^2 (mm^2)

$C_v = 1,0$

$$V_n = 0,6 \left(49999,87 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2} \right) (0,310 \text{ plg})(6,770 \text{ pulg})(1)$$

$$V_n = 62960,83 \text{ lb}$$

- Diseño de la conexión a la columna alma de la viga.

$$R_n = 1,2L_c t F_u \leq 2,4d t F_u$$

d = diámetro nominal del perno, cm (mm)

F_u = resistencia última mínima especificada del material conectado, kgf/cm^2

Mpa

L_c = distancia libre, en la dirección de la carga, entre el borde de la perforación

y el borde de la perforación adyacente del material, cm, mm

t = espesor del material conectado, cm mm

$$R_n = 1,2(0,75)(0,310)(69\,978,62) \leq 2,4(0,5)(0,310)(69\,978,62)$$

$$R_n = 19,52 \text{ Ksi} \leq 26,03 \text{ Ksi} \quad \text{si cumple}$$

Entonces se usará perno A 325 con diámetro $\phi = \frac{1}{2}$ ", soldadura de filete en ambos lados de la placa, tamaño mínimo de la soldadura 75 por ciento del espesor de la placa, espesor de la placa $\frac{3}{8}$ de pulgada.

- Placas de continuidad

Las especificaciones sísmicas indican que en conexiones totalmente restringidas, en las que las alas de las vigas se sueldan directamente o mediante placas de conexión a las alas de las columnas, se deben disponer placas de continuidad si se cumple que :

$$t_{cf} \geq 0,4 \sqrt{1,8 b_{ftf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}}$$

$$t_{cf} \gg \frac{b_{bf}}{6}$$

$$t_{cf} \geq 0,4 \sqrt{1,8(6,77 \text{ pulg})(0,515 \text{ pulg}) \frac{36 \text{ ksi}(1,5)}{36 \text{ ksi}(1,5)}}$$

$$t_{cf} \geq 1,0083$$

$$t_{cf} \geq \frac{6,77}{6}$$

$$t_{cf} \geq 1,128 \quad t_{cf} = 0,515 \text{ pulg}$$

$$0,515 < 1,008 \text{ y } < 1,128$$

Por lo tanto es necesario diseñar placas de continuidad.

Diseño de placa de continuidad

$$M_f = M_{pr} + V_u S_h$$

$$M_f = 4061,44 \text{ kip} - \text{in}$$

$$t_p = \frac{3}{4} \text{ pulg}, \quad b_p = 8 \text{ pulg}, \quad g = 5 \text{ pulg}, \quad p_{fi}, p_{fo} = 2 \text{ pulg}$$

Determinar el diámetro del perno requerido

$$d_b \text{ req de} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi \phi_n F_{nt} (h_o + h_1)}}$$

$$d_b \text{ req de} = \sqrt{\frac{2(4061,44 \text{ ksi})}{\pi(0,90)89,92 \text{ ksi}(15,84 + 11,325)}}$$

$$d_b \text{ req de} = 1,08 \text{ plg}$$

Se usará perno de $\phi = 1$ pulgada.

Determinar el espesor de la placa terminal requerido $t_p \text{ req}$

$$t_p \text{ req de} = \sqrt{\frac{1,1M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}}$$

$$t_p \text{ req de} = \sqrt{\frac{1,1(4061,44 \text{ ksi})}{(1)(36)(409,72)}}$$

$$t_p \text{ req de} = 0,552 \text{ pulg}$$

Se utilizará espesor de placa de 9/16 pulg

Calcular la fuerza del ala de la viga factorizada F_{fu}

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_{bf}}$$

$$F_{fu} = \frac{4061,44 \text{ ksi}}{14,1 - 0,515}$$

$$F_{fu} = 298,96 \text{ kip}$$

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi d R_n = \phi d 0,6 F_{yp} b_p t_p$$

$$\frac{298,96}{2} \leq (1)(0,6)(36 \text{ ksi})(10,75 \text{ plg})(0,75 \text{ pulg})$$

$$149,48 \text{ kip} \leq 174,15 \text{ kip}$$

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi n R_n = \phi n 0,6 f_{up} A_n$$

$$149,48 < 0,90(0,6)(48,2)$$

149,48 < 162,12 si cumple

Seleccione la placa final espesor de refuerzo y el diseño de la brida de refuerzo a la viga y soldadura de placa terminal.

$$t_s = t_{bw} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right)$$

$$t_s = 0,310 \left(\frac{50}{36} \right)$$

$$t_s = 0,43 \text{ pulg}$$

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

$$\frac{5,18}{0,43} \leq 0,56 \sqrt{\frac{29 \times 10^6}{36}}$$

$$12,04 \leq 15,89 \sqrt{V} u \leq \phi n R_n = \phi n (n_b) F_v A_b$$

$$30,43 \text{ ksi} \leq 0,90(4)(47790,27 \text{ psi})(0,79 \text{ pulg}^2)$$

$$30,43 \text{ ksi} \leq 135,91 \text{ ksi}$$

Revise la falla de la rotura del cojinete perno del fin de la placa y la brida de la columna.

$$30,43 \text{ ksi} \leq 135,91 \text{ ksi}$$

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n(n_i)r_{ni} + \phi_n(n_o)r_{no}$$

Donde:

n_i = número de tornillos interiores (dso para 4E y 4Es, y cuatro para 8Es conexiones)

n_o = número de tornillos exteriores (dos de 4E y 4 Es) conexiones

$r_{ni} = 1,2L_c F_u < 2,4dbtF_u$ para cada tornillo interior

$r_{no} = 1,2L_c F_u < 2,4dbtF_u$ para cada tornillo exterior

L_c = clara distancia, en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o borde del material mm

t = placa terminal o grosor de brida de la columna, cm (mm)

F_u = resistencia a la tracción mínima especificada de la placa terminal ksi

db = diámetro del perno, pulg (mm)

$$r_{ni} = 1,2lctF_u < 2,4dbtF_u$$

$$r_{ni} = 1,2 \left(1 \frac{1}{4}\right) \left(\frac{9}{16}\right) \text{ pulg}(58) \text{ ksi} < 2,4(1 \text{ pulg}) \left(\frac{9}{16}\right) 58$$

$$r_{ni} = 48,93 < 78,3$$

$$V_u \leq \phi_n R_n = 0,90(2)48,93 + 0,90(2)48,9330,43 \text{ ksi} < 176,148 \text{ ksi}$$

Entonces se usará espesor de placa 9/16 pulgada y 4 pernos A325 de 1,0 pulgada

2.2.11.3. Diseño de cubierta

La cubierta o techo, es la parte de la edificación que cierra y protege superiormente al edificio, lo mismo que los muros perimetrales, contra las inclemencias del tiempo, como sin lluvia calor y frío.

- Diseño de costaneras

Para el diseño se propone utilizar costaneras (perfil "C") de 6 pulgadas por 2 pulgadas por 1/16 pulgadas, las propiedades geométricas y módulo de sección elástico de las costaneras están tabulados en tablas de especificaciones de los fabricantes y en manuales de diseño, la tabla XI muestra las propiedades geométricas de diferentes tipos de costaneras.

Tabla XI. **Propiedades geométricas de costaneras**

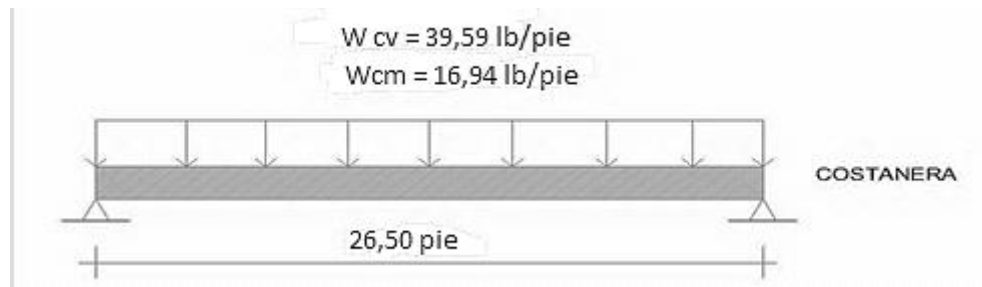
Medidas de costanera	Espesor "t" (plg)	Área (plg ²)	I _x (pulg ⁴)	I _y (pulg ⁴)	S _x (plg ³)	S _y (pulg ³)
a = 4" b= 2" c= 1/2"	0,0625	0,44	1,79	0,0001	0,51	0
a = 5" b= 2" c= 1/2"	0,0625	0,5	2,67	0,0002	0,67	0,01
a = 6" b= 2" c= 1/2"	0,0625	0,56	3,8	0,0002	0,84	0,01
a = 7" b= 2" c= 1/2"	0,0625	0,63	5,21	0,0002	1,04	0,01
a = 8" b= 2" c= 1/2"	0,0625	0,69	6,93	0,0002	1,26	0,01
a = 9" b= 2" c= 1/2"	0,0625	0,75	9	0,0002	1,5	0,01
a = 10" b= 2" c= 1/2"	0,0625	0,81	11,44	0,0003	1,76	0,01

Fuente: Iván Alejandro Cotí Díaz. Diseño de salón de usos múltiples, área recreativa y deportes y pavimento del acceso principal para la colonia el maestro, Quetzaltenango. p. 10.

- Diseño por flexión

Para analizar la costanera se puede idealizar como una viga simplemente apoyada con una carga uniformemente distribuida, el modelo matemático de la costanera se muestra en la figura 17.

Figura 17. **Modelo matemático de costanera**



Fuente: elaboración propia.

Cálculo de momento:

Para una viga simplemente apoyada: $M = \frac{W \cdot L^2}{8}$

$W_u = W_{cm} + W_{cv} = 16,94 \text{ lb/pie} + 39,59 \text{ lb/pie} = 56,53 \text{ lb/pie}$.

$$M = \frac{(56,53 \text{ lb/pie})(26,5 \text{ pie})^2}{8} = 4962,27 \text{ lb} \cdot \text{pie} = 16276,24 \text{ lb} \cdot \text{pulg}$$

Cálculo del módulo de sección:

$$S = \frac{M}{F_b} = \frac{16276,24 \text{ lb} \cdot \text{pulg}}{24,000 \text{ lb/pulg}^2} = 0,67 \rightarrow \text{módulo de sección elástico}$$

Para costanera de $6 \times 2 \times 1/16'' \rightarrow S_x = 0,84$

Como $S = 0,67 < S_x = 0,84 \rightarrow$ chequea

El módulo de sección calculado es de 0,67, que es menor al módulo de sección de una costanera 6 pulgadas por 2 pulgadas por 1/16 pulgadas ($S_x=0,84$), por lo tanto la costanera propuesta cumple con el diseño a flexión.

- Diseño por corte

La costanera debe ser capaz de resistir el esfuerzo cortante provocado por las cargas actuantes, la fuerza cortante máxima en la costanera ocurre en los apoyos de la misma, las reacciones se determinan de la siguiente manera:

$$V = \frac{W * L}{2} = \frac{(56,53 \text{ lb/pie})(26,5 \text{ pie})}{2} = 749,02 \text{ lb}$$

El esfuerzo cortante se calcula con la siguiente ecuación:

$$fv = \frac{V}{d*t} = \frac{749,02 \text{ lb}}{(6 \text{ pulg})(1/16 \text{ pulg})} = 1 997,38 \text{ lb/pulg}^2 \rightarrow \text{Esfuerzo actuante máximo}$$

$Fv = 14 500 \text{ lb/plg}^2 \rightarrow$ Esfuerzo cortante admisible en el acero A 36

Como $fv = 1 977,38 \text{ lb/pulg}^2 < Fv = 14 500 \text{ lb/pulg}^2 \rightarrow$ Chequea

La resistencia al cortante del acero A36 ($14 500 \text{ lb/pulg}^2$) es mucho mayor que el esfuerzo cortante actuante en la costanera, por lo tanto cumple con la resistencia a esfuerzo de corte.

- Revisión por deflexión

Al igual que se chequeo la deflexión en la vigas principales de los marcos estructurales, debe revisarse también en las costaneras, siguiendo el mismo procedimiento.

Deflexión permisible:

$$D_p = \frac{L}{360} = \frac{(26,5)(12)}{360} = 0,88 \text{ pulg.}$$

Deflexión real:

$$D_r = \frac{5WL^4}{384EI} = \frac{(5)(4,71 \text{ lb/pulg})(26,5)^4}{(384)(29,000 * 10^3)(3,8)} = 0,000027 \text{ pulg}$$

Como $D_r = 0,000027 \ll D_p = 0,88 \rightarrow$ Chequea

Como la deflexión real es mucho menor que la deflexión permisible, la costanera cumple con el diseño por deflexión.

- Diseño de tensores y rigidizantes

Los tensores en las estructuras metálicas sirven para darle mayor rigidez a la estructura contra la torsión, sirven de arriostramiento para los elementos estructurales que conforman los marcos. Los tensores se colocan en forma de cruz uniendo los marcos entre sí, el área de acero del tensor se obtiene dividiendo la fuerza horizontal máxima que afecta a la estructura entre el esfuerzo permisible de tensión del acero.

$$A_{\text{tensor}} = \frac{P_A}{F_b} = \frac{(3,65 * 1000) \text{ lb}}{24,000 \text{ lb/pulg}^2} = 0,15 \text{ pulg}^2$$

Para cubrir esa área se necesita una varilla No.4, se colocaran los tensores en forma de cruz uniendo todos los marcos.

2.2.11.4. Diseño de zapatas

Las columnas WF 14x38 de los marcos estructurales, estarán apoyadas sobre pedestales de concreto que a su vez se apoyaran sobre zapatas cuadradas asiladas, a continuación se detalla el proceso de cálculo y diseño.

Datos:

$$P_u = 10,25 \text{ Kips} = 4659,09 \text{ kg} \rightarrow \text{carga última del muro}$$

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

$$f_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2 (\text{Grado } 40).$$

$$V_s = 30 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1.31 \text{ ton/m}^3$$

$$FCU = \frac{CU}{CM+CV} = \frac{10,25}{2,96+4,19} = 1,43 \text{ Pedestales base para columna} = 0,30 \times 0,40 \text{ m}$$

Carga de trabajo:

Para la determinación de la base de la zapata el código ACI, establece que las cargas últimas deben ser convertidas a cargas de trabajo.

$$P_t = \frac{P_u}{FCU} = \frac{4659,09 \text{ kg}}{1,43} = 3258,10 \text{ kg}$$

Área de zapata

$$A_z = \frac{FCU(P_t)}{V_s} \quad \therefore \quad V_s = \text{Capacidad}$$

$$A = \frac{(1,43)(3\,258,10 \text{ kg})}{(30,00)(1000) \text{ kg/m}^2} = 0,15 \text{ m}^2$$

Se usa una zapata cuadrada $B = \sqrt{0,15} = 0,38 \text{ m}$

La base de la zapata calculada es 0,38 metros, no cumple con el área necesaria para el apoyo del pedestal, por lo que se propone utilizar una base que sea igual a tres veces el ancho del pedestal:

$$B = 3b = 3(38 \text{ cm}) = 114 \text{ cm}, \text{ usar } B = 1,14 \text{ m} \rightarrow \text{base propuesta}$$

Peralte de la zapata:

El código ACI establece que el peralte efectivo mínimo será de 15 centímetros, además el recubrimiento para concreto expuesto es de 7,5 centímetros, por lo tanto:

$$t = 7,5 \text{ cm} + 15,00 \text{ cm} = 22,5 \text{ cm} \rightarrow \text{usar } t = 20 \text{ cm}$$

Carga axial de diseño

$$P_z = P_t + \gamma_{\text{suelo}}(A_{\text{zap}})(d_f) + \gamma_{\text{conc}}(A_{\text{zap}})(t)$$

$$P_z = 3258,1 + (1,31 * 1\,000)(1,3 * 1)(1,00) + (2\,400)(1,3)(0,20)$$

$$P_z = 5\,585,1 \text{ kg} = 5,58 \text{ ton}$$

Chequeo de presión sobre el suelo:

$$\sigma_{\max} = \frac{P_z}{A_z} = \frac{5,58 \text{ ton}}{(1,15 * 1,15)\text{m}^2} = 4,21 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 4,21 \text{ ton/m}^2 < V_s = 30,00 \text{ ton/m}^2 \rightarrow \text{chequea}$$

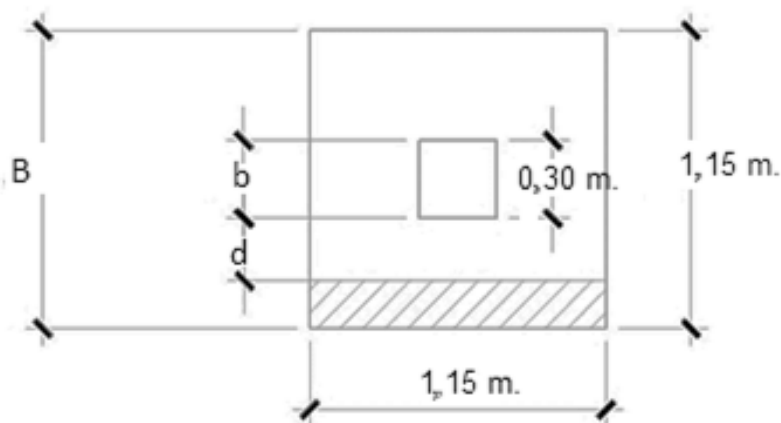
Reacción neta del suelo:

$$\sigma_n = \sigma_{\max}(\text{FCU}) = (4,21 \text{ ton/m}^2)(1,43) = 6,02 \text{ ton/m}^2$$

Chequeo por corte simple:

$$\text{Peralte efectivo } (d) = t - \text{rec.} = 20 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm} = 12,5 \text{ cm}$$

Figura 18. **Área de corte**



Fuente: elaboración propia.

$$\text{Área corte} = \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2} - d \right) (1,00) = \left(\frac{1,15}{2} - 0,125 - \frac{0,30}{2} \right) (1,00) = 0,30$$

$$\text{Corte actuante} \rightarrow V_u = (A_{\text{corte}} * \sigma_n) = (0,30 \text{ m}^2)(6,02 \text{ ton/m}^2) = 1,80 \text{ ton}$$

$$\text{Corte resistente} \rightarrow \phi V_c = \phi 0,53 \sqrt{f'c} b d \text{ [ACI 11.3.1.1]} \quad \therefore \phi = 0,75 \text{ para corte}$$

$$\phi V_c = 0,75(0,53) \left(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \right) (115 \text{ cm})(12,5 \text{ cm}) = 8280,46 \text{ kg} = 8,28 \text{ ton}$$

Como $\phi V_c = 8,28 \text{ ton} > V_u = 1,80 \text{ ton} \rightarrow$ chequear por corte simple

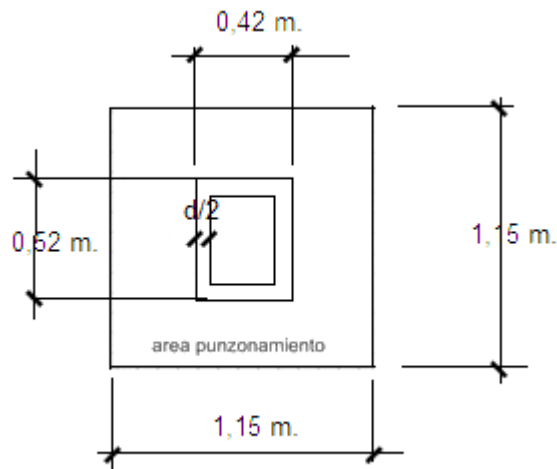
Chequeo corte por punzonamiento:

$$\text{Área de zapata} = (1,15 \text{ m})(1,15 \text{ m}) = 1,32 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de falla} = (0,425 \text{ m})(0,525 \text{ m}) = 0,22 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de punzonamiento} = 1,32 - 0,22 = 1,1 \text{ m}^2$$

Figura 19. **Área de punzonamiento**



Fuente: elaboración propia.

$$\begin{aligned}
 & V_{\text{pun}} = \text{corte por punzonamiento} \\
 \text{corte punzonamiento} \rightarrow V_{\text{pun}} &= A_{\text{pun}}(\sigma_n); \quad A_{\text{corte}} = \text{área de punzonamiento} \\
 & \sigma_n = \text{carga de diseño} \\
 V_{\text{pun}} &= (1,1 \text{ m}^2)(6,02 \text{ ton/m}^2) = 6,62 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\text{Corte resistente} \rightarrow \phi 1,10 \sqrt{f'c} b_o d \quad [\text{ACI 11.12.2.1}]$$

$$\phi = 0,75 \text{ para corte } [\text{ACI 9.3.2.3}]$$

b_o = perímetro del área de falla

$$b_o = 2(0,425 \text{ m} + 0,525 \text{ m}) = 1,90 \text{ m} = 190 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_{\text{cp}} &= (0,75)(1,10) \left(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \right) (190 \text{ cm})(12,5 \text{ cm}) \\
 \phi V_{\text{cp}} &= 28,394 \text{ kg} = 28,39 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Como $\phi V_{\text{cp}} = 28,39 \text{ ton} > V_{\text{pun}} = 6,62 \text{ ton} \rightarrow$ chequea por punzonamiento

Diseño a flexión

Momento de diseño:

$$M_{\text{dis}} = \frac{\omega l^2}{2} \quad \therefore \quad \omega = \sigma_n(1,00 \text{ m}) \rightarrow \text{franja unitaria} \therefore b = 100 \text{ cm}$$

$l = \text{distancia del rostro muro a borde de zapata}$

$$M_{\text{dis}} = \frac{(6,02 \text{ ton/m}^2)(1 \text{ m})(0,30 \text{ m})^2}{2} = 0,27 \text{ ton} * \text{m} = 270 \text{ kg} * \text{m}$$

Área de acero

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

$$A_s = 0,85 \frac{210}{2810} \left[(110)(12,5) - \sqrt{(110 * 12,5)^2 - \frac{(270)(115)}{0,003825(210)}} \right] = 0,90 \text{ cm}^2$$

Refuerzo mínimo [ACI 10.5.1]:

$$\rho_{\min} = \frac{14,1}{f_y} = \frac{14,1}{2810} = 0,005 \rightarrow \begin{aligned} A_{s_{\min}} &= \rho_{\min} b d \\ A_{s_{\min}} &= 0,005(115 \text{ cm})(12,5 \text{ cm}) \\ A_{s_{\min}} &= 7,18 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Como $A_{s_{\text{requerido}}} < A_{s_{\min}} \therefore$ usar $A_{s_{\min}} = 7,18 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del refuerzo: usando refuerzo No. 5

$$\frac{7,18 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} = \frac{1,97 \text{ cm}^2}{S \text{ cm}}$$

$S = 27 \text{ cm}$ usar refuerzo no. 5 @ 25 centímetros en ambos sentidos.

2.2.11.5. Diseño de muros de mampostería

La mampostería es un sistema de construcción utilizado, que aprovecha la fuerza de gravedad, para garantizar la estabilidad de las paredes, arcos, muros de contención y otros elementos estructurales.

- Suposiciones de diseño

El método de diseño estructural utilizado en esta sección es el diseño por esfuerzos de trabajo, según lo establece la sección 2107 el UBC 1997. EL procedimiento de diseño se basa en las suposiciones de esfuerzos de trabajo y de la distribución lineal del esfuerzo-deformación, con todos los esfuerzos en el rango elástico de acuerdo a lo siguiente:

- Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la misma.
- El esfuerzo es proporcional a la deformación.
- Los elementos de mampostería se combinan para formar un miembro homogéneo.

Esfuerzos admisibles en la mampostería y el refuerzo

Según la sección 2107.2.6, 2107.2.8 y 2107.2.11 del UBC 1997 los esfuerzos admisibles en la mampostería y el refuerzo deben ser los siguientes:

Mampostería:

Esfuerzo admisible de flexo-compresión

$$F_b = 0,33f'_m, (2\ 000\ \text{psi})\ \text{como valor máximo (7 - 15)}$$

Esfuerzo admisible de corte (sin refuerzo por cortante)

$$F_v = 1,0\sqrt{f'_m}, (50\ \text{psi})\ \text{como valor máximo (sistema inglés)(7.8)}$$

$$F_v = 0,2651\sqrt{f'_m}, (3,52\ \text{kg/cm}^2)\ \text{como valor máximo (sistema m.k.s.)}$$

Esfuerzo admisible de corte (con refuerzo por cortante)

$$F_v = 3,0\sqrt{f'_m}, (150\ \text{psi})\ \text{como valor máximo (sistema inglés)(7.8)}$$

$$F_v = 0,7953\sqrt{f'_m}, (10,55\ \text{kg/cm}^2)\ \text{como valor máximo (sistema m.k.s.)}$$

Refuerzo:

Esfuerzo admisible a tensión

$$F_s = 0,5f_y \text{ (24 000 psi) como valor máximo}$$

Donde:

F_b = esfuerzo admisible de flexo-compresión en la mampostería, kg/cm^2 (psi)

F_v = esfuerzo cortante admisible en la mampostería, en kg/cm^2 , (psi)

F_s = esfuerzo admisible en el refuerzo, en kg/cm^2 , (psi)

f'_m = resistencia especificada a la compresión para la mampostería a los 28 días

F_y = límite de fluencia a tensión del refuerzo, en kg/cm^2 , (psi)

- Esfuerzo a compresión

La sección 2107.1.6.1 del UBC 1997 establece que los esfuerzos debidos a las fuerzas a la compresión aplicadas en el centroide del muro pueden calcularse mediante la fórmula (7-8), suponiendo una distribución uniforme sobre el área efectiva.

$$f_a = P/A_e$$

Donde:

f_a = esfuerzo axial de compresión calculada debido a una carga axial de diseño, en kg/cm^2 (Psi)

P = carga axial de diseño, en kg (lbs)

A_e = área efectiva de la mampostería, en cm^2 (pulg^2)

- Esfuerzo a flexión

La capacidad a flexión de una sección de mampostería reforzada estará limitada por los esfuerzos admisibles de los materiales que la componen, a uno o ambos al mismo tiempo. El UBC 1997 en la sección 2107.2.15 establece que los elementos se secciones rectangulares sometidas a flexión deben diseñarse de acuerdo a las fórmulas siguientes:

Esfuerzo a la compresión en la mampostería:

$$f_b = \frac{M}{bd^2} \left(\frac{2}{jk} \right) \quad (7 - 31)$$

Esfuerzo a la tensión en el refuerzo longitudinal:

$$f_s = \frac{M}{A_s jd} \quad (7 - 32)$$

Coefficientes de diseño:

$$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np \quad (7 - 33)$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nf_b}} \quad (7 - 34)$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (7 - 35)$$

Donde:

f_b = esfuerzo a la flexión calculada en la fibra extrema debido solo a cargas de diseño a flexión, en kg/cm^2 (psi)

f_s = esfuerzo calculado en el refuerzo debido a las cargas de diseño, en kg/cm^2 (psi)

k = relación de la profundidad del refuerzo de compresión en el miembro a flexión con respecto a la profundidad, d

j = distancia entre el centroide de las fuerzas de flexo-compresión al centroide de las fuerzas de tensión a la altura d

- ρ = relación del área del refuerzo de flexo-tensión, A_s , con respecto al área bd
- b = ancho efectivo del miembro rectangular, en cm (pulg)
- d = distancia desde la cara a compresión del miembro a flexión al centroide del refuerzo longitudinal a tensión, en cm (pulg)
- n = relación modular entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad de la mampostería, $n = E_s/E_m$

La sección 2106.2.12 del UBC 1997 establece los valores para los módulos de elasticidad de la mampostería y el acero:

$$E_m = 750f'_m, 3\,000,000 \text{ psi} \left(200\,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \text{ como máximo (6-3)}$$

$$E_s = 29\,000,000 \text{ psi} \left(2,03 * 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \text{ (6-4)}$$

Donde:

E_m = módulo de elasticidad de la mampostería en $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (psi)

E_s = módulo de elasticidad del acero, en $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (psi)

- Esfuerzo cortante

Según la sección 2107.2.17 del UBC 1997, el esfuerzo cortante en los miembros sometidos a flexión y en muros de corte debe calcularse mediante:

$$f_v = \frac{V}{bjd} \text{ (7-37)}$$

Donde:

f_v = esfuerzo cortante calculado debido a la carga de diseño, en kg/cm^2 (psi)

V = fuerza cortante total de diseño, en kg (lb)

Cuando el valor de f_v , que se obtiene mediante la fórmula (7-37), excede el esfuerzo admisible de corte en la mampostería F_v , debe proporcionarse refuerzo en el alma del miembro para que resista la fuerza total de corte. Ambos esfuerzos cortantes, tanto el vertical como el horizontal, deben tomarse en cuenta.

El área requerida para el refuerzo por cortante colocado perpendicularmente al refuerzo longitudinal debe calcularse mediante la fórmula siguiente:

$$A_v = \frac{sV}{F_s d} \quad (7 - 38)$$

Donde:

A_v = área del refuerzo que se requiere para resistir el cortante, colocado perpendicularmente el refuerzo longitudinal, en cm^2 (plg^2)

S = espaciamiento de los estribos, en cm (plg)

Cuando se requiera refuerzo del alma, debe espaciarse de manera que cada línea a 45 grados, que se entiende desde un punto a una distancia $d/2$ de la viga hasta las varillas de tensión longitudinales, debe estar cruzada por una línea de refuerzo de alma como mínimo.

- Corte basal

Para poder calcular el corte basal de diseño del muro debemos estimar el peso total del mismo, para lo cual se toman en cuenta lo siguiente.

Dimensiones del muro:

Largo = 30 m

Altura = 6 m

Espesor = 20 cm

Wmampostería = 240 kg/m^2 Bloques de concreto con repello en ambas caras

Distribución de columnas y soleras (asumida):

Columnas 0,20X0,20 a cada 2 m

Soleras 0,20X0,20 a cada 1 m

Cálculo de peso total del muro:

$$W \text{ mampostería} = \text{Area} * \left(240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) = (192\text{m}^2) \left(240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) = 46080.00 \text{ kg}$$

$$W \text{ columnas} = A_{\text{col}} * h_{\text{col}} * \gamma_{\text{concreto}} * \#\text{col}$$

$$W \text{ columnas} = 0,20 \text{ m} * 0,20 \text{ m} * 6 \text{ m} * \left(2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) * 15 \text{ col} = 8640,00 \text{ kg}$$

$$W \text{ soleras} = A_{\text{solera}} * L_{\text{solera}} * \gamma_{\text{concreto}} * \#\text{soleras}$$

$$W \text{ soleras} = 0,20 \text{ m} * 0,20 \text{ m} * 30 \text{ m} * \left(2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) * 7 \text{ soleras} = 20160,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muro}} = W_{\text{mamposteria}} + W_{\text{columnas}} + W_{\text{soleras}}$$

$$W_{\text{muro}} = 46080 \text{ kg} + 8640 \text{ kg} + 20,160 \text{ kg} = 74880,00\text{kg}$$

Para análisis estático, según el UBC 1997 el valor del cortante basal de diseño debe estar comprendido en un rango de entre el 10 por ciento y el 30 por ciento del peso total de la estructura; para nuestro caso por ser muros que no son de carga y únicamente soportan su peso propio se usará un valor del 10 por ciento. Considerando lo anterior se calcula el corte basal de diseño para el muro:

$$V = 0,10 * W_{\text{muro}} = 0,10 * 7\,4880 \text{ kg} = 7\,488 \text{ kg}$$

- Diseño del refuerzo

El salón tiene cuatro muros principales de mampostería reforzada, todos poseen las mismas dimensiones por lo que se consideran típicos, el proceso de diseño es el mismo para todos; a continuación se detallara el diseño del muro de la fachada principal del edificio.

Para calcular el área de acero necesaria para resistir la flexión en el muro, se deben determinar los valores k , j , $\frac{2}{j k}$ y ρ ; con estos valores se debe utilizar la llamada tabla ρ que contiene los diferentes valores de cuantías (ρ).

Valores de diseño:

$f'_m = 25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	Largo muro = 30,00 m
$f_y = 2\,800 \text{ kg/cm}^2$ (Grado 40)	Alto muro = 6,00 m
$E_s = 2,03 * 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	Espesor = 19 cm
$V = 7\,488,00 \text{ kg}$	

Procedimiento de cálculo:

- Chequeo esfuerzo de flexo-compresión

$$f_a = \frac{P}{A_e} = \frac{74\,880,00 \text{ kg}}{(19 \text{ cm})(30 * 100) \text{ cm}} = 1,31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{Esfuerzo actuante}$$

$$F_b = 0,33f'_m = 0,33 \left(25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 8,25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{Esfuerzo admisible}$$

$$\text{Como } f_a = 1,31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < F_b = 8,25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \therefore \text{chequea}$$

Diseño a flexión:

$$W_{\text{muro}} = \frac{(74\,880,00 \text{ kg})}{180 \text{ m}^2} = 416 \text{ kg/m}^2$$

$$V = (0,10) \left(416 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) = 41,6 \text{ kg/m}^2$$

Se calcula el momento actuante de diseño para una franja unitaria del muro, asumiendo que el muro se encuentra en voladizo se tiene:

$$M = \frac{Wh^2}{8} = \frac{\left(41,6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1 \text{ m} \right) (6,00 \text{ m})^2}{8} = (187,2 \text{ kg} * \text{m})/\text{m}$$

$$E_m = 750f'_m = (750) \left(25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 18,750 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_b = 0,33f'_m = 0,33 \left(25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 8,25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{esfuerzo admisible mampostería}$$

$$F_s = 0,5f_y = (0,5) \left(2,800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 1,400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{esfuerzo admisible del acero}$$

$$n = \frac{E_s}{E_m} = \frac{2,03 * 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{18,750 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 108,27$$

$$d = \frac{19}{2} = 9,5 \text{ cm} \rightarrow \text{acero al centro de la celda}$$

$$b = 100 \text{ cm} \rightarrow \text{espaciamiento del acero asumida}$$

Calculamos los valores de $\frac{2}{jk}$ y $n\rho_j$:

$$\frac{2}{jk} = \frac{f_b b d^2}{M} = \frac{\left(8,25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) (100 \text{ cm})(9,5 \text{ cm})^2}{(187,2 * 100) \text{ kg} * \text{cm}} = 3,97$$

$$n\rho_j = \frac{nM}{f_s b d^2} = \frac{(108,27)(187,2 * 100) \text{ kg} * \text{cm}}{\left(1\,400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) (100 \text{ cm})(9,5 \text{ cm})^2} = 0,1604$$

De las tablas de coeficientes $n\rho$ se obtiene los siguientes valores:

$$\text{Para } \frac{2}{jk} = 12,615 \rightarrow n\rho = 0,043 \text{ (mampostería)}$$

$$\text{Para } n\rho_j = 0,07412 \rightarrow n\rho = 0,083 \text{ (acero)} \rightarrow \text{cumple mayor}$$

Para calcular la cuantía se utiliza el valor más grande de $n\rho$, entonces:

$$\rho = \frac{n\rho}{n} = \frac{0,083}{108,27} = 0,00077 < 0,0013 \therefore \text{usar cuantía mínima}$$

Cuantía vertical mínima:

$$\rho_v \geq 0,0013 \rightarrow A_{sv} = \rho_v * b * d$$

Donde:

ρ_v = cuantía de acero vertical mínima

A_{sv} = área de acero vertical mínima, en cm^2 (pulg²)

b = distancia entre refuerzos verticales (espaciamiento) en cm (pulg)

d = distancia entre la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal a tensión, en cm (pulg)

Cuantía horizontal mínima:

$$\rho_h \geq 0,0007 \rightarrow A_{sh} = \rho_h * t * h$$

Donde:

ρ_h = cuantía de acero horizontal mínima

A_{sh} = área de acero horizontal mínima, en cm^2 (pulg²)

t = espesor del muro, en cm (pulg)

h = altura del muro, en cm (pulg)

Además, $\rho_v + \rho_h \geq 0.002$

Refuerzo vertical:

Usando la cuantía vertical mínima $\rho_v=0,0013$, calculamos el área de acero:

$$A_{sv} = \rho_v * b * d = (0,0013)(100 \text{ cm})(9,5 \text{ cm}) = 1,24 \text{ cm}^2$$

Una varilla No.4 tiene un área de 1,29 centímetro cuadrado, por lo tanto se colocaran refuerzos No.4 a cada metro.

Refuerzo horizontal:

Usando la cuantía vertical mínima $\rho_h = 0,0007$, calculamos el área del acero:

$$A_{sh} = \rho_h * t * h = (0,0007)(19 \text{ cm})(400 \text{ cm}) = 5,32 \text{ cm}^2$$

Para cubrir el área requerida se necesitan 8 varillas No.3 suman un área de 5,68 centímetros cuadrados, por lo tanto se colocaran 4 soleras en total, con 2 refuerzos No.3 y distanciadas un metro cada una.

Chequeo por cortante soleras:

$$W_{\text{muro}} = 432,55 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

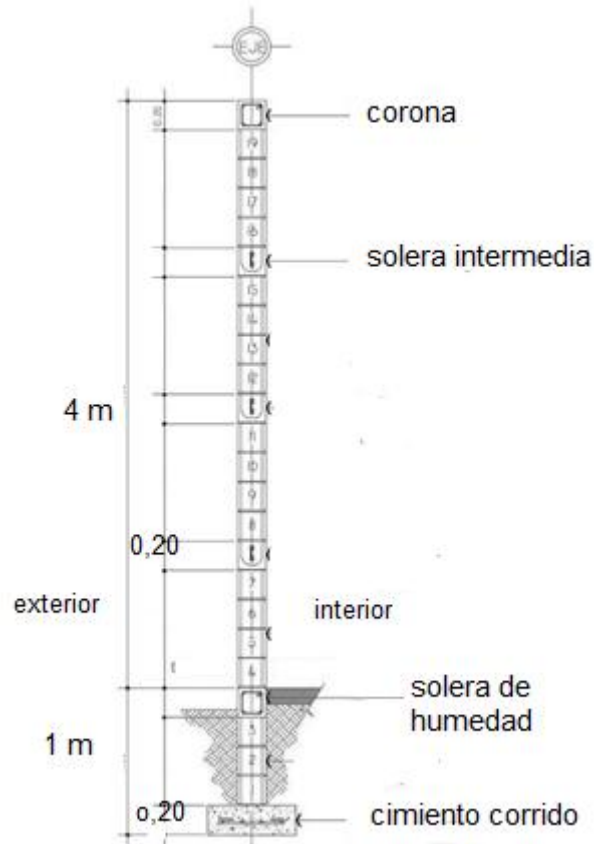
$$V = \left(432,55 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) (4 \text{ m}) \left(\frac{1}{2} \right) = 865,10 \text{ kg.} \rightarrow \text{fuerza cortante total}$$

$$f_v = \frac{V}{bjd} = \frac{865,10 \text{ kg}}{(19 \text{ cm})(0,90)(17,5 \text{ cm})} = 2,89 \text{ kg/cm}^2. \rightarrow \text{esfuerzo de diseño}$$

$$F_v = 0,7953\sqrt{f'_m} = 0,7953\sqrt{25 \text{ kg/cm}^2} = 3,98 \text{ kg/cm}^2. \rightarrow \text{esfuerzo admisible}$$

Como $f_v < F_v$, entonces la solera no necesita acero para resistir el cortante colocar únicamente estribos de confinamiento No. 2 a cada 15 centímetros.

Figura 20. **Detalle de refuerzo horizontal en muro**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

- **Diseño de cimentación**

Para la cimentación de muro se diseñara una zapata corrida que pueda transmitir las cargas de manera uniforme sobre la superficie del suelo, el proceso de cálculo y diseño se detalla a continuación.

Datos:

$$P_u = \left(582,4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) (6 \text{ m})(1 \text{ m}) = 3494,4 \text{ kg} \rightarrow \text{carga \u00faltima del muro}$$

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

$$f_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2 (\text{Grado } 40).$$

$$V_s = 30,00 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,31 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{FCU} = 1,43$$

Carga de trabajo:

Para la determinaci\u00f3n de la base de la zapata el c\u00f3digo ACI, establece que las cargas \u00faltimas deben ser convertidas a cargas de trabajo.

$$P_t = \frac{P_u}{\text{FCU}} = \frac{3494,4 \text{ kg}}{1,43} = 2443,63 \text{ kg}$$

Base de la zapata:

$$B = \frac{\text{FCU}(P_t)}{V_s} \quad \therefore \quad V_s = \text{capacidad de carga admisible del suelo}$$

$$B = \frac{(1,43)(2443,63 \text{ kg})}{[(30,00)(1000)] \text{ kg/m}^2 (1,00 \text{ m})} \rightarrow B = 0,11 \text{ m}$$

Como la base necesaria para la zapata es demasiado peque\u00f1a, se propone utilizar una base que sea igual a tres veces el espesor del muro:

$$B = 3t = 3(19 \text{ cm}) = 57 \text{ cm}, \text{ usar } B = 0,60 \text{ m} \rightarrow \text{base propuesta}$$

Peralte de zapata:

El código ACI establece que el peralte efectivo mínimo será de 15 centímetros, además el recubrimiento para concreto expuesto es de 7,5 cms por lo tanto:

$$t = 7,5 \text{ cm} + 15,00 \text{ cm} = 22,5 \text{ cm} \rightarrow \text{usar } t = 20 \text{ cm}$$

Carga axial de diseño:

$$P_z = P_t + \gamma_{\text{suelo}}(A_{\text{zap}})(d_f) + \gamma_{\text{conc}}(A_{\text{zap}})(t)$$
$$P_z = 2\,443,63 + (1,31 * 1\,000)(0,60 * 1)(1,00) + (2\,400)(0,60 * 1)(0,20)$$

$$P_z = 3\,517,63 \text{ kg} = 3,51 \text{ ton}$$

Presión sobre el suelo:

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{P_z}{A_z} = \frac{3,51 \text{ ton}}{(0,60 * 1,00) \text{ m}^2} = 5,86 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{max}} = 5,86 \text{ ton/m}^2 < V_s = 30,00 \text{ ton/m}^2 \rightarrow \text{chequea}$$

Chequeo por corte simple:

$$\text{Peralte efectivo}(d) = t - \text{rec.} = 20 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm} = 12,5 \text{ cm}$$

$$\text{Área de corte} = \left(\frac{B}{2} - d - \frac{t_{\text{muro}}}{2} \right) (1,00) = \left(\frac{0,60}{2} - 0,125 - \frac{0,19}{2} \right) (1,00) = 0,08 \text{ m}^2$$

$$\text{Corte actuante} \rightarrow V_u = (A_{\text{corte}} * \sigma_{\text{max}}) = (0,08 \text{ m}^2)(5,86 \text{ ton/m}^2) = 0,46 \text{ ton}$$

Corte resistente $\rightarrow \phi V_c = \phi 0,53 \sqrt{f'_c} b d$ [ACI 11.3.1.1] $\therefore \phi = 0,75$ para corte

$$\phi V_c = 0,75(0,53) \left(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \right) (60 \text{ cm})(12,5 \text{ cm}) = 4\,320 \text{ kg} = 4,32 \text{ ton}$$

Como $\phi V_c > V_u \rightarrow$ chequea por corte simple

Diseño a flexión

Momento de diseño:

$$M_{\text{dis}} = \frac{\omega l^2}{2} \quad \therefore \quad \omega = \sigma_n(1,00 \text{ m}) \rightarrow \text{franja unitaria} \quad \therefore b = 100 \text{ cm}$$

$l = \text{distancia del rostro muro a borde de zapata}$

$$M_{\text{dis}} = \frac{(5,86 \text{ ton/m}^2)(1 \text{ m})(0,205 \text{ m})^2}{2} = 0,123 \text{ ton} * \text{m} = 123 \text{ kg} * \text{m}$$

Área de acero

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

$$A_s = 0,85 \frac{210}{2810} \left[(60)(12,5) - \sqrt{(60 * 12,5)^2 - \frac{(123)(60)}{0,003825(210)}} \right] = 0,39 \text{ cm}^2$$

Refuerzo mínimo [ACI 10.5.1]:

$$\rho_{\text{min}} = \frac{14,1}{f_y} = \frac{14,1}{2810} = 0,005 \rightarrow \begin{aligned} A_{s_{\text{min}}} &= \rho_{\text{min}} b d \\ A_{s_{\text{min}}} &= 0,005(60 \text{ cm})(12,5 \text{ cm}) \\ A_{s_{\text{min}}} &= 3,75 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Como A_s requerido $<$ A_s min, usar A_s min = 3,75 cm²

Espaciamiento del refuerzo:

$$\text{Usando refuerzo No. 3} \rightarrow \frac{3,75 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} = \frac{0,71 \text{ cm}^2}{S \text{ cm}}$$

$$S = 19 \text{ cm} \rightarrow \text{usar refuerzo No. 3 @ 20 cm}$$

Esfuerzo por temperatura:

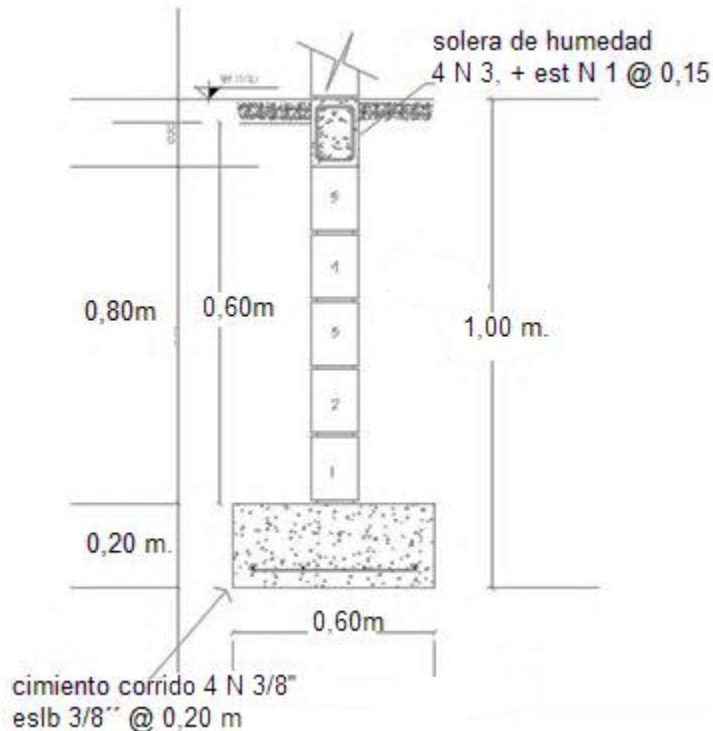
$$A_{s_{\text{temp}}} = \rho_{\text{temp}} b d$$

$$\text{Según ACI 7.12.1 (a)} \rightarrow \rho_{\text{temp}} = 0,002 \rightarrow A_{s_{\text{temp}}} = 0,0020(100 \text{ cm})(12,5 \text{ cm})$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 2,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usando refuerzo No. 3} \rightarrow A_s = 4(0,71) = 2,84 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{usar 4 No. 3 corridos}$$

Figura 21. **Detalle de cimiento**



Fuente: elaboración propia.

2.2.11.6. Diseño de gradas

Una escalera debe ser cómoda y segura dependiendo de la relación de los peldaños, es decir, la relación de huella y contrahuella y si $C =$ huella y $H =$ contrahuella se deben cumplir los siguientes criterios:

$$c < 20 \text{ cm } H > c \quad 2c + H < 64 \text{ cm (valor cercano)}$$

$$c + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm}; c \times H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

Dónde: $c =$ contrahuella $H =$ huella

Cargas de diseño para una escalera

$$CM = PP \text{ (escalera)} + PP \text{ (acabados)}; PP \text{ (escalera)} = Wc = (t + c / 2)$$

$$\text{Número de escalones mínimo } h/c_{\max} = 3,5 / 0,18 = 20 \text{ escalones.}$$

Se tomaran 10 contrahuellas antes del descanso. Número de huellas = $10 - 1 = 9$ huellas.

Chequeo:

$$c = 18 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \quad H = 28 \text{ cm}$$

$$2c + H = 2(18) + 28 = 64 \leq 64$$

$$c + H = 18 + 28 = 46 \text{ cm} \quad \text{si cumple}$$

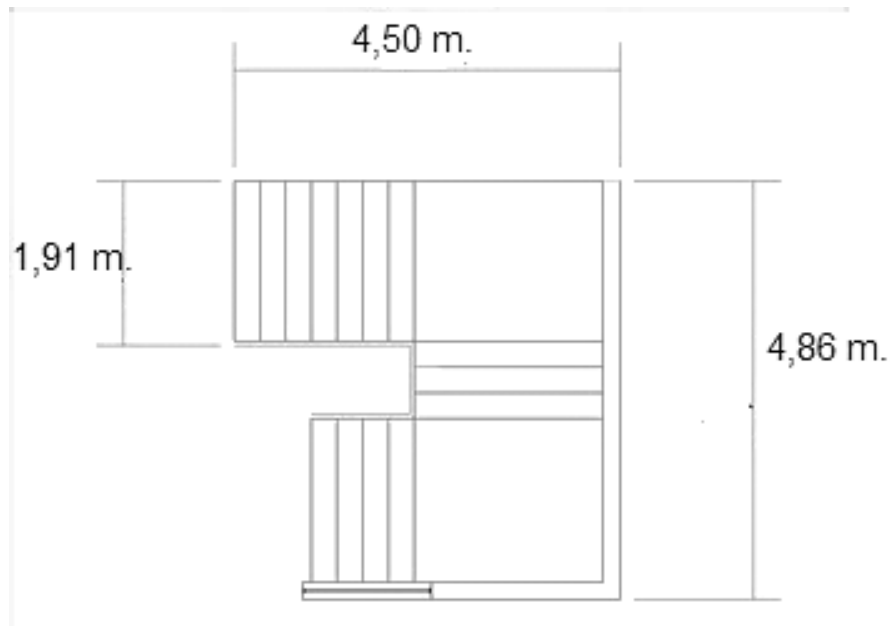
$$c \times H = 18 \times 28 = 504 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tienen 10 contrahuellas de 18 centímetros Y 20 huellas de 28 centímetros.

Espesor de losa

$$t = \text{perímetro} / 180 = (3 \times 2 + 4,4 \times 2) / 180 = 10 \text{ cm}$$

Figura 22. Dimensiones de escalera



Fuente: elaboración propia.

Integración de cargas

$$\text{Peso propio de escalera} = \delta c(t + c/2)$$

$$= 2\,400(0,10 + 0,18/2) = 456 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 100 \text{ kg/m}^2$$

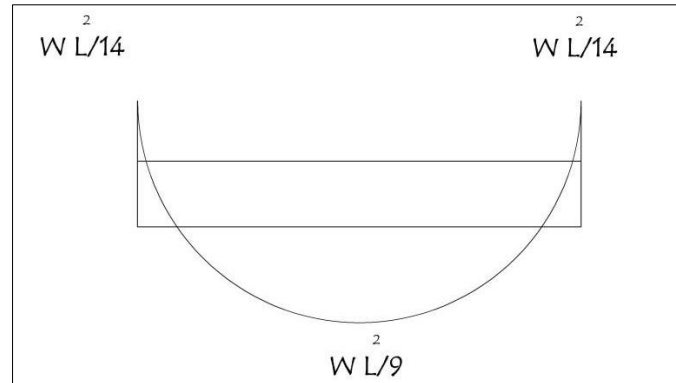
$$\text{Total} = 556 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CU} = 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV} = 1,4 (500) + 1,7 (556)$$

$$\text{CU} = 1\,628,4 \text{ kg/m}^2$$

Figura 23. Distribución de carga y momento



Fuente: elaboración propia.

$$M(+)= 1\,628,4 \cdot 3,38^2/9 = 2\,067,05 \text{ kg-m}$$

$$M(-) = 1\,628,4 \cdot 3,38^2/14 = 1\,328,82 \text{ kg-m}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{14,1 \cdot 100 \cdot 8,5}{2\,810} = 4,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ max} = 0,5 \rho \cdot b \cdot d = 0,5 \cdot 0,0494 \cdot 100 \cdot 8,5 = 21,01 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,85 \cdot (F'_c/F_y) \cdot \left\{ b \cdot d - \sqrt{(b \cdot d)^2 - (M_u \cdot b / 0,003825 \cdot F'_c)} \right\}$$

$$A_s(+)= 0,85 \cdot (281/2\,810) \cdot (100 \cdot 8,5 - \sqrt{(100 \cdot 85)^2 - \left(\frac{2\,067 \cdot 100}{0,003825 \cdot 281} \right)})$$

$$A_s (+) = 10,35 \text{ cm}^2$$

$$10,35 \text{ cm}^2 \text{ _____ } 100$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{ _____ } S$$

$$S = 100(1,27)/10,35 = 12,27 = 12 \text{ cm}$$

$$M(+)= A_s = 10,35 \text{ cm}^2 ; \text{ varilla no. 4 @ 12 cm}$$

$$A_s(-) = 0,85 (281/2 \cdot 810) (100 \cdot 8,5 - \sqrt{(100 \cdot 8,5)^2 - \left(\frac{1 \cdot 328 \cdot 100}{0,003825 \cdot 281}\right)})$$

$$A_s (-) = 6,46 \text{ cm}^2$$

$$6,46 \text{ cm}^2 \text{ _____ } 100$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{ _____ } S$$

$$S = 1,27(100/6,46) = 19,65 = 20 \text{ cm}$$

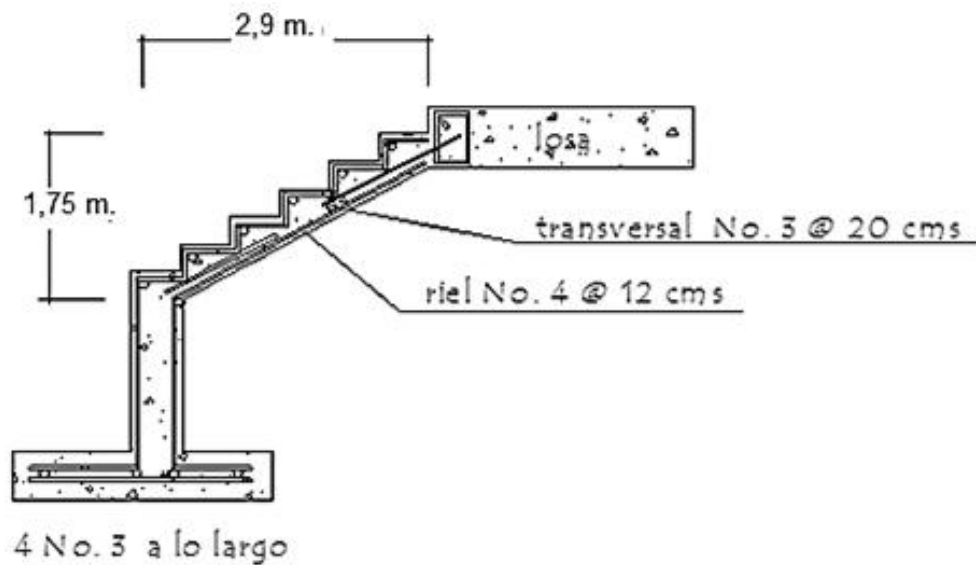
$$M (-) = A_s = 6,46 \text{ cm}^2; \text{ varilla no. 4 @ 20 cm}$$

Acero por temperatura

$$A_s \text{ temperatura} = 0,002b \cdot t = 0,002 \cdot 100 \cdot 10 = 2 \text{ cm}^2$$

$$S \text{ max.} = 2 \cdot t = 2 \cdot 10 = 20 \text{ cm} \quad \text{Varilla no.3 @ 20 cm}$$

Figura 24. **Detalle armado de gradas**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

2.2.11.7. Diseño de losa

En esta sección se detallan las características de la losa prefabricada de vigueta y bovedilla, calculadas en base a tablas ya existentes, y se indican las características de cada componente.

- Sistema vigueta y bovedilla

Los sistemas para losas de vigueta y bovedilla están formados por elementos estructurales (viguetas) y elementos de relleno no estructurales (bovedilla) estos elementos llevan, además, un refuerzo por temperatura, para absorber los esfuerzos provocados por cambios de temperatura y para proveer continuidad a la losa evitándose así el agrietamiento de esta; luego se funden 5 centímetros de concreto, como mínimo sobre el sistema de vigueta y bovedilla.

- Viguetas

Son elementos estructurales en los sistemas de vigueta y bovedillas, están formados por un refuerzo diagonal (zig-zag), de acero, para proporcionar continuidad entre el patín (pastilla) precolado que, generalmente, tienen 5 centímetros de espesor y el resto de la fundición, para absorber los esfuerzos de compresión y formar con la fundición final una viga T.

Las viguetas son elementos que trabajan a flexión, las cuales deben analizarse y diseñarse como vigas rectangulares o vigas en T, según el comportamiento de las viguetas bajo la acción de carga y momento.

Datos:

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

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

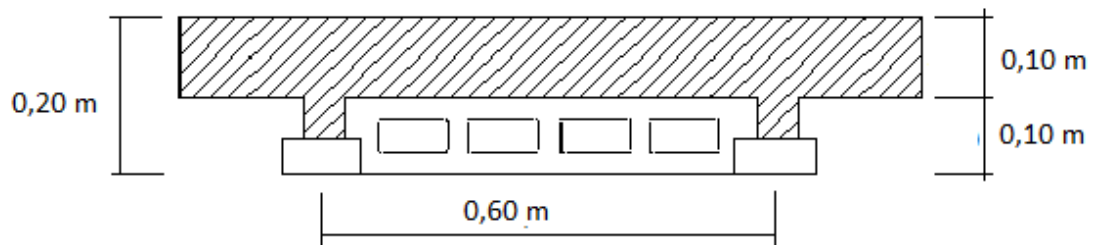
$$W \text{ bovedilla} = 15 \text{ kg/u}$$

$$\text{Carga viva} = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Longitud de losa} = 6 \text{ m}$$

$$\text{Sección de vigueta a usar} = 5 \times 13 \text{ cm}$$

Figura 25. Sección nervio típico, vigueta



Fuente: elaboración propia.

$$\text{Espesor (t)} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte (d)} = 17 \text{ cm}$$

$$W \text{ losa} = 2400 \times (0,05 \times 0,60 + 0,10 \times 0,10) = 96 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ bovedilla} = 15 \text{ kg} \times 5 \text{ u/m} = 75 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ acabados} = 90 \times 0,60 = 54 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ m} = 225 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ v} = 500 \times 0,60 = 300$$

$$W \text{ u} = 1,4W \text{ m} + 1,7W \text{ v}$$

$$W \text{ u} = 1,4 \times (225) + 1,7 \times (300)$$

$$W \text{ u} = 825 \text{ kg/m}$$

- Diseño de refuerzo de los nervios

$$M_{u+} = \frac{\omega l^2}{8}, \quad M_{u-} = \frac{\omega l^2}{12}$$

$$M_{u+} = 825(6)^2/8 = 3712,5 \text{ kg/m}$$

$$M_{u-} = 825(36)^2/12 = 2475 \text{ kg/m}$$

Área de acero para momento positivo

$$b = 60 \text{ cm} \quad d = 17,5 \text{ cm} \quad M_{u+} = 3712,5 \text{ kg/m}$$

$$A_s = 0,85 \frac{F'_c}{F_y} \left\{ b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \left(\frac{M_u * b}{0,003825 F'_c} \right)} \right\}$$

$$A_s = 8,99 \text{ cm}^2$$

Determinar a y c

$$a = \frac{A_s * F_y}{0,85 * F'_c * b} = 2,35 \text{ cm}$$

$$c = a/0,85 = 2,77 \text{ cm}$$

Trabaja como rectangular de sección b*d

Comprobación de A_s mínimo

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14,1 * b * d}{F_y} = 2,10 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{s \text{ min}}$ ok

$$33\% A_{s(-)} = 2,96 \quad 50\% A_{s(-)} = 4,49 \quad A_{s \text{ min}} = 8,99 \text{ cm}^2$$

Usar 5 No. 5

Área de acero para momentos negativos

Trabaja como una viga rectangular como be*d:

$$b_e = 10,5 \text{ cm} \quad d = 17,5 \text{ cm} \quad M_u = 2475 \text{ kg/m}$$

$$As = 0,85 * (F'c/Fy) \{b*d - \sqrt{(b*d)^2 - (Mu*b/0,003825 * F'c)}\}$$

$$As = 9,28 \text{ cm}^2$$

Comprobación de área de acero mínimo

$$As \text{ min} = \frac{14,1 * b * d}{Fy} = 0,65 \text{ cm}^2 \quad As > As \text{ min ok}$$

33% $As = 3,06$ $As \text{ min} = 9,28 \text{ cm}$ Usar 5 No. 5 corridos por lo tanto el espesor de losa será de 20 centímetros.

2.2.12. Presupuesto de salón municipal

Se le llama presupuesto al cálculo y negociación anticipado de los ingresos y gastos de una actividad económica, los factores más importantes para la elaboración son: cuantificación de materiales, costo de materiales y costo de mano de obra, y los costos indirectos.

Tabla XII. Presupuesto del salón municipal

PRESUPUESTO SALÓN MUNICIPAL JOCOTENANGO, SACATEPÉQUEZ						
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	P.TOTAL	
1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				Q	10,278.14
1.01	Corte y Carga	200,00	M3	Q 13,16	Q	2 632,58
1.03	Acarreo a botadero externo	260,00	M3	Q 29,41	Q	7 645,56
2	CIMENTACION				Q	52 933,08
2.01	Cimiento corrido CC-1 de 0.20X0.60 m, refuerzo 4 No.3 corridos + eslabones No.3 @ 20 cm	90,00	ML	Q 258,95	Q	23 30550

Continuación de la tabla XII.

2.04	Zapata Z-1 de 1.15X 1.15 m, refuerzo No.4 @ 20 cm	12,00	U	Q	676,00	Q	8 112,00
2.05	Solera de humedad, refuerzo 4 No.3 + estribos No.2 @ 15 cm	90,00	ML	Q	130,63	Q	11 756,70
2.06	Levantado de block de 19X19X39 cm hasta solera de humedad	72,00	M2	Q	135,54	Q	9 758,88
3	MUROS					Q	77 053,20
3.01	Levantado de muro de block de 19x19x39 de 25kg	480,00	m2	Q	118,43	Q	56 846,40
3.02	Pines N4 @ 1 m	540,00	ML	Q	37,42	Q	20 206,80
4	SOLERAS					Q	32 867,60
4.01	Solera intermedia tipo "U", refuerzo 2 No.3 + eslabones No.2 @ 15 cm	360,00	M3	Q	54,87	Q	19 753,20
4.02	Solera sillar refuerzo 3 No.3 + eslabones No.2 @ 15 cm	42,00	M3	Q	83,80	Q	3 519,60
4.03	Solera corona, refuerzo 4 No.3 + estribos No.2 @ 15 cm	136,00	ML	Q	70,55	Q	9 594,80
5	ESTRUCTURA METALICA					Q	212 196,79
5.01	Suministro e instalación de estructura metalica para techo del salón, hecha con marcos estructurales de vigas y columnas WF 14X38, costaneras galvanizadas de 2"X6"x1/16" y lamina troquelada calibre 24.	1,00	global	Q	212 196,79	Q	212 196,79
6	TABIQUES					Q	21 112,51
6.01	Tabiques de tablayeso estandar, altura = 4.00 m	122,00	M2	Q	154,90	Q	18 897,80
6.02	Mamparas para baños, altura = 2.00 m	1,00	GLOBAL	Q	2 214,71	Q	2 214,71
7	ACABADOS					Q	117 882,00
7.01	Repello de muros de 1 cm de espesor	1080,00	M2	Q	41,57	Q	44 895,60
7.02	Cernido vertical en muros	1080,00	M2	Q	67,58	Q	72 986,40
7.03	Aplicación de pasta y alizado en tabiques de tablayeso	298,00	M2	Q	33,83	Q	10 081,34
7.04	Piso de ceramico de 33X33 cm, incluye contrapiso 5 cm de espesor	740,00	M2	Q	147,40	Q	109 076,00
7.05	Azulejo cerámico de 15X15 cm en baños	32,00	M2	Q	120,49	Q	3 855,68
7.06	Impermeabilizacion de muros exteriores	440,00	M2	Q	23,57	Q	10 370,80
7.07	Pintura de latex en muros y tabiques, 2 manos	1200,00	M2	Q	23,36	Q	28 032,00
8	PUERTAS					Q	16 480,00

Continuación de la tabla XII.

8.01	Puerta tipo P-1, abatible dos hojas de madera caoba de 2.5mx2.5 m	1,00	M2	Q 16 480,00	Q 16 480,00
9	VENTANAS				Q 36 340,00
9.01	Ventana tipo V-1, de metal con mosquitero de 0.70X1.60 m	13,00	U	Q 580,00	Q 7 540,00
9.02	Ventana tipo V-2, de madera con vidrio claro fijo de 3.30X1.50 m	12,00	U	Q 2 400,00	Q 28 800,00
9.03	Balcones de metal tipo colonial	12,00	U	Q 1 800,00	Q 21 600,00
10	INSTALACIONES HIDRAULICAS Y SANITARIAS				Q 22 840,00
10.01	Red de agua potable	1	global	Q 5 980,00	Q 5 980,00
10.02	Red de drenaje sanitario	1	global	Q 8 800,00	Q 8 800,00
10.03	Suministro e instalación de inodoro Hydra 505	6	unidad	Q 580,00	Q 3 480,00
10.04	Suministro e instalación de lavamanos Ovalin	6	unidad	Q 375,00	Q 2 250,00
10.05	Suministro e instalaión de mingitorios	2	unidad	Q 425,00	Q 850,00
10.05	Acometida de agua potable	1	global	Q 1 480,00	Q 1 480,00
11	INSTALACIONES ELECTRICAS				Q 30 165,00
11.01	Instalación eléctrica de iluminación	1	global	Q 17 240,00	Q 17 240,00
11.02	Instalación eléctrica de fuerza	1	global	Q 10 340,00	Q 10 340,00
11.03	Acometida eléctrica	1	global	Q 2 585,00	Q 2 585,00
12	VARIOS				
12.01	Limpieza general	1	global	Q 2 500,00	Q 2 500,00
COSTO TOTAL DE LOS TRABAJOS				Q	630 148,32

COSTO TOTAL DIRECTO (mano de obra + materiales)	Q 630 148,32
COSTO TOTAL INDIRECTO (%)	Q 220 551,91
SUB-TOTAL (Costo Directo + Costo Indirecto)	Q 850 700,24
IVA (12%)	Q 102 084,03
COSTO TOTAL DEL PROYECTO	Q 952 784,26

Fuente: elaboración propia.

2.2.13. Presupuesto drenaje pluvial

Se le llama presupuesto al cálculo y negociación anticipado de los ingresos y gastos de una actividad económica, los factores más importantes para la elaboración son: cuantificación de materiales, costo de materiales, costo de mano de obra, y los costos indirectos.

Tabla XIII. Presupuesto de drenaje pluvial

RESUPUESTO DRENAJE PLUVIAL					
COLONIA LAS PERPETUAS ROSAS					

No.	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	P.TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES				Q 36,195.00
1.01	Replanteo topográfico	1323,40	m2	Q 15,00	Q 19 851,00
1.03	Levantado de adoquín existente	1362,00	m2	Q 12,00	Q 16 344,00
2	RED DE DRENAJE PLUVIAL				Q 676 029,07
2.01	Excavación de zanjas	1480,80	m3	Q 50,00	Q 74 040,00
2.04	Relleno común de zanjas	1280,00	m3	Q 40,00	Q 51 200,00
2.05	Suministro y colocación de tubo novafort de 10"	333,95	ML	Q 137,28	Q 45 844,66
2.06	Suministro y colocación de tubo novafort de 12"	709,93	ML	Q 175,63	Q 124 685,01
2.07	Suministro y colocación de tubo novafort de 16"	57,97	ML	Q 392,63	Q 22 760,76
2.08	Suministro y colocación de tubo novafort de 22"	49,98	ML	Q 660,00	Q 32 986,80
2.09	Suministro y colocación de tubo novaloc de 27"	39,99	ML	Q 215,35	Q 8 611,85
2.1	Suministro y colocación de tubo novaloc de 30"	77,98	ML	Q 262,27	Q 20 451,81
2.11	Suministro y colocación de tubo novaloc de 33"	92,20	ML	Q 318,31	Q 29 348,18
2.12	Pozos de visita de 2 @ 3 m	23,00	UNIDADES	Q 9 500,00	Q 218 500,00
2.13	Rejillas de 0.40x0.90 en esquinas	56,00	ML	Q 850,00	Q 47 600,00
3	VARIOS				Q 34 050,00
5.01	COLOCACIÓN DE ADOQUIN	1 362,00	M2	Q 25,00	Q 34 050,00
					Q 746 274,07

COSTO TOTAL DIRECTO (mano de obra + materiales)	Q 746 274,07
--	---------------------

Continuación de la tabla XIII.

COSTO TOTAL INDIRECTO (15%)	Q 186 568,52
-----------------------------	--------------

Continuación de la tabla XXIII.

SUB-TOTAL (Costo Directo + Costo Indirecto)	Q 932 842,58
---	--------------

IVA (12%)	Q 111 941,11
-----------	--------------

COSTO TOTAL DEL PROYECTO	Q 1 044 783,69
--------------------------	----------------

Fuente: elaboración propia.

2.2.14. Estudio de Impacto Ambiental (EIA)

Se llama Evaluación de Impacto Ambiental (EIA) al procedimiento técnico administrativo que sirve para identificar, prevenir e interpretar los impactos que producirá un proyecto en su entorno en caso de ser ejecutado.

2.2.14.1. Definición del EIA

La evaluación o estudio de impacto ambiental (EIA) es un mecanismo científico-técnico que se utiliza para analizar aspectos físico-biológicos o culturales del ambiente en el que se desarrolle una acción o un proyecto.

El impacto ambiental producido por la ejecución, operación o cese de un proyecto de desarrollo determinado debe ser evaluado a priori, con el fin de establecer medidas correctivas necesarias para eliminar o mitigar los efectos (impactos) adversos, proponer opciones, acciones, un programa de control y fiscalización (seguimiento) y un programa de recuperación ambiental.

La EIA debe cumplir con los siguientes requisitos:

- Garantizar que todos los factores ambientales relacionados con el proyecto o acción hayan sido considerados.
- Determinar impactos ambientales adversos significativos, de tal manera que se propongan las medidas correctivas o de mitigación que eliminen estos impactos y los reduzcan a un nivel, ambientalmente aceptable.
- Establecer un programa de control y seguimiento que permita medir las posibles desviaciones entre la situación real al poner en marcha el proyecto, de tal forma que se puedan incorporar nuevas medidas correctivas o de mitigación.
- Facilitar la elección de la mejor opción ambiental de la acción propuesta.

2.2.14.2. Identificación de impactos ambientales

Para realizar una evaluación de impacto ambiental, el primer paso es identificar todos los posibles impactos que se puedan dar sobre el medio ambiente circundante al proyecto que se esté evaluando. La metodología más utilizada para la identificación de impactos ambientales es por medio de la utilización de matrices de identificación y evaluación; clasificándolos de acuerdo a su carácter (positivos y negativos), a su magnitud (pequeños, medianos y grandes) y a su duración (corta, mediana o larga). Para los dos proyectos analizados, se identificaron y evaluaron los impactos que afectarán a los siguientes componentes ambientales:

2.2.14.3. Impactos ambientales negativos

Se entiende el efecto que produce una determinada acción humana sobre el medio ambiente en sus distintos aspectos, es la alteración de la línea base, debido a la acción antrópica o a efectos naturales.

- Impactos negativos sobre el aire

Las actividades de construcción del proyecto afectarán el aire en forma negativa de baja magnitud y de corta duración, debido a la generación de polvo proveniente de la fase de movimiento de tierras y de la preparación de mezclas de concreto y otras. Los olores no tendrán alteraciones significativas debido a la construcción del proyecto. Los niveles sonoros serán afectados en forma temporal y con una magnitud mediana debido la actividad de la construcción y del transitar de los vehículos.

- Impactos negativos sobre el suelo

Los impactos principales identificados sobre el suelo serán temporales y de baja magnitud, se darán principalmente en la etapa de construcción. El área afectada será únicamente el área de construcción del proyecto, los efectos serán por la erosión del suelo, sedimentos generados, cambios en su estructura y textura.

- Impactos negativos sobre aguas subterráneas

Las aguas subterráneas en el área del proyecto no sufrirán alteraciones por infiltración y drenajes de aguas usadas, el nivel freático no sea alterado ni contaminado durante la construcción y operación de los proyectos.

- Impactos negativos sobre la flora

Se identificaron impactos poco significativos sobre la flora en general del área del proyecto, tanto en la fase de construcción, como de operación del proyecto. No se prevén impactos negativos en la flora del área circundante.

- Impactos negativos sobre el medio circundante

El impacto más significativo que se identificó es la dificultad para el tránsito de personas y vehículos durante la etapa de construcción de los proyectos, este impacto será temporal y de mediana magnitud. Se prevén otros impactos menores y poco significativos, como la posible acumulación de escombros y desechos sólidos dentro y fuera del área de construcción.

2.2.14.4. Impactos ambientales positivos

Es una acción o una actividad que produce alteración favorable en el medio, es aquel que evita la pérdida de la vegetación y disminución de la biodiversidad, la extinción de especies de flora y fauna, los cambios climáticos y la escasez de recursos vitales como el agua.

- Impactos positivos sobre el paisaje

El paisaje recibirá un impacto positivo permanente, de gran magnitud y beneficio; esto debido a la construcción de los nuevos proyectos que sustituirán las instalaciones antiguas y deterioradas. La ejecución y operación de los dos proyectos mejoraran significativamente la infraestructura general de las comunidades y el paisaje en el área circundante a los proyectos mejorara notablemente.

- Impactos positivos sobre el medio cultural y socioeconómico

El mayor impacto ambiental que los proyectos tendrán será el aspecto socioeconómico, el cual será positivo, muy significativo y de larga duración, durante las fases de construcción y especialmente en la operación del proyecto.

Estos impactos positivos influirán directamente en la calidad de vida de la población beneficiada, mejorando el entorno de la comunidad y el efecto de la relación hombre – naturaleza, al contar con proyectos de infraestructura que permitan el desarrollo adecuado de sus actividades sociales, educativas y recreativas. Además, se puede destacar que dichos proyectos podrán generar fuentes de empleo temporal, beneficiando la economía y el comercio de la comunidad.

2.2.14.5. Análisis de riesgo y planes de contingencia

El objetivo y la necesidad de evaluar el riesgo ambiental, surge de la importancia de proteger y mejorar el entorno ambiental humano. Los estudios de riesgo no tan sólo deben comprender la evaluación de la probabilidad de que ocurran accidentes que involucren a los materiales peligrosos, sino también la determinación de las medidas para prevenirlos, así como un plan de emergencia interno.

- Análisis de riesgo

Los riesgos que puede generar el funcionamiento del proyecto, no se prevé que sean de gran magnitud, debido al tipo de proyecto, al volumen y su ubicación. Sin embargo, la ocurrencia de fenómenos naturales puede afectar el buen funcionamiento del mismo.

- Plan de contingencia

Es el plan descriptivo de las medidas a tomar como respuesta a situaciones de emergencia derivadas del desarrollo de un proyecto o actividad.

Este plan en términos generales debe contener:

- Proporcionar los mecanismos necesarios para la toma de decisiones en caso de ocurrencia de eventos imprevistos.
- Disponer de una rápida y efectiva respuesta en el caso de que signifiquen un riesgo para la salud y el ambiente.
- Definir los recursos humanos, equipos y materiales necesarios para el control, recolección y disposición de las posibles sustancias o desechos provocados por el evento.

2.2.14.6. Plan de contingencia en construcción

A modo de reducir los impactos negativos que los proyectos provocaran sobre el medio ambiente circundante se deberán tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Proteger y cerrar el área de construcción de los proyectos, de manera que se minimicen los efectos negativos sobre las áreas circundantes.
- Disponer los desechos sólidos y cualquier desperdicio generado en lugar adecuado dentro de la construcción, para posteriormente ser trasladado a un vertedero o relleno sanitario municipal.

- También deberá evitar el derrame de cualquier líquido o sustancia nociva para la salud de los habitantes y el medio ambiente en general.
- Entonces se protegerán las áreas verdes aledañas a los proyectos a manera de conservarlas en buenas condiciones en su estado natural.
- Se señalará adecuadamente el área circundante y de influencia de cada proyecto, desde el inicio de su construcción hasta su finalización.
- El uso de maquinaria se restringirá a horario diurno, mientras que se limitara la fase de movimiento de tierras a la estación seca.
- Se deberá capacitar al personal sobre el tema de seguridad industrial, haciendo énfasis en el uso del equipo de protección y el respeto a las normas de seguridad internas de cada proyecto.

2.2.14.7. Plan de contingencia en operación

Debido al carácter de los proyectos analizados, la operación de los mismos no representa ningún riesgo ambiental, ni ocasiona impactos ambientales negativos significativos; por lo que no es necesario desarrollar un plan de contingencia para la etapa de operación de los proyectos.

Como recomendación general únicamente se deberá tratar, en la manera de lo posible, de capacitar al personal que trabajara en el mantenimiento preventivo y correctivo de las instalaciones; a modo de que esta actividad no represente ningún factor de riesgo para la salud e integridad física del personal y usuarios finales, así como para el ambiente en general.

CONCLUSIONES

1. El Ejercicio Profesional Supervisado permite al estudiante poner en práctica todos los conocimientos y habilidades adquiridas durante su formación académica, resolviendo problemas reales y enfrentándose a diferentes situaciones que requieren tomar decisiones inmediata y acertadamente; con lo que se logra crear un mejor criterio profesional y adquirir experiencia para responder y solucionar problemas de una mejor manera.
2. Los proyectos desarrollados en el presente informe, contribuirán a mejorar la calidad de vida, el nivel social, económico y cultural, de los habitantes de las comunidades beneficiadas; ya que mediante la construcción de estos proyectos se podrá brindar mayor oportunidad de educación y a los vecinos de dichas comunidades.
3. Con la construcción del salón municipal de Jocotenango, se pretende dotar a la comunidad de un edificio que tenga ambientes cómodos y seguros para la realización de las diferentes actividades sociales, culturales y recreativas.
4. Al realizar la fase de investigación se debe poner especial atención en los problemas y necesidades básicas que tienen cada comunidad, se debe consultar a los COCODES para tener referencias reales de cuáles son las necesidades prioritarias y que solución es la más conveniente para cada caso.

5. La construcción del drenaje pluvial para la colonia Perpetuas Rosas tendrá un costo total de Q 1 044 783,69, y beneficiará a 2 020 habitantes por lo que el costo beneficio habitante es de Q 517,21.

RECOMENDACIONES

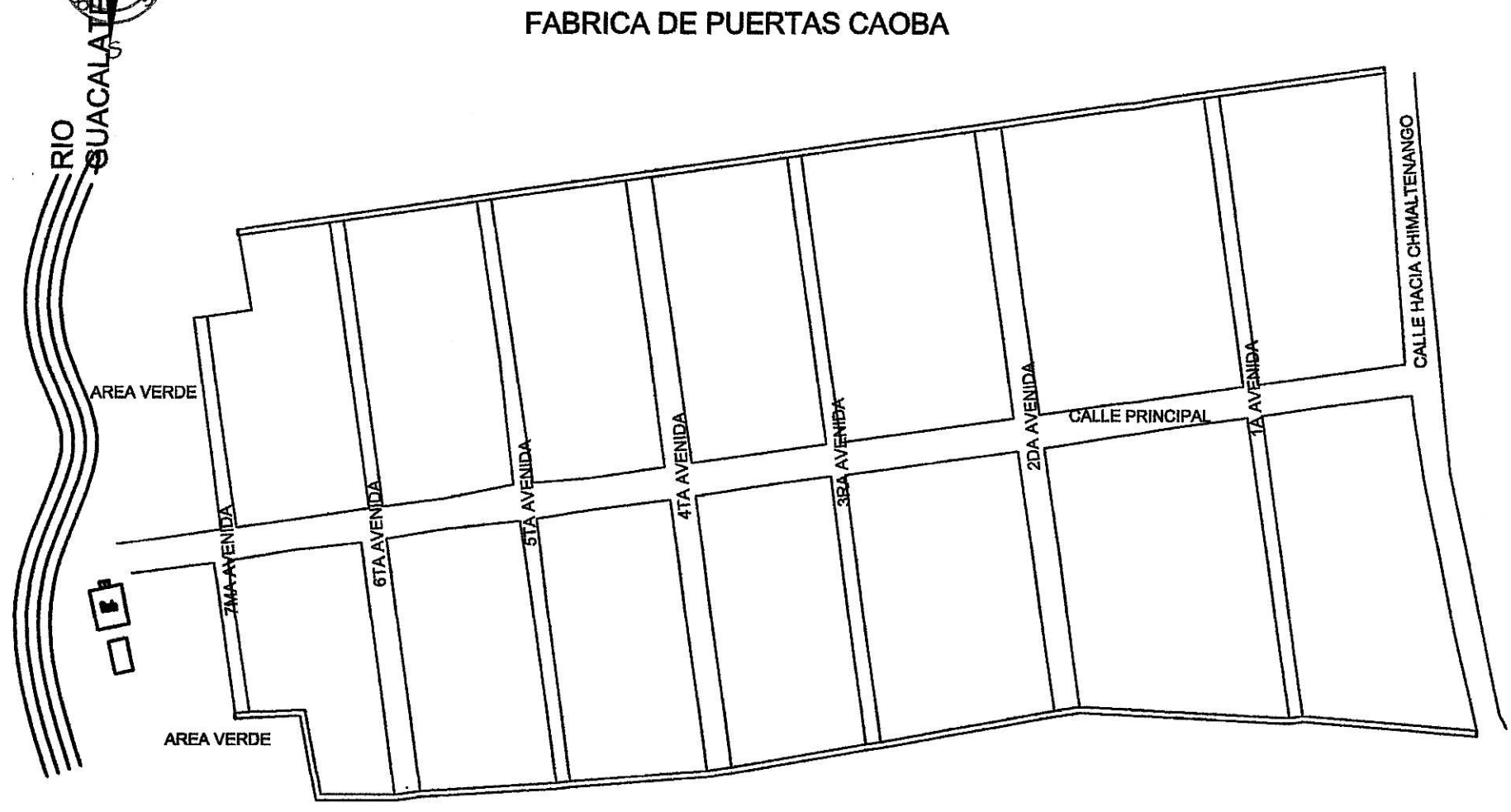
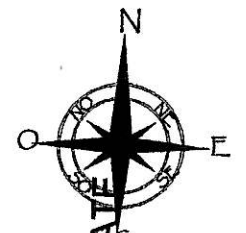
1. Garantizar la calidad de los materiales de construcción que se usarán en la ejecución de cada proyecto, respetando las especificaciones técnicas establecidas en los planos. Se recomienda tener un control de laboratorio en campo, realizar muestreos periódicamente a fin de cumplir con lo especificado según el diseño; garantizando así la integridad estructural de las edificaciones a lo largo de su período de diseño.
2. Garantizar una supervisión técnica permanente a lo largo de la ejecución de los proyectos, que debe estar a cargo de un profesional de la ingeniería civil; de manera que se respete y cumpla lo establecido en los planos constructivos y las especificaciones técnicas del proyecto.
3. Proveer de mantenimiento adecuado y permanente a las edificaciones, con el fin de garantizar su buen funcionamiento durante su vida útil. Seleccionar y capacitar adecuadamente al personal que se hará cargo de esta tarea.
4. Antes de la ejecución de cada proyecto y previo a la contratación de la empresa constructora, se deberán actualizar los presupuestos y cronogramas de ejecución de cada proyecto; ya que estos son únicamente información de referencia, lo cuales son variables y están sujetos a cambios económicos en los materiales de construcción y mano de obra.

BIBLIOGRAFÍA

1. ANSI/AISC. *Precualified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. 358-05. 60601-1802. Chicago. 2010. 700 p.
2. BRAJA M. Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 5a ed. México: Thomson, 2006. 742 p.
3. Código Uniforme de la Edificación. *Reglamentos para el diseño de ingeniería estructural (UBC 1997)*. 8a ed. Estados Unidos de América, 1997. Vol. 2.
4. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 5a ed. México: Limusa, 2004. 650 p.
5. CHOW, Ven Te. *Hidráulica de canales abiertos*. Santa Fe de Bogotá, Colombia: Interamericana 1994. 300 p.
6. Instituto Americano del Concreto. *Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05)*, Estados Unidos de América. 2005. 500 p.
7. Manual of steel construction. *Load and Resistance Factor Design*. Second edition. United States of America, 1994. Vol. I y II.

8. MCCORMAC, Jack. *Diseño de concreto reforzado*. 4a ed. México: Alfaomega, 2005. 802 p.
9. MCCORMAC, Jack. *Diseño de estructuras de acero*. 2a ed. México: Alfaomega, 2002. 704 p.
10. PAREDES RUÍZ, Paola Anaitee. *Guía teórica y práctica del curso de diseño estructural*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 1996. 136 p.
11. PAZ STUBBS, Victor Manuel. *Propuesta de diseño para el desfogue del agua pluvial. Proyectado por la Municipalidad de Guatemala*. Trabajo de graduación de Ing. civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 1999. 143 pp.
12. SIC GARCÍA, Ángel Roberto. *Guía teórica y práctica del curso de concreto armado 2*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 1988. 326 p.

APÉNDICE
Juego de planos



FABRICA DE PUERTAS CAOBA

RESIDENCIALES LA AZOTEA

AREA TOTAL = 4.77 Ha.

BALDIOS	0.43 Ha.
CALLE PAVIMENTADA	0.40 Ha.
CALLE NO PAVIMENTADA	0.78 Ha.
TECHOS	3.08 Ha.

PLANTA COLONIA PERPETUAS ROSAS

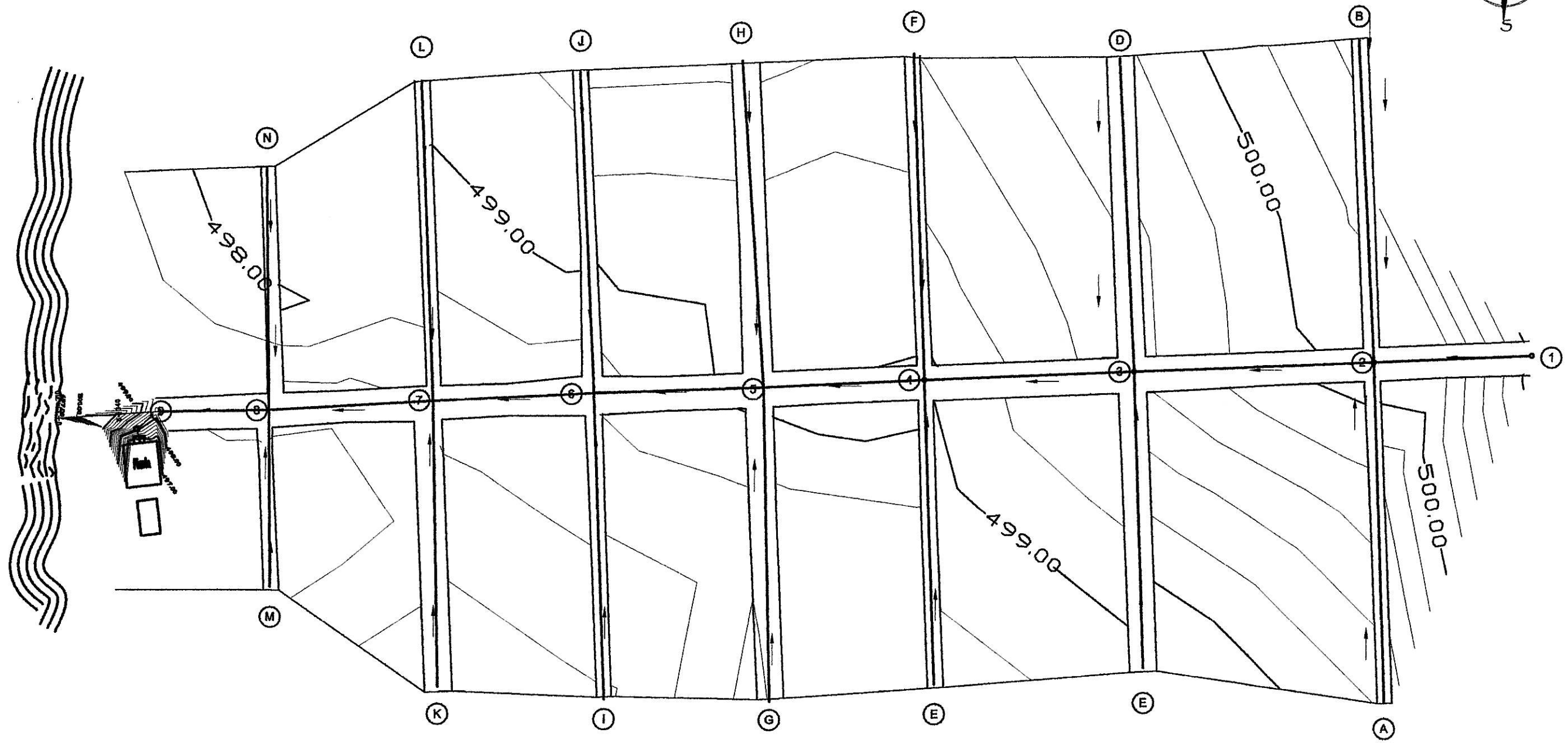
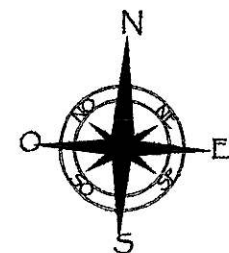
ESCALA

1:750



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ

PROYECTO: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL	DISEÑO: JOSE A. PEREZ BONICILLO
CONTENIDO: PLANTA	CALCULO: JOSE A. PEREZ BONICILLO
ASESORIA SUPERVISORIAL DE: 	ESCALA: 1:750
FECHA: 	HOJA: 

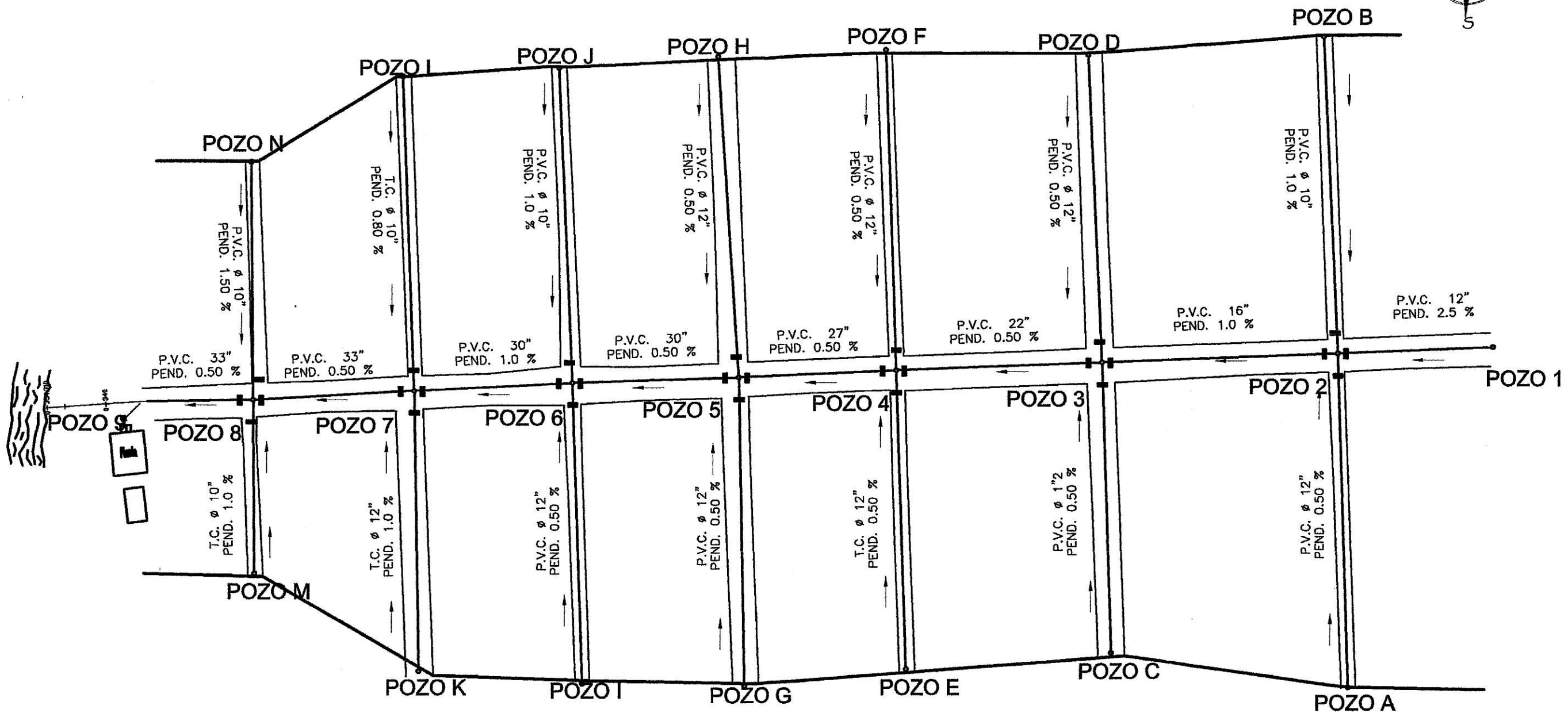
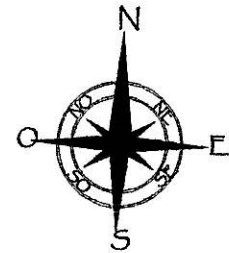


CURVAS DE NIVEL

ESCALA

1:500



		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ		
PROYECTO	DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL		PROFESOR	JOSE A. PEREZ RINQUILLO
CONTENIDO	CURVAS DE NIVEL		DISEÑO	JOSE A. PEREZ RINQUILLO
ASESOR(A)-SUPERVISOR		ASISTENTE		JOSE A. PEREZ RINQUILLO
UNIDAD DE DISEÑO DE INGENIERIA		CARRERA		INGENIERIA DE INGENIERIA
JOSE ANTONIO PEREZ RINQUILLO		CARRERA		INGENIERIA DE INGENIERIA
19972055		U		HOJA
		A		
		B		
		C		
		D		
		E		
		F		
		G		
		H		
		I		
		J		
		K		
		L		
		M		

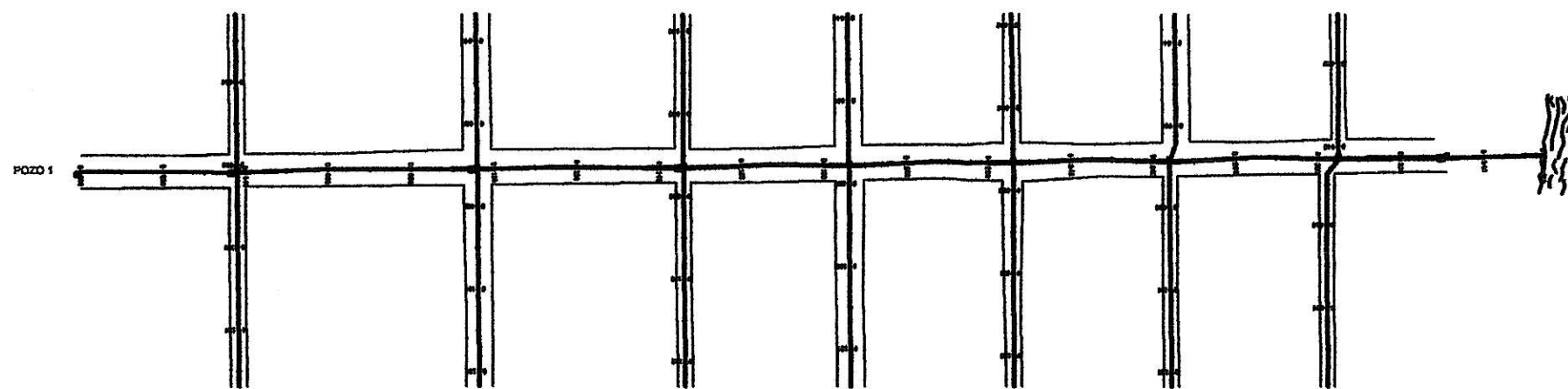
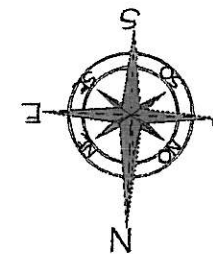


PLANTA

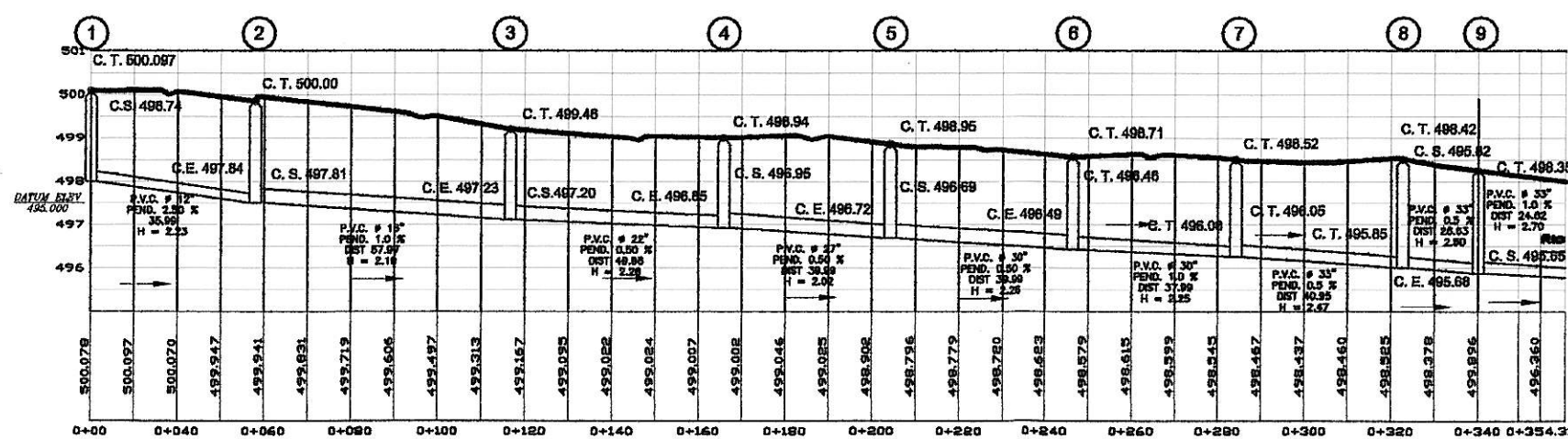
ESCALA

1:500

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ	
PROYECTO: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL	DISEÑO: JOSE A. PEREZ RONQUILLO
CONTENIDO: PLANTA	CALIFICADO: JOSE A. PEREZ RONQUILLO DIBUJO: JOSE A. PEREZ RONQUILLO
ESPECIALIDAD: INGENIERIA DE OBRAS DE BARRIO	ESCALA: 1:500 FECHA: 14/02/2010
PROFESOR: JOSE ANTONIO PEREZ RONQUILLO	ASesor (A) SUPERVISOR:  HOJA: 1 de 1



PLANTA
ESCALA 1:750



PERFIL
ESCALA HOR 1:750 VER 1:75

SIMBOLOGIA	
●	POZO DE VISITA
—	TUBERIA DE PVC
⊥	POZO
—	LINEA DE TERRENO
→	DIRECCION DEL FLUJO

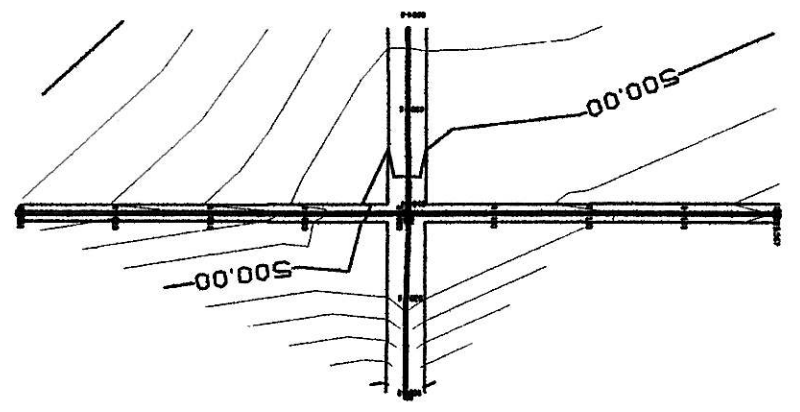
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ

PROYECTO: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA VIALIDAD DE SAN CARLOS

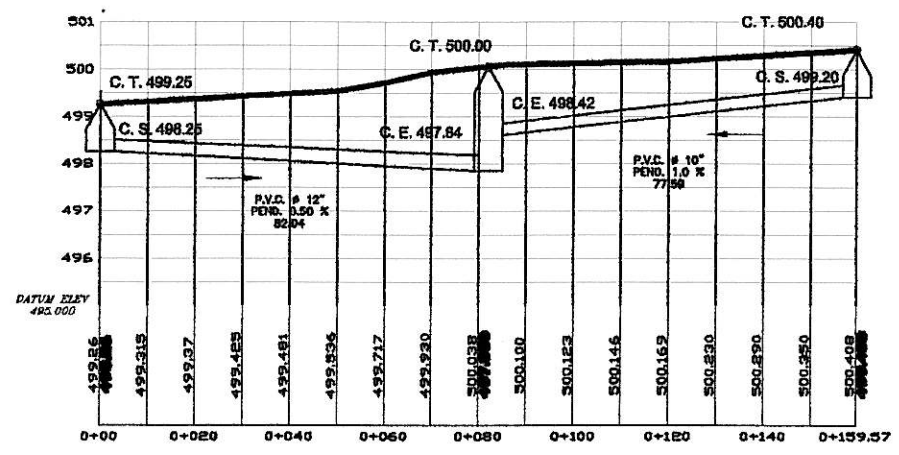
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL 1 a 10

ASESOR(A)-SUPERVISOR: JOSE A. POZOS LONQUILLI
Unidad de Prácticas de Ingeniería

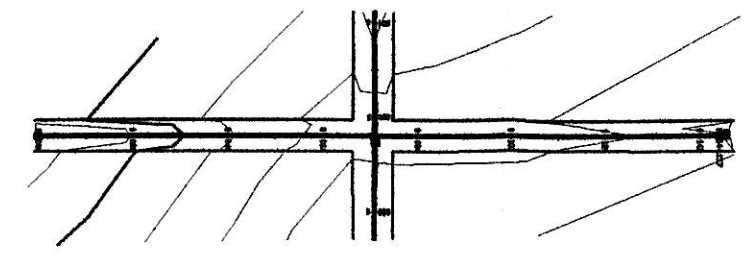
ESPESTA: JOSE ANTONIO PÉREZ BONCALLES
CARRERA: INGENIERIA CIVIL
FECHA: 15/07/2010
HORA: 10:00 AM



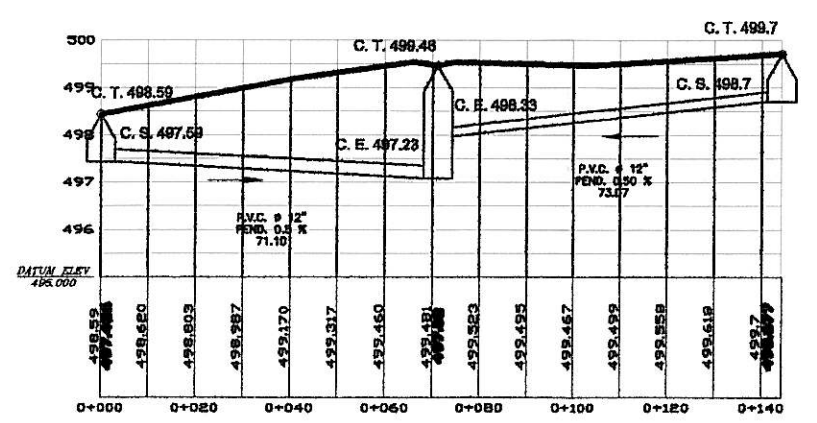
(a) (2) (b)



PERFIL a b
 ESCALA HOR 1:750 VER 1:75



(c) (3) (d)



PERFIL c d
 ESCALA HOR 1:750 VER 1:75

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
 JOYCOTENANGO, SACATEPEQUEZ

PROYECTO: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL

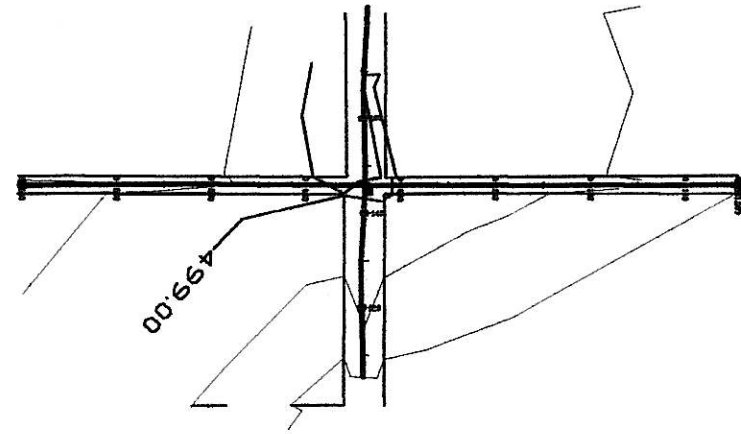
CONTENIDO: PERFILES A-B, C-D

ESCALA: HOR 1:750 VER 1:75

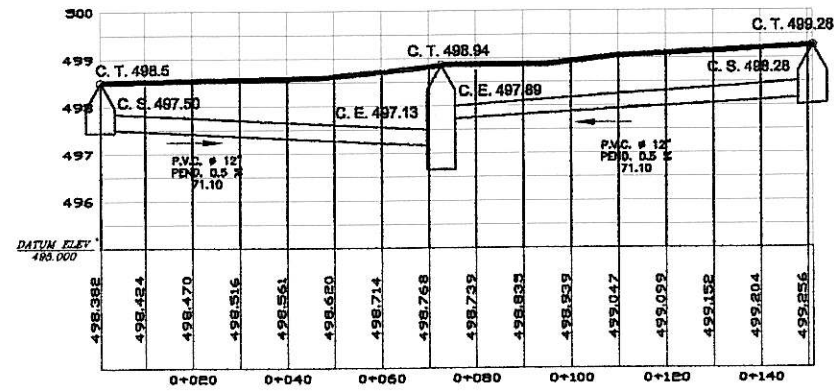
HOJA: 1

ASESOR(A)-SUPERVISADO: [Signature]

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



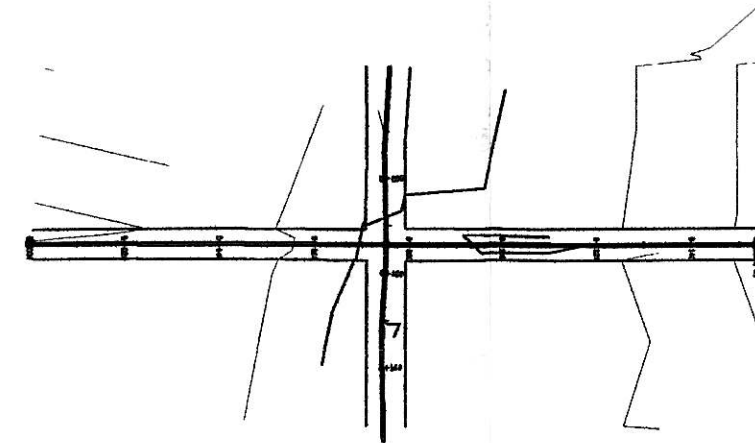
(e) (4) (f)



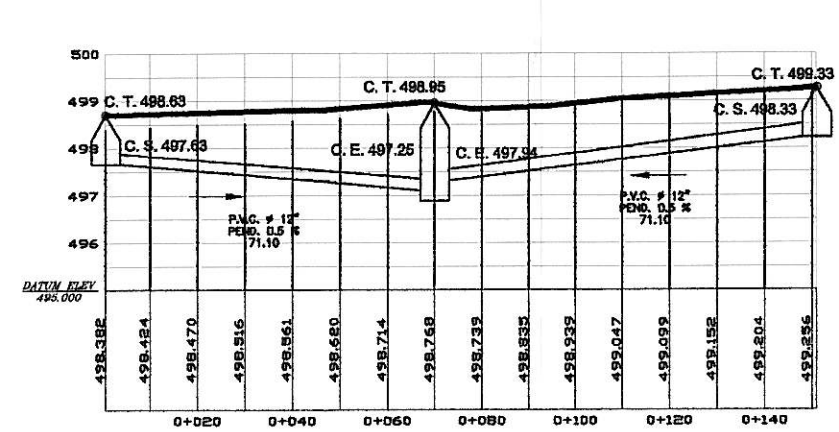
PERFIL e f

ESCALA

HOR 1:750 VER 1:75



(g) (5) (h)



PERFIL g h

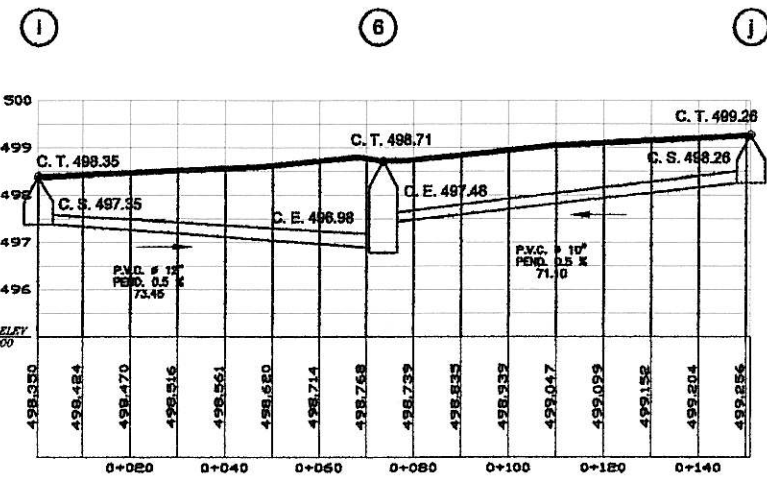
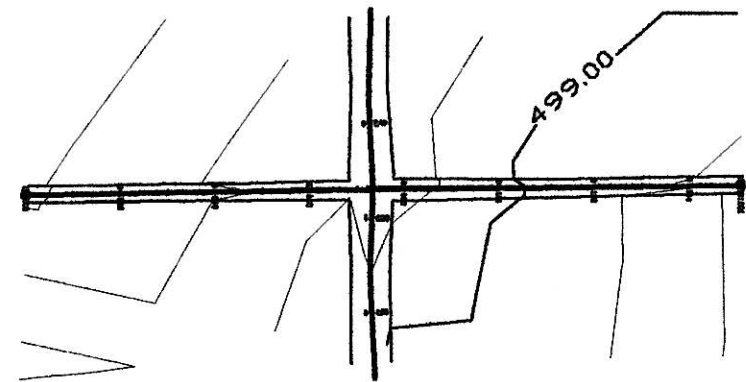
ESCALA

HOR 1:750 VER 1:75



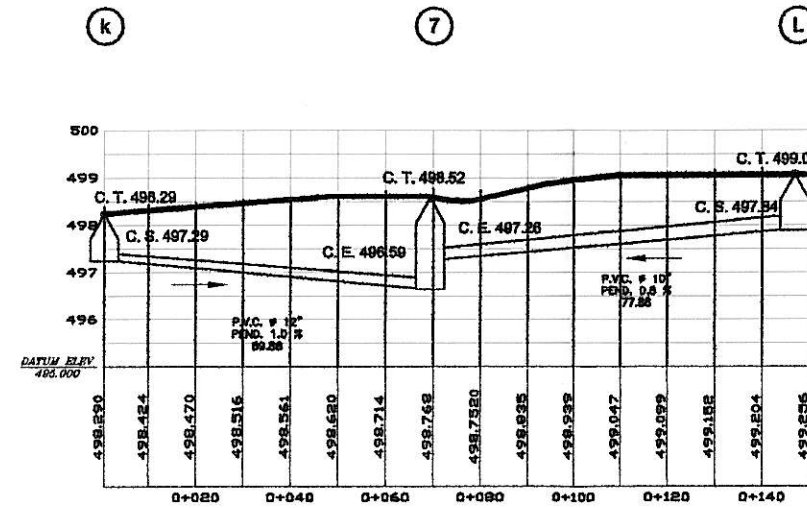
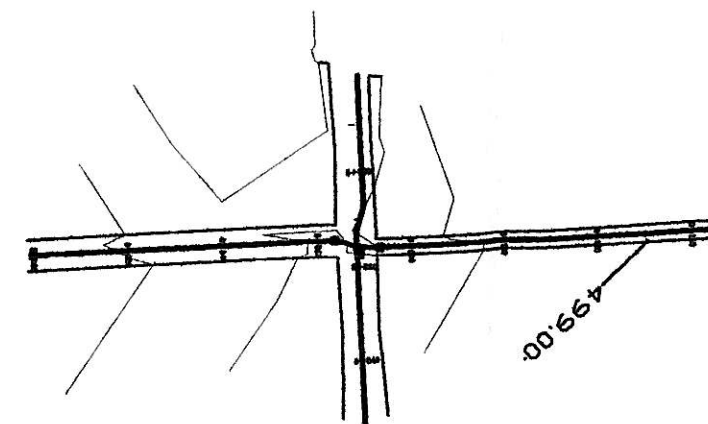
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ

PROYECTO: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CONTENIDO: PERFILES E-F, G-H	ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) UNIDAD DE PRÁCTICAS DE INGENIERIA Y DISEÑO
ESPELTA: JOSE ANTONIO PEZON RONDAL	HOJA



PERFIL i j
ESCALA

HOR 1:750 VER 1:75



PERFIL k l
ESCALA

HOR 1:750 VER 1:75

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ

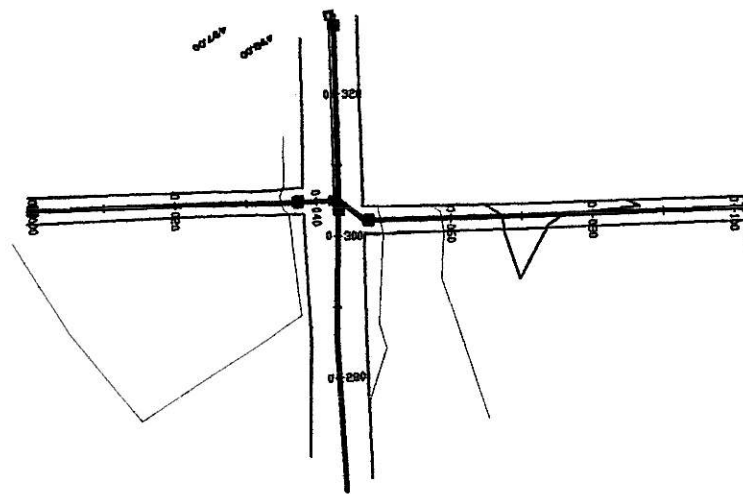
PROYECTO: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL

CONTENIDO: PERFILES I-J, K-L

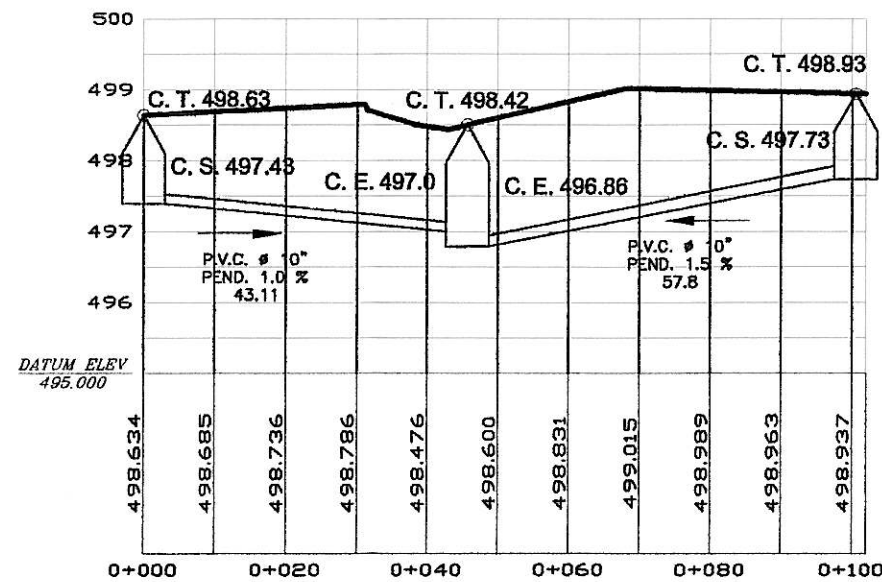
OPERA: JOSE ANTONIO PEREZ RONCILLIO

ASesor(A) SUPERVISADO: JOSE ANTONIO PEREZ RONCILLIO

HOJA: 15



(m) (8) (n)



PERFIL m n
ESCALA

HOR 1:500 VER 1:50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
 JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ

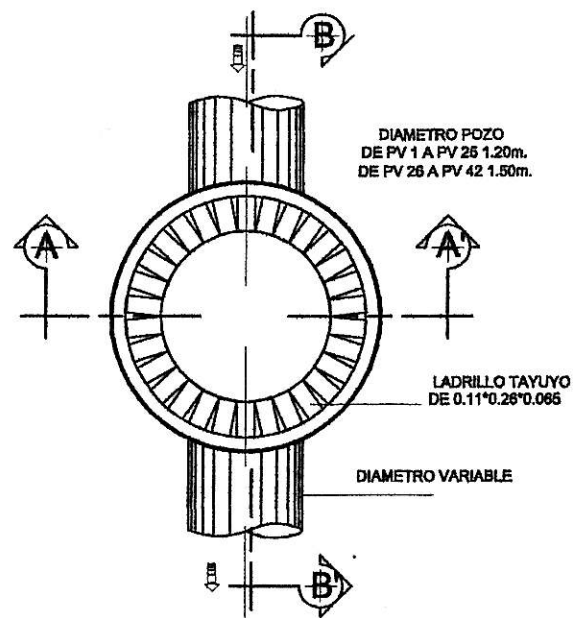
PROYECTO: DISEÑO DE DRENAJE PÉLVICO

CONTENIDO: PERFIL M-N

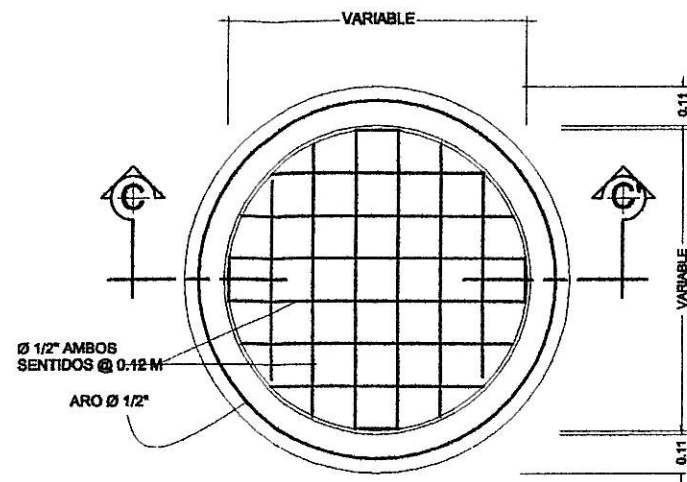
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A):
 Unidad de Prácticas de Ingeniería

EPÍTOA: JOSE ANTONIO PEREZ RONGULLO
 CARRER: 19772025

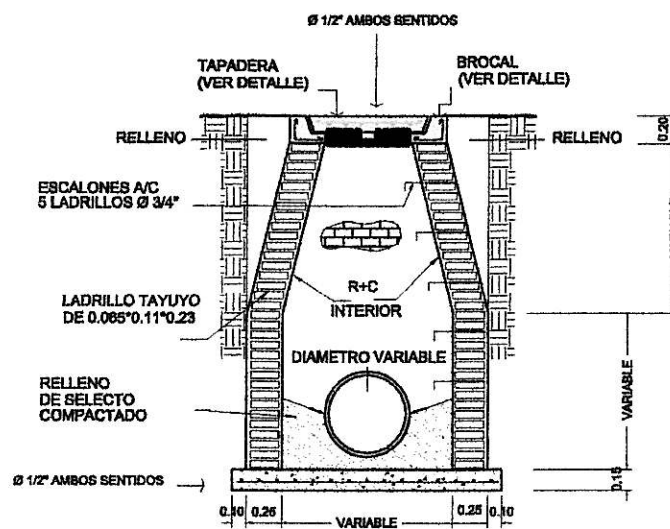
HOJA: 1



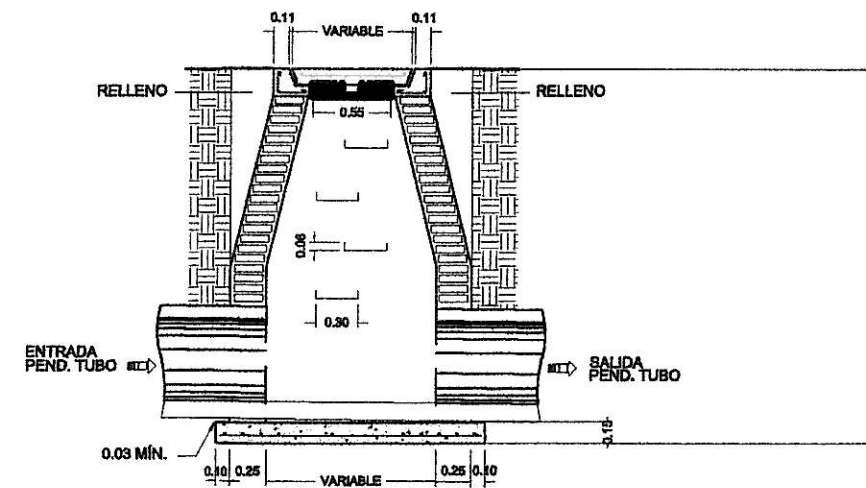
PLANTA POZO DE VISITA
ESCALA 1:25



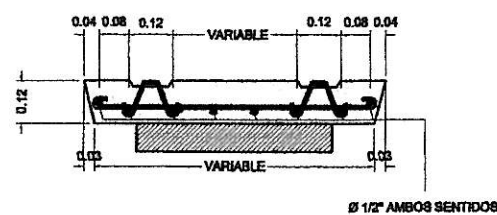
DETALLE DE POZO
ESCALA 1:10



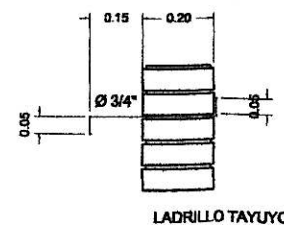
SECCION A-A'
ESCALA 1:25



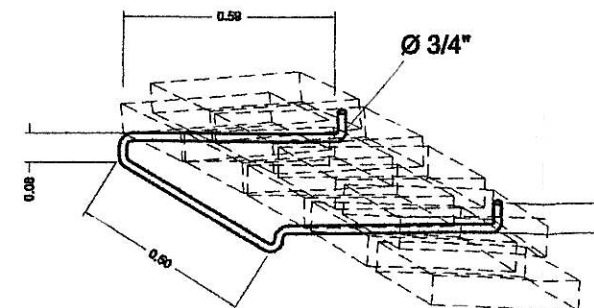
SECCION B-B'
ESCALA 1:25



SECCION C-C'
ESCALA 1:10



DETALLE DE ESCALON
ESCALA 1:10



ESPECIFICACIONES

- EL CEMENTO SERA DE TIPO PORTLAND DE 4000 PSI
- EL CONCRETO TENDRA COMO MÍNIMO UNA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE 3000 PSI
- EL ACERO A UTILIZARSE SERA LEGITIMO GRADO 40.
- LOS LADRILLOS SERAN TAYUYOS DE 0.11X0.23X0.065 M, F'm= 50 kg./cm2
- LAS TAPADERAS SERAN IDENTIFICADAS EN BAJO RELIEVE CON LA NOMENCLATURA DEL PLANO DE RED GENERAL.
- LOS BROCALES Y TAPADERAS DE LOS POZOS DEBERÁN CURARSE ANTES DE SU INSTALACION.
- LA TUBERIA A UTILIZARZE SERA DE PVC NORMA ASTM F2307-03
- TODAS LAS MEDIDAS ESTAN DADAS EN METROS, SALVO SE INDIQUE LO CONTRARIO
- LA SAVIETA PARA PEGAR LOS LADRILLOS TENDRA UNA PROPORCION DE 1:3 Y DE 1 CM. DE ESPESOR

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ

PROYECTO: DISEÑO DE DRENAJE PLANAL de San Carlos

CONTENIDO: DETALLE DE POZOS SESOR(A)-SUPERVISOR

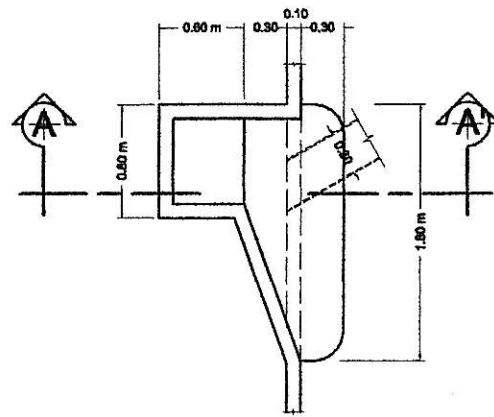
ESPECIFICACIONES

ESPECION: JOSE ANTONIO PEREZ BONCUILLO

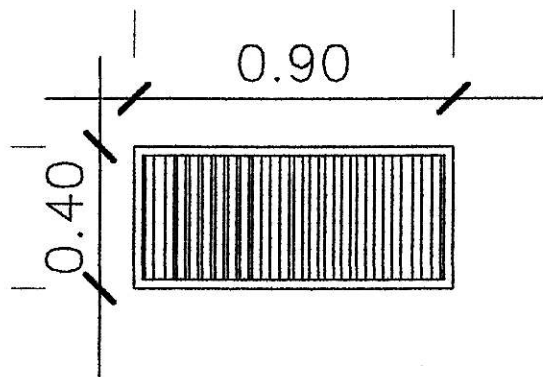
CADRE: 00000000

FECHA: 15/05/2023

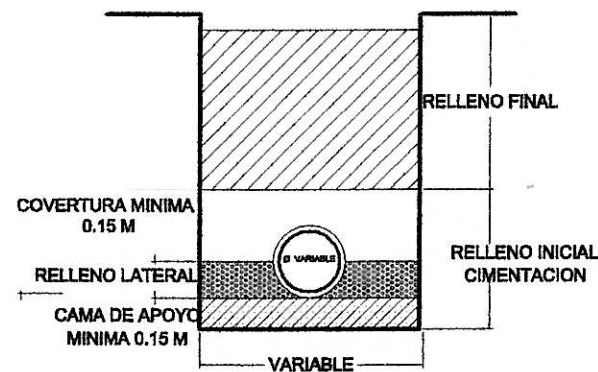
HOJA: 1



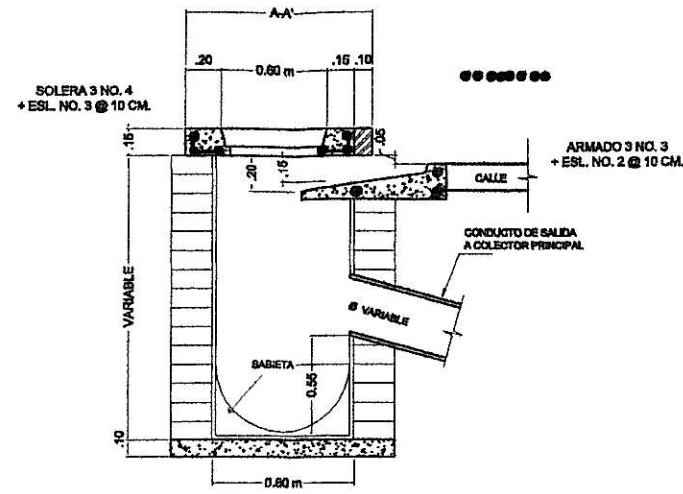
PLANTA DE TRAGANTE
ESCALA 1:25



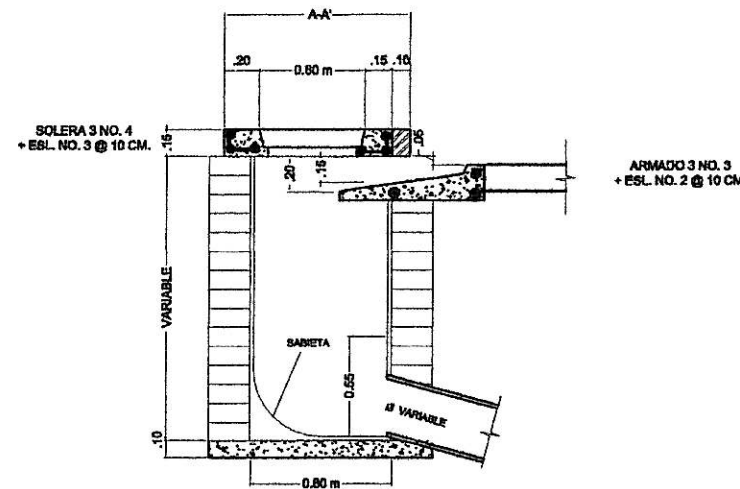
DISEÑO DE REJILLA
ESCALA 1:10



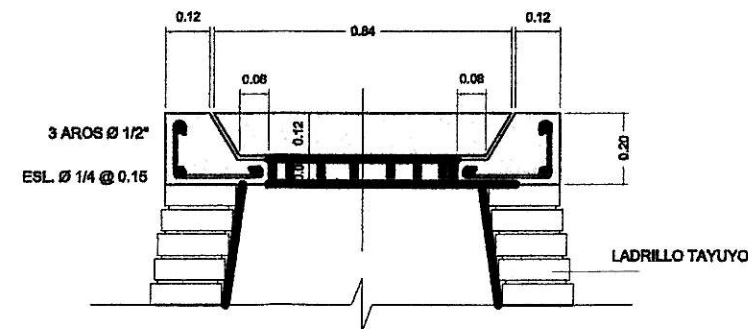
ZANJA TIPO
ESCALA 1:25



TRAGANTE TIPICO A
ESCALA 1:20



TRAGANTE TIPICO C
ESCALA 1:20



DETALLE DE BROCAL
ESCALA 1:10

ESPECIFICACIONES

- EL CEMENTO SERA DE TIPO PORTLAND DE 4000 PSI
- EL CONCRETO TENDRA COMO MÍNIMO UNA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE 3000 PSI
- EL ACERO A UTILIZARSE SERA LEGITIMO GRADO 40.
- LOS LADRILLOS SERAN TAYUYOS DE 0.11X0.23X0.065 M, F'm= 50 kg./cm²
- LAS TAPADERAS SERAN IDENTIFICADAS EN BAJO RELIEVE CON LA NOMENCLATURA DEL PLANO DE RED GENERAL.
- LOS BROCALES Y TAPADERAS DE LOS POZOS DEBERÁN CURARSE ANTES DE SU INSTALACION.
- LA TUBERIA A UTILIZARZE SERA DE PVC NORMA ASTM F2307-03
- TODAS LAS MEDIDAS ESTAN DADAS EN METROS, SALVO SE INDIQUE LO CONTRARIO
- LA SAVIETA PARA PEGAR LOS LADRILLOS TENDRA UNA PROPORCION DE 1:3 Y DE 1 CM. DE ESPESOR

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
JOCOMANIGO, SACATEPEQUELES

PROYECTO: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL

CONTEUDO: DETALLES TRAGANTES

ESPERTA: JOSE ANTONIO PEREZ RONCALLO

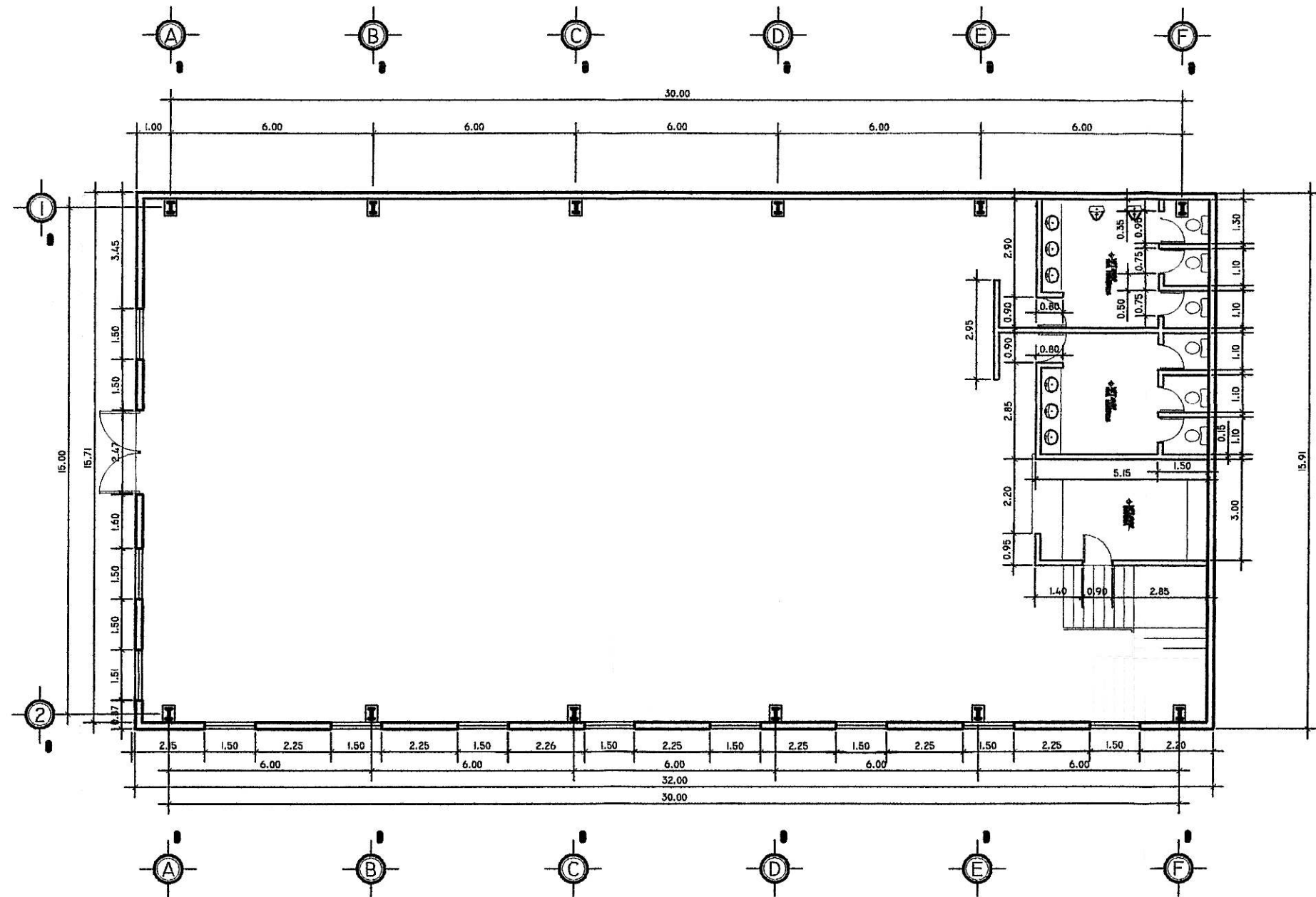
ASESOR(A) SUPERVISOR: CALDERON, DOMESTICO, RONCALLO

UNIDAD DE PRÁCTICAS DE INGENIERIA

ESCALA: INDICADA

FECHA: ENVIADO

HOJA: 1

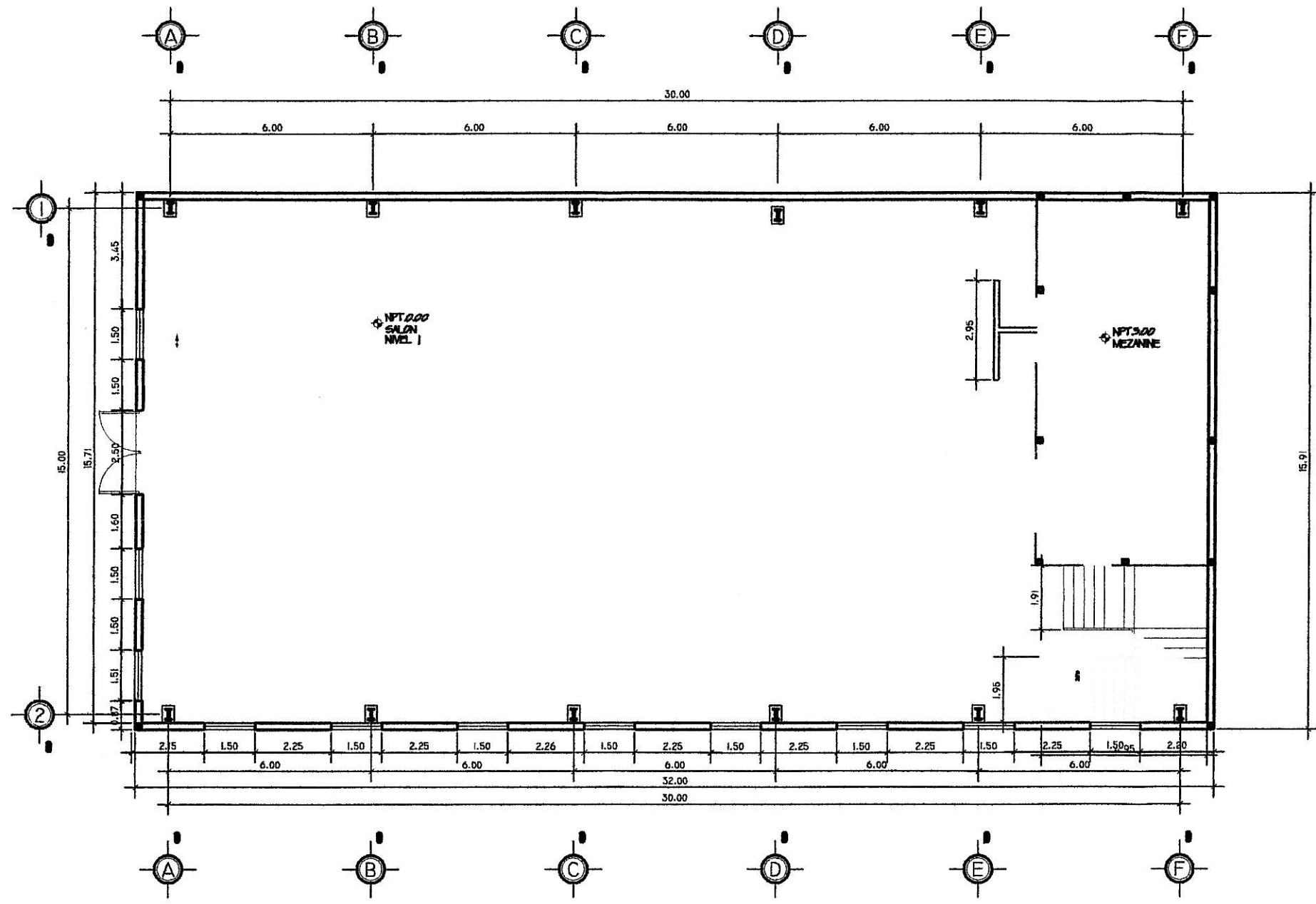


PLANTA
 PRIMER NIVEL
 SALÓN SOCIAL
 ESCALA 1:50



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
 JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ

PROYECTO: DISEÑO SALON MUNICIPAL	DISEÑO: JOSE A. RONQUILLO
CONTENIDO: PLANTA ACOTADA	CALCULO: JOSE A. RONQUILLO
	DIBUJO: JOSE A. RONQUILLO
	ESCALA: INDICADA
	FECHA: FEB/14/12
ASESORIA-SUPERVISOR (A): [Signature]	
EPERISTA: JOSE ANTONIO PEREZ R.	
HOJA	

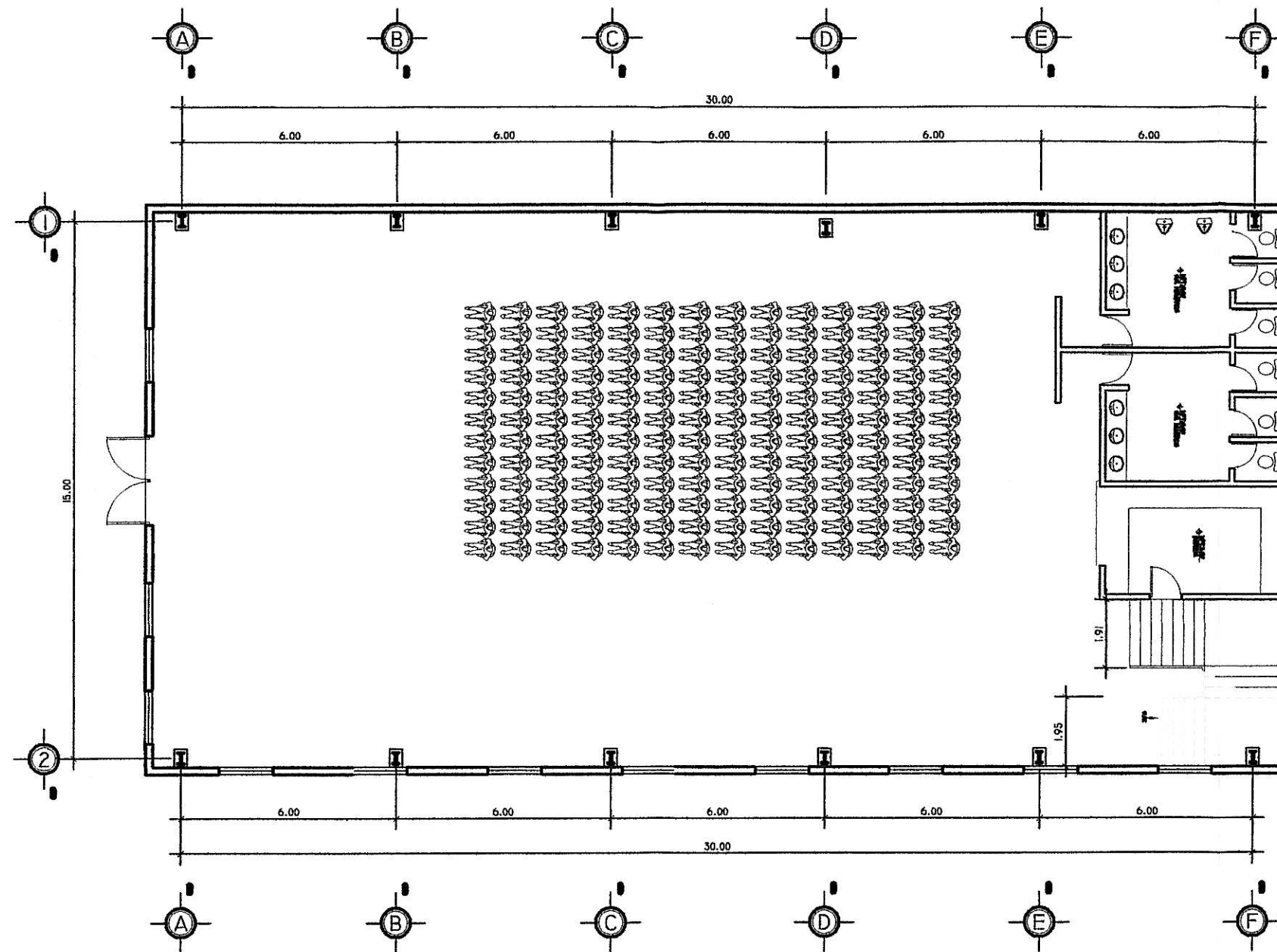


1 PLANTA
 PRIMER NIVEL
 SALON SOCIAL
 ESCALA 1:50



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
 JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ

PROYECTO: DISEÑO SALON MUNICIPAL	DISEÑO: JOSE A. RONQUILLO
CONTENIDO: PLANTA ACOTADA	CALCULO: JOSE A. RONQUILLO
ESCALA: INDICADA	FECHA: FEB/12
ASESOR(A) SUPERVISOR: INDICADA	FECHA: FEB/12
EPESITA: JOSE ANTONIO PEREZ R.	FECHA: FEB/12
Vb. So. JOSE ANTONIO PEREZ R. 19/02/2012	HCUA Vb. So. JOSE ANTONIO PEREZ R. 19/02/2012

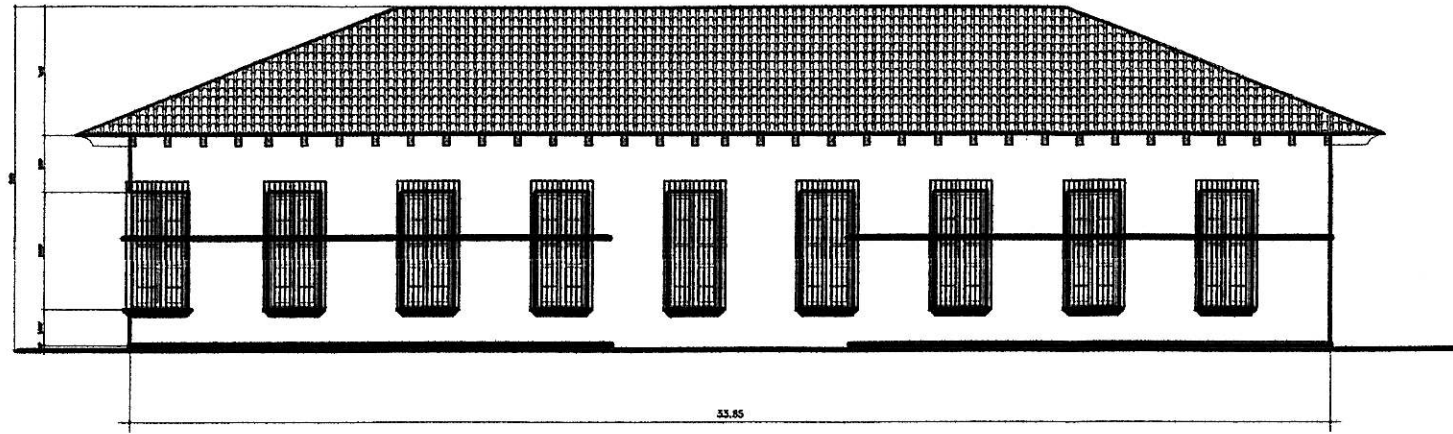


1 PLANTA
 PRIMER NIVEL
 SALÓN SOCIAL
 ESCALA 1:50

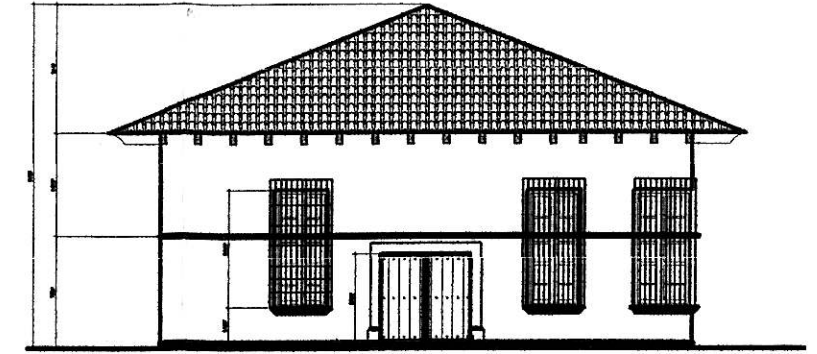


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
 JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ

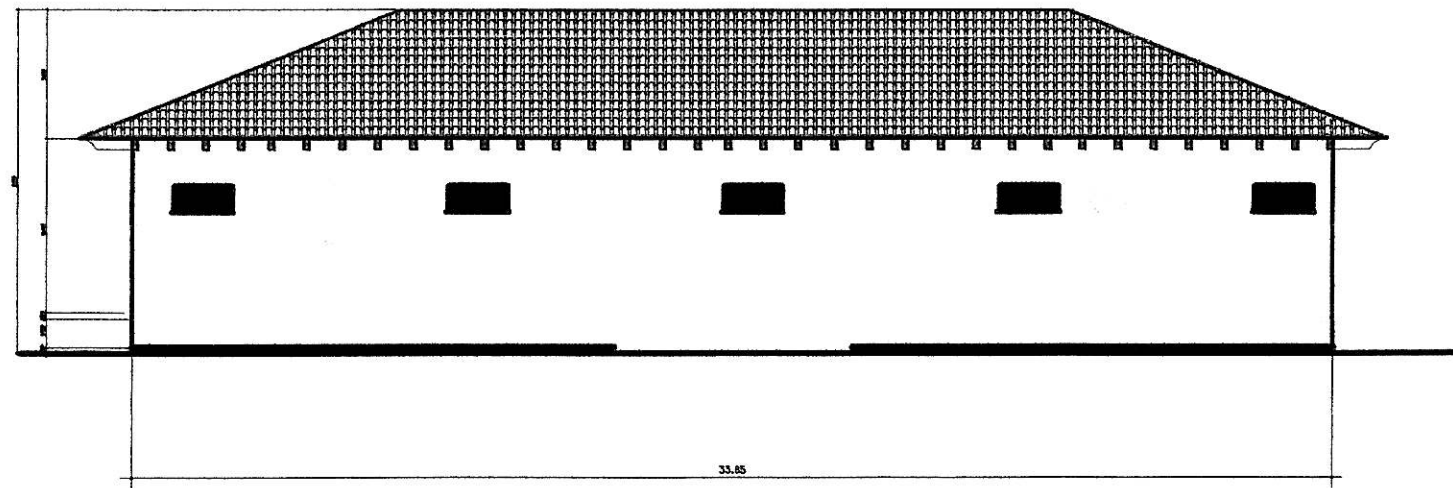
PROYECTO: DISEÑO SALON MUNICIPAL	DISEÑO: JOSE A. RONQUILLO
CONTENIDO: PLANTA ACOTADA	CALEULO: JOSE A. RONQUILLO DIBUJO: JOSE A. RONQUILLO
ASESOR(A)-SUPERVISOR: [Signature]	FECHA: FEBR/12
EPISITA: JOSE ANTONIO PEREZ R.	CARNET: 199
JOSE ANTONIO PEREZ RONQUILLO INGENIERO EN ELECTRICIDAD	V E I



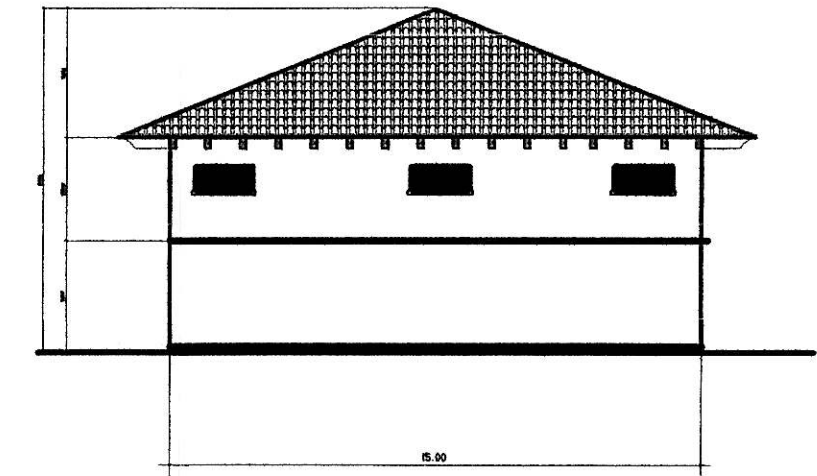
① ELEVACION LATERAL
SALON SOCIAL
ESCALA 1/20



① ELEVACION RONTAL
SALON SOCIAL
ESCALA 1/20



① ELEVACION LATERAL
SALON SOCIAL
ESCALA 1/20



① ELEVACION POSTERIOR
SALON SOCIAL
ESCALA 1/20



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ

PROYECTO:
DISEÑO SALON MUNICIPAL

DISEÑO
JOSE A. RONQUILLO

CONTENIDO:
ELEVACIONES

CALCULO:
JOSE A. RONQUILLO

DIBUJO:
JOSE A. RONQUILLO

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
OCT/2/08

EFERISTA:
JOSE ANTONIO PEREZ R.

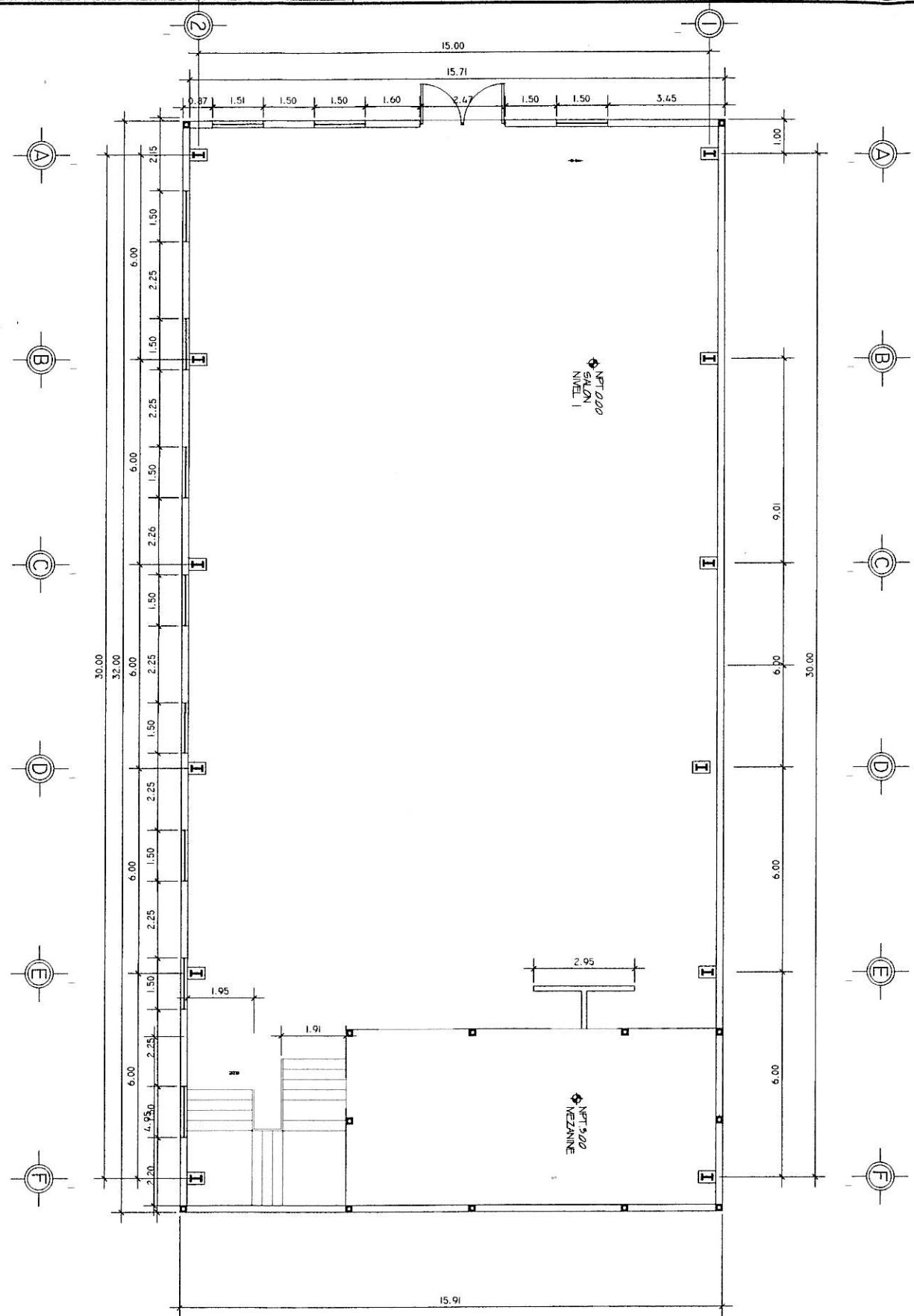
Universidad de San Carlos

ASESORIA SUPERVISORIAL DE EPS
Comunidad de Prácticas de Ingeniería y EPS

JOSE ANTONIO PEREZ R. 1970

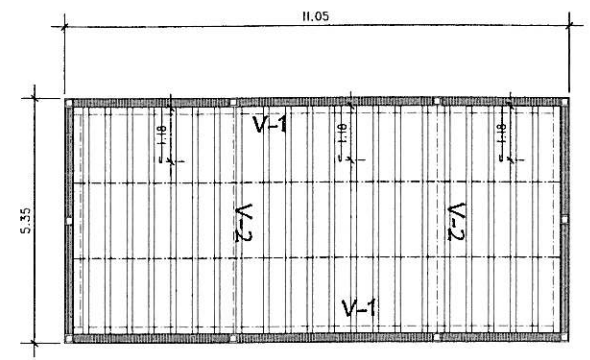
Vol. 1

HOJA
A

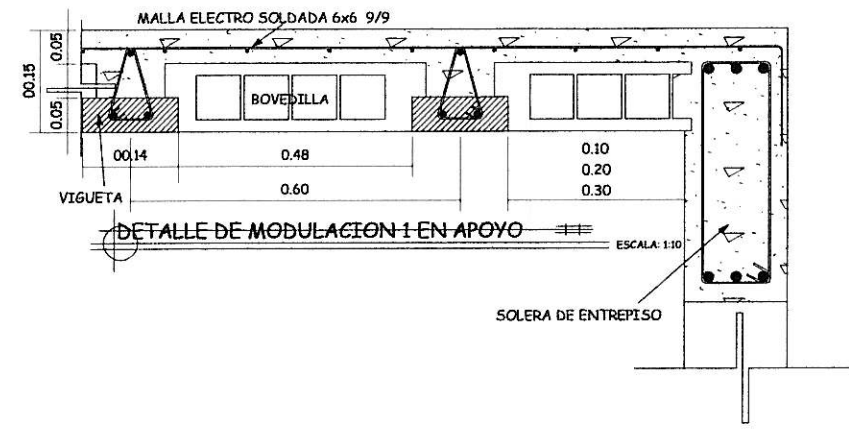


1 PLANTA
PRIMER NIVEL
SALON SOCIAL
ESCALA 1/50

NOMENCLATURA	
	SOLERA CORONA
	FABRIQUE
	VIGA 1
	VIGA 2 secundaria
	VIGA 3
	BASTONES L/4
	VIGUETA
	RIGIDIZANTE
	INICIO DE MODULACION



1 PLANTA MEZANINI
SEGUNDO NIVEL
SALON MUNICIPAL
ESCALA 1/20



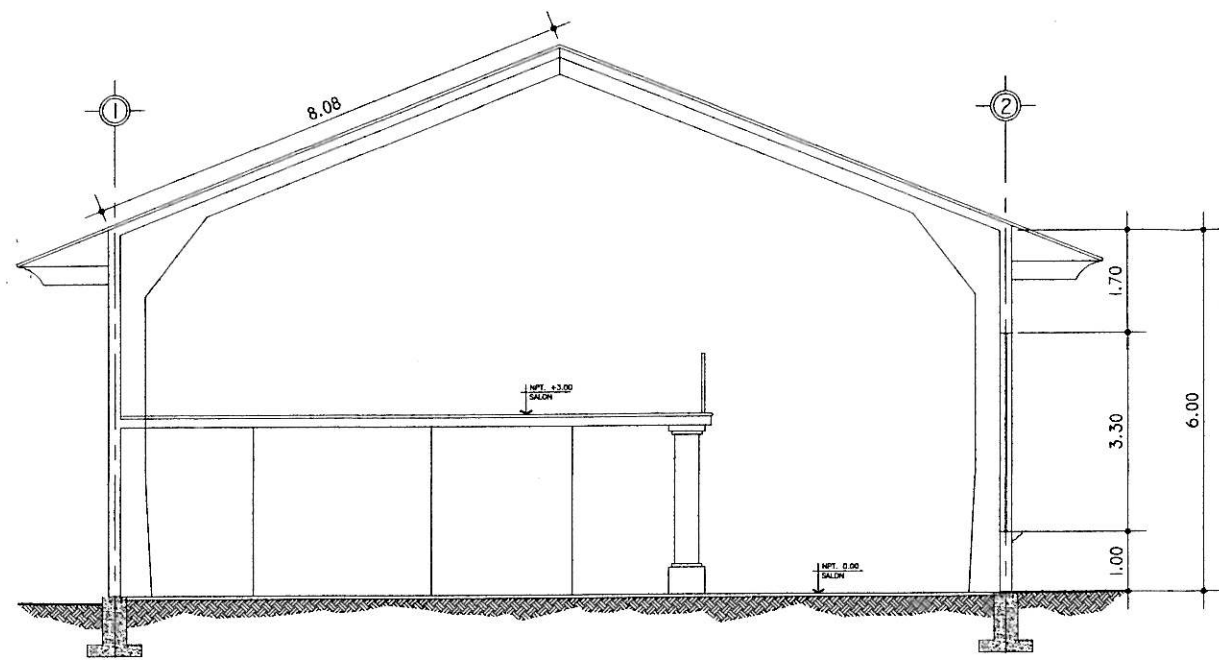
DETALLE DE MODULACION 1 EN APOYO
ESCALA: 1:10



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ

PROYECTO: DISEÑO SALON MUNICIPAL	DISEÑO: JOSE A. RONQUILLO
CONTENIDO: DETALLE DE LOSA	CALCULO: JOSE A. RONQUILLO
EPESISTA: JOSE ANTONIO PEREZ R.	DIBUJO: JOSE A. RONQUILLO
ESCALA: INDICADA	FECHA: FEB/14/12

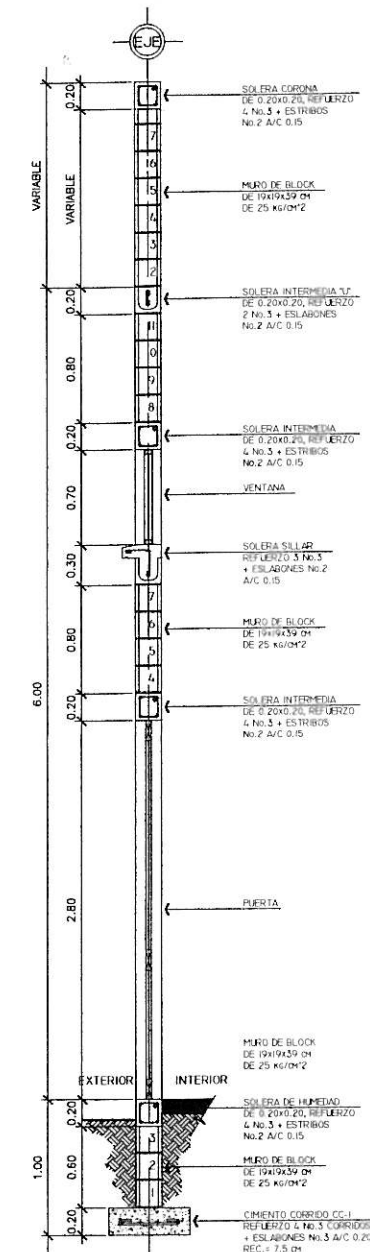
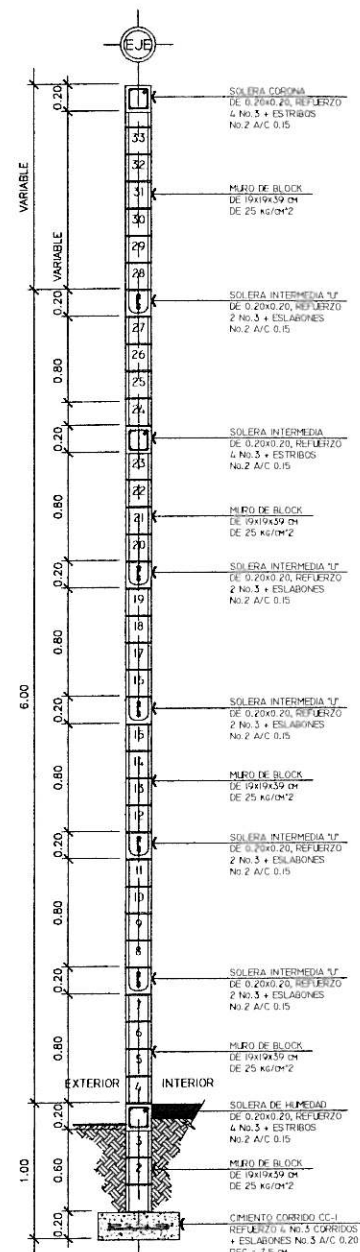
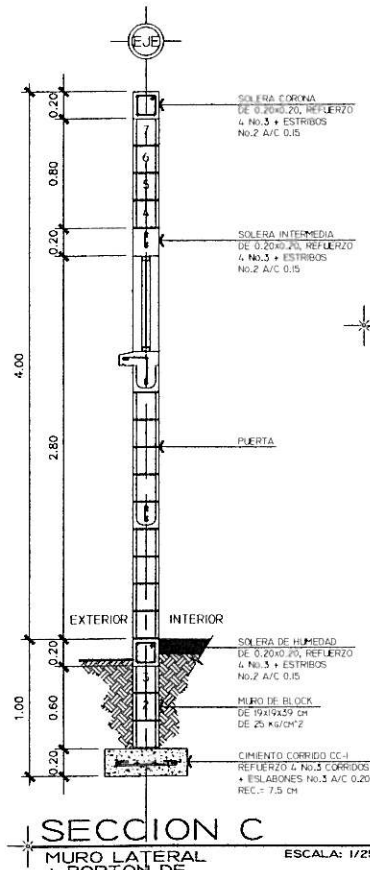
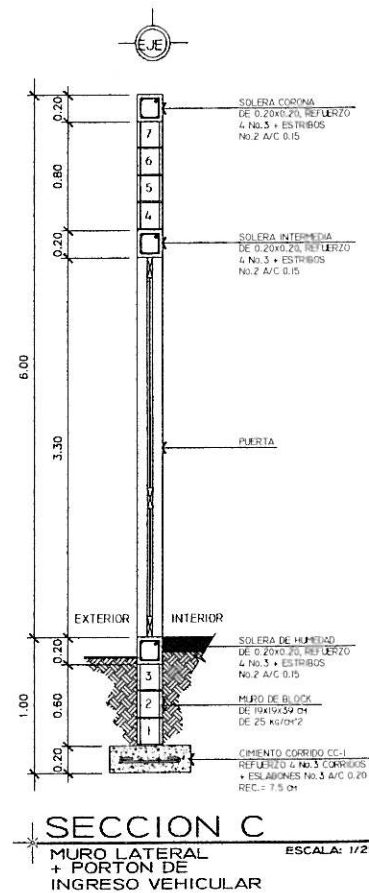
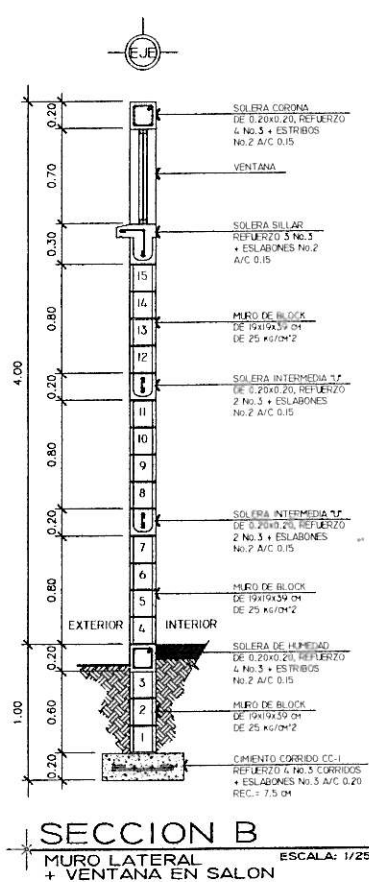
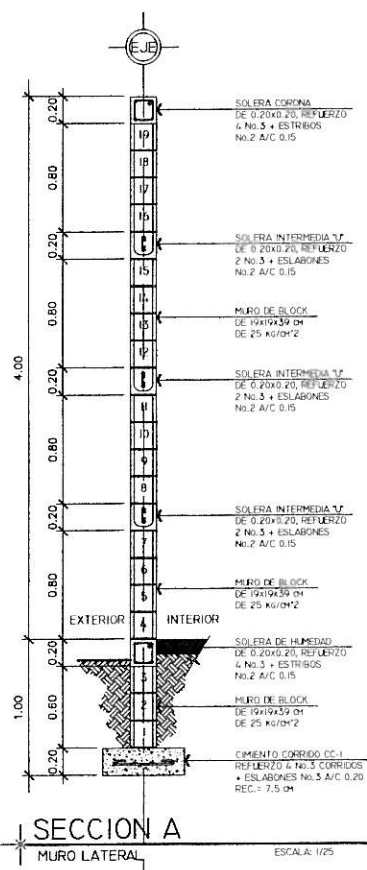




ELEVACION DE MARCO ESTRUCTURAL

SALON MUNICIPAL

ESCALA: 1/75



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ

PROYECTO:
DISEÑO SALON MUNICIPAL

CONTENIDO:
ELEVACION DE MARCO

DISEÑO:
JOSE A. RONQUILLO

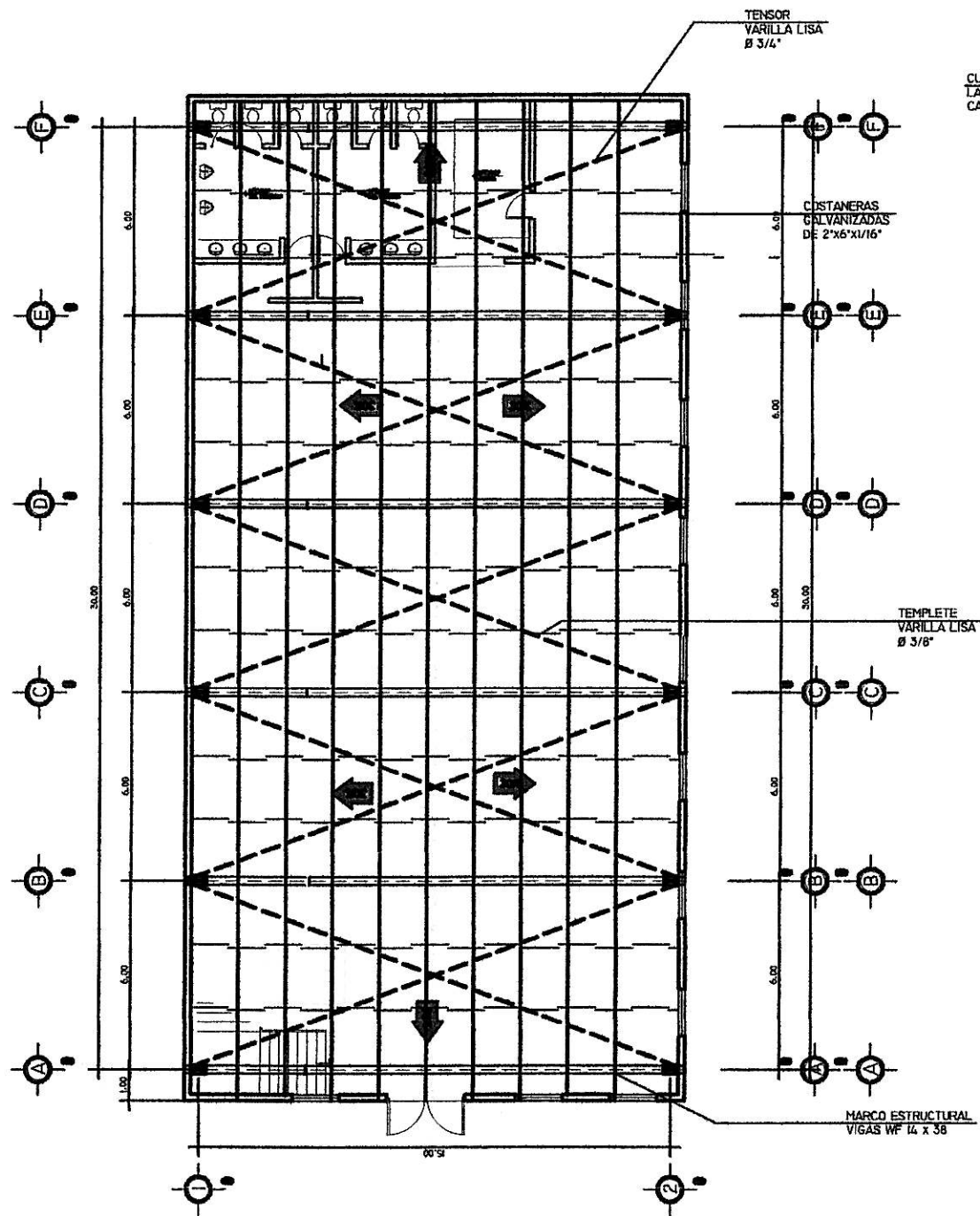
DIBUJO:
JOSE A. RONQUILLO

ASESOR(A)-SUPERVISOR:
FECHA:
INDICADA

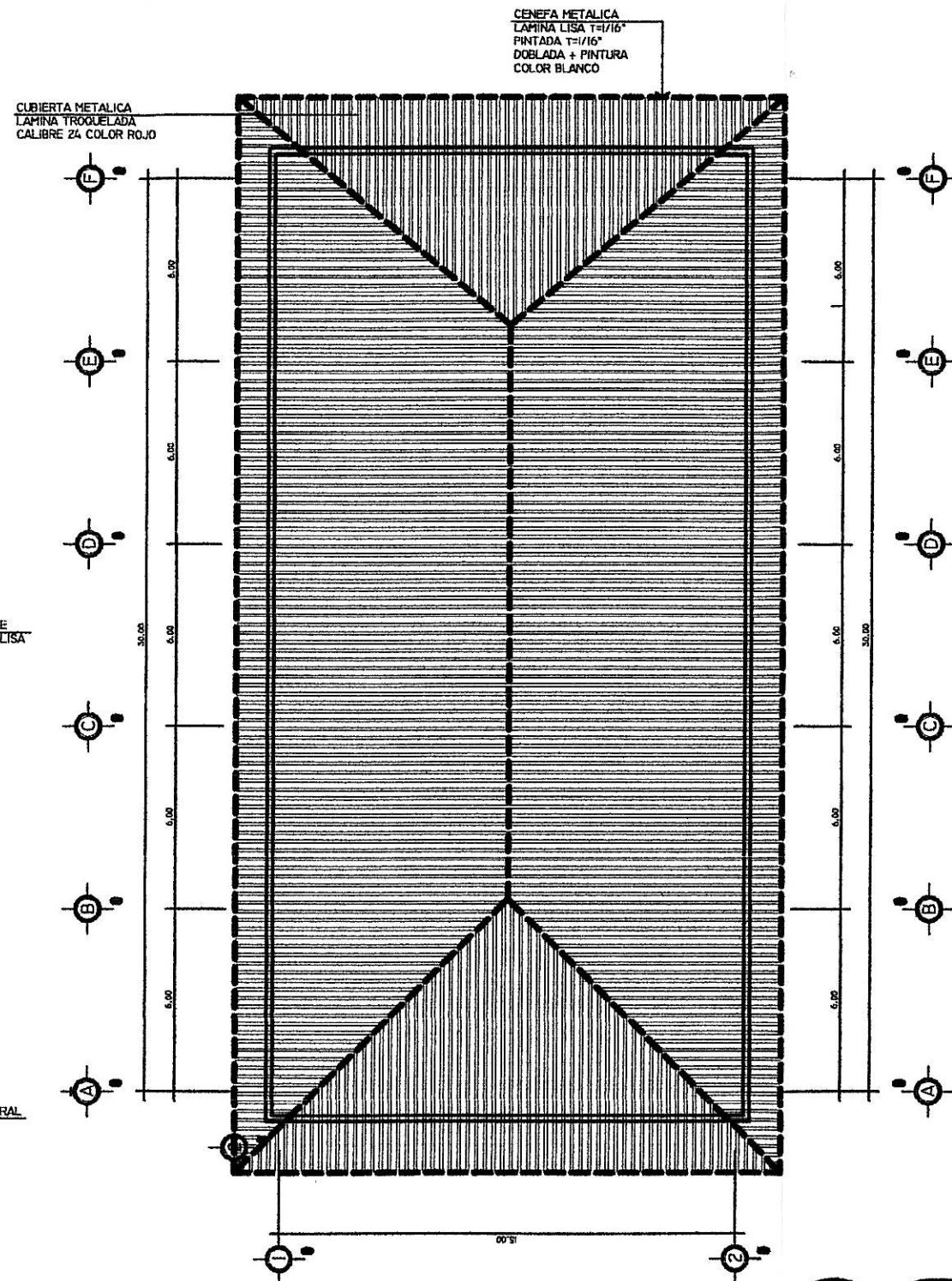
EPONISTA:
JOSE ANTONIO PEREZ R.

CARNET:
124

HOJA



1 PLANTA ESTRUCTURA DE TECHO
SALON SOCIAL
ESCALA 1/75



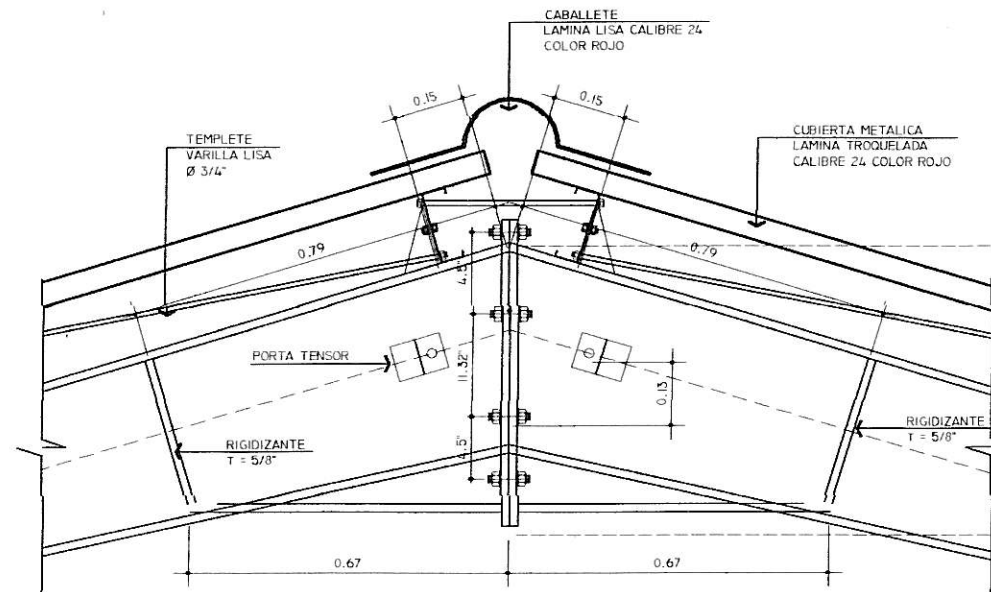
1 PLANTA DE CUBIERTA
SALON SOCIAL
ESCALA 1/75



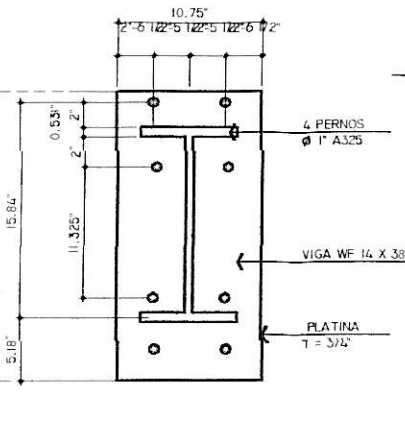
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ

PROYECTO: DISEÑO SALON MUNICIPAL	DISEÑO JOSE A. RONQUILLO
CONTENIDO: PLANTA DE ESTRUCTURA DE TECHOS + CUBIERTA	CALCULO: JOSE A. RONQUILLO
ESCALAS INDICADAS	FECHA: FEB/14/12
ESPELTA: JOSE ANTONIO PEREZ R.	ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) Unidad de Prácticas de Ingeniería y...
CARNET: 199	HOJA
Vol. No.	

TABLA DE SECCIONES "WF"					
SECCION	D	TW	BF	TF	ELEMENTO
W 14 X 38	14 1/8"	5 1/16"	6 3/4"	1/2"	VIGA
W 14 X 38	14 1/8"	5 1/16"	6 3/4"	1/2"	COLUMNA



DETALLE
UNION DE VIGAS WF 14X48 EN CUMBRERA

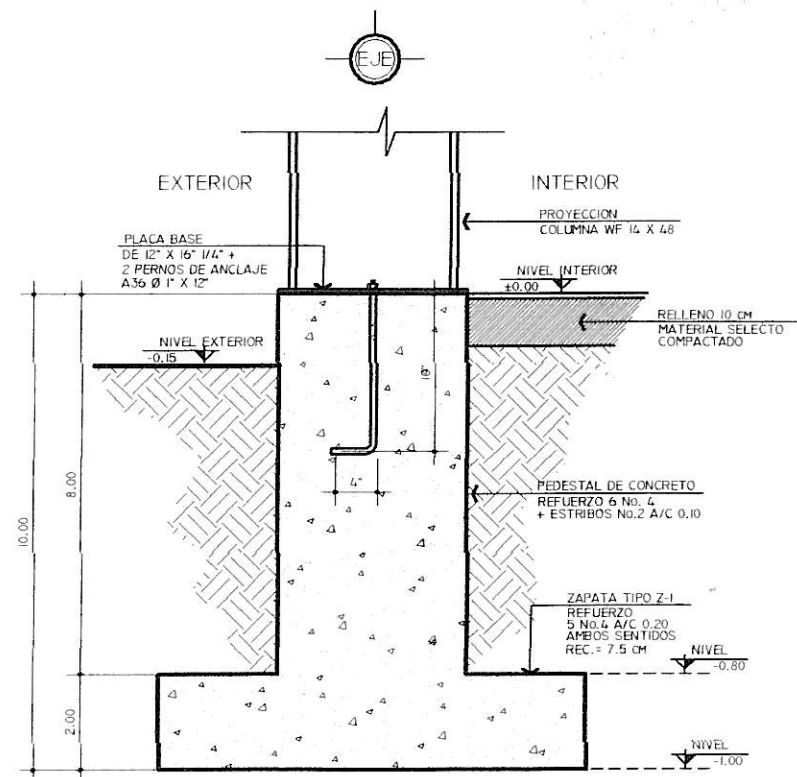


DETALLE
PLATINA DE ANCLAJE

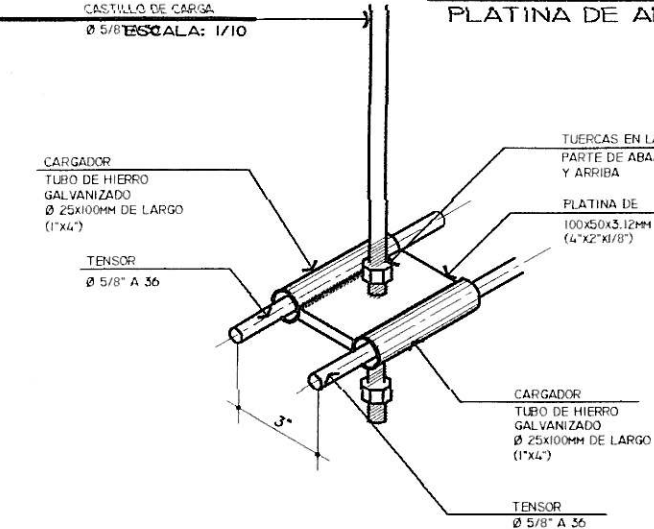
DETALLE
COSTANERA

DETALLE
PORTA COSTANERA

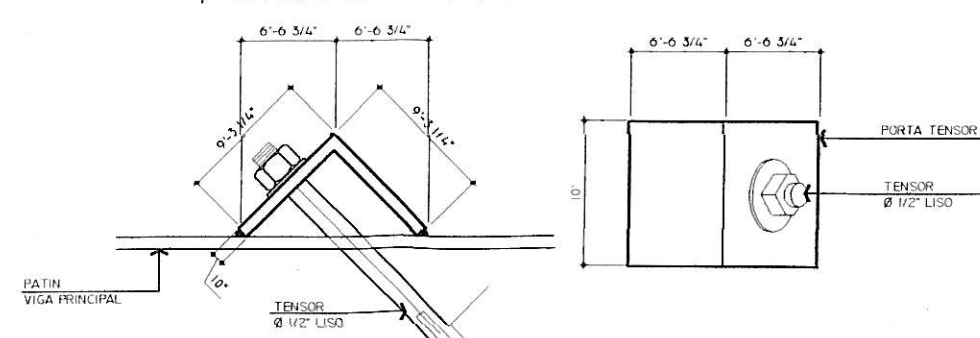
DETALLE
PORTA COSTANERA



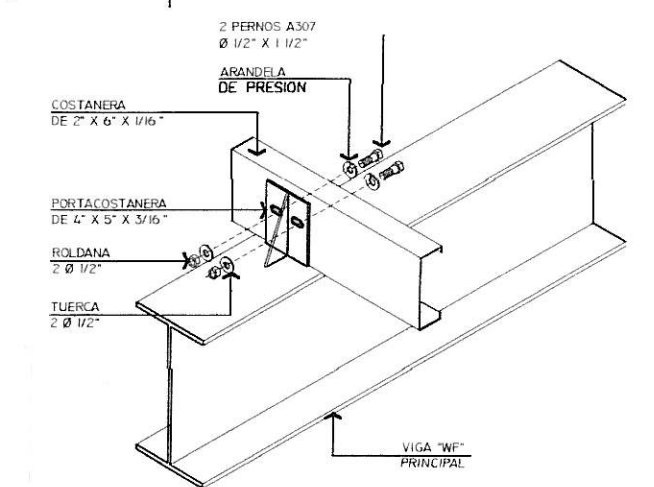
ELEVACION
PEDESTAL DE CONCRETO +
PLATINA DE ANCLAJE



ISOMETRICO
CARGADOR DE TENSOR



DETALLE
PORTA TENSOR



ISOMETRICO
ANCLAJE DE COSTANERA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ

PROYECTO: DISEÑO SALON MUNICIPAL

CONTENIDO: DETALLES ESTRUCTURALES

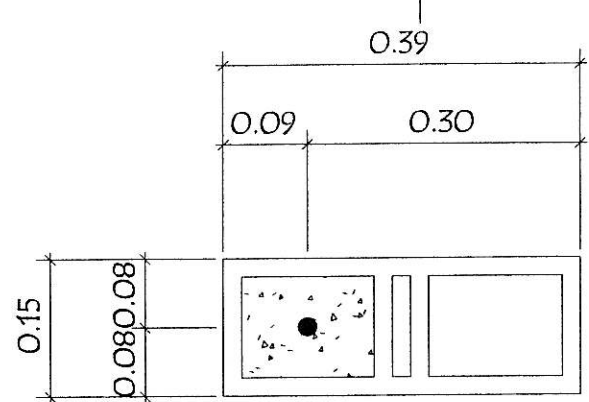
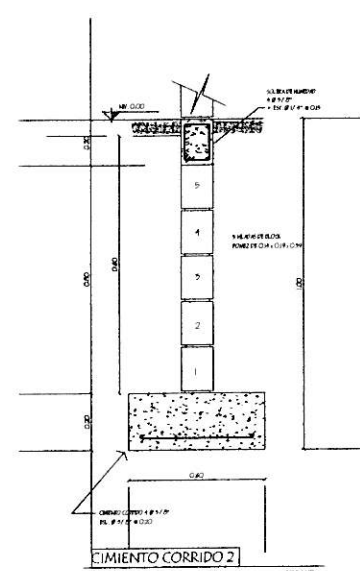
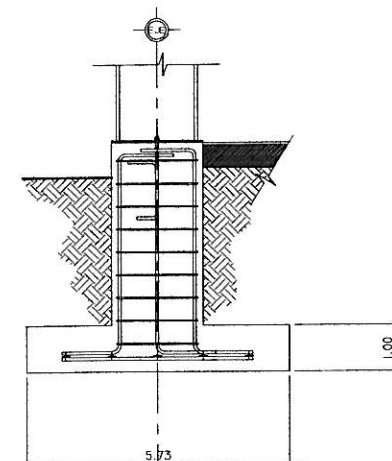
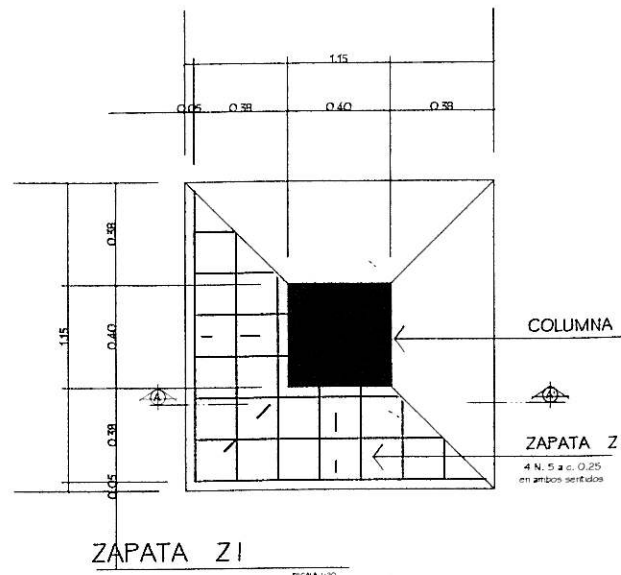
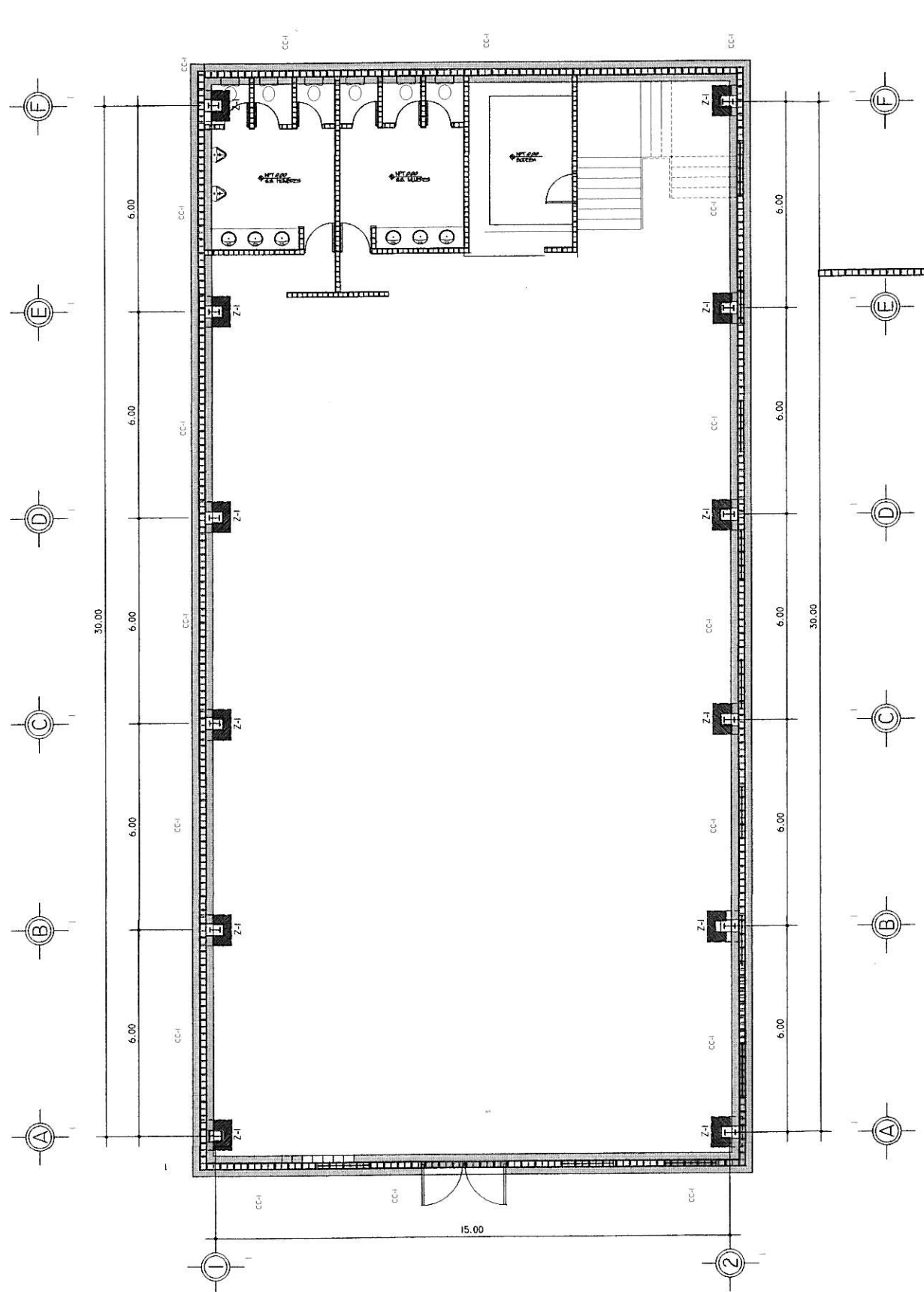
ESCALA INDICADA: may/2013

FECHA: may/2013

EPONISTA: JOSE ANTONIO PEREZ RONQUILLO

CARNET: 199720529

HOJA: 1



COLUMNA C-10
PIN. No.2 @ 0.80
RECUBRIMIENTO 0.025

C-10

ESCALA 1:10

ESPECIFICACIONES DE
TRASLAPES Y ANCLAJES EN ACERO

BARRA No.	TRASLAPES EN COLUMNAS	TRASLAPES EN VIGAS Y LINDAS	ANCLAJES Lt
3	0.30	0.40	0.30
4	0.40	0.60	0.40
5	0.50	0.70	0.50
6	0.60	0.80	0.60
8	0.90	1.10	0.80
10	1.30	1.50	1.30

ESPECIFICACIONES:
- ACERO $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$
- CONCRETO $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- CAPACIDAD SOPORTE DEL SUELO: 1.31 ton/m³

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ

PROYECTO:
DISEÑO SALON MUNICIPAL

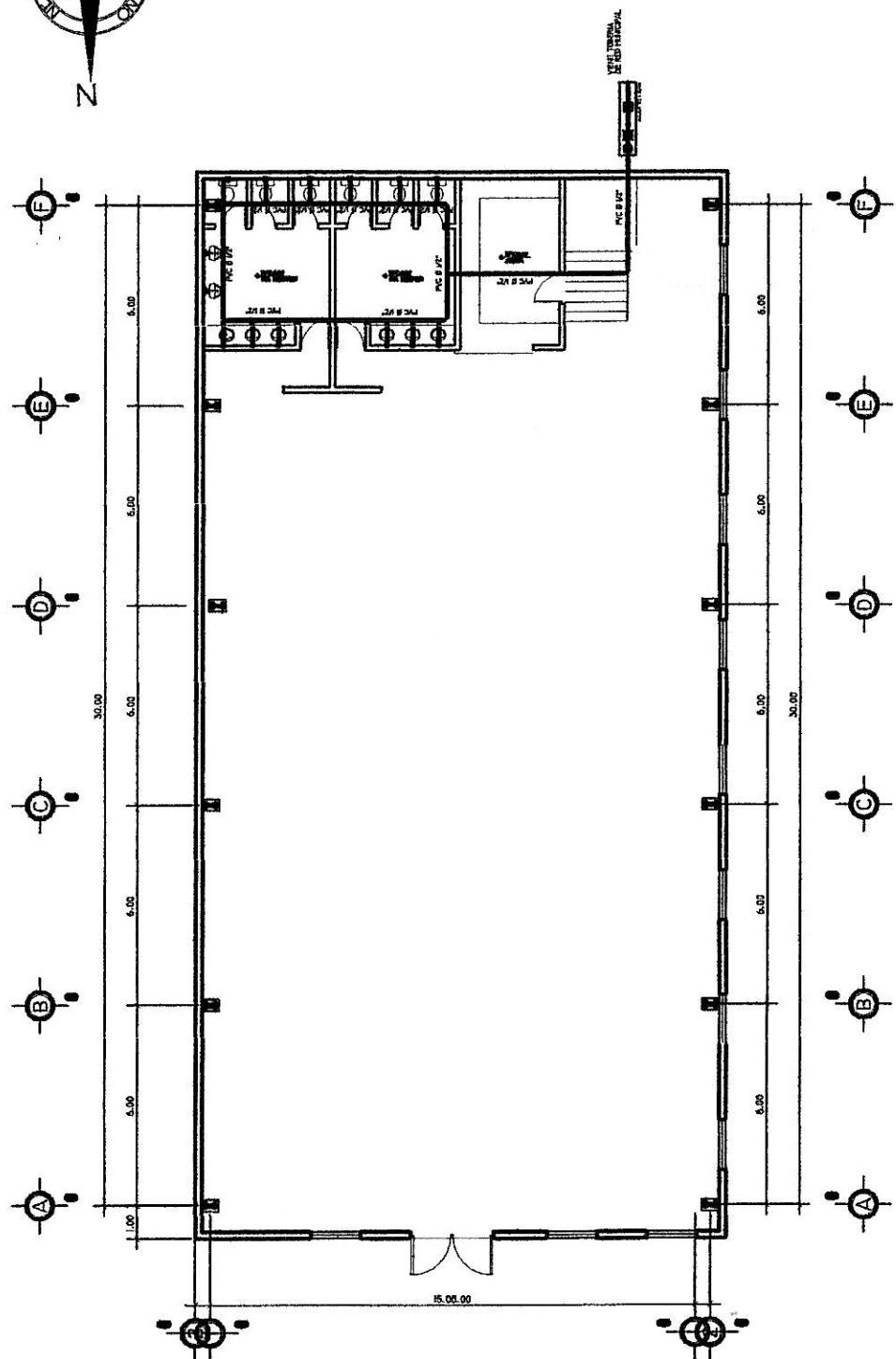
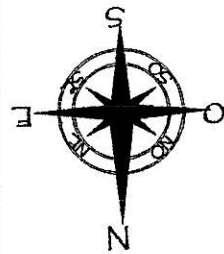
CONTENIDO:
PLANTA CIMENTACION DETALLES

EPESISTA:
JOSE ANTONIO PEREZ R.

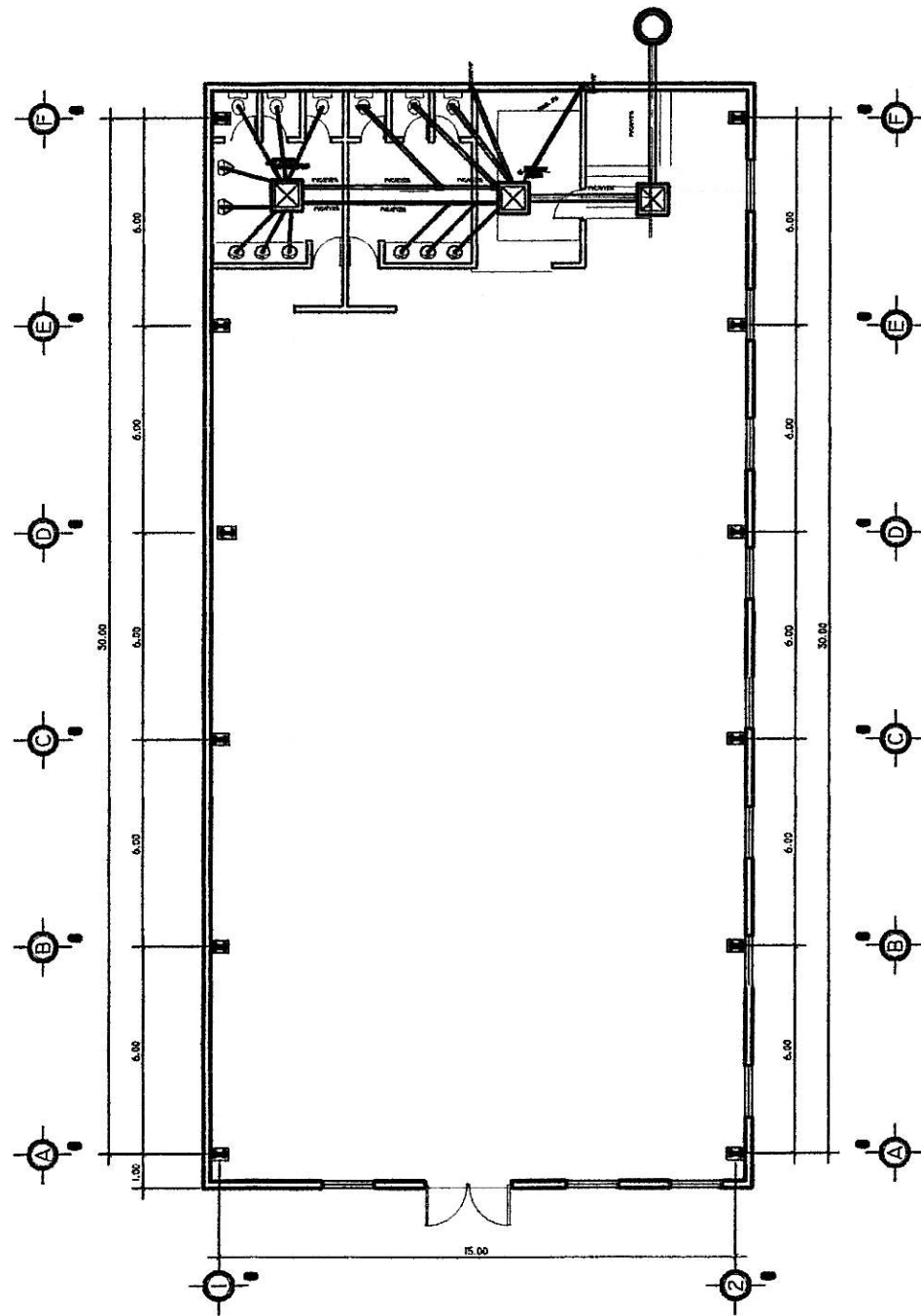
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CARRANTEL 1997
V. No. [Signature]

DISEÑO: JOSE A. RONQUILLO
CALCULO: JOSE A. RONQUILLO
DIBUJO: JOSE A. RONQUILLO
ESCALA: 1:10
FECHA: FEB/14/12
INDICADA: [Signature]

HOJA
E
I



PLANTA AGUA POTABLE
SALON SOCIAL
ESCALA 1/50



PLANTA DE DRENAJES
SALON SOCIAL
ESCALA 1/50

	TUBERIA DE AGUA NEGRO PVC 8 INCHADO		COLECCIONADOR PVC 8 INCHADO		CAJA PARA P.E.A.
	TUBERIA DE AGUA PLUMBER PVC 8 INCHADO		CAJA REJILLA		CAJILLA HORIZONTAL
	CAJILLA 1/2" VERTICAL PVC 8 INCHADO		CAJA REJILLA		CAJA UNIFICADA
	CAJILLA 1/2" HORIZONTAL PVC 8 INCHADO		CAJA REJILLA		CAJA UNIFICADA
	VALVE PVC 8 INCHADO		CAJA TRAPPA DE BRISA		BOCA DE TUBERIA DE LA FORTIFICACION

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ

PROYECTO: DISEÑO SALON MUNICIPAL
DISEÑO: JOSE A. HONCULLO
CALIFICADO: JOSE A. HONCULLO

CONTENIDO: PLANTA AGUA POTABLE, PLANTA DE DRENAJES
ASESOR(A)-SUPERVISOR: JOSE A. HONCULLO
ESCALA: INDICADA
FECHA: INDICADA

DISEÑADO: JOSE ANTONIO PEREZ HONCULLO
ESCALA: 1/50
FECHA: INDICADA

HOJA	1	4
------	---	---

ANEXO

**Ensayos de compresión triaxial, factores de carga de Terzaghi,
cuadro para calcular M, cálculo hidráulico drenaje pluvial**

Ensayo de compresión Triaxial, Diagrama de Mohr



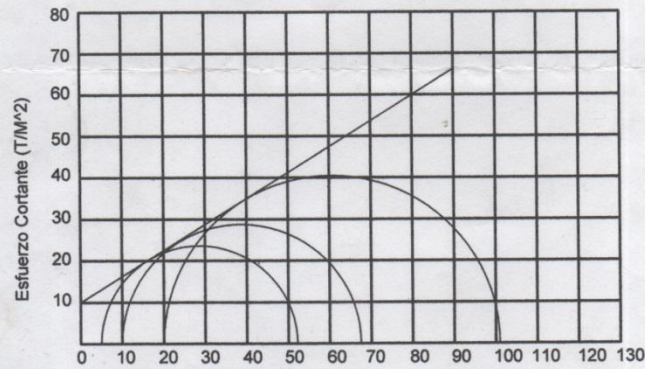
**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 003410

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 215 S.S. O.T.: 25,164
 INTERESADO: José Antonio Pérez Ronquillo
 PROYECTO: Trabajo de Graduación - EPS
 UBICACIÓN: Jocotenango, Sacatepequez
 pozo: 1 Profundidad: X m Muestra: 1
 Fecha: 25 de mayo de 2009



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 31.99^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 10.0 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Arena limosa con partículas de pómez color café
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	47.23	57.53	81.01
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	2.5	3.5	5.5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.31	1.31	1.31
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.60	1.60	1.60
HUMEDAD (%H)	22.4	22.4	22.4

Vo. Bo.
 Inga. Telma Marcela Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC



Atentamente,

 Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos



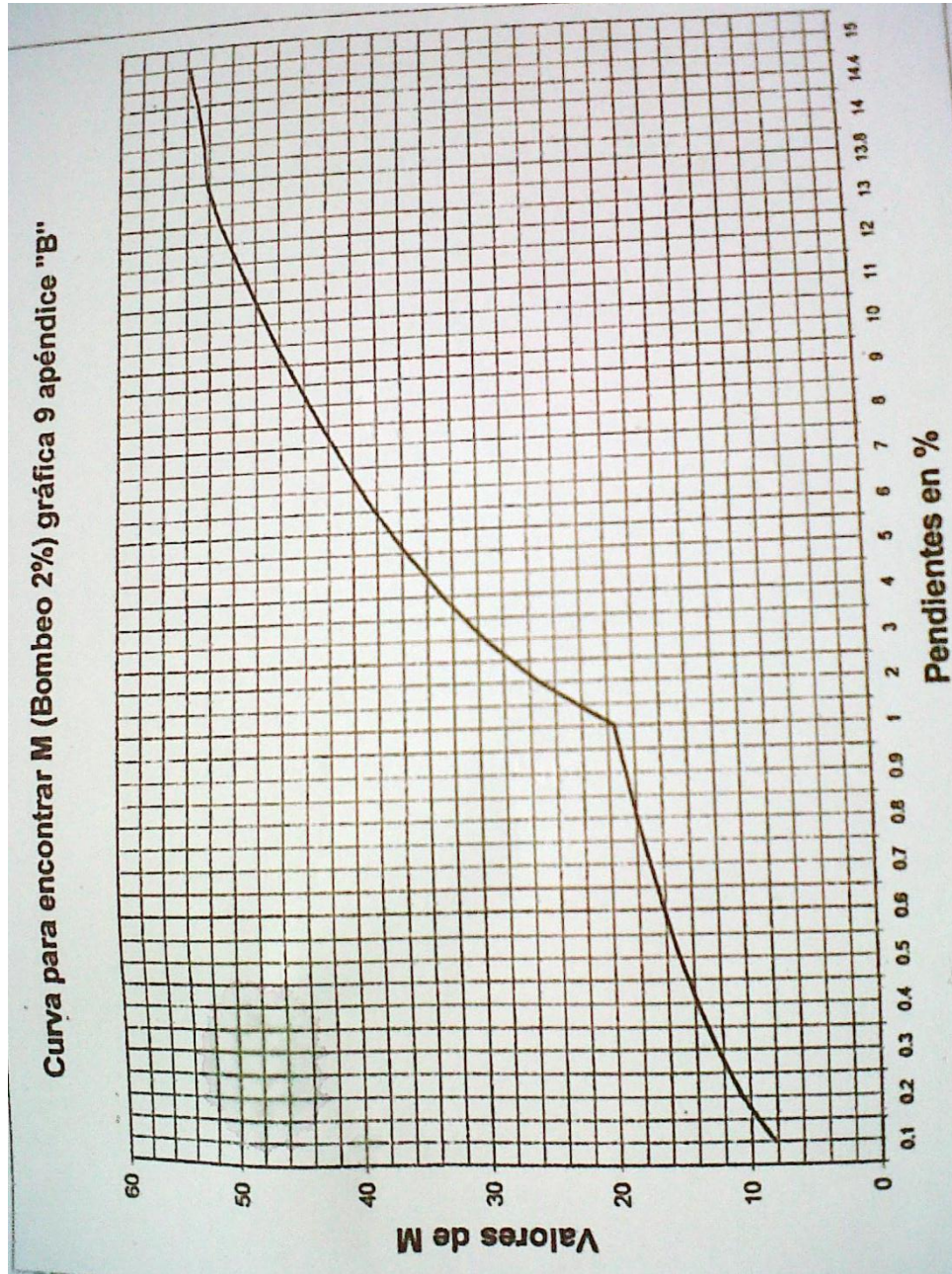
Factores de capacidad de carga de Terzaghi

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

*Según Kumbhojkar (1993)

Fuente: principios de ingeniería de cimentaciones p. 129.

Cuadro para calcular M



Fuente: Victor Manuel Paz. Propuesta de diseño para el desfogue, apéndice B

**Cuadro para calcular M utilizado en entradas de rejas para bombeo del 2
por ciento pendiente del 0,1 por ciento al 15 por ciento**

Pendientes(%)	Pendiente/100	(Pend./100) ^{0.5}	Rel. S ^{0.5} /n	(((P/100) ^{0.5} /n) ^{0.75}	Tang. Angulo ^{1.25}	(1+Sac. Angulo) ^{0.5}	M
0.1	0.001	0.03162	2.25877	1.84249	80.09371	5.86074	6.04311
0.2	0.002	0.04472	3.19438	2.38941	80.09371	5.86074	7.83695
0.3	0.003	0.05477	3.91230	2.78179	80.09371	5.86074	9.12392
0.4	0.004	0.06325	4.51754	3.09868	80.09371	5.86074	10.16327
0.5	0.005	0.07071	5.05076	3.36913	80.09371	5.86074	11.05031
0.6	0.006	0.07746	5.53283	3.60754	80.09371	5.86074	11.83226
0.7	0.007	0.08367	5.97614	3.82222	80.09371	5.86074	12.53639
0.8	0.008	0.08944	6.38877	4.01849	80.09371	5.86074	13.18013
0.9	0.009	0.09487	6.77631	4.19996	80.09371	5.86074	13.77532
1	0.01	0.10000	7.14286	4.36922	80.09371	5.86074	14.33048
2	0.02	0.14142	10.10153	5.66618	80.09371	5.86074	18.58434
3	0.03	0.17321	12.37179	6.59667	80.09371	5.86074	21.63622
4	0.04	0.20000	14.28571	7.34812	80.09371	5.86074	24.10090
5	0.05	0.22361	15.97191	7.98947	80.09371	5.86074	26.20442
6	0.06	0.24495	17.49636	8.55482	80.09371	5.86074	28.05870
7	0.07	0.26458	18.89822	9.06391	80.09371	5.86074	29.72847
8	0.08	0.28284	20.20305	9.52934	80.09371	5.86074	31.25501
9	0.09	0.30000	21.42857	9.95967	80.09371	5.86074	32.66644
10	0.1	0.31623	22.58770	10.36105	80.09371	5.86074	33.98293
11	0.11	0.33166	23.69018	10.73907	80.09371	5.86074	35.21949
12	0.12	0.34641	24.74358	11.09422	80.09371	5.86074	36.38763
13	0.13	0.36056	25.75394	11.43228	80.09371	5.86074	37.49640
13.8	0.138	0.37148	26.53454	11.69119	80.09371	5.86074	38.34560
14	0.14	0.37417	26.72612	11.75444	80.09371	5.86074	38.55306
14.4	0.144	0.37947	27.10524	11.87927	80.09371	5.86074	38.96250
15	0.15	0.38730	27.66417	12.06252	80.09371	5.86074	39.56353

Fuente: Victor Manuel Paz. Propuesta de diseño para el desfogue, apéndice B

Memoria de cálculo drenaje pluvial Las Perpetuas Rosas

DE	A	COT/ASTERR.	DH	S (%)	RENTIBUTARI	TIEMPOC	TENSID.	COEF.	Ci	DIAM	S (%)	SECC. LEVA	VEL	RELACIONES	COT. INVERT	PROF. POZO(m)	ANCHO	ALTURA									
PV	PV	INICIO FINAL	TERR.	LOC.	ACUM.	T1	T2	C	(l/s)	(p)	TUBO	VEL(m/s)	Q(l/s)	q'Q	v/v	d/d	INICIO FINAL	FINAL ZANJA	TRANTE								
1	2	500,97 500,00	36,99	2,70	0,302	0,30	0,00	12,00	49,63	12	2,50	1,89	338,24	1,74	0,3591	0,9174	488,74	497,84	2,23	2,16	0,70	55,30	0,13				
a	2	489,25 500,00	82,04	-0,91	0,283	0,28	0,00	12,00	46,51	12	0,50	0,85	61,82	0,93	0,7524	1,0978	488,25	497,84	1,00	2,16	0,70	90,74	0,20				
b	2	500,40 500,00	77,59	0,52	0,277	0,28	0,00	12,00	45,84	10	1,00	1,06	53,77	1,19	0,8527	1,1169	489,20	498,42	1,20	1,58	0,70	75,38	0,18				
2	3	500,00 489,46	57,97	0,83	0,208	1,07	12,00	2,32	81,14	0,72	1,73	85	16	1,00	1,45	0,9223	1,3348	0,757	487,81	497,23	2,19	2,23	0,70	89,66	0,31		
c	3	489,59 489,46	71,10	-1,22	0,255	0,26	0,00	12,00	42,20	12	0,50	0,85	61,82	0,91	0,6827	1,0759	487,59	497,23	1,00	2,23	0,70	80,27	0,18				
d	3	489,70 489,46	73,07	0,33	0,263	0,26	0,00	12,00	43,53	12	0,50	0,85	61,82	0,92	0,7041	1,0834	488,70	498,33	1,00	1,13	0,70	54,35	0,19				
3	4	489,46 488,94	49,98	1,04	0,199	1,79	12,00	2,67	79,44	0,72	2,83	94	22	0,50	1,27	311,25	1,44	0,9522	1,3348	0,757	487,20	496,95	2,26	1,99	0,70	74,32	0,42
e	4	489,50 488,94	73,22	-0,60	0,262	0,26	0,00	12,00	43,36	12	0,50	0,85	61,82	0,92	0,7014	1,0828	487,50	497,13	1,00	1,81	0,70	71,91	0,19				
f	4	489,28 488,94	78,02	0,44	0,278	0,28	0,00	12,00	46,01	12	0,50	0,85	61,82	0,93	0,7442	1,0960	488,28	497,89	1,00	1,05	0,70	55,98	0,20				
4	5	489,94 488,95	39,99	-0,03	0,313	0,313	12,00	2,66	79,49	0,72	4,97	27	0,50	1,45	537,39	1,61	0,7810	1,061	0,685	486,92	486,72	2,02	2,23	0,70	59,47	0,46	
g	5	488,63 488,95	76,75	-0,42	0,292	0,29	0,00	12,00	48,33	12	0,50	0,85	61,82	0,94	0,7817	1,066	487,63	497,25	1,00	1,70	0,70	71,55	0,20				
h	5	489,33 488,95	77,41	0,49	0,301	0,30	0,00	12,00	49,82	12	0,50	0,85	61,82	0,94	0,8098	1,1124	488,33	497,94	1,00	1,01	0,70	54,38	0,21				
5	6	489,95 488,71	39,99	0,60	0,145	3,38	12,00	2,46	80,45	0,72	5,43	30	0,50	1,56	711,72	1,72	0,7636	1,1012	0,654	486,69	486,49	2,26	2,22	0,70	62,68	0,50	
i	6	488,35 488,71	73,45	-0,49	0,265	0,27	0,00	12,00	43,86	12	0,50	0,85	61,82	0,92	0,7094	1,0850	487,35	496,98	1,00	1,73	0,70	70,11	0,19				
j	6	489,26 488,71	77,57	0,71	0,287	0,29	0,00	12,00	47,50	10	1,00	1,06	53,77	1,20	0,8834	1,291	488,26	487,46	1,00	1,23	0,70	60,43	0,19				
6	7	488,71 488,52	37,99	0,50	0,155	4,09	12,00	2,43	80,60	0,72	6,89	30	1,0	2,21	1006,53	2,35	0,6542	1,0663	0,590	486,46	486,08	2,25	2,44	0,70	62,34	0,45	

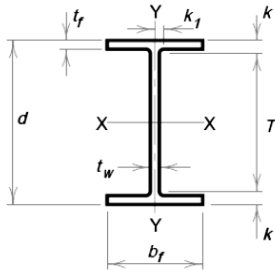
Fuente: elaboración propia.

Continuación de tabla cálculo drenaje pluvial Las Rosas

k	7	498,29	498,52	69,88	-0,33	0,269	0,27	0,00	12,00	82,75	0,72	44,52	12	1,0	1,20	87,43	1,20	0,5092	1,0042	0,505	487,29	496,59	1,00	1,83	0,70	7,163	0,16
L	7	499,04	498,52	77,88	0,67	0,276	0,28	0,00	12,00	82,75	0,72	45,68	10	0,8	0,92	46,56	1,05	0,9810	1,1399	0,603	487,84	497,26	1,20	1,26	0,70	67,17	0,20
7	8	498,52	498,42	40,95	0,24	0,764	4,79	12,00	12,29	81,29	0,72	779,43	33	0,5	1,66	97,68	1,67	0,8484	1,224	0,708	496,05	495,85	2,47	2,57	0,70	7,228	0,59
m	8	498,63	498,42	43,11	0,49	0,754	0,15	0,00	12,00	82,75	0,72	25,49	10	1,0	1,06	53,77	1,05	0,4740	0,8870	0,485	487,43	497,00	1,20	1,42	0,70	39,55	0,12
n	8	498,93	498,42	57,80	0,88	0,207	0,21	0,00	12,00	82,75	0,72	34,26	10	1,5	1,30	65,85	1,31	0,5203	1,0100	0,512	487,73	496,86	1,20	1,56	0,70	55,77	0,13
8	9	498,42	498,35	26,63	0,26	0,732	5,29	12,00	12,41	80,68	0,72	853,12	33	0,5	1,66	97,68	1,68	0,9286	1,1589	0,763	495,52	495,68	2,60	2,67	0,70	48,13	0,64
9	10	498,35	497,63	24,62	2,92	0,494	5,39	12,00	12,27	81,39	0,72	877,57	33	1,0	2,35	1297,79	2,53	0,6762	1,0742	0,603	495,05	495,41	2,70	2,22	0,70	42,40	0,51

Fuente: elaboración propia.

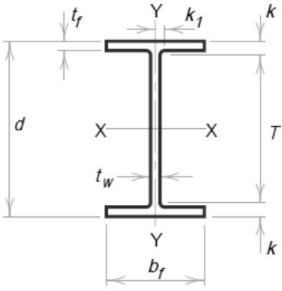
Tablas de diseño manual LRFD



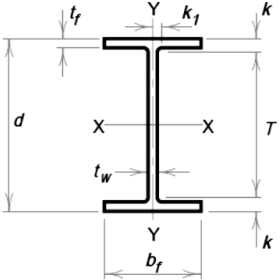
W SHAPES Dimensions

Designation	Area A in. ²	Depth d in.		Web			Flange				Distance		
				Thickness t _w in.		t _w /2 in.	Width b _f in.		Thickness t _f in.	T in.	k in.	k ₁ in.	
W16×100	29.4	16.97	17	0.585	9/16	5/16	10.425	10 ³ / ₈	0.985	1	13 ⁵ / ₈	11 ¹¹ / ₁₆	15 ¹⁵ / ₁₆
×89	26.2	16.75	16 ³ / ₄	0.525	1/2	1/4	10.365	10 ³ / ₈	0.875	7/8	13 ⁵ / ₈	19 ¹⁹ / ₁₆	7/8
×77	22.6	16.52	16 ¹ / ₂	0.455	7/16	1/4	10.295	10 ¹ / ₄	0.760	3/4	13 ⁵ / ₈	17 ¹⁷ / ₁₆	7/8
×67	19.7	16.33	16 ³ / ₈	0.395	3/8	3/16	10.235	10 ¹ / ₄	0.665	11/16	13 ⁵ / ₈	13 ¹³ / ₈	13 ¹³ / ₁₆
W16×57	16.8	16.43	16 ³ / ₈	0.430	7/16	1/4	7.120	7 ¹ / ₈	0.715	11/16	13 ⁵ / ₈	13 ¹³ / ₈	7/8
×50	14.7	16.26	16 ¹ / ₄	0.380	3/8	3/16	7.070	7 ¹ / ₈	0.630	5/8	13 ⁵ / ₈	15 ¹⁵ / ₁₆	13 ¹³ / ₁₆
×45	13.3	16.13	16 ¹ / ₈	0.345	3/8	3/16	7.035	7	0.565	9/16	13 ⁵ / ₈	11 ¹¹ / ₄	13 ¹³ / ₁₆
×40	11.8	16.01	16	0.305	5/16	3/16	6.995	7	0.505	1/2	13 ⁵ / ₈	13 ¹³ / ₁₆	13 ¹³ / ₁₆
×36	10.6	15.86	15 ⁷ / ₈	0.295	5/16	3/16	6.985	7	0.430	7/16	13 ⁵ / ₈	11 ¹¹ / ₈	3/4
W16×31	9.12	15.88	15 ⁷ / ₈	0.275	1/4	1/8	5.525	5 ¹ / ₂	0.440	7/16	13 ⁵ / ₈	11 ¹¹ / ₈	3/4
×26	7.68	15.69	15 ³ / ₄	0.250	1/4	1/8	5.500	5 ¹ / ₂	0.345	3/8	13 ⁵ / ₈	11 ¹¹ / ₁₆	3/4
W14×808*	237	22.84	22 ⁷ / ₈	3.740	3 ³ / ₄	1 ⁷ / ₈	18.560	18 ¹ / ₂	5.120	5 ¹ / ₈	11 ¹ / ₄	5 ¹³ / ₁₆	2 ¹ / ₂
×730*	215	22.42	22 ³ / ₈	3.070	3 ¹ / ₁₆	1 ⁹ / ₁₆	17.890	17 ⁷ / ₈	4.910	4 ¹⁵ / ₁₆	11 ¹ / ₄	5 ⁹ / ₁₆	2 ³ / ₁₆
×665*	196	21.64	21 ⁵ / ₈	2.830	2 ¹³ / ₁₆	1 ⁷ / ₁₆	17.650	17 ⁵ / ₈	4.520	4 ¹ / ₂	11 ¹ / ₄	5 ³ / ₁₆	2 ¹ / ₁₆
×605*	178	20.92	20 ⁷ / ₈	2.595	2 ⁵ / ₈	1 ⁵ / ₁₆	17.415	17 ³ / ₈	4.160	4 ³ / ₁₆	11 ¹ / ₄	4 ¹³ / ₁₆	1 ¹⁵ / ₁₆
×550*	162	20.24	20 ¹ / ₄	2.380	2 ³ / ₈	1 ³ / ₁₆	17.200	17 ¹ / ₄	3.820	3 ¹³ / ₁₆	11 ¹ / ₄	4 ¹ / ₂	1 ¹³ / ₁₆
×500*	147	19.60	19 ⁵ / ₈	2.190	2 ³ / ₁₆	1 ¹ / ₈	17.010	17	3.500	3 ¹ / ₂	11 ¹ / ₄	4 ³ / ₁₆	1 ³ / ₄
×455*	134	19.02	19	2.015	2	1	16.835	16 ⁷ / ₈	3.210	3 ³ / ₁₆	11 ¹ / ₄	3 ⁷ / ₈	1 ⁵ / ₈
W14×426*	125	18.67	18 ⁵ / ₈	1.875	1 ⁷ / ₈	1 ⁵ / ₁₆	16.695	16 ³ / ₄	3.035	3 ¹ / ₁₆	11 ¹ / ₄	3 ¹ / ₁₆	1 ⁹ / ₁₆
×398*	117	18.29	18 ¹ / ₄	1.770	1 ³ / ₄	7/8	16.590	16 ⁵ / ₈	2.845	2 ⁷ / ₈	11 ¹ / ₄	3 ¹ / ₂	1 ¹ / ₂
×370*	109	17.92	17 ⁷ / ₈	1.655	1 ⁵ / ₈	1 ³ / ₁₆	16.475	16 ¹ / ₂	2.660	2 ¹ / ₁₆	11 ¹ / ₄	3 ⁵ / ₁₆	1 ⁷ / ₁₆
×342*	101	17.54	17 ¹ / ₂	1.540	1 ⁹ / ₁₆	1 ³ / ₁₆	16.360	16 ³ / ₈	2.470	2 ¹ / ₂	11 ¹ / ₄	3 ¹ / ₈	1 ³ / ₈
×311*	91.4	17.12	17 ¹ / ₈	1.410	1 ⁷ / ₁₆	3/4	16.230	16 ¹ / ₄	2.260	2 ¹ / ₄	11 ¹ / ₄	2 ¹⁵ / ₁₆	1 ¹⁵ / ₁₆
×283*	83.3	16.74	16 ³ / ₄	1.290	1 ⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆	16.110	16 ¹ / ₈	2.070	2 ¹ / ₁₆	11 ¹ / ₄	2 ³ / ₄	1 ¹ / ₄
×257*	75.6	16.38	16 ³ / ₈	1.175	1 ³ / ₁₆	5/8	15.995	16	1.890	1 ⁷ / ₈	11 ¹ / ₄	2 ⁹ / ₁₆	1 ¹³ / ₁₆
×233*	68.5	16.04	16	1.070	1 ¹ / ₁₆	9/16	15.890	15 ⁷ / ₈	1.720	1 ³ / ₄	11 ¹ / ₄	2 ³ / ₈	1 ¹³ / ₁₆
×211	62.0	15.72	15 ³ / ₄	0.980	1	1/2	15.800	15 ³ / ₄	1.560	1 ⁹ / ₁₆	11 ¹ / ₄	2 ¹ / ₄	1 ¹ / ₈
×193	56.8	15.48	15 ¹ / ₂	0.890	7/8	7/16	15.710	15 ³ / ₄	1.440	1 ⁷ / ₁₆	11 ¹ / ₄	2 ¹ / ₈	1 ¹ / ₁₆
×176	51.8	15.22	15 ¹ / ₄	0.830	1 ³ / ₁₆	7/16	15.650	15 ⁵ / ₈	1.310	1 ⁵ / ₁₆	11 ¹ / ₄	2	1 ¹ / ₁₆
×159	46.7	14.98	15	0.745	3/4	3/8	15.565	15 ⁵ / ₈	1.190	1 ³ / ₁₆	11 ¹ / ₄	1 ⁷ / ₈	1
×145	42.7	14.78	14 ³ / ₄	0.680	1 ¹ / ₁₆	3/8	15.500	15 ¹ / ₂	1.090	1 ¹ / ₁₆	11 ¹ / ₄	1 ³ / ₄	1

Continuación de tablas del manual LRFD

													
Designation	Area A in. ²	Depth d in.	Web			Flange				Distance			
			Thickness t _w in.	t _w 2 in.	Width b _f in.	Thickness t _f in.	T	k	k ₁				
W14×132	38.8	14.66	14 ⁵ / ₈	0.645	5/8	5/16	14.725	14 ³ / ₄	1.030	1	11 ¹ / ₄	11 ¹ / ₁₆	15 ¹ / ₁₆
×120	35.3	14.48	14 ¹ / ₂	0.590	9/16	5/16	14.670	14 ⁵ / ₈	0.940	15/16	11 ¹ / ₄	15/8	15 ¹ / ₁₆
×109	32.0	14.32	14 ³ / ₈	0.525	1/2	1/4	14.605	14 ⁵ / ₈	0.860	7/8	11 ¹ / ₄	19/16	7/8
×99	29.1	14.16	14 ¹ / ₈	0.485	1/2	1/4	14.565	14 ⁵ / ₈	0.780	3/4	11 ¹ / ₄	17/16	7/8
×90	26.5	14.02	14	0.440	7/16	1/4	14.520	14 ¹ / ₂	0.710	11/16	11 ¹ / ₄	13/8	7/8
W14×82	24.1	14.31	14 ¹ / ₄	0.510	1/2	1/4	10.130	10 ¹ / ₈	0.855	7/8	11	15/8	1
×74	21.8	14.17	14 ¹ / ₈	0.450	7/16	1/4	10.070	10 ¹ / ₈	0.785	13/16	11	19/16	15/16
×68	20.0	14.04	14	0.415	7/16	1/4	10.035	10	0.720	3/4	11	1 ¹ / ₂	15/16
×61	17.9	13.89	13 ⁷ / ₈	0.375	3/8	3/16	9.995	10	0.645	5/8	11	17/16	15/16
W14×53	15.6	13.92	13 ⁷ / ₈	0.370	3/8	3/16	8.060	8	0.660	11/16	11	17/16	15/16
×48	14.1	13.79	13 ³ / ₄	0.340	5/16	3/16	8.030	8	0.595	5/8	11	13/8	7/8
×43	12.6	13.66	13 ⁵ / ₈	0.305	5/16	3/16	7.995	8	0.530	1/2	11	15/16	7/8
W14×38	11.2	14.10	14 ¹ / ₈	0.310	5/16	3/16	6.770	6 ³ / ₄	0.515	1/2	12	1 ¹ / ₁₆	5/8
×34	10.0	13.98	14	0.285	5/16	3/16	6.745	6 ³ / ₄	0.455	7/16	12	1	5/8
×30	8.85	13.84	13 ⁷ / ₈	0.270	1/4	1/8	6.730	6 ³ / ₄	0.385	3/8	12	15/16	5/8
W14×26	7.69	13.91	13 ⁷ / ₈	0.255	1/4	1/8	5.025	5	0.420	7/16	12	15/16	9/16
×22	6.49	13.74	13 ³ / ₄	0.230	1/4	1/8	5.000	5	0.335	5/16	12	7/8	9/16

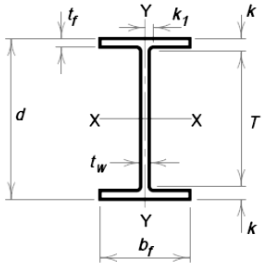
Continuación de tablas del manual LRFD

W SHAPES Properties													
													
Nom- inal Wt. per ft	Compact Section Criteria			X_1	$X_2 \times 10^6$	Elastic Properties						Plastic Modulus	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	F_y'''			Axis X-X			Axis Y-Y			Z_x	Z_y
						I	S	r	I	S	r		
lb			ksi	ksi	$(1/\text{ksi})^2$	in. ⁴	in. ³	in.	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ³
132	7.1	17.7	—	4180	428	1530	209	6.28	548	74.5	3.76	234	113
120	7.8	19.3	—	3830	601	1380	190	6.24	495	67.5	3.74	212	102
109	8.5	21.7	—	3490	853	1240	173	6.22	447	61.2	3.73	192	92.7
99	9.3	23.5	—	3190	1220	1110	157	6.17	402	55.2	3.71	173	83.6
90	10.2	25.9	—	2900	1750	999	143	6.14	362	49.9	3.70	157	75.6
82	5.9	22.4	—	3600	846	882	123	6.05	148	29.3	2.48	139	44.8
74	6.4	25.3	—	3290	1190	796	112	6.04	134	26.6	2.48	126	40.6
68	7.0	27.5	—	3020	1650	723	103	6.01	121	24.2	2.46	115	36.9
61	7.7	30.4	—	2720	2460	640	92.2	5.98	107	21.5	2.45	102	32.8
53	6.1	30.8	—	2830	2250	541	77.8	5.89	57.7	14.3	1.92	87.1	22.0
48	6.7	33.5	57	2580	3220	485	70.3	5.85	51.4	12.8	1.91	78.4	19.6
43	7.5	37.4	46	2320	4900	428	62.7	5.82	45.2	11.3	1.89	69.6	17.3
38	6.6	39.6	41	2190	6850	385	54.6	5.87	26.7	7.88	1.55	61.5	12.1
34	7.4	43.1	35	1970	10600	340	48.6	5.83	23.3	6.91	1.53	54.6	10.6
30	8.7	45.4	31	1750	17600	291	42.0	5.73	19.6	5.82	1.49	47.3	8.99
26	6.0	48.1	28	1890	13900	245	35.3	5.65	8.91	3.54	1.08	40.2	5.54
22	7.5	53.3	22	1610	27300	199	29.0	5.54	7.00	2.80	1.04	33.2	4.39

Continuación de tablas del manual LRFD

Designation	Area A in. ²	Depth d in.	Web				Flange				Distance		
			Thickness t _w in.	t _w / 2 in.	Width b _f in.	Thickness t _f in.	T in.	k in.	k ₁ in.				
										Thickness	t _w / 2	Width	Thickness
W12×336*	98.8	16.82	16 ⁷ / ₈	1.775	1 ³ / ₄	7 ⁷ / ₈	13.385	13 ³ / ₈	2.955	2 ¹⁵ / ₁₆	9 ¹ / ₂	3 ¹ / ₁₆	1 ¹ / ₂
×305*	89.6	16.32	16 ³ / ₈	1.625	1 ⁵ / ₈	13 ¹³ / ₁₆	13.235	13 ¹ / ₄	2.705	2 ¹¹ / ₁₆	9 ¹ / ₂	3 ⁷ / ₁₆	1 ⁷ / ₁₆
×279*	81.9	15.85	15 ⁷ / ₈	1.530	1 ¹ / ₂	3 ³ / ₄	13.140	13 ¹ / ₈	2.470	2 ¹ / ₂	9 ¹ / ₂	3 ³ / ₁₆	1 ³ / ₈
×252*	74.1	15.41	15 ³ / ₈	1.395	1 ³ / ₈	1 ¹ / ₁₆	13.005	13	2.250	2 ¹ / ₄	9 ¹ / ₂	2 ¹⁵ / ₁₆	1 ⁵ / ₁₆
×230*	67.7	15.05	15	1.285	1 ⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆	12.895	12 ⁷ / ₈	2.070	2 ¹ / ₁₆	9 ¹ / ₂	2 ³ / ₄	1 ¹ / ₄
×210*	61.8	14.71	14 ³ / ₄	1.180	1 ³ / ₁₆	5 ⁸ / ₁₆	12.790	12 ³ / ₄	1.900	1 ⁷ / ₈	9 ¹ / ₂	2 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₄
×190	55.8	14.38	14 ³ / ₈	1.060	1 ¹ / ₁₆	9 ⁹ / ₁₆	12.670	12 ⁵ / ₈	1.735	1 ³ / ₄	9 ¹ / ₂	2 ⁷ / ₁₆	1 ³ / ₁₆
×170	50.0	14.03	14	0.960	1 ⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₂	12.570	12 ⁵ / ₈	1.560	1 ⁹ / ₁₆	9 ¹ / ₂	2 ¹ / ₄	1 ¹ / ₈
×152	44.7	13.71	13 ³ / ₄	0.870	7 ⁷ / ₈	7 ⁷ / ₁₆	12.480	12 ¹ / ₂	1.400	1 ³ / ₈	9 ¹ / ₂	2 ¹ / ₈	1 ¹ / ₁₆
×136	39.9	13.41	13 ³ / ₈	0.790	1 ³ / ₁₆	7 ⁷ / ₁₆	12.400	12 ³ / ₈	1.250	1 ¹ / ₄	9 ¹ / ₂	1 ¹⁵ / ₁₆	1
×120	35.3	13.12	13 ¹ / ₈	0.710	1 ¹ / ₁₆	3 ⁸ / ₈	12.320	12 ³ / ₈	1.105	1 ¹ / ₈	9 ¹ / ₂	1 ¹³ / ₁₆	1
×106	31.2	12.89	12 ⁷ / ₈	0.610	5 ⁸ / ₈	5 ⁵ / ₁₆	12.220	12 ¹ / ₄	0.990	1	9 ¹ / ₂	1 ¹¹ / ₁₆	1 ¹⁵ / ₁₆
×96	28.2	12.71	12 ³ / ₄	0.550	9 ⁹ / ₁₆	5 ⁵ / ₁₆	12.160	12 ¹ / ₈	0.900	7 ⁷ / ₈	9 ¹ / ₂	1 ⁵ / ₈	7 ⁷ / ₈
×87	25.6	12.53	12 ¹ / ₂	0.515	1 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	12.125	12 ¹ / ₈	0.810	1 ¹³ / ₁₆	9 ¹ / ₂	1 ¹ / ₂	7 ⁷ / ₈
×79	23.2	12.38	12 ³ / ₈	0.470	1 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	12.080	12 ¹ / ₈	0.735	3 ³ / ₄	9 ¹ / ₂	1 ⁷ / ₁₆	7 ⁷ / ₈
×72	21.1	12.25	12 ¹ / ₄	0.430	7 ⁷ / ₁₆	1 ¹ / ₄	12.040	12	0.670	1 ¹¹ / ₁₆	9 ¹ / ₂	1 ³ / ₈	7 ⁷ / ₈
×65	19.1	12.12	12 ¹ / ₈	0.390	3 ⁸ / ₈	3 ³ / ₁₆	12.000	12	0.605	5 ⁸ / ₈	9 ¹ / ₂	1 ¹⁵ / ₁₆	1 ¹³ / ₁₆
W12×58	17.0	12.19	12 ¹ / ₄	0.360	3 ⁸ / ₈	3 ³ / ₁₆	10.010	10	0.640	5 ⁸ / ₈	9 ¹ / ₂	1 ³ / ₈	1 ¹³ / ₁₆
×53	15.6	12.06	12	0.345	3 ⁸ / ₈	3 ³ / ₁₆	9.995	10	0.575	9 ⁹ / ₁₆	9 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	1 ¹³ / ₁₆
W12×50	14.7	12.19	12 ¹ / ₄	0.370	3 ⁸ / ₈	3 ³ / ₁₆	8.080	8 ¹ / ₈	0.640	5 ⁸ / ₈	9 ¹ / ₂	1 ³ / ₈	1 ¹³ / ₁₆
×45	13.2	12.06	12	0.335	5 ⁵ / ₁₆	3 ³ / ₁₆	8.045	8	0.575	9 ⁹ / ₁₆	9 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	1 ¹³ / ₁₆
×40	11.8	11.94	12	0.295	5 ⁵ / ₁₆	3 ³ / ₁₆	8.005	8	0.515	1 ¹ / ₂	9 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	3 ³ / ₄
W12×35	10.3	12.50	12 ¹ / ₂	0.300	5 ⁵ / ₁₆	3 ³ / ₁₆	6.560	6 ¹ / ₂	0.520	1 ¹ / ₂	10 ¹ / ₂	1	9 ⁹ / ₁₆
×30	8.79	12.34	12 ³ / ₈	0.260	1 ¹ / ₄	1 ¹ / ₈	6.520	6 ¹ / ₂	0.440	7 ⁷ / ₁₆	10 ¹ / ₂	1 ¹⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₂
×26	7.65	12.22	12 ¹ / ₄	0.230	1 ¹ / ₄	1 ¹ / ₈	6.490	6 ¹ / ₂	0.380	3 ⁸ / ₈	10 ¹ / ₂	7 ⁷ / ₈	1 ¹ / ₂
W12×22	6.48	12.31	12 ¹ / ₄	0.260	1 ¹ / ₄	1 ¹ / ₈	4.030	4	0.425	7 ⁷ / ₁₆	10 ¹ / ₂	7 ⁷ / ₈	1 ¹ / ₂
×19	5.57	12.16	12 ¹ / ₈	0.235	1 ¹ / ₄	1 ¹ / ₈	4.005	4	0.350	3 ⁸ / ₈	10 ¹ / ₂	1 ¹³ / ₁₆	1 ¹ / ₂
×16	4.71	11.99	12	0.220	1 ¹ / ₄	1 ¹ / ₈	3.990	4	0.265	1 ¹ / ₄	10 ¹ / ₂	3 ³ / ₄	1 ¹ / ₂
×14	4.16	11.91	11 ⁷ / ₈	0.200	3 ³ / ₁₆	1 ¹ / ₈	3.970	4	0.225	1 ¹ / ₄	10 ¹ / ₂	1 ¹¹ / ₁₆	1 ¹ / ₂

Continuación de tablas del manual LRFD

W SHAPES Properties													
													
Nom- inal Wt. per ft	Compact Section Criteria			X_1	$X_2 \times 10^6$	Elastic Properties						Plastic Modulus	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	F_y'''			Axis X-X			Axis Y-Y			Z_x	Z_y
						I	S	r	I	S	r		
lb			ksi	ksi	(1/ksi) ²	in. ⁴	in. ³	in.	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ³
336	2.3	5.5	—	12800	6.05	4060	483	6.41	1190	177	3.47	603	274
305	2.4	6.0	—	11800	8.17	3550	435	6.29	1050	159	3.42	537	244
279	2.7	6.3	—	11000	10.8	3110	393	6.16	937	143	3.38	481	220
252	2.9	7.0	—	10100	14.7	2720	353	6.06	828	127	3.34	428	196
230	3.1	7.6	—	9390	19.7	2420	321	5.97	742	115	3.31	386	177
210	3.4	8.2	—	8670	26.6	2140	292	5.89	664	104	3.28	348	159
190	3.7	9.2	—	7940	37.0	1890	263	5.82	589	93.0	3.25	311	143
170	4.0	10.1	—	7190	54.0	1650	235	5.74	517	82.3	3.22	275	126
152	4.5	11.2	—	6510	79.3	1430	209	5.66	454	72.8	3.19	243	111
136	5.0	12.3	—	5850	119	1240	186	5.58	398	64.2	3.16	214	98.0
120	5.6	13.7	—	5240	184	1070	163	5.51	345	56.0	3.13	186	85.4
106	6.2	15.9	—	4660	285	933	145	5.47	301	49.3	3.11	164	75.1
96	6.8	17.7	—	4250	405	833	131	5.44	270	44.4	3.09	147	67.5
87	7.5	18.9	—	3880	586	740	118	5.38	241	39.7	3.07	132	60.4
79	8.2	20.7	—	3530	839	662	107	5.34	216	35.8	3.05	119	54.3
72	9.0	22.6	—	3230	1180	597	97.4	5.31	195	32.4	3.04	108	49.2
65	9.9	24.9	—	2940	1720	533	87.9	5.28	174	29.1	3.02	96.8	44.1
58	7.8	27.0	—	3070	1470	475	78.0	5.28	107	21.4	2.51	86.4	32.5
53	8.7	28.1	—	2820	2100	425	70.6	5.23	95.8	19.2	2.48	77.9	29.1
50	6.3	26.2	—	3170	1410	394	64.7	5.18	56.3	13.9	1.96	72.4	21.4
45	7.0	29.0	—	2870	2070	350	58.1	5.15	50.0	12.4	1.94	64.7	19.0
40	7.8	32.9	59	2580	3110	310	51.9	5.13	44.1	11.0	1.93	57.5	16.8
35	6.3	36.2	49	2420	4340	285	45.6	5.25	24.5	7.47	1.54	51.2	11.5
30	7.4	41.8	37	2090	7950	238	38.6	5.21	20.3	6.24	1.52	43.1	9.56
26	8.5	47.2	29	1820	13900	204	33.4	5.17	17.3	5.34	1.51	37.2	8.17
22	4.7	41.8	37	2160	8640	156	25.4	4.91	4.66	2.31	0.847	29.3	3.66
19	5.7	46.2	30	1880	15600	130	21.3	4.82	3.76	1.88	0.822	24.7	2.98
16	7.5	49.4	26	1610	32000	103	17.1	4.67	2.82	1.41	0.773	20.1	2.26
14	8.8	54.3	22	1450	49300	88.6	14.9	4.62	2.36	1.19	0.753	17.4	1.90

Fuente: manual LRFD

