



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

**DISEÑO DEL EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN
TÉCNICA, SANTA CLARA LA LAGUNA Y DE LA CARRETERA HACIA
EL HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, SOLOLÁ**

Mario Enrique Reyes Cardenas

Asesorado por la Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra

Guatemala, noviembre de 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN
TÉCNICA, SANTA CLARA LA LAGUNA Y DE LA CARRETERA HACIA
EL HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, SOLOLÁ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

MARIO ENRIQUE REYES CÁRDENAS

ASESORADO POR LA INGA. MAYRA REBECA GARCÍA SORIA DE SIERRA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympto 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. Narda Lucía Pacay Barrientos
VOCAL V	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympto 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 DEL EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA, SANTA CLARA LA LAGUNA Y DE LA CARRETERA HACIA EL HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, SOLOLÁ

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
con fecha 17 de mayo de 2013.


Mario Enrique Reyes Cárdenas



Guatemala, 12 de mayo de 2014
Ref.EPS.DOC.560.04.14

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Director
Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Rodríguez Serrano.

Por este medio atentamente le informo que como Asesora-Supervisora de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Mario Enrique Reyes Cárdenas** con carné No. **200819388**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **DISEÑO DEL EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA, SANTA CLARA LA LAGUNA Y DE LA CARRETERA HACIA EL HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, SOLOLÁ.**

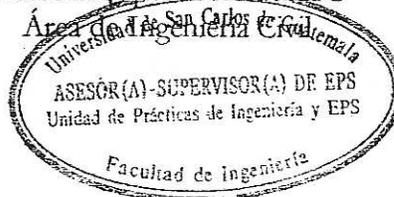
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

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



c.c. Archivo
MRGSdS/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, 13 de Agosto de 2014

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

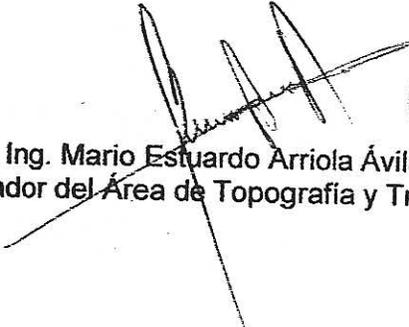
Estimado Ingeniero Montenegro:

Le informo que he revisado el trabajo de graduación "DISEÑO DEL EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA, SANTA CLARA LA LAGUNA Y DE LA CARRETERA HACIA EL HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, SOLOLÁ" desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Mario Enrique Reyes Cárdenas con carné 2008-19388, quien contó con la asesoría del Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra.

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

Atentamente,

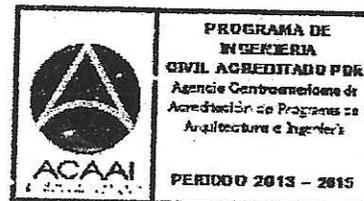
ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Mario Estuardo Arriola Ávila
Coordinador del Área de Topografía y Transportes



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
TRANSPORTES
USAC

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





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,
17 de septiembre de 2014

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 DEL EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA, SANTA CLARA LA LAGUNA Y DE LA CARRETERA HACIA EL HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, SOLOLÁ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Mario Enrique Reyes Cardenas, con Carnet No. 200819388, quien contó con la asesoría de la Inga. Mayra Rebeca García Soria.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

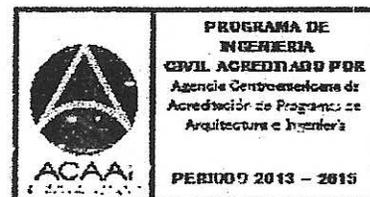

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

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





Guatemala, Ref.EPS.D.543.09.14
25 de septiembre de 2014

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 DEL EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA, SANTA CLARA LA LAGUNA Y DE LA CARRETERA HACIA EL HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, SOLOLÁ**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Mario Enrique Reyes Cárdenas, carné 200819388**, 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 de la Asesora - Supervisora de EPS, en mi calidad de Director apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Director Unidad de EPS

SJRS/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. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Mario Enrique Reyes Cárdenas, titulado **DISEÑO DEL EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA, SANTA CLARA LA LAGUNA Y DE LA CARRETERA HACIA EL HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, SOLOLÁ**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

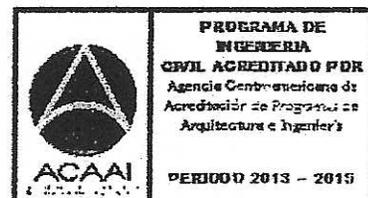
Hugo Leonel Montenegro Franco
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, noviembre 2014

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua

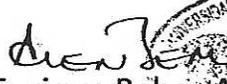




DTG. 608.2014

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA, SANTA CLARA LA LAGUNA Y DE LA CARRETERA HACIA EL HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, SOLOLÁ**, presentado por el estudiante universitario **Mario Enrique Reyes Cardenas**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:


Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
Decano en Funciones



Guatemala, 6 de noviembre de 2014

/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Porque sin Él yo no sería nada.
Mis padres	Héctor Giovanni Reyes Palma y Blanca Azucena Cárdenas Reyes
Mis hermanos	Héctor Giovanni, Jorge Enrique y Jennifer Azucena Reyes Cárdenas
Mi novia	Silke Johanna Tartón Sisimit

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios** Por llenarme de sus bendiciones, estar conmigo en todo momento y permitir superarme.
- Mis padres** Por su gran amor y apoyo incondicional durante toda mi vida, los amo y los admiro con todas mis fuerzas.
- Mis hermanos** Por su inmensurable amistad y amor, por ustedes he llegado hasta aquí.
- Mi novia** Por creer en mí y estar conmigo en toda mi carrera, te amo.
- Mis tíos** Marco Tulio Reyes, Franz López, Jorge Reyes, Carlos Alberto Pineda y Gerardo Reyes, por su apoyo moral y sus grandes consejos.
- Mis tías** Tía mamá, Leticia Reyes, Elsa Pérez y Dora Cardenas (q.e.p.d.), por su confianza, apoyo y amor.
- Mis primas** Estefany Reyes, Karla Reyes, Gabriela Reyes, Melissa Reyes, Marcela Reyes y Andrea Reyes, por su cariño y amistad, siempre van a estar presentes para mí.

Mis primos

Marco Reyes, Juan Reyes, Daniel Cardenas, Estuardo Arana, gracias por su amistad jóvenes, son lo máximo.

Mis abuelos

Juan Reyes, Berta Palma, Blanca Reyes, Mario Cardenas. Gracias por sus grandes y acertados consejos, agradezco mucho su apoyo, amor y confianza de toda la vida.

Mis amigos

A todos los que me demostraron una verdadera amistad, qué Dios los bendiga.

Inga. Mayra Sierra

Por su guía y dedicación como asesora de EPS, qué Dios la bendiga enormemente.

Mancomunidad La Laguna

Por abrirme sus puertas y darme todo su apoyo durante el EPS, muchísimas gracias por su amistad a todos.

Municipalidad de Santa Clara La Laguna

Por recibirme de brazos abiertos y por todo el apoyo dedicado en mi EPS, que Dios los bendiga.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	XI
LISTA DE SÍMBOLOS	XVII
GLOSARIO	XXV
RESUMEN.....	XXXI
OBJETIVOS.....	XXXIII
INTRODUCCIÓN	XXXV
1. INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía del municipio de Santa Clara La Laguna	1
1.1.1. Aspectos generales	1
1.1.2. Aspectos geográficos	1
1.1.2.1. Ubicación.....	2
1.1.2.2. Extensión territorial	2
1.1.2.3. Colindancias	2
1.1.3. Vías de acceso	2
1.1.4. Topografía y clima	3
1.1.5. Aspectos demográficos	3
1.1.5.1. Población.....	4
1.1.5.2. Etnias e idiomas	4
1.1.6. Aspectos socioeconómicos.....	4
1.1.6.1. Religión.....	5
1.1.6.2. Costumbres y tradiciones	5
1.1.7. Actividades económicas	6
1.1.8. Organización comunitaria	6
1.1.8.1. Consejo comunitario de desarrollo	7

	1.1.8.2.	Comités de desarrollo comunitario	7
1.1.9.		Servicios básicos e infraestructura	7
	1.1.9.1.	Educación.....	8
	1.1.9.2.	Salud	10
	1.1.9.3.	Agua	11
	1.1.9.4.	Sistemas de tratamiento de desechos sólidos y aguas servidas	12
1.2.		Monografía del municipio de San Pedro La Laguna	12
	1.2.1.	Aspectos generales	12
	1.2.2.	Aspectos geográficos	13
	1.2.2.1.	Localización geográfica y extensión territorial	13
	1.2.2.2.	Colindancias.....	13
	1.2.2.3.	Vías de acceso.....	14
	1.2.2.4.	Topografía y clima	14
	1.2.3.	Aspectos demográficos	14
	1.2.3.1.	Población.....	15
	1.2.3.2.	Etnias e idiomas	15
	1.2.4.	Aspectos socioeconómicos	15
	1.2.4.1.	Religión	16
	1.2.4.2.	Costumbres y tradiciones	16
	1.2.4.3.	Actividades económicas	16
	1.2.5.	Servicios básicos e infraestructura.....	17
	1.2.5.1.	Educación.....	17
	1.2.5.2.	Salud	18
	1.2.5.3.	Agua.....	19
	1.2.5.4.	Drenajes	20
	1.2.5.5.	Carreteras	20

2.	SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL.....	23
2.1.	Diseño del edificio para el Centro de Capacitación Técnica, Santa Clara La Laguna, Sololá.....	23
2.1.1.	Descripción general del proyecto.....	23
2.1.2.	Disposición del área del terreno	24
2.1.3.	Diseño arquitectónico	24
2.1.3.1.	Distribución de ambientes.....	24
2.1.3.2.	Altura del edificio	25
2.1.4.	Descripción del sistema estructural	25
2.1.4.1.	Modelo matemático de marcos rígidos.....	26
2.1.5.	Predimensionamiento estructural	27
2.1.5.1.	Vigas.....	27
2.1.5.2.	Columnas.....	29
2.1.5.3.	Losas	30
2.1.6.	Tipo y distribución de cargas	31
2.1.6.1.	Cargas verticales	32
2.1.6.1.1.	Cargas vivas.....	32
2.1.6.1.2.	Cargas muertas	33
2.1.6.2.	Cargas horizontales.....	33
2.1.7.	Integración de cargas	34
2.1.7.1.	Integración de cargas verticales	34
2.1.7.1.1.	Áreas tributarias	34
2.1.7.1.2.	Magnitud de cargas de diseño.....	37
2.1.7.1.3.	Integración de cargas en losas	38
2.1.7.1.4.	Integración de cargas en vigas	39

2.1.7.2.	Integración de cargas horizontales.....	39
2.1.8.	Método Estático Equivalente	40
2.1.8.1.	Análisis sísmico según UBC '97	41
2.1.8.1.1.	Factores para cálculo de corte basal.....	41
2.1.8.1.2.	Cálculo del peso total del edificio	44
2.1.8.1.3.	Esfuerzo de corte basal de diseño	48
2.1.8.1.4.	Distribución vertical de fuerzas por nivel.....	49
2.1.8.2.	Torsión	51
2.1.8.2.1.	Centro de rigidez.....	52
2.1.8.2.2.	Centro de masa.....	58
2.1.8.2.3.	Cálculo de excentricidades	60
2.1.8.2.4.	Distribución de fuerzas por marco	64
2.1.9.	Análisis estructural	68
2.1.9.1.	Procedimiento de cálculo por el método de Kani debido al efecto de cargas muertas.....	74
2.1.9.1.1.	Factor de giro o coeficiente de reparto....	76
2.1.9.1.2.	Cálculo de momentos fijos o de empotramiento ($M'_{i,k}$) ...	78
2.1.9.1.3.	Cálculo de momentos de sujeción	79

2.1.9.1.4.	Determinación de momentos debido a la influencia de giro (M'i,k).....	80
2.1.9.2.	Modelos matemáticos de marcos típicos	85
2.1.10.	Análisis estructural basado en la utilización de ETABS®	86
2.1.11.	Envolvente de momentos	93
2.1.11.1.	Combinaciones de carga última.....	93
2.1.12.	Diseño estructural.....	96
2.1.12.1.	Estado límite de agotamiento resistente	97
2.1.12.2.	Estado límite de servicio.....	98
2.1.12.3.	Diseño de losas	99
2.1.12.4.	Diseño de vigas	115
2.1.12.5.	Diseño de columnas	125
2.1.12.5.1.	Diseño biaxial de columna.....	133
2.1.12.6.	Diseño de nudos.....	143
2.1.12.7.	Diseño de zapatas	150
2.1.12.7.1.	Análisis de suelos.....	150
2.1.12.7.2.	Ensayo de triaxial	150
2.1.12.7.3.	Ensayo triaxial consolidado no drenado (UU).....	151
2.1.12.7.4.	Diseño de zapatas cuadradas.....	152

	2.1.12.7.5.	Diseño de zapata combinada.....	163
	2.1.12.7.6.	Cimiento corrido trapezoidal.....	173
	2.1.12.8.	Diseño de escalera.....	174
2.1.13.		Instalaciones	180
	2.1.13.1.	Instalación de agua potable.....	180
	2.1.13.2.	Instalación sanitaria.....	183
	2.1.13.3.	Instalación de drenaje pluvial	185
	2.1.13.4.	Instalación eléctrica.....	186
2.1.14.		Presupuesto	190
2.1.15.		Cronograma de ejecución	191
2.1.16.		Estudio de Impacto Ambiental (EIA).....	192
	2.1.16.1.	Identificación de impactos ambientales.....	192
	2.1.16.1.1.	Impactos ambientales negativos.....	193
	2.1.16.2.	Plan de contingencia	194
2.2.		Diseño de la carretera hacia el hospital regional de San Pedro La Laguna, Sololá.....	196
	2.2.1.	Descripción general del proyecto	196
	2.2.2.	Estado actual de la red vial	196
	2.2.3.	Reconocimiento preliminar de campo	197
	2.2.4.	Selección de ruta.....	197
	2.2.5.	Levantamiento topográfico preliminar	197
	2.2.5.1.	Planimetría	198
	2.2.5.2.	Altimetría	198
	2.2.5.3.	Secciones transversales.....	199
	2.2.6.	Cálculo topográfico preliminar	199

2.2.6.1.	Cálculo planimétrico	200
2.2.6.2.	Cálculo altimétrico	200
2.2.6.3.	Dibujo planimétrico preliminar.....	201
2.2.6.4.	Dibujo altimétrico preliminar.....	202
2.2.7.	Criterios de diseño.....	203
2.2.7.1.	Período de diseño.....	203
2.2.7.2.	Estudio de Tránsito Promedio Diario (TPD)	203
2.2.8.	Clasificación de carreteras	204
2.2.8.1.	Especificaciones de diseño	205
2.2.9.	Diseño geométrico.....	206
2.2.9.1.	Línea preliminar	207
2.2.9.2.	Línea de localización	207
2.2.9.3.	Alineamiento horizontal	207
2.2.9.3.1.	Tangente horizontal....	208
2.2.9.3.2.	Curvas horizontales....	208
2.2.9.3.3.	Cálculo de elementos de curva horizontal	211
2.2.9.4.	Alineamiento vertical.....	212
2.2.9.4.1.	Tangente vertical	212
2.2.9.4.2.	Curva vertical.....	213
2.2.9.4.3.	Cálculo de elementos de curva vertical	217
2.2.9.5.	Sección transversal	220
2.2.9.5.1.	Corona.....	220
2.2.9.5.2.	Rasante	220
2.2.9.5.3.	Bombeo	221
2.2.9.5.4.	Peralte	221

	2.2.9.5.5.	Sobreancho u hombro	221
	2.2.9.5.6.	Rodadura	221
	2.2.9.5.7.	Subrasante.....	221
	2.2.9.5.8.	Cuneta.....	222
	2.2.9.5.9.	Contracuneta.....	222
	2.2.9.5.10.	Taludes	222
	2.2.9.5.11.	Bermas.....	223
	2.2.9.5.12.	Obras complementarias	223
	2.2.9.5.13.	Derecho de vía	224
2.2.10.		Movimiento de tierras	224
	2.2.10.1.	Excavación no clasificada	225
	2.2.10.2.	Excavación no clasificada de desperdicio	225
	2.2.10.3.	Excavación no clasificada de préstamo	226
	2.2.10.4.	Expansión y contracción del suelo	226
	2.2.10.5.	Cálculo de áreas	227
	2.2.10.6.	Cálculo de volúmenes	227
2.2.11.		Estudio de suelos	232
	2.2.11.1.	Análisis granulométrico	232
	2.2.11.2.	Límites de consistencia	234
	2.2.11.2.1.	Límite líquido.....	234
	2.2.11.2.2.	Límite plástico	235
	2.2.11.2.3.	Índice plástico	235
	2.2.11.3.	Ensayo de contenido de humedad	236
	2.2.11.4.	Densidad máxima y humedad óptima (ensayo de Proctor)	236

2.2.11.5.	Ensayo de valor soporte del suelo (CBR).....	237
2.2.11.6.	Análisis de resultados.....	238
2.2.12.	Carpeta de rodadura.....	238
2.2.12.1.	Subrasante	238
2.2.12.2.	Subbase	240
2.2.12.3.	Capa de rodadura de pavimento rígido.....	240
2.2.12.3.1.	Factores de diseño para pavimento rígido	241
2.2.12.3.2.	Tipos de juntas	244
2.2.12.3.3.	Diseño de pavimento rígido	246
2.2.12.3.4.	Componentes de mezcla	250
2.2.12.3.5.	Diseño de mezcla	254
2.2.13.	Drenaje pluvial	258
2.2.13.1.	Estudio hidrológico	258
2.2.13.2.	Hidrografía del lugar	259
2.2.13.3.	Precipitación	259
2.2.13.4.	Diseño de drenaje transversal por el método racional	261
2.2.13.5.	Diseño de drenaje longitudinal.....	267
2.2.14.	Presupuesto de la carretera hacia hospital regional, San Pedro La Laguna	271
2.2.15.	Cronograma de ejecución de la carretera hacia el hospital regional, San Pedro La Laguna	272
2.2.16.	Estudio de Impacto Ambiental (EIA)	273

2.2.16.1.	Identificación de impactos ambientales	273
2.2.16.1.1.	Impactos ambientales negativos.....	273
2.2.16.2.	Plan de contingencia	275
CONCLUSIONES.....		277
RECOMENDACIONES		279
BIBLIOGRAFÍA.....		281
ANEXOS.....		283

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Dibujo de modelo matemático de marcos rígidos	27
2.	Sección de viga típica	29
3.	Sección de columna típica	30
4.	Área tributaria de losas en un sentido para vigas	35
5.	Área tributaria en losas en dos direcciones.....	36
6.	Área tributaria para columnas centrales.....	37
7.	Esquema de pesos por nivel de la estructura	45
8.	Centro de masa del primer nivel	60
9.	Excentricidad estructural	61
10.	Representación gráfica del eje 7.....	74
11.	Modelo matemático de marco típico, en dirección “X”	85
12.	Modelo matemático de marco típico, en dirección “Y”	86
13.	Diagrama de momentos en vigas, debido a carga muerta en marco típico en dirección “X” (kg-m)	87
14.	Diagrama de momentos en columnas, debido a carga muerta en marco típico en dirección “X” (kg-m)	88
15.	Diagrama de momentos en vigas, debido a carga viva en marco típico en dirección “X” (kg-m)	88
16.	Diagrama de momentos en columnas, debido a carga viva en marco típico en dirección “X” (kg-m)	89
17.	Diagrama de momentos en vigas, debido a carga sísmica en marco típico en dirección “X” (kg-m)	89

18.	Diagrama de momentos en columnas, debido a carga sísmica en marco típico en dirección “X” (kg-m).....	90
19.	Diagrama de momentos en vigas, debido a carga muerta en marco típico en dirección “Y” (kg-m).....	90
20.	Diagrama de momentos en columnas, debido a carga muerta en marco típico en dirección “Y” (kg-m).....	91
21.	Diagrama de momentos en vigas, debido a carga viva en marco típico en dirección “Y” (kg-m).....	91
22.	Diagrama de momentos en columnas, debido a carga viva en marco típico en dirección “Y” (kg-m).....	92
23.	Diagrama de momentos en vigas, debido a carga sísmica en marco típico en dirección “Y” (kg-m).....	92
24.	Diagrama de momentos en columnas, debido a carga sísmica en marco típico en dirección “Y” (kg-m).....	93
25.	Diagrama de envolvente de momentos últimos en vigas, marco típico dirección “X” (kg-m).....	95
26.	Diagrama de envolvente de momentos últimos en columnas, marco típico dirección “X” (kg-m).....	95
27.	Diagrama de envolvente de momentos últimos en vigas, marco típico dirección “Y” (kg-m).....	96
28.	Diagrama de envolvente de momentos últimos en columnas, marco típico dirección “Y” (kg-m).....	96
29.	Clasificación de losas	101
30.	Continuidad en losas	101
31.	Casos de continuidad en losas	102
32.	Continuidad en losa tipo E	104
33.	Momentos no balanceados de losas.....	106
34.	Momentos balanceados de losas.....	107
35.	Armado de losa segundo nivel.....	114

36.	Cortante de diseño en vigas pertenecientes a marcos intermedios resistentes a momento	120
37.	Detalle de armado de viga tipo 1	125
38.	Comprobación de la resistencia a biaxial	137
39.	Detalle de columna típica segundo nivel	143
40.	Detalle de confinamiento en nudos estructurales.....	149
41.	Detalle de zapata cuadrada tipo 2.....	162
42.	Diagrama de corte y momento de zapata combinada	167
43.	Franja de ancho de viga en zapata combinada.....	171
44.	Detalle de zapata combinada.....	173
45.	Detalle de cimiento corrido trapezoidal	174
46.	Detalle en planta de escaleras	175
47.	Detalle de huella, contrahuella y espesor de losa	176
48.	Detalle de armado de escaleras.....	180
49.	Ábaco para el cálculo de tuberías de agua fría	182
50.	Elementos de curvas y tangentes horizontales	210
51.	Tipos de curvas verticales según su concavidad	214
52.	Correcciones de curvas verticales	217
53.	Intersección de tangentes verticales	218
54.	Elementos de sección transversal.....	224
55.	Método para la determinación del área de la sección transversal por coordenadas	227
56.	Volumen entre secciones sin distancia de paso.....	228
57.	Volumen entre secciones con dos distancias de paso	229
58.	Volumen entre secciones con cuatro distancias de paso.....	231
59.	Representación gráfica de juntas.....	245
60.	Area de sub-cuencas de la región según el parteaguas	262
61.	Relación geométrica de cuneta	268

TABLAS

I.	Actividades económicas 2012	6
II.	Alumnos inscritos por nivel, área rural y urbana 2012	8
III.	Población inscrita Universidad Rural 2013	9
IV.	Población inscrita Universidad Panamericana 2013.....	9
V.	Actividades económicas del municipio de San Pedro La Laguna 2006.....	17
VI.	Población inscrita, municipio de San Pedro La Laguna 2012	18
VII.	Altura o espesores mínimos de vigas no preesforzadas.....	28
VIII.	Deflexión máxima admisible para elementos reforzados en dos direcciones.....	30
IX.	Integración de carga muerta nivel 2	46
X.	Integración de carga muerta nivel 1	47
XI.	Cálculo de fuerza horizontal por nivel	51
XII.	Centro de rigidez en eje X segundo nivel	55
XIII.	Centro de rigidez en eje Y segundo nivel	55
XIV.	Centro de rigidez en el eje X primer nivel	57
XV.	Centro de rigidez en eje Y primer nivel	57
XVI.	Distribución de fuerzas del segundo nivel sobre el eje "Y"	66
XVII.	Distribución de fuerzas del segundo nivel sobre el eje "X"	66
XVIII.	Distribución de fuerzas del primer nivel sobre el eje "Y"	67
XIX.	Distribución de fuerzas del primer nivel sobre el eje "X"	67
XX.	Clasificación de losas según método 3 del ACI	100
XXI.	Coeficientes C_a y C_b para losas.....	102
XXII.	Áreas de acero en viga	113
XXIII.	Resultados análisis triaxial consolidado no drenado	152
XXIV.	Factores de capacidad de carga de Terzaghi.....	154
XXV.	Áreas de acero según tipo de losa para gradas	178

XXVI.	Demanda de caudal en artefactos para método de Hunter.....	181
XXVII.	Diámetros mínimos de tubos para subramales	183
XXVIII.	Unidades mueble por artefactos	184
XXIX.	Diámetro nominal de tubería según las UM	184
XXX.	Protección y diámetro de cable para circuitos de iluminación..	187
XXXI.	Protección y diámetro de cable por circuito de fuerza.....	189
XXXII.	Presupuesto del edificio para el Centro de Capacitación Técnica	190
XXXIII.	Cronograma de ejecución del edificio para el Centro de Capacitación Técnica.....	191
XXXIV.	Matriz de Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)	195
XXXV.	Clasificación de carreteras según el TPD	204
XXXVI.	Distancias de visibilidad para carreteras tipo F	216
XXXVII.	Valores de “K” según velocidades de diseño	216
XXXVIII.	Relación de taludes.....	223
XXXIX.	Requisitos para materiales de subrasante	239
XL.	Requisitos para materiales de subbase	240
XLI.	Relaciones aproximadas entre las clasificaciones de suelos y los valores de soporte	243
XLII.	Categoría de carga por eje	247
XLIII.	Tipos de suelos de subrasante y valores aproximados de k....	248
XLIV.	Tasas anuales de crecimiento de tráfico y factores de proyección correspondientes	248
XLV.	TPDC permisible, categoría 1 de carga por eje – pavimentos con trabazón de agregados en juntas	249
XLVI.	Graduación de agregado fino para concreto de cemento Portland.....	251
XLVII.	Porcentaje por peso que pasa por tamices de abertura cuadrada	253

XLVIII.	Composición del concreto de cemento hidráulico para pavimentos	254
XLIX.	Datos para diseño de mezclas (calculados para 1m ³ de concreto fresco)*	255
L.	Coeficientes de escorrentía.....	263
LI.	Presupuesto de la carretera hacia hospital regional, San Pedro La Laguna.	271
LII.	Cronograma de ejecución de la carretera hacia hospital regional, San Pedro La Laguna.....	272
LIII.	Matriz de Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)	276

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
b	Ancho de la cara en compresión del elemento. O ancho de sección
A_n	Área de la sección transversal
A_g	Área bruta de la sección de concreto
A_s	Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción
A_{sh}	Área total del refuerzo transversal (incluyendo ganchos suplementarios) colocados dentro de un espaciamiento s y perpendicular a la dimensión b
A_{smin}	Área mínima de refuerzo a flexión
A_{st}	Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado
A_t	Área de una rama de estribo cerrado que resiste la torsión con un espaciamiento s
A_v	Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s

Az	Azimut
CM	Carga Muerta de la estructura
CV	Carga Viva de la estructura
W_u	Carga gravitacional mayorada en la viga
Q	Caudal volumétrico de tubería transversal
$CM_{X,Y}$	Centro de masa respecto al eje X e Y
$CR_{X,Y}$	Centro de rigidez respecto al eje X e Y
n	Coefficiente de rugosidad del material de tubería transversal
K	Constante que depende de la velocidad de diseño en curvas horizontales
X_n	Coordenada parcial en dirección X de la estación
Y_n	Coordenada parcial en dirección Y de la estación
ρ	Cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área bd
ρ_b	Cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área bd que produce condiciones balanceadas de deformación unitaria

CM	Cuerda Máxima
A	Diferencia algebraica de pendientes
b_c	Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal con área A_{sh}
d_n	Distancia de paso corte-relleno
c	Distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro
d	Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción
d'	Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en compresión
s	Espaciamiento medido centro a centro de unidades, tales como refuerzo longitudinal y transversal
s_o	Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud l_o
h	Espesor total o altura de un elemento

ϕ	Factor de reducción de resistencia
k	Factor de longitud efectiva para elementos sometidos a compresión
F_i	Fuerza lateral aplicada por nivel de la estructura
F_x	Fuerza lateral aplicada al nivel bajo diseño
F_t	Fuerza lateral concentrada aplicada al último nivel de la estructura
P_u	Fuerza axial mayorada de la sección transversal
V	Fuerza de corte basal total en la base de la estructura
V_u	Fuerza cortante mayorada en la sección
G	Grado de curvatura
IP	Índice plástico del suelo
Z	Inverso de la pendiente transversal
LL	Límite Líquido del suelo
ST	Longitud de subtangente

LC	Longitud de Curva Horizontal
LCV	Longitud de Curva Vertical
l_o	Longitud, medida desde la cara del nudo a lo largo del eje del elemento estructural, dentro de la cual debe colocarse refuerzo transversal especial
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
E_s	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo
k	Módulo de reacción del suelo
MR	Módulo de Ruptura del concreto asfáltico
I	Momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por su centroide
M_u	Momento último mayorado debido a cargas de servicio en la sección
S	Pendiente longitudinal de la tubería transversal
T	Período fundamental de la estructura
W	Peso propio del edificio
W_i	Peso propio de cada nivel de la estructura

C	Porcentaje de expansión del material de corte
Y_0	Profundidad de la cuneta
a	Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos
R	Radio de curva
r	Radio de giro de la sección transversal
β_{dns}	Relación utilizada para calcular la reducción de rigidez de las columnas debido a las cargas axiales permanentes
f'_c	Resistencia especificada a la compresión del concreto
f_y	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
f_{yt}	Resistencia a la fluencia f_y del refuerzo transversal
P_n	Resistencia axial nominal de la sección transversal
M_n	Resistencia nominal a flexión en la sección
P_0	Resistencia nominal axial para una excentricidad igual a cero

V_c	Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto
V_s	Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante
TPDC	Tráfico Promedio Diario de Camiones
TPD	Tráfico Promedio Diario
$\sqrt{f'_c}$	Valor aproximado de la resistencia a tracción del concreto

GLOSARIO

ACI	Instituto Americano del Concreto (por sus siglas en inglés)
Acarreo	Transporte de material desde el sitio de excavación hasta el sitio de disposición.
Acarreo libre	Máxima distancia de transporte de material desde el sitio de excavación hasta el sitio de disposición sin incurrir a sobre costos del proyecto.
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
Agregados	Arenas, gravas naturales y piedras trituradas empleadas para la dosificación de morteros y concreto.
Ancho de calzada	Distancia transversal al eje central de la carretera destinada a la circulación de vehículos.
Ángulo	Parte del plano comprendida entre dos semirrectas con un mismo punto de origen. Se mide en grados.
Arriostramiento	Colocación en diagonal de estructuras metálicas para reducir los desplazamientos laterales en marcos.

Azimut	Ángulo horizontal referido a un norte magnético arbitrario.
Bombeo	Pendiente que se le da a la superficie de rodadura para evitar la acumulación de agua.
Bordillo	Estructura de concreto simple que se construye al centro de la calzada o en los extremos de la misma, empleado para limitar la circulación vehicular.
Cemento	Mezcla de materiales calcáreos y arcillosos.
CBR	Método de laboratorio para determinar la resistencia al cortante de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controlada.
Cimentación	Elemento estructural que transmite las cargas de los elementos apoyados en el suelo, de forma que no superen su presión admisible.
Columna	Elemento estructural vertical, utilizado principalmente para resistir esfuerzos de compresión y corte.
Compactación	Proceso de aumento en la densidad de un material debido al reacondicionamiento de sus compuestos, disminuyendo así la cantidad de vacíos dentro de este.

Concreto	Mezcla de materiales cementantes, gravas, arena y agua que al fraguar adquiere resistencia a compresión, se usa como material de construcción.
Corte basal	Método estático empleado para analizar los efectos del sismo sobre una edificación por medio de cargas laterales equivalentes.
Drenaje	Elementos empleados para la evacuación y disposición adecuada del agua sobre la calzada, manteniendo la seguridad en taludes y terraplenes.
Ductilidad	Capacidad de un material para sufrir deformaciones elásticas sin pérdida apreciable de su capacidad resistente.
Esfuerzo	Es la relación entre una fuerza aplicada por unidad de área, que actúa sobre un elemento estructural, estos pueden ser de tracción, compresión, flexión, corte y torsión.
Factor de reducción	Valor adimensional menor que la unidad, empleado para reducir la resistencia nominal de un elemento, aumentando el rango de confiabilidad y seguridad del mismo.
Falla	Zona rocosa sobre un plano donde han ocurrido desplazamiento o rozamientos en cualquier sentido en las que se observa actividad sísmica.

Grava	Término que se da en geología y construcción a las rocas con un tamaño granular específico.
Junta de construcción	Junta rígida, inamovible, que se establece entre dos partes contiguas de una construcción.
Junta de dilatación	Se utiliza para evitar el agrietamiento debido a cambios dimensionales térmicos del concreto.
Junta de trabajo	Junta o discontinuidad formada cuando una superficie de concreto fragua antes de que se vierta la siguiente masada.
Licuefacción del suelo	Comportamiento de un suelo que bajo cargas externas, en ciertas circunstancias pasa de un estado sólido a un estado líquido o semilíquido.
Losa	Estructura monolítica de concreto, de dimensiones preponderantes en las direcciones longitudinales, armada ya sea en una o dos direcciones.
Módulo de elasticidad	Relación del esfuerzo de compresión o tensión en un material y la deformación unitaria que dicho esfuerzo induce.

Momento	Es el vector derivado del producto de una unidad de fuerza y la distancia desde el punto de referencia. Sobre un elemento estructural es el producto de la fuerza a la que está sometido por la distancia a su centro de masa.
Mortero	Mezcla de materiales cementantes, arena y agua, empleada para la unión de unidades de mampostería o acabado final.
Pavimento	Estructura que resiste y distribuye los esfuerzos originados por el tránsito hacia la subrasante, generalmente se conforma de subbase, base y rodadura.
Préstamo	En movimiento de tierras es todo material obtenido fuera del sitio de la obra, con el fin de disponer del volumen necesario de material para su uso en la obra.
Rasante	Proyección del perfil longitudinal de la carretera respecto de la superficie de rodadura.
Recubrimiento	Distancia medida desde la superficie del refuerzo longitudinal o transversal y la superficie exterior del elemento estructural.

Refuerzo	Barras de acero o alambre embebidas en el concreto, de tal forma que ambos materiales actúen monolíticamente para resistir los esfuerzos inducidos sobre el elemento.
Sismo	Vibraciones producidas en la superficie terrestre como producto de la liberación de energía elástica en el interior de la Tierra.
Terraplén	Material de tipo suelo empleado para rellenar un terreno, de manera que se alcance el nivel deseado para la construcción de una obra.
Topografía	Conjunto de principios y procedimientos que tienen por objeto la representación gráfica de la superficie de la tierra, con sus formas y detalles.
UBC	Código Uniforme de la Edificación (por sus siglas en inglés)
Viga	Elemento estructural colocado en dirección horizontal destinado a soportar y transmitir los esfuerzos producidos por cargas gravitacionales.
Vida útil	Duración económica probable de una edificación.
Zapata	Base de una columna sobre la superficie del suelo que se encarga de transmitir los esfuerzos de compresión transmitidos.

RESUMEN

La educación es un factor fundamental en el desarrollo de cualquier comunidad, principalmente para las comunidades rurales, donde el desarrollo es en menor proporción respecto de las ciudades, por esta razón se ha considerado dentro del Ejercicio Profesional Supervisado ejecutar el diseño y planificación del edificio para el Centro de Capacitación Técnica del municipio de Santa Clara La Laguna, departamento de Sololá. El diseño del edificio es de planteamiento arquitectónico, de acuerdo a las necesidades a las que se predispone el mismo, proceso detallado de diseño y cálculo estructural de acuerdo a reglamentos y códigos nacionales e internacionales, planos estructurales y arquitectónicos, elaboración de presupuesto y cronograma de ejecución. Dicho proceso se basa en los conocimientos prácticos y teóricos adquiridos durante el proceso de formación académica.

Como segundo proyecto se establece la planificación y el diseño de la carretera hacia el hospital regional del municipio de San Pedro La Laguna, departamento de Sololá. El proceso de diseño se basa en las características demográficas, geográficas y climatológicas de la región, con base en ello se ha establecido un diseño que responda óptimamente bajo las exigencias a la que estará sometido durante su vida útil, el proceso de diseño se detalla cuidadosamente, de forma que sea de fácil comprensión, cada elemento se diseña de acuerdo a reglamentos nacionales e internacionales, se incluyen planos para la conformación del pavimento, topografía y obras de drenaje, elaboración de presupuesto y el cronograma de ejecución.

Cada detalle de ambos proyectos ha sido minuciosamente revisado y corroborado, cumpliendo con los reglamentos que han sido establecidos a nivel nacional e internacional, buscando un diseño seguro, real y factible.

OBJETIVOS

General

Diseñar la edificación del Centro de Capacitación Técnica para el municipio de Santa Clara La Laguna, y la carretera hacia el hospital regional del municipio de San Pedro La Laguna, Sololá.

Específicos

1. Realizar una investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura que residen en el municipio de Santa Clara La Laguna y San Pedro La Laguna.
2. Realizar una monografía de los municipios en donde se detalle información de gran relevancia en temas como geografía, comercio, demografía, cultura y demás aspectos que influyan en el desarrollo de la comunidad.
3. Elaborar el diseño y planificación para la construcción del edificio para Centro de Capacitación Técnica de Santa Clara La Laguna.
4. Elaborar el diseño y planificación para la construcción de la carretera hacia el hospital regional de San Pedro La Laguna.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de investigación comprende todo lo ejecutado durante el Ejercicio Profesional Supervisado realizado en el municipio de Santa Clara La Laguna y San Pedro La Laguna, departamento de Sololá. La selección de los proyectos se basó en un diagnóstico sobre las necesidades de infraestructura y servicios básicos de las comunidades pertenecientes a ambos municipios. En base a los resultados obtenidos durante el diagnóstico se estableció el proyecto que solventaría la demanda de la población, siendo estos la base del servicio técnico profesional.

El municipio de Santa Clara La Laguna cuenta con un alto grado de pobreza (90 %), por ello las autoridades municipales se encargan de implementar proyectos que estimulen la economía y con ello mejorar la calidad de vida de la población, la fabricación de canastos artesanales es una de las mayores fuentes de ingreso de la población, albañilería, herrería y fabricación de cortes son otras fuentes de ingreso económico del municipio, y debido a que gran parte de la población adulta no cuenta con educación universitaria es indispensable capacitarles en áreas de trabajo que más generan ingresos a las familias, como cocina, pastelería y panadería, herrería y soldadura, corte y confección y zapatería, de esta forma se consigue que la mano de obra y la producción del municipio sea de mejor calidad y con ello mejorar el desarrollo a nivel local.

El municipio de San Pedro La Laguna no cuenta con un hospital donde pueda solventarse la demanda de salubridad de la población, ya que solo se cuenta con un centro de salud con equipo y medicamentos básicos; quienes

necesitan de atención médica especializada deben viajar al departamento de Quetzaltenango o a la ciudad de Guatemala. Para poder prestar la atención médica que se requiere en el municipio las autoridades municipales han impulsado un proyecto de construcción de un hospital regional para atender no solo a la población de San Pedro La Laguna, sino también a los municipios circundantes como San Juan, San Marcos y Santa Clara La Laguna, y debido a la ubicación del proyecto existe la necesidad de una carretera que pueda brindar acceso al hospital desde la calzada principal.

La carretera se ubica en el cerro Pajul Yá juntamente con el proyecto hospitalario, la cual consta de una longitud aproximada de 2,8 kilómetros.

La fase de Servicio Técnico Profesional contiene el análisis, diseño y planificación del edificio para el Centro de Capacitación Técnica para el municipio de Santa Clara La Laguna, y de la carretera hacia el hospital regional, San Pedro La Laguna, Sololá, utilizando los conocimientos adquiridos en la carrera de Ingeniería Civil.

1. INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio de Santa Clara La Laguna

A continuación se presenta una breve reseña de la monografía del municipio de Santa Clara La Laguna del departamento de Sololá, como parte de la investigación necesaria para la implementación de proyectos de infraestructura en el municipio.

1.1.1. Aspectos generales

Santa Clara La Laguna, municipio del departamento de Sololá, municipalidad de cuarta categoría. El municipio se ubica en una meseta al noroeste del lago de Atitlán, con una altura de 2 090 metros sobre el nivel del mar (msnm). El idioma k'iche' predomina en el territorio del municipio, la población en su mayoría es indígena, el comercio se caracteriza por la fabricación de canastos, cultivo de maíz y aguacate, y cuenta con carreteras asfaltadas y de adoquín en un 97 por ciento, que comunican a los sectores: barrio las Rosas, barrio San Antonio, sector Pabeyal, sector Chichiyal, caserío Chacap, aldea Paquip y cantón Xiprián.

1.1.2. Aspectos geográficos

En el presente apartado se describen las características geográficas de la región del municipio de Santa Clara La Laguna, como lo son: ubicación, extensión territorial y colindancias.

1.1.2.1. Ubicación

El municipio de Santa Clara La Laguna se ubica a una altitud de 2 090 metros sobre el nivel del mar (msnm) y posee una latitud de 14° 42' 50" y una longitud de 91° 18' 15".

1.1.2.2. Extensión territorial

De acuerdo con la Ley Preliminar de Regionalización, Decreto número 70-86, se encuentra situada en la Región VI sur occidente, en la parte central del departamento de Sololá con un área territorial de 12 kilómetros cuadrados equivalente al 1,13 por ciento del área departamental de Sololá. Su jurisdicción municipal se constituye de la siguiente forma: la cabecera municipal llamada Santa Clara se integra de 4 zonas con sus respectivos barrios; barrio Pabeyá y Chichiyal (zona 1), barrio El Paraiso (zona 2), barrio San Antonio (zona 3), y barrio las Rosas; asimismo, una aldea; Paquip, un cantón; Xiprián y un caserío; Chacap.

1.1.2.3. Colindancias

Colinda al norte con Santa Lucía Utatlán, al este con San Pedro La Laguna y San Juan La Laguna, al occidente con Santa Catarina Ixtahuacán y Santa María Visitación y al sur con San Juan La Laguna.

1.1.3. Vías de acceso

Santa Clara La Laguna se ubica a 149 kilómetros de la capital de Guatemala, a 36 kilómetros de la cabecera departamental de Sololá, 14 kilómetros de la ruta interamericana y a 7 kilómetros de las playas del lago de

Atilán en jurisdicción de San Pablo La Laguna. Fue asfaltada en 1988 durante la administración del presidente Álvaro Arzú, actualmente la carretera se encuentra en remodelación, donde el tramo de acceso de Santa Catarina Ixtahuacan se encuentra en muy malas condiciones.

1.1.4. Topografía y clima

El territorio de Santa Clara es muy irregular en su topografía, en algunas áreas del casco urbano el terreno se considera plano, aunque existen zonas donde la pendiente es pronunciada. En su mayoría el terreno es quebrado, pendientes del más de 15 por ciento en terrenos lotificados, posee cerros y montañas de gran altura y ríos que utilizan para el regadío de siembras, entre los cuales se pueden mencionar: el río Yatzá, Jacalá y los riachuelos Xiprián y Konopá. Existen los cerros Chikul, Raxa-Amoló, Ajab y cerro de Los Brujos; las montañas Socob-ché y Chirij-Ajab poseen bosques muy espesos donde existe la mayoría de fauna y flora del municipio.

El clima de Santa Clara es muy frío durante todo el año, aunque de marzo a septiembre aumenta un poco, y de octubre a febrero es sumamente frío con una temperatura media anual de 18 a 24 grados Celsius. La humedad relativa es variable a lo largo del año y depende de la época. En la época seca alcanza valores bajos hasta un 50 por ciento, mientras que en la época lluviosa llega hasta un 88 por ciento, el promedio anual es del 77 por ciento.

1.1.5. Aspectos demográficos

En este inciso se describen algunas de las características demográficas de los habitantes del municipio de Santa Clara La Laguna, de esta forma se

determina el nivel de impacto del proyecto sobre la comunidad y quienes se verán beneficiados por él.

1.1.5.1. Población

Actualmente Santa Clara la Laguna cuenta con más de 13 000 habitantes, para el último censo realizado en el 2012, la población de hombres era de 6 300 (48,36 %) y una población de mujeres de 6 700 (51,54 %). El 69 por ciento de la población pertenece al área urbana y el 21 por ciento pertenece al área rural del municipio, posee una tasa de crecimiento poblacional de 8,37 por ciento.

1.1.5.2. Etnias e idiomas

De acuerdo al XI Censo de Población y VI de Habitación del 2002 del Instituto Nacional de Estadística (INE), 6 860 habitantes del municipio son de origen indígena, mientras que 34 habitantes son de origen ladino, siendo el primero un 99 por ciento del total de la población. Debido a que en su mayoría la población es de origen indígena, el idioma que predomina en el municipio es el k'iche' seguido del español y cakchiquel.

1.1.6. Aspectos socioeconómicos

Se describen algunas de las características socioeconómicas de los habitantes del municipio de Santa Clara La Laguna, de esta forma se determina el nivel de desarrollo económico que representa el proyecto, como fomento a la educación.

1.1.6.1. Religión

En el municipio, la religión católica es la más antigua de las que se profesan en la población. La iglesia del casco urbano se ubica a un costado de la escuela núm. 1 y del edificio municipal, donde se congregan cientos de feligreses, principalmente los días domingo para escuchar misa, actualmente en el cantón Xiprián se encuentra otra iglesia en construcción, la cual es financiada por la población del cantón.

La religión evangélica aunque con muy pocos integrantes también tiene su influencia en el municipio, actualmente existen aproximadamente 16 iglesias a donde asiste la minoría de la población, siendo la de más influencia La Asamblea de Dios.

Y por último los católicos carismáticos, quienes realizan actividades fuera de la iglesia, principalmente en residencias particulares, ya que no cuentan con una sede establecida.

1.1.6.2. Costumbres y tradiciones

La costumbre de mayor énfasis en el municipio desde principio de año es en Semana Santa, las actividades inician el primer viernes de cuaresma, donde ese día personas con el rostro pintado llamados “negros”, personas disfrazadas de forasteros o de otras regiones, salen a danzar desde el parque hacia la plaza municipal, con estos actos se inician las festividades de Semana Santa, personal de la municipalidad busca los árboles más altos en los bosques del territorio para pintarlos de blanco y negro y con ellos hacer arcos tapizados de frutas, los cuales ubican en la entrada al parque y en la entrada al pueblo, y de

esta forma comienzan las celebraciones de Semana Santa. La feria patronal en honor a la virgen de Santa Clara de Asís se celebra el 12 de agosto.

1.1.7. Actividades económicas

La economía en el municipio de Santa Clara La Laguna se basa en actividades: agrícola, pecuarias, artesanales, comerciales y de servicios. A continuación se presenta un recuadro con el porcentaje que abarca cada actividad económica en el municipio para el 2006:

Tabla I. **Actividades económicas 2012**

Sector	Valor de la producción	Porcentaje
Agrícola	1 247 035	34,48
Pecuario	307 050	8,49
Artisanal	1 417 508	39,19
Servicios	645 350	17,84
Total	3 616 943	100,00

Fuente: GARCÍA RAMIREZ, Gabriel. *Costos y rentabilidad de unidades agrícolas*. p. 68.

1.1.8. Organización comunitaria

Las organizaciones sociales o comunitarias son entidades propias de la comunidad, que se comprenden por los distintos sectores de la población que buscan brindar un apoyo social y técnico a los habitantes. Orientan los recursos económicos de la población del municipio buscando mejoras en infraestructura, política, salud, educación, fomento de valores morales, disminución de delincuencia y actividades culturales.

1.1.8.1. Consejo comunitario de desarrollo

Estas organizaciones sociales son la estructura comunitaria creada para impulsar la participación de la población en la planificación del desarrollo y en la gestión pública a nivel local. Cabe mencionar que en el territorio de Santa Clara actualmente existen 6 Consejos Comunitarios de Desarrollo (COCODE).

1.1.8.2. Comités de desarrollo comunitario

Estos se basan en grupos de personas que se unen en mutuo acuerdo para llevar a cabo proyectos de interés comunitario, los comités tienen mayor presencia en los 3 centros poblados que son: el casco urbano, Paquip y Xiprián. Estos se encargan de proyectos de drenaje, energía eléctrica, adoquinamiento de calles, mejoramiento y ampliación de escuelas.

1.1.9. Servicios básicos e infraestructura

Son los servicios que el estado tiene la obligación de proporcionar a la población para garantizar una calidad de vida estable y mejorar su desarrollo social y económico.

Los servicios con los que cuenta el municipio de Santa Clara La Laguna son: educación, salud, energía eléctrica, alumbrado público, agua potable, drenajes, letrinas, extracción de basura, mercado, cementerio, seguridad pública.

1.1.9.1. Educación

El municipio de Santa Clara cuenta con 13 edificios educativos, de los cuales 11 son de carácter público y 2 privados, estos atienden a la población escolar en el nivel preprimario, primario y secundario.

Tabla II. **Alumnos inscritos por nivel, área rural y urbana 2012**

Nivel escolar	Área urbana	Porcentaje	Área rural	Porcentaje	Total	Porcentaje
Preprimaria	165	12	268	22	433	17
Primaria	705	51	853	70	1 558	60
Básico	420	30	99	8	519	20
Diversificado	84	6	0	0	84	3
Total	1 374	100	1 220	100	2 594	100

Fuente: Anuario Estadístico de la Educación. Ministerio de Educación; Guatemala C.A.

La tabla II muestra que la mayor concentración de estudiantes se encuentra en el nivel primario con 1 558 alumnos que representan el 60 por ciento; seguido del nivel básico con 519 alumnos que integran un 20 por ciento; el nivel preprimario con 433 alumnos en un 17 por ciento y el ciclo diversificado con una población muy baja de tan solo 84 alumnos y un 3 por ciento de la población estudiantil.

La variable refleja en términos generales una mejoría en el nivel de escolaridad de la población del municipio.

La Coordinación Técnica Administrativa del distrito educativo 07-07-01 de Santa Clara La Laguna, establece que el porcentaje de analfabetismo en el municipio es del 39 por ciento equivalente a 1 441 personas, donde el 70 por ciento del total es femenino e indígena; la tasa general del municipio es mayor a

la nacional, la cual es del 36 por ciento para el 2002, sin embargo para el 2006 según datos proporcionados por el Fondo de las Naciones Unidas para la Infancia (UNICEF por sus siglas en inglés) el porcentaje de analfabetismo decreció en 14 por ciento.

La educación superior en el municipio se imparte por medio de una sede de la Universidad Panamericana y una sede de la Universidad Rural, teniendo más presencia la Universidad Panamericana. A continuación se detallan los datos estadísticos para el 2013, de estudiantes por carrera en ambas universidades.

Tabla III. **Población inscrita Universidad Rural 2013**

Universidad Rural	
Carrera	Estudiantes
Ciencias Jurídicas	50
Ingeniería Ambiental	1

Fuente: elaboración propia, investigación de campo agosto de 2013.

La Universidad Rural cuenta con un total de 51 estudiantes, siendo el 0,40 por ciento del total de la población

Tabla IV. **Población inscrita Universidad Panamericana 2013**

Universidad Panamericana	
Carrera	Estudiantes
Profesorado en Pedagogía en Ciencias Sociales	64
Profesorado en Administración Educativa	33

Continuación de la tabla IV.

Carrera	Estudiantes
Trabajo Social	25
Enfermería	15
Licenciatura en Administración de Empresas	20

Fuente: elaboración propia, investigación de campo agosto de 2013.

La Universidad Panamericana cuenta con un total de 157 estudiantes, siendo el 1,20 por ciento del total de la población.

En total un 1,60 por ciento de la población tiene un nivel de educación superior, lo cual representa una cantidad sumamente baja.

1.1.9.2. Salud

El municipio de Santa Clara cuenta con un centro de salud al norte de la cabecera municipal, este no cumple con los requerimientos de infraestructura y equipo para brindar los servicios básicos de atención médica a las comunidades de Xiprián, Paquip, Chacap, Pabeyál y Chichiyal, contando con una tasa de cobertura del 6 por ciento sobre la población total del municipio.

La tasa de mortalidad para el 2006 era de un 3,89 por ciento, donde las principales causas eran enfermedades como neumonía, bronconeumonía, alcoholismo, infección intestinal entre otras.

Actualmente la infraestructura de salud se desglosa de la siguiente manera:

- Un centro de salud
- Ocho centro de convergencia
- Dos clínicas dentales
- Una clínica para la diabetes

Debido a la falta de equipo y personal necesario para brindar la atención médica requerida, los habitantes que no puedan ser atendidos en el centro de salud deben viajar hacia el hospital del departamento de Quetzaltenango o a hospitales públicos de la ciudad capital, lo cual dificulta considerablemente la atención inmediata requerida según sea el caso.

1.1.9.3. Agua

El servicio que se proporciona en el área urbana y rural del municipio es entubada, debido a que carece de un proceso de purificación, por tal motivo no se le considera potable.

Las principales fuentes de abastecimiento de agua se generan de zonas montañosas y nacimientos como: Taclol, Papenab, Pasajquim, Sabaltunay y Xiquinjuyup.

Según la Oficina Municipal de Planificación (OMP) la cobertura del servicio en el municipio es del 96 por ciento y para cada centro poblado es de la siguiente manera: cabecera municipal 99,38 por ciento, Paquip 80 por ciento, Xiprián 96 por ciento y Chacap 100 por ciento.

1.1.9.4. Sistemas de tratamiento de desechos sólidos y aguas servidas

El municipio no cuenta con una zona de relleno sanitario donde disponer de los desechos sólidos y darles un tratamiento adecuado, tampoco cuenta con sistema de drenaje, las aguas negras son escurridas por medio de cunetas sin protección, estas aguas desfogán en el río Yatzá sin pasar por un tratamiento, ya que no se cuenta con planta de tratamiento de aguas residuales, debido a los daños sufridos durante la tormenta Stan en octubre de 2005.

1.2. Monografía del municipio de San Pedro La Laguna

Este numeral presenta breves características geográficas, sociales y económicas del municipio de San Pedro La Laguna del departamento de Sololá.

1.2.1. Aspectos generales

El municipio de San Pedro La Laguna estuvo ocupado desde la época prehispánica por el pueblo t'zutujil, quiché y cakchiquel siendo su capital el actual Santiago Atitlán. El municipio fue fundado entre 1547 y 1550, llamado desde su inicio San Pedro, para 1643 se comenzó a utilizar el apelativo de "La Laguna". Se ubica al sur de las playas del lago de Atitlán, es habitado principalmente por indígenas de origen t'zutujil, y una de las principales fuentes de ingreso del lugar es su atractivo turístico, debido a sus paisajes.

1.2.2. Aspectos geográficos

En el presente apartado se describen las características geográficas de la región del municipio de San Pedro La Laguna, como lo son: localización geográfica, extensión territorial, colindancias, vías de acceso, topografía y clima.

1.2.2.1. Localización geográfica y extensión territorial

El municipio se ubica a una latitud de 14° 41' 25" norte y una longitud de 91° 16' 21" oeste, a una altitud de 1 610 metros sobre el nivel del mar (msnm). El municipio cuenta con un área territorial de 24 kilómetros cuadrados, la cual representa un 0,02 por ciento del territorio nacional y un 2,26 por ciento del departamento de Sololá. Debido al tamaño del área poblada del municipio, este no cuenta con aldeas y caseríos, el casco urbano está dividido por cantones, los cuales son: Pacuchá, Tzanjay, Bella Vista, Chuacanté, Chuasanahi y Chepacoral.

1.2.2.2. Colindancias

Colinda al norte con el municipio de San Juan La Laguna y el lago de Atitlán, al este con el municipio de Santiago Atitlán y el lago de Atitlán, al sur con Chicacao del departamento de Suchitepéquez y Santiago Atitlán y al oeste con San Juan La Laguna y Chicacao.

1.2.2.3. Vías de acceso

El municipio posee una distancia desde la ciudad capital de 178 kilómetros, se accede a él por la ruta nacional CA-1 a través del desvío en el kilómetro 149 que conduce a Santa Clara La Laguna, el recorrido es de 29 kilómetros; la segunda ruta de acceso es por el kilómetro 113 hasta Cocales y 37 kilómetros de carretera asfaltada a través de los municipios de Patulul y San Lucas Tolimán hasta Santiago Atitlán que dista a 21 kilómetros de San Pedro La Laguna, de los cuales 17,5 kilómetros son de terracería y 3,5 kilómetros de asfalto.

1.2.2.4. Topografía y clima

San Pedro La Laguna pertenece a una región de cadenas volcánicas con montañas y laderas con pendientes de hasta 35 por ciento, el volcán de San Pedro se ubica a una altitud entre los 1 100 y 2 900 metros sobre el nivel del mar (msnm). La precipitación anual oscila entre los 1 000 y 2 000 milímetros, con una temperatura promedio anual de 22,3 grados Celsius y una humedad relativa de 81 por ciento.

1.2.3. Aspectos demográficos

Se refiere a las características demográficas de la población de San Pedro La Laguna, tales como densidad poblacional, etnia e idioma. Debido a la importancia del proyecto, es sumamente importante determinar las estadísticas poblacionales que definan el diseño del mismo.

1.2.3.1. Población

Con la información proporcionada en el XI Censo Nacional de Población y Habitación realizado en el 2002 por el INE, se establece que la población es de 9 034 habitantes, de los cuales el 98 por ciento son indígenas y el 2 por ciento son no indígena.

1.2.3.2. Etnias e idiomas

Con la información proporcionada en el XI Censo Nacional de Población y Habitación realizado en el 2006 por el INE, se establece que el 98 por ciento de la población es indígenas y el 2 por ciento ladinos. Los idiomas predominantes en el municipio de San Pedro La Laguna son el t'zutujil y el español.

La población del municipio habla el idioma autóctono, el t'zutujil y el español. Para el censo de 1994, el 98 por ciento de habitantes hablaba t'zutujil, en el 2002 se redujo un 9 por ciento y según proyección para el 2006 baja a 78 por ciento, esto demuestra que el idioma español se adopta como lengua materna por los pobladores de San Pedro La Laguna.

1.2.4. Aspectos socioeconómicos

Se describen algunas de las características socioeconómicas de los habitantes del municipio de San Pedro La Laguna, de esta forma se determina el nivel de desarrollo económico que representa el proyecto.

1.2.4.1. Religión

Dentro de la cultura indígena existía el politeísmo, o de otro modo, la adoración a diferentes dioses según sus creencias ancestrales, dioses para la lluvia, el sol, las cosechas y otros, sin embargo, con el crecimiento cultural de la población esta práctica ha disminuido considerablemente, aunque en el municipio aún existen pobladores que practican ceremonias en nombre de dioses mayas. Actualmente, la religión católica cuenta con un 53 por ciento y la religión evangélica con un 47 por ciento del total de la población cristiana.

1.2.4.2. Costumbres y tradiciones

En el municipio se celebra la fiesta patronal en honor al apóstol San Pedro del 25 al 30 de junio, la feria cuenta con ventas de comida, ornamentas y juegos mecánicos, también se corona a la hija del sol. Otra celebración importante es el Convite del Niño Dios y el día de la Independencia de Guatemala.

1.2.4.3. Actividades económicas

La economía del municipio se basa principalmente en turismo y producción agrícola, ambos aportan más del 50 por ciento de los ingresos netos, a continuación se detalla el porcentaje que aporta cada actividad económica para el 2006.

Tabla V. **Actividades económicas del municipio de San Pedro La Laguna 2006**

Actividad productiva	Producto	Valor (Q)	Porcentaje (%)
Agrícola	Siembra de café, maíz, frijol, cebolla y tomate.	3 867 880	27
Artesanal	Panadería, carpintería y tejidos típicos.	4 018 944	28
Turismo y servicios	Hotelería, restaurantes, transporte acuático.	3 395,830	23
Pecuaria	Actividad pesquera, engorde de pollos, peces y cerdos. Producción de miel de abeja.	1 099 350	7
Agroindustrial	Café.	2 125 000	15
Total		14 507 004	100

Fuente: HERRARTE A., Carlos Steeven. *Informe individual Organización empresarial (carpintería) y proyecto: Producción de rosas, USAC*. Cuadro 6, p. 34.

1.2.5. Servicios básicos e infraestructura

Los servicios básicos, son garantías del estado al que toda persona debe tener acceso para aseverar un mínimo de calidad de vida y que a partir de ello se realice el desarrollo personal de cada individuo de la población. Estos deben ser accesibles para toda la población independientemente de su estilo de vida y situación económica, dentro de los servicios básicos cabe mencionar la educación, salud, agua potable, drenajes sanitarios e infraestructura.

1.2.5.1. Educación

El municipio de San Pedro La Laguna cuenta con un total de 11 centros educativos, de los cuales 8 son de carácter público y 2 privados, para el 2012

se presentan las siguientes cifras respecto a la tasa neta de cobertura de educación:

Tabla VI. **Población inscrita, municipio de San Pedro La Laguna 2012**

Población	Total de población en el municipio	Total alumnos inscritos	Tasa bruta de escolaridad				
			Total	Hombres		Mujeres	
5 a 6 años (preprimaria)	758	394	51,98%	201	51,15%	193	52,88%
7 a 12 años (primaria)	1907	1337	70,11%	669	68,27%	668	72,06%
13 a 15 años (básicos)	782	727	92,97%	365	92,17%	362	93,78%
16 a 18 años (diversificado)	751	347	46,21%	173	45,89%	174	46,52%

Fuente: estadísticas educativas para el 2012, Instituto Nacional de Estadística (INE).

El total de la población que debería estudiar actualmente es de 4 198 jóvenes, de los cuales solamente 2 805 se encuentran inscritos para el 2012, siendo un 66,82 por ciento, los niveles de primaria y básicos cuentan con un mayor alcance en la población estudiantil con un 47,66 por ciento y un 25,92 por ciento del total de la población estudiantil respectivamente. En las áreas rurales del país es común que la población deje el estudio una vez finalizado el nivel básico, principalmente por escasez de recursos y necesidad de laborar.

1.2.5.2. Salud

El municipio cuenta con atención médica de carácter público y privado, donde la tasa de cobertura en la población es de 56 por ciento y las causas de morbilidad con mayor incidencia son:

- Amigdalitis
- Anemia
- Diarrea
- Parasitismo intestinal
- Resfriado común

Además del centro de salud existen 3 clínicas médicas, donde se atienden casos como: consulta general, control prenatal y postnatal, planificación familiar, emergencias, cirugías y pediatría, tomando en cuenta que en ninguno de los 4 centros se cuenta con encamamiento para atender casos de extrema urgencia o cirugía mayor, las personas deben viajar al hospital general del departamento de Quetzaltenango o al municipio de Sololá, por ello se tiene en planificación un hospital regional donde se atenderá a la población con la instrumentación apropiada, personal especializado e instalaciones modernas para garantizar la buena salud en la región.

1.2.5.3. Agua

El municipio de San Pedro La Laguna cuenta con 2 sistemas de abastecimiento de agua potable, el sistema principal abastece aproximadamente a un 90 por ciento de la población y es captado en un arroyo en el municipio de San Marcos La Laguna, el segundo sistema se compone de 3 nacimientos, los cuales captan el agua de brotes que brindan un caudal pequeño y abastecen solamente al sector de Bella Vista, dichos el sistema de captación fue creado alrededor de 1974, a la fecha este sistema es ineficiente debido a la demanda actual de caudal y el deterioro de los componentes que integran el sistema, por ello se ha realizado un nuevo estudio para mejorar la captación de caudales de rebalse y de esta forma aumentar la dotación que supe a Buena Vista.

Adicional a los sistemas de captación existen 2 pozos perforados con bombas sumergibles, los cuales drenan el agua del lago para suplir al casco urbano, con ello la tasa de cobertura de agua potable para el municipio es del 100 por ciento aunque no se cumple con la dotación requerida para la población actual.

1.2.5.4. Drenajes

Para la disposición de desechos sólidos, la población recurre a inodoros lavables, letrinas de pozo ciego y defecación a cielo abierto, 2 880 viviendas poseen inodoros lavables, 364 cuentan con letrina de pozo ciego y 66 viviendas donde se realizan las necesidades a cielo abierto.

En total un 98,25 por ciento de las viviendas cuenta con el manejo de excretas y un 87,25 por ciento cuenta con manejo de aguas servidas, considerando solamente las viviendas que poseen inodoros lavables y pozos de absorción.

1.2.5.5. Carreteras

El tramo que comunica a la carretera interamericana desde el kilómetro 179 al municipio de San Pedro La Laguna es asfaltado, pero carece de mantenimiento, por lo cual está en muy malas condiciones, actualmente el tramo que conduce de San Pedro La Laguna a San Pablo La Laguna es de terracería, debido a trabajos suspendidos por parte del gobierno central, la subrasante está definida pero carece de carpeta asfáltica, las constantes lluvias de invierno han hecho que el camino se deteriore considerablemente, siendo transitable con mucha dificultad.

El tramo que conecta a San Pedro La Laguna con Santiago Atitlán es de 21 kilómetros, de los cuales 17,50 kilómetros se encuentran asfaltados y 3,50 kilómetros de terracería.

Dentro del casco urbano el 93 por ciento de las calles se encuentran asfaltadas y un 7 por ciento de terracería, la situación vial del municipio es bastante desarrollada, debido al constante trabajo de la municipalidad para construir los caminamientos y darles el debido mantenimiento.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

A continuación se describe el proceso de diseño técnico profesional para los proyectos:

- Edificio para el Centro de Capacitación Técnica, Santa Clara La Laguna
- Carretera hacia el hospital regional, San Pedro La Laguna

En ambos diseños se detalla el objetivo del proyecto, función y proceso de ejecución del cual consta cada uno.

2.1. Diseño del edificio para el Centro de Capacitación Técnica, Santa Clara La Laguna, Sololá

Para establecer el proceso constructivo de la edificación es necesario realizar un diseño donde se determinen características determinantes como: tipo de materiales a emplear, dimensiones de los elementos, planos y otros.

2.1.1. Descripción general del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un edificio de 2 niveles para un Centro de Capacitación Técnica en el área rural con la siguiente distribución de ambientes:

En la planta baja tendrá 1 taller de soldadura y herrería, 1 taller de corte y confección, 1 taller de cocina, 1 taller de panadería y repostería, oficinas administrativas, 4 bodegas y 1 módulo de gradas; en la planta alta se ubicarán

5 salones para clases teóricas, 1 área administrativa y servicios sanitarios en ambos niveles.

La estructura será a base de marcos rígidos resistentes a momento (sistema de vigas y columnas de concreto reforzado) con losa de concreto armado y muro tabique de mampostería de block de piedra pómez para la delimitación de ambientes, sin cargas a compresión.

2.1.2. Disposición del área del terreno

El terreno se encuentra localizado en el sector de Chichiyal, casco urbano del municipio de Santa Clara La Laguna, al norte posee una longitud de 72,77 metros, al oeste una longitud de 42,05 metros, al este una longitud de 45,71 metros y al sur una longitud de 66,46 metros, posee acceso a una calle de un solo carril.

2.1.3. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico de un inmueble se basa principalmente en el destino que este tendrá en su uso y las necesidades que deba solventar. Independientemente de la función del edificio, existen otros factores que determinan su configuración arquitectónica como: presupuesto, ubicación, tipo de terreno, reglamentos de construcción y diseño, códigos de construcción, entre otros.

2.1.3.1. Distribución de ambientes

Debido a la carga producida por las herramientas y maquinarias a utilizar dentro de los diferentes talleres, estos fueron ubicados en la planta baja; existe

un salón dedicado a cada taller donde podrá distribuirse la maquinaria, mesas de trabajo y herramientas de forma óptima, las oficinas administrativas se encontrarán al ingreso del edificio, juntamente con el módulo de gradas para el segundo nivel, también se contará con una bodega para almacenamiento de herramientas y materiales para los talleres de corte y confección, cocina, panadería y repostería, el taller de soldadura y herrería contará con 2 bodegas de menor tamaño. En el segundo nivel se ubicarán los salones de clase teórica para cada curso y los servicios sanitarios.

2.1.3.2. Altura del edificio

La altura total del edificio desde el cimiento será de 7,50 metros, la altura del primer nivel será de 4,50 metros y la altura del segundo nivel será de 3,00 metros.

Los marcos sobre el eje x tendrán una luz de 4,00 y 2,50 metros y los marcos sobre el eje y, tendrán una luz de 5,00 y 6,00 metros.

2.1.4. Descripción del sistema estructural

Para el diseño del edificio del centro de capacitación se ha seleccionado el sistema de marcos rígidos resistentes a momento, el cual consiste en un marco de elementos de concreto armado conectados rígidamente (vigas y columnas) capaces de transmitir cargas axiales y momentos sin que haya desplazamientos lineales en los extremos.

Este sistema no considera el efecto que producen los muros como elementos rígidos o para cargas compresivas dentro de la estructura, por ello solo se analizan las cargas verticales y laterales aplicadas a las columnas y

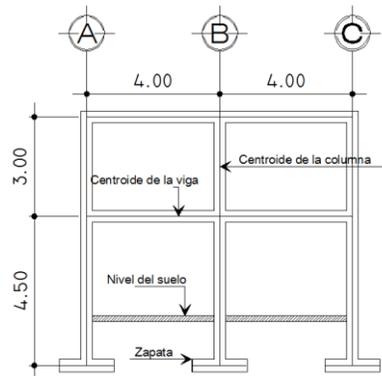
vigas, sin embargo, los muros tabique se diseñarán a base de mampostería y columnas distribuidas a una distancia no mayor de 2 metros, el muro consta de solera intermedia y de remate, de tal manera que se asegure un comportamiento monolítico, para mantener la estabilidad ante comportamiento sísmicos y de volteo por su propio peso, se dotarán a los muros tabique de cimiento corrido trapezoidal que funcionará a su vez como solera hidrófuga.

Se emplearán losas macizas para que funcionen como un diafragma y distribuyan equitativamente la carga aplicada hacia las vigas principales, los muros serán solamente para división de ambientes, en ninguno de los casos se diseñaran para muros de carga. La cimentación se basará en zapatas cuadradas aisladas de concreto reforzado y sin excentricidad de carga.

2.1.4.1. Modelo matemático de marcos rígidos

El primer paso en el diseño de una estructura es reducirla a un análisis matemático simplificado. Para determinar un modelo simple basta con idealizar los marcos con líneas rectas, las cuales representan el centroide de los elementos estructurales (vigas y columnas). Una vez los marcos se trasladan al modelo matemático, se les atribuyen las cargas a las cuales estarán sometidos y mediante el uso de un método aproximado se determina la respuesta estructural del elemento ante dichas cargas. Para estructuras compuestas por marcos o pórticos el análisis se individualiza para cada uno de ellos debido a que tienen una respuesta independiente de todo el sistema.

Figura 1. **Dibujo de modelo matemático de marcos rígidos**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

2.1.5. Predimensionamiento estructural

Predimensionar un elemento estructural es proporcionarle medidas preliminares según requerimientos mínimos de construcción, estos requerimientos se basan principalmente en la carga a la que estarán sometidos y la longitud propia del elemento.

El predimensionamiento de los elementos que conforman los marcos estructurales y losas, se basará en los requerimientos del ACI 318-08S, los cuales se detallan a continuación.

2.1.5.1. Vigas

Para predimensionar las vigas se utilizará el método determinado en la sección 9.5.2 del ACI 318-08S, para determinar el peralte de una viga se toma en cuenta la longitud del elemento, por cuestiones de simetría estructural se

analizará la más crítica y con ella se determinarán las dimensiones a utilizar, la longitud a considerar será la distancia entre los apoyos de la viga.

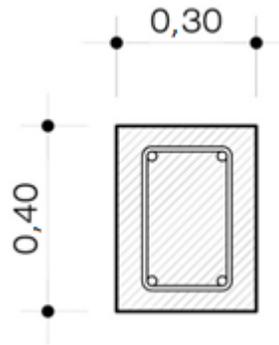
Tabla VII. **Altura o espesores mínimos de vigas no preesforzadas**

	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Fuente: tabla 9.5 (a) ACI 318S-08 p. 129.

- Considerando que existirá continuidad en las vigas $t_{viga} = \frac{\ell}{21}$
- Longitud crítica 5,00 metros en sentido este-oeste $t_{viga} = \frac{500}{21} = 0,24 \text{ m}$
- Para evitar re-dimensionamiento de la viga debido al corte durante el diseño se tomará una altura de viga igual a 40 centímetros.
- Aproximando la base de la viga será $h = 0,40 \text{ m}$
- Las dimensiones de la viga entonces serán $b = 0,30 \text{ m}$ y $h = 0,40 \text{ m}$

Figura 2. **Sección de viga típica**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

2.1.5.2. **Columnas**

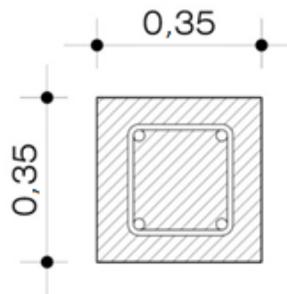
Un elemento se considera en flexocompresión cuando está sometido a momentos flectores y cargas axiales considerables. Para elementos pertenecientes a marcos especiales resistentes a momento, se deben satisfacer ciertos requerimientos según el ACI 318S-08 sección 21.5, donde:

- La carga mayorada de compresión axial (P_u) no debe exceder $\frac{A_g f'_c}{10}$.
- La luz libre del elemento, l_n , no debe ser menor que cuatro veces su altura útil.
- El ancho del elemento, b_w , no debe ser menor que el más pequeño de 0,3 h y 250 mm.

De esto se puede concluir que la menor dimensión posible para una columna perteneciente a marcos especiales resistentes a momento, es de 250 milímetros o 25 centímetros, para cumplir con requisitos de corte y flexión de la

columna se proponen dimensiones de 35 centímetros de base y 35 centímetros de altura.

Figura 3. **Sección de columna típica**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

2.1.5.3. Losas

Para calcular el espesor mínimo de losa se utilizarán las especificaciones prescritas en la sección 9.5.3, este se aplica para elementos reforzados en 2 direcciones, el espesor de la losa depende del perímetro y de la deflexión máxima permisible. El espesor se calculará de acuerdo a la losa crítica del sistema.

Tabla VIII. **Deflexión máxima admisible para elementos reforzados en dos direcciones**

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L.	l/180

Continuación de la tabla VIII.

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L.	l/360
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)	l/480
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		l/240

Fuente: tabla 9.5 (b) ACI 318S-08 p. 131.

- Considerando el primer caso b límite de deflexión $= \frac{1}{180}$
- Entonces, el espesor de la losa será $t_{\text{llosa}} = \frac{\text{perímetro}}{180}$
- $t_{\text{llosa}} = \frac{6+6+3,5+3,5}{180} = 0,105$
- Por cuestiones de efectividad en la obra se tomará un espesor de losa $t = 0,10 \text{ m}$ o 10 cm.

2.1.6. Tipo y distribución de cargas

Las cargas son todas aquellas fuerzas que producen flexión, torsión y/o compresión en los elementos estructurales, estas se clasifican según su dirección en verticales y horizontales. Dentro de las cargas verticales existen las cargas vivas y muertas, y en las cargas horizontales se pueden considerar la carga de viento y la carga de sismo.

2.1.6.1. Cargas verticales

Estas cargas también conocidas como cargas gravitacionales son producidas por el efecto de la gravedad sobre los elementos propios de la estructura y los objetos que permanecen sobre ella. Las cargas verticales se clasifican en:

- Cargas vivas
- Cargas muertas

2.1.6.1.1. Cargas vivas

Es la carga producida por el uso, ocupación del edificio y elementos móviles, la variación de la magnitud depende del uso al que está destinado el inmueble, estas cargas no son permanentes y por ello no se incluyen como peso propio de la estructura, dentro de estas cargas cabe mencionar: muebles, personas, materiales, equipos industriales, productos, entre otros.

Debido a la incertidumbre de la ocurrencia de las cargas vivas y su variación en la magnitud, es necesario un factor de mayoraje para incrementar en un porcentaje la carga estimada sobre los elementos estructurales en una situación crítica.

Para el diseño de estructuras sismoresistentes existen cargas vivas mínimas recomendadas por códigos de construcción tales como: SAEOC, RFLD, UBC, IBC, AGIES, entre otros.

Según especificaciones de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES), para el diseño del edificio se utilizarán cargas uniformemente distribuidas (W_v).

2.1.6.1.2. Cargas muertas

Son cargas que se ubican permanentemente sobre la estructura, es decir; durante el período de vida útil de esta, la magnitud de la carga no varía. La carga muerta es producida principalmente por el peso propio de la estructura, peso de máquinas no móviles, muros, ventanas, techo falso, acabados, y demás componentes inmóviles que generen una carga permanente sobre los pórticos.

Para la distribución de carga muerta en el diseño de un edificio, conviene conocer la configuración de los muros, peso específico de los materiales y el volumen de los mismos. Para determinar la carga producida por cada elemento basta con determinar el producto del peso específico del material y su volumen, con ello se obtiene una carga que puede ser distribuida una vez se conoce el área en la que tributan su peso.

2.1.6.2. Cargas horizontales

Las cargas horizontales son todas aquellas que actúan en sentido ortogonal o perpendicular a la línea de acción de la gravedad. Estas se dividen en:

- Cargas de sismo
- Cargas de viento
- Cargas por presión lateral (fluidos y suelos)

Las cargas son provocadas principalmente por efectos de la naturaleza y son variables en su magnitud y dirección, y todas ellas dependen de la región en la que se ubique el proyecto y del tipo de proyecto a ejecutarse, en el caso del edificio para el centro de capacitación es de suma importancia determinar las fuerzas producidas por el efecto del sismo, ya que estas cargas poseen una magnitud considerablemente mayor a las de su misma categoría, por ello es necesario realizar un análisis sísmico y determinar los parámetros necesarios para el diseño sismoresistente.

2.1.7. Integración de cargas

Mediante la integración de cargas se logra determinar la magnitud de las cargas que afectan a cada elemento de la estructura, con el fin de establecer la resistencia mínima requerida por los materiales que los compondrán.

2.1.7.1. Integración de cargas verticales

Describe el proceso para la distribución de cargas vivas y muertas (gravitacionales) que actúan en cada uno de los elementos estructurales.

2.1.7.1.1. Áreas tributarias

Es el área de influencia de carga sobre un elemento. Toda carga aplicada al área tributaria afectará mecánicamente al elemento al cual se somete.

Cuando se refiere a carga uniformemente distribuida, se dice que la carga total aplicada a un elemento es el producto del área tributaria de dicho elemento y de la magnitud de la carga que en el área se aplica. Esta carga puede

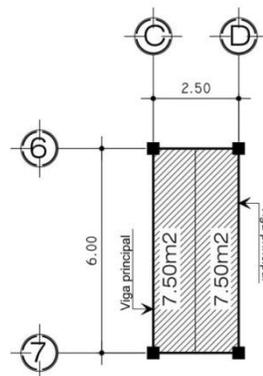
representarse de forma distribuida si se fragmenta entre la longitud del elemento al que es aplicada.

El área tributaria para un elemento se determina por las líneas en que la fuerza cortante sería nula si la transmisión de momento fuera solamente en una dirección. Para una mejor explicación de área tributaria en elementos, se define lo siguiente:

- Trabajo en un sentido

En elementos que trabajan en una sola dirección, el área tributaria se limita por los centros de claros entre los elementos. Las áreas tributarias en un sentido son de forma rectangular. Esto se manifiesta principalmente en losas que trabajan en un solo sentido y están apoyadas en sus 4 bordes, el área tributaria de esta losa se representa en la figura 4, sobre la cual se determina la carga distribuida, comúnmente se utiliza una franja unitaria (un metro de ancho) para realizar el diseño del elemento.

Figura 4. **Área tributaria de losas en un sentido para vigas**

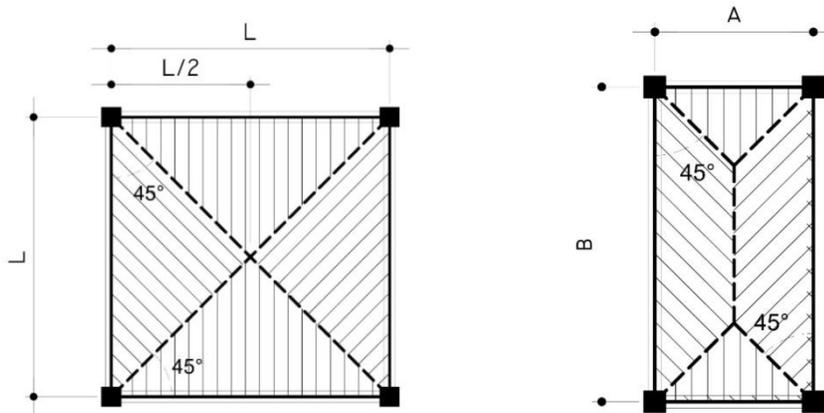


Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

- Trabajo en dos sentidos

El área tributaria para vigas en losas que trabajan en dos sentidos, se define por la línea de corte producida en la losa a un ángulo de 45 grados de la arista, cuando la losa es cuadrada el área tributaria a la viga se define por un triángulo de los 4 que se obtienen al dividir el cuadrado por dos líneas de 45 grados, cuando son losas rectangulares las líneas de corte a 45 grados crean un trapecio en la dirección más larga de la losa, esto demuestra que la carga es distribuida en su mayoría hacia los lados más largos. Lo prescrito anteriormente se define en las figuras 5 y 6.

Figura 5. **Área tributaria en losas en dos direcciones**



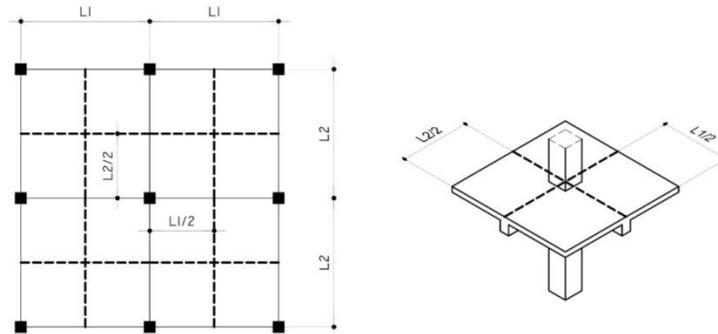
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

- Área tributaria en columnas

El área que produce efectos de carga sobre una columna, se define por la mitad del claro de los elementos adyacentes a ella, ignorando el hecho de que la losa trabaje en 1 o 2 sentidos.

A continuación se detalla el área tributaria para una columna de centro.

Figura 6. **Área tributaria para columnas centrales**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

2.1.7.1.2. Magnitud de cargas de diseño

Para el diseño del edificio, de acuerdo a la Norma AGIES NSE 2-10 capítulo 3.1, se especifican las cargas según el uso que se le dará:

Carga viva

Cubierta sin acceso: 100 kg/m^2

Entrepiso: 250 kg/m^2

Pasillos: 500 kg/m^2

Carga muerta

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

Peso de muros: 200 kg/m^2

Relleno de piso: 100 kg/m^2

Peso de acabados entrepiso:
 200 kg/m^2

Sobrecarga: 50 kg/m^2

2.1.7.1.3. Integración de cargas en losas

Para las cargas distribuidas en la losa se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$CM = \gamma_{concreto} * t_{losa} + W_{acabados} + W_{muro}$$
$$CV = \text{Carga viva (en unidades de kg/m}^2\text{)}$$

- Integración de cargas muertas losa segundo nivel

$$CM = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,10 \text{ m} + 100 \text{ kg/m}^2 + 50 \text{ kg/m}^2 = 390 \text{ kg/m}^2$$

- Integración de carga viva losa segundo nivel

$$CV = 100 \text{ kg/m}^2$$

- Integración de cargas muertas losa primer nivel

$$CM = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,10 \text{ m} + 200 \text{ kg/m}^2 + 200 \text{ kg/m}^2 + 50 \text{ kg/m}^2$$
$$= 690 \text{ kg/m}^2$$

- Integración de carga viva losa primer nivel

$$CV = 250 \text{ kg/m}^2$$
$$CV = 500 \text{ kg/m}^2 \text{ para losas de pasillos}$$

2.1.7.1.4. Integración de cargas en vigas

Para determinar la carga aplicada sobre la viga, se analiza el área tributaria de la losa conectada a la misma y la carga distribuida sobre dicha losa, se considera de igual forma la carga muerta producida por el peso propio de la losa, muros y acabados situados sobre la losa.

De tal condición se deduce la siguiente ecuación:

$$CM = \frac{\text{Área tributaria de losa}[(\gamma_{\text{concreto}} * t_{\text{llosa}} + W_{\text{acabados}} + W_{\text{muro}})]}{\text{Longitud de viga}} + \text{Sección de viga} * \gamma_{\text{concreto}}$$

La carga viva se determina de acuerdo a la carga viva aplicada sobre el área tributaria de la losa, al dividirla por la longitud de la viga se obtiene una carga linealmente distribuida por unidad de longitud, de esta forma se obtiene la siguiente ecuación:

$$CV = \frac{\text{Área tributaria de losa} * \text{Carga viva}}{\text{Longitud de viga}}$$

2.1.7.2. Integración de cargas horizontales

Las fuerzas generadas por el viento y sismo se consideran cargas horizontales aplicadas paralelamente a la superficie terrestre, y ya que estas cargas son producidas como consecuencia de fenómenos naturales no se les puede considerar que sean permanentes por la escasa probabilidad de ocurrencia, aún así cuando suceden principalmente los sismos, generan cargas

por corte y torsión de gran magnitud, que pueden causar fallas estructurales principalmente en vigas y columnas. Ya que Guatemala se encuentra ubicada en una zona de alto riesgo sísmico, es fundamental diseñar la estructura de acuerdo a los requerimientos del UBC de 1997.

Las cargas de sismo y viento serán diseñadas de acuerdo a las especificaciones de la Norma AGIES NSE 2-10 Sección 4 y 5 respectivamente y en el código uniforme de la edificación UBC de 1997.

2.1.8. Método Estático Equivalente

El objetivo del Método Estático es determinar las fuerzas horizontales equivalentes producidas por el sismo sobre la estructura, el método define una carga de corte producida en la base de la estructura, la cual se distribuye en los niveles superiores, de acuerdo al peso del nivel y la rigidez de sus elementos, la carga por nivel será de igual forma distribuida de acuerdo a la rigidez de cada elemento en el nivel, lo cual arrojará una magnitud de corte producida por el sismo sobre la cual deberá diseñarse el elemento estructural.

El método estático podrá ser utilizado en las siguientes estructuras:

- Regulares debajo de los 73 metros y que posean un sistema resistente a fuerzas laterales (marcos especiales resistentes a momento).
- Estructuras irregulares de no más de 5 niveles o 19 metros de altura.

Se recomienda tomar en cuenta lo anterior, ya que el método funciona para estructuras simétricas y de pocos niveles, si la estructura sobrepasa los 5 niveles, el método no proyectará valores consistentes, en su lugar se deberán utilizar métodos de análisis dinámico.

2.1.8.1. Análisis sísmico según UBC '97

Los procedimientos de diseño de la estructura serán determinados considerando la zona sísmica, características del suelo, ocupación, configuración arquitectónica, sistema estructural y altura de la edificación según lo indica el método del código UBC (Uniform Building Code) 1997 sección 1630.2.1.

2.1.8.1.1. Factores para cálculo de corte basal

Los factores que definen la magnitud del corte basal, se determinan de acuerdo al uso que tendrá la estructura, su configuración arquitectónica, el tipo de suelo de cimentación y el origen de la falla sísmica más cercana. Las tablas para determinar los factores empleados en el cálculo del corte basal se encuentran en anexos.

- Categoría de destino

Para el diseño sismoresistente cada estructura se clasifica según la ocupación que se le dará en base a un grado de importancia I e I_p , dado que la edificación se destina para uso educativo (aulas) el valor del grado de importancia se considera de 1,00 según la tabla 16-K.

- Geología del sitio

El primer estrato del suelo es de limo arenoso color café, con una profundidad de más de 3 metros, según ensayos del suelo se concluye que es

un perfil de suelo sólido, de acuerdo a la tabla 16-J se clasifica como un perfil de suelo tipo Se.

- Zona sísmica

En el caso de Guatemala el código UBC 97 recomienda una zona tipo 4, debido a que se encuentra bajo la influencia de 2 grandes placas tectónicas de alta actividad sísmica.

Factor de zona sísmica Z tabla 16-I

$$Z = 0,40$$

Tipo de lugar de origen del sismo tabla 16-U

Fuente sísmica tipo B

- Factor de cercanía a la fuente (N_a)

Para una zona sísmica 4 y de acuerdo al sitio del proyecto considerar un factor N_a igual a 1. Este factor se utiliza para determinar el valor de C_a . La ubicación de las fuentes sísmicas utilizadas para el diseño deberá determinarse de acuerdo a estudios geotécnicos o mapas recientes de fallas activas.

Factor de cercanía de la fuente (N_a) tabla 16-S

$$N_a = 1,00$$

- Factor de cercanía a la fuente (N_v)

Para una zona sísmica 4 y de acuerdo al sitio del proyecto considerar un factor N_v igual a 1. Este factor se utiliza para determinar el valor de C_v . La

ubicación de las fuentes sísmicas utilizadas para el diseño deberá determinarse de acuerdo a estudios geotécnicos o mapas recientes de fallas activas.

Factor de cercanía de la fuente (N_v) tabla 16-T

$$N_v = 1,00$$

- Coeficiente de sismicidad (C_v)

Coeficiente determinado por el factor de zona sísmica y el tipo de perfil del suelo. Para un perfil de suelo sólido utilizar $0,96 N_v$.

Para suelo tipo Se la tabla 16-R indica un valor de $C_v = 0,96 N_v$

- Coeficiente de sismicidad (C_a)

Coeficiente determinado por el factor de zona sísmica y el tipo de perfil del suelo. Para un perfil de suelo sólido utilizar $0,36 N_a$.

Para suelo tipo Se la tabla 16-Q indica un valor de $C_a = 0,36 N_a$

- Sistemas estructurales (R)

El sistema estructural a emplear en el diseño del edificio, se considera como estructuras especiales resistentes a momento (SMRF) de concreto armado, este sistema estructural entra en la clasificación 3, sistema de estructura resistente a los momentos, de la tabla 16-N donde el valor de R para este tipo de sistema estructural tiene un valor de 8,5.

- Período de la estructura (T)

El valor del período de vibración elástico fundamental de la estructura (T), se determinará de acuerdo al método A del UBC 97.

Para todos los edificios el valor T puede aproximarse de la siguiente formula:

$$T = C_t(h_n)^{3/4} \quad (30-8)$$

Donde:

Ct = 0,0731 para pórticos de concreto reforzado resistentes a momento y estructuras arriostradas excéntricamente.

Hn = altura total del edificio.

Solución:

$$T = C_t(h_n)^{3/4} = 0,0731(7,5)^{3/4} = 0,33 \text{ s}$$

2.1.8.1.2. Cálculo del peso total del edificio

Determinar el peso total del edificio es necesario para establecer su respuesta ante acciones sísmicas, ya que la distribución errada de las cargas en niveles superiores puede conllevar una respuesta inadecuada de la estructura; por otro lado, las cargas como se determinan en el Método Estático, son producto del peso del edificio como respuesta a influencias sísmicas.

- Cálculo de peso por nivel

El peso por nivel se refiere a la integración de carga debido a losas, vigas, columnas, ventanas, sillares, muros, acabados y cualquier otro material que componga de forma permanente la estructura. Para esto se requiere cumplir con las siguientes premisas:

- El peso del primer nivel se considerará desde la cimentación hasta la mitad del siguiente nivel.
- El peso de los niveles intermedios se considera desde la mitad de las columnas del nivel anterior hasta la mitad de las columnas del nivel inmediato superior.

Figura 7. **Esquema de pesos por nivel de la estructura**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Cargas para la estructura:

- Peso específico de concreto: $2\,400\text{ kg/m}^3$
- Peso de muros: 200 kg/m^2
- Peso de acabados en losa de segundo nivel: 100 kg/m^2

- Peso de acabados en losa del primer nivel: 200 kg/m²
 - Sobrecarga: 50 kg/m²
 - Ventanas: 20 kg/m²
 - Carga viva para cubierta sin acceso: 100 kg/m²
 - Carga viva en aulas: 250 kg/m²
 - Carga viva en pasillos: 500 kg/m²
- Peso de segundo nivel

Tabla IX. Integración de carga muerta nivel 2

Elemento	Carga (W)	Dimensiones	Peso total del elemento (kg)
Losa	2 400 kg/m ³	0,10 m * 462,5 m ²	111 000 kg
Vigas	2 400 kg/m ³	0,30 m * 0,4 m * 297 m	85 536 kg
Columnas	2 400 kg/m ³	1,5 m * 0,35 m * 0,35 m * 36 unidades	15 876 kg
Muros	200 kg/m ²	1,35 m * 215 m	58 050 kg
Ventanas	20 kg/m ²	3,0 m * 1,0 m * 20 unid.	1 200 kg
Sobrecarga	50 kg/m ²	462,5 m ²	23 125 kg
$\sum W_{cm_2}$			294 787 kg

Fuente: elaboración propia.

- Peso total del segundo nivel

$$W_2 = W_{cm_2} + 25\%CV = 294\,787\text{ kg} + 0,25 * 462,5\text{m}^2 * 100\text{ kg/m}^2 = 306\,349\text{ kg}$$

- Peso de primer nivel

Tabla X. Integración de carga muerta nivel 1

Elemento	Carga (W)	Dimensiones	Peso total del elemento (kg)
Losa	2 400 kg/m ³	0,10 m * 573,50 m ²	137 640 kg
Vigas	2 400 kg/m ³	0,30 m * 0,4 m * 315,5 m	90 864 kg
Columnas	2 400 kg/m ³	6,0 m * 0,35 m * 0,35 m * 42 unidades.	74 088 kg
Muros	200 kg/m ²	1,35m * 240m	64 800 kg
Ventanas	20 kg/m ²	3,0 m * 1,0 m * 20 unid.	1 200 kg
Sobrecarga	50 kg/m ²	573,50 m ²	28 675 kg
$\sum W_{cm1}$			397 267 kg

Fuente: elaboración propia.

- Peso total primer nivel

$$\begin{aligned}
 W_1 &= W_{cm1} + 25\%CV \\
 &= 397\,267\text{ kg} + 0,25 * 496\text{ m}^2 * 250\text{ kg/m}^2 + 0,25 * 77,50\text{ m}^2 * 500\text{ kg/m}^2 \\
 W_1 &= 437\,955\text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Peso total del edificio

$$W_{\text{edificio}} = 306\,349\text{ kg} + 437\,955\text{ kg} = 744\,304\text{ kg} = 744,30\text{ T}$$

$$W_{\text{edificio}} = 744,30\text{ T}$$

2.1.8.1.3. Esfuerzo de corte basal de diseño

El esfuerzo de corte basal total de diseño en una dirección determinada, debe determinarse con la siguiente ecuación de acuerdo al método del UBC '97:

$$V = \frac{C_v * I}{RT} W$$

El esfuerzo de corte basal total de diseño no debe exceder lo siguiente:

$$V = \frac{2,5C_a * I}{R} W$$

Ni debe ser menor de lo siguiente:

$$V = 0,11C_aIW$$

Además, para la zona sísmica 4, el esfuerzo de corte basal total de diseño también no debe ser menor de lo siguiente:

$$V = \frac{0,8ZN_vI}{R} W$$

Donde:

$Z = 0,40$	$R = 8,5$
$N_a = 1,00$	$I = 1,00$
$N_v = 1,00$	$T = 0,33 \text{ s}$
$C_a = 0,36$	$W = 744,30 \text{ T}$
$C_v = 0,96$	

Solución

$$V = \frac{C_v * I}{RT} W = \frac{0,96 * 1,00}{8,5 * 0,33} * 744,30 = 254,73 \text{ T}$$

$$V = \frac{2,5C_a * I}{R} W = \frac{2,5 * 0,36 * 1,00}{8,5} * 744,30 = 78,81 \text{ T}$$

$$V = 0,11C_a I W = 0,11 * 0,36 * 744,30 = 29,47 \text{ T}$$

$$V = \frac{0,8Z_N I}{R} W = \frac{0,8 * 1,00 * 1,00}{8,5} * 744,30 = 70,05 \text{ T}$$

Entonces:

$$29,47 \text{ T} \leq 70,05 \text{ T} \leq V \leq 78,81 \text{ T}$$

De acuerdo a lo determinado anteriormente el corte basal no puede ser mayor a 78,81 toneladas ni menor a 29,47 o 70,05 toneladas, por lo que el valor considerado para el corte basal será:

$$\text{Corte basal de diseño} \rightarrow V = 78,81 \text{ T}$$

2.1.8.1.4. Distribución vertical de fuerzas por nivel

En la sección 1630.5 del código UBC '97 se establece que la fuerza total debe distribuirse sobre la altura de la estructura conforme las fórmulas 30-13, 30-14 y 30-15 en ausencia de un procedimiento más riguroso.

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

La fuerza concentrada F_t en la parte superior, la cual es adicional a F_n , debe determinarse de acuerdo a la ecuación:

$$F_t = 0,07TV$$

El valor de T debe ser el período que corresponde calculado de acuerdo a la fórmula 30-8. F_t no debe exceder del 25 por ciento de V y puede ser considerado cero cuando el período es 0,7 segundos o menor. Por lo tanto:

$$\text{Si } T=0,33 \Rightarrow F_t = 0$$

La parte restante del esfuerzo del corte basal debe distribuirse sobre la altura de la estructura, de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$F_x = \frac{(V + F_t)w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

Donde:

F_i, F_x = fuerza sísmica de diseño aplicada al nivel i , n o x .

F_t = fuerza de corte basal que se considera en la corona de la estructura, además de F_n .

h_i, h_n = altura desde la base hasta el nivel i , n o x , en metros.

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

V = fuerza de corte total de diseño en la base

W_i, W_x = magnitud parcial de W determinada según el nivel i o x .

Para el cálculo de la fuerza por nivel se aplica la ecuación 30-15, y debido a que la fuerza Ft es 0, la magnitud de la fuerza por nivel estará establecida de la siguiente forma:

Segundo nivel

$$F_2 = \frac{(78,81 T) * 306\ 349\ kg * 7,5\ m}{4\ 265\ 415\ kg * m} = 42,45T$$

Primer nivel

$$F_1 = \frac{(78,81 T) * 437\ 955\ kg * 4,5\ m}{4\ 265\ 415kg * m} = 36,36 T$$

Tabla XI. **Cálculo de fuerza horizontal por nivel**

Nivel No.	Altura hx (m)	V (T)	Peso del nivel Wx (kg)	Wx*hx (kg*m)	Fx (T)
2	7,5	78,81 T	306 349	2 297 617,5	42,45 T
1	4,5	78,81 T	437 955	1 970 797,5	36,36 T
		$\Sigma Wi*hi$	744 304	4 265 415	78,81 T

Fuente: elaboración propia.

2.1.8.2. Torsión

Se genera por el desplazamiento que existe entre el centro de rigidez y el centro de masa de la estructura, otro origen de este se debe de igual forma a la torsión accidental, esta se provoca debido a las variaciones entre la distribución de masa y distribución de rigidez de la estructura, por ello se deduce un rango de incertidumbre de acuerdo a las dimensiones del edificio. La torsión provoca

que los elementos actúen bajo mayores cargas de corte de lo habitual, debido a la excentricidad con la que se aplican las cargas horizontales.

2.1.8.2.1. Centro de rigidez

Para calcular el centro de rigidez de la estructura se considera la rigidez de cada elemento sismorresistente, que componen los distintos ejes de la misma.

- Rigidez

El corte producido por la fuerza torsional y traslacional es distribuido sobre todos los niveles del edificio, en cada piso actúa una fracción de dichas fuerzas la cual es distribuida proporcionalmente a la rigidez de los elementos que soportan las cargas laterales. Para determinar la rigidez de un piso se debe tomar en cuenta la rigidez total de cada eje, el cual a su vez se define de acuerdo a la rigidez de las columnas y la configuración de las mismas.

La rigidez de un elemento se define por el tipo de apoyo que este posea, comúnmente se describen 2 tipos de apoyo para marcos rígidos: en voladizo y doblemente empotrado.

- Voladizo: este tipo de apoyo se presenta cuando la estructura cuenta con un solo nivel o en el último nivel de una edificación de varios niveles. Cuando una columna se encuentra en voladizo, se dice que está empotrada únicamente en su extremo inferior y su ecuación de rigidez K_c es:

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

- Doblemente empotrado: este tipo de apoyo se presenta en los niveles intermedio o entresijos de una edificación de varios niveles. La ecuación de rigidez K_c para este caso se define como:

$$K_c = \frac{1}{\frac{FH^3}{12E_c I} + \frac{1.2FH}{AG}}$$

Donde:

F = fuerza de corte basal en el nivel

H = altura de la columna

E_c = módulo de elasticidad del concreto ($E_c = \sqrt{f'_c} \cdot f'_c$ en kg/cm^2)

A = área gruesa de columna (cm^2)

G = módulo de rigidez ($0.4E_c$)

I = inercia de columna ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$) (cm^4)

- Cálculo del centro de rigidez

El centro de rigidez se define como el punto en el cual se concentra la rigidez total de la estructura y sobre el cual todas las cargas horizontales actúan, los elementos que resisten estas cargas (columnas, muros de corte) poseen una rigidez, la cual definen el centro de rigidez de acuerdo a la posición de cada elemento, para estructuras asimétricas el centro de rigidez posee un desplazamiento mucho mayor respecto al centro de masa que en estructuras

simétricas, este desplazamiento delimita la carga actuante sobre cada eje de la estructura y la torsión producida sobre los mismos.

- Centro de rigidez del segundo nivel
 - Rigidez de columnas

Por considerarse el último nivel de la estructura, el comportamiento de las columnas es en voladizo, para ello la rigidez en cada elemento se determina de la siguiente forma:

$$K_c = \frac{1}{\frac{42,45 * 1\ 000 * 300^3}{3 * 15\ 100\sqrt{210} * \left(\frac{1}{12} * 35 * 35^3\right)} + \frac{1,2 * 42,45 * 1\ 000 * 300}{35^2 * 0,4 * 15\ 100\sqrt{210}}} = 0,0709$$

- Rigidez de marcos

Cuando la columna es de sección cuadrada y posee las mismas dimensiones en todos los ejes de la estructura la rigidez de cada eje solamente dependerá de la cantidad de columnas sobre él. Para los sentidos x e y se presenta la siguiente ecuación de rigidez por marco:

$$K_{m_x} = K_c * \#Columnas\ sentido\ x = 0,0709 * 6 = 0,42540$$

$$K_{m_y} = K_c * \#Columnas\ sentido\ y = 0,0709 * 6 = 0,42540$$

Tabla XII. **Centro de rigidez en eje X segundo nivel**

Marco	Núm de columnas	kc	km	L (m)	km*I
A	6	0,07090	0,42540	0,00000	0,00000
B	6	0,07090	0,42540	4,00000	1,70159
C	6	0,07090	0,42540	8,00000	3,40319
D	6	0,07090	0,42540	10,50000	4,46668
E	6	0,07090	0,42540	14,50000	6,16828
F	6	0,07090	0,42540	18,50000	7,86987
		$\Sigma K_m =$	2,55239	$\Sigma K_m x \cdot D_x =$	23,60961

Fuente: elaboración propia.

$$CR_x = \frac{23,60961}{2,55239} = 9,25$$

Centro de rigidez en eje X segundo nivel: $CR_x = 9,25$ metros

Tabla XIII. **Centro de rigidez en eje Y segundo nivel**

Marco	Núm de columnas	kc	km	L (m)	km*I
1	6	0,07090	0,42540	0,00000	0,00000
2	6	0,07090	0,42540	5,00000	2,12699
3	6	0,07090	0,42540	10,00000	4,25398
4	6	0,07090	0,42540	15,00000	6,38098
5	6	0,07090	0,42540	20,00000	8,50797
6	6	0,07090	0,42540	25,00000	10,63496
		$\Sigma K_m =$	2,55239	$\Sigma K_m x \cdot D_x =$	31,90488

Fuente: elaboración propia.

$$CR_y = \frac{31,90488}{2,55239} = 12,50$$

Centro de rigidez en eje Y segundo nivel: $CR_y = 12,50$ metros

- Centro de rigidez del primer nivel
 - Rigidez de columnas

Por ser el primer nivel las columnas se consideran con un apoyo doblemente empotrado, para ello la rigidez en cada elemento se determina de la siguiente forma:

$$K_c = \frac{1}{\frac{36,36 * 100 * 300^3}{12 * 15 * 100\sqrt{210} * \left(\frac{1}{12} * 35 * 35^3\right)} + \frac{1.2 * 36,36 * 100 * 300}{35^2 * 0.4 * 15 * 100\sqrt{210}}} = 0,097338$$

- Rigidez de marcos

Debido a que la columna es de sección cuadrada y posee las mismas dimensiones en todos los ejes de la estructura la rigidez de cada eje solamente dependerá de la cantidad de columnas sobre él. Para los sentidos x e y se presenta la siguiente ecuación de rigidez por marco:

$$Km_x = K_c * \#Columnas \text{ sentido } x = 0,097338 * 7 = 0,681366$$

$$Km_y = K_c * \#Columnas \text{ sentido } y = 0,097338 * 6 = 0,584028$$

Tabla XIV. **Centro de rigidez en el eje X primer nivel**

Marco	Núm de columnas	kc	km	L (m)	km*I
A	7	0,09734	0,68137	0,00000	0,00000
B	7	0,09734	0,68137	4,00000	2,72548
C	7	0,09734	0,68137	8,00000	5,45096
D	7	0,09734	0,68137	10,50000	7,15438
E	7	0,09734	0,68137	14,50000	9,87986
F	7	0,09734	0,68137	18,50000	12,60534
		ΣKm =	4,08822	ΣKmx*Dx =	37,81601

Fuente: elaboración propia.

$$CR_x = \frac{37,81601}{4,08822} = 9,25$$

Centro de rigidez en eje X primer nivel: $Cr_x = 9,25$ metros

Tabla XV. **Centro de rigidez en eje Y primer nivel**

Marco	Núm de columnas	kc	km	L (m)	km*I
1	6	0,09734	0,58403	0,00000	0,00000
2	6	0,09734	0,58403	5,00000	2,92016
3	6	0,09734	0,58403	10,00000	5,84031
4	6	0,09734	0,58403	15,00000	8,76047
5	6	0,09734	0,58403	20,00000	11,68062
6	6	0,09734	0,58403	25,00000	14,60078
7	6	0,09734	0,58403	31,00000	18,10496
		ΣKm =	4,08822	ΣKmx*Dx =	61,90729

Fuente: elaboración propia.

$$CR_y = \frac{61,90729}{4,08822} = 15,14$$

Centro de rigidez en eje Y primer nivel: $Cr_y = 15,14$ metros

2.1.8.2.2. Centro de masa

El centro de masa se refiere al punto en el cual es aplicada la fuerza sísmica, conocido también como centro de gravedad, en edificaciones simétricas el centro de masa coincide con el centro geométrico de la planta. Para determinar las coordenadas del centro de masa se determina de acuerdo al centro geométrico de cada elemento y su respectiva distancia desde el eje neutro.

- Centro de masa del segundo nivel

Debido a la simetría de la planta en el segundo nivel, el centro de masa se puede determinar de la siguiente forma:

$$\text{Centro de masa en X: } CM_x = \frac{L_x}{2}$$

$$\text{Centro de masa en Y: } CM_y = \frac{L_y}{2}$$

Donde:

CM_x = centro de masa en el sentido del eje X

CM_y = centro de masa en el sentido del eje Y

D_x = longitud de la estructura en el sentido del eje X

L_y = longitud de la estructura en el sentido del eje Y

Por simple simetría en la distribución de masas el centro de masa para el segundo nivel se puede determinar entonces como:

$$CM_x = \frac{18,5m}{2} = 9,25 m$$

$$CM_y = \frac{25m}{2} = 12,5 m$$

- Centro de masa del primer nivel

El centro de masa varía en el primer nivel ya que no existe losa en el área donde se ubican las gradas, según la distribución de masas en la planta el centro de masa se determina de la siguiente forma:

$$CM_x = \frac{\sum_{i=1}^n A_i * Dx_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

$$CM_y = \frac{\sum_{i=1}^n A_i * Dy_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

Donde:

CM_x = centro de masa en el sentido del eje X

CM_y = centro de masa en el sentido del eje Y

A_i = área del elemento i

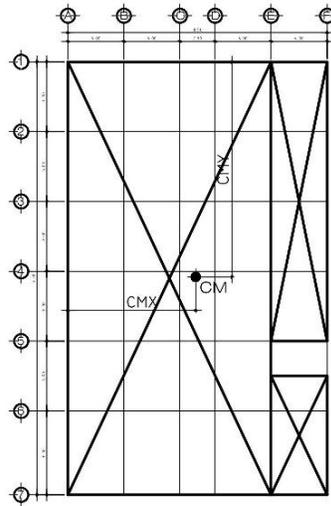
D_x_i = distancia desde el eje neutro al centro de masa del elemento i

Por lo tanto, el centro de masa en ambos sentidos se calcula de la siguiente forma:

$$CM_x = \frac{14,5 * 31 * 7,25 + 4 * 8,5 * 16,5 + 4 * 20 * 16,5}{563,5} = 9,12 \text{ m}$$

$$CM_y = \frac{14,5 * 31 * 15,5 + 4 * 8,5 * 26,75 + 4 * 20 * 10}{563,5} = 15,40 \text{ m}$$

Figura 8. Centro de masa del primer nivel



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

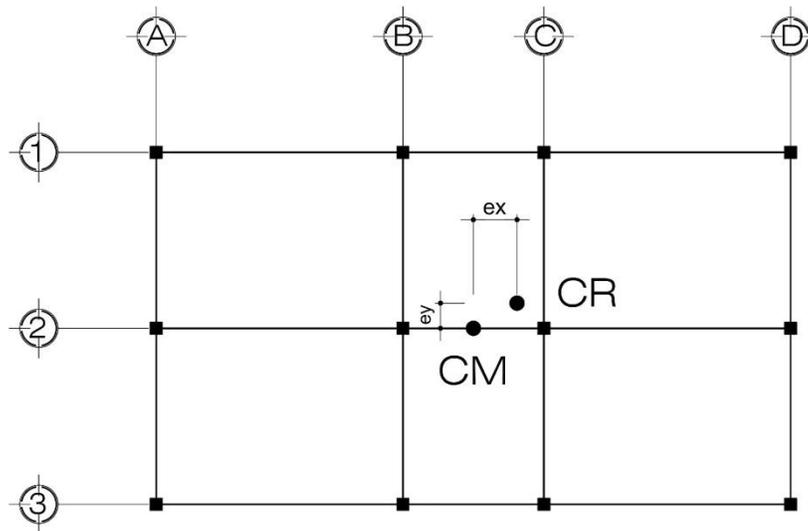
2.1.8.2.3. Cálculo de excentricidades

Cuando el centro de rigidez (Cr) no coincide con las coordenadas del centro de masa (Cm) se dice que se produce una excentricidad en la estructura de magnitud igual a la distancia entre ambos.

- Excentricidad estructural: esta se define por la diferencia algebraica de las coordenadas del centro de rigidez (cr) y el centro de masa (cm), la siguiente ecuación define lo anterior:

$$\text{Excentricidad estructural} = e_{s_{x,y}} = |CM_{x,y} - CR_{x,y}|$$

Figura 9. **Excentricidad estructural**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

- Excentricidad accidental: cuando el centro de masa coincide en coordenadas con el centro de rigidez no existe excentricidad directa, sin embargo, se debe aplicar una excentricidad accidental debido a la variación del ángulo de incidencia del sismo. Al considerar esta excentricidad adicional se aumenta la capacidad cortante de los elementos y mejora su respuesta sísmica.

El reglamento RCDF especifica una excentricidad accidental del 10 por ciento de la dimensión perpendicular a la del sismo en planta.

$$\text{Excentricidad accidental} = e_{\text{accidental}} = 0,1b$$

- Excentricidad de diseño: la fuerza cortante debido al efecto de torsión sísmica se obtiene del momento originado por la fuerza cortante de piso y una excentricidad de diseño e_d la cual puede tener dos valores. Se utilizará como excentricidad de diseño aquella que ocasione los efectos más desfavorables en los elementos sismorresistentes. Las ecuaciones para e_d se consideran las siguientes:

$$e_d = \alpha e_s + \beta b$$

O:

$$e_d = \delta e_s - \beta b$$

Donde:

e_d = excentricidad de diseño

e_s = excentricidad estructural o estática

b = dimensión máxima en planta de la edificación, perpendicular a la dirección de la acción del sismo

α = factor de amplificación dinámica = 1,5 (NTC-1995)

δ = factor de amplificación dinámica = 1,0 (NTC-1995)

β = factor de excentricidad accidental = 0,1 (NTC-1995)

- Cálculo de excentricidad de diseño
 - Excentricidad de diseño del segundo nivel
 - Excentricidad de diseño en el eje “X”

$$e_d = 1,5|CM_x - CR_x| + 0,1b = 1,5 * |9,25 - 9,25| + 0,10 * 18,50 = 1,85 \text{ m}$$

Excentricidad de diseño caso 1 → $e_d = 1,85 \text{ m}$

$$e_d = 1,0|CM_x - CR_x| - 0,1b = 1,0|9,25 - 9,25| - 0,10 * 18,50 = -1,85 \text{ m}$$

Excentricidad de diseño caso 2 → $e_d = -1,85 \text{ m}$

- Excentricidad de diseño en el eje “Y”

$$e_d = 1,5|CM_y - CR_y| + 0,1b = 1,5 * |12,50 - 12,50| + 0,10 * 25,00 = 2,50 \text{ m}$$

Excentricidad de diseño caso 1 → $e_d = 2,50 \text{ m}$

$$e_d = 1,0|CM_y - CR_y| - 0,1b = 1,0 * |12,50 - 12,50| - 0,10 * 25,00 = -2,50 \text{ m}$$

Excentricidad de diseño caso 2 → $e_d = -2,50 \text{ m}$

- Excentricidad de diseño del primer nivel
 - Excentricidad de diseño en el eje “X”

$$e_d = 1,5|CM_x - CR_x| + 0,1b = 1,5 * |9,14 - 9,25| + 0,10 * 18,50 = 1,96 \text{ m}$$

Excentricidad de diseño caso 1 → $e_d = 1,69 \text{ m}$

$$e_d = 1,0|CM_x - CR_x| - 0,1b = 1,0 * |9,14 - 9,25| - 0,1 * 18,50 = -1,74 \text{ m}$$

Excentricidad de diseño caso 2 → $e_d = -1,74 \text{ m}$

- Excentricidad de diseño en el eje “Y”

$$e_d = 1,5|CM_y - CR_y| + 0,1b = 1,5 * |15,40 - 15,14| + 0,10 * 31,00 = 3,36 \text{ m}$$

Excentricidad de diseño caso 1 → $e_d = 3,36 \text{ m}$

$$e_d = 1,0|CM_y - CR_y| - 0,1b = 1,0 * |15,40 - 15,14| - 0,10 * 31,00 = -2,84 \text{ m}$$

Excentricidad de diseño caso 2 → $e_d = -2,84 \text{ m}$

2.1.8.2.4. Distribución de fuerzas por marco

Para la distribución del esfuerzo cortante en un nivel determinado se consideran los marcos paralelos a la acción de este, y su magnitud depende de la rigidez de cada marco.

El esfuerzo de corte total de cada marco se determina por medio de la suma algebraica del esfuerzo de corte basal F'_i y el esfuerzo de corte por torsión debido a la excentricidad de diseño F''_i . De acuerdo a lo anterior se deduce que la fuerza total actuante en un marco está dada por:

$$F'_{m_i} = F'_i + F''_i$$

Donde:

F'_{m_i} = fuerza total en el marco i

F'_i = fuerza traslacional o fuerza de corte basal proporcional a la rigidez del marco

F''_i = fuerza torsional debido a excentricidad

La fuerza traslacional para un marco se define como:

$$F'_i = \frac{k_m}{\sum k_m} * Fi$$

La fuerza rotacional para un marco se define como:

$$F''_i = \frac{e_d}{E_i} * Fi$$

Donde:

K_m = rigidez del marco bajo análisis

$\sum k_m$ = rigidez total de todos los marcos del nivel

F_i = fuerza del nivel

e_d = excentricidad de diseño (considerese la mayor de los dos casos)

E_i = relación de rigidez y brazo de torsión en cada marco

Donde:

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

d_i = Distancia del centro de rigidez del nivel al eje del marco

Para el cálculo de la distribución de cargas por marco se recomienda considerar todos los marcos ubicados abajo o a la izquierda del centro de rigidez con una distancia negativa. Para la carga total sobre el marco considerar la más crítica entre F_m y F'_i .

La magnitud del sismo se considera en un 100 por ciento sobre el eje en el cual recibe la excitación, en este caso, el eje X, sin embargo, debido a la variación angular del sismo sobre el plano, se considera una carga del 30 por ciento de la fuerza del sísmica sobre el eje Y.

Tabla XVI. **Distribución de fuerzas del segundo nivel sobre el eje "Y"**

Marco	Km	Di	Km*Di	Km*Di ²	Ei	F'i	F''i	Fm	
A	0,43	-9,25	-3,93	36,40	-24,80	7,075	-3,167	3,908	
B	0,43	-5,25	-2,23	11,73	-43,69	7,075	-1,797	5,278	
C	0,43	-1,25	-0,53	0,66	-183,50	7,075	-0,428	6,647	
D	0,43	1,25	0,53	0,66	183,50	7,075	0,428	7,503	
E	0,43	5,25	2,23	11,73	43,69	7,075	1,797	8,872	
F	0,43	9,25	3,93	36,40	24,80	7,075	3,167	10,242	
ΣKm	2,55		$\Sigma Km*di^2$	97,58					
Fuerza segundo nivel en dirección del eje "Y" del corte basal							F_1	42,45	T
Excentricidad de diseño del segundo nivel sobre el eje "X"							e_d	1,85	m

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVII. **Distribución de fuerzas del segundo nivel sobre el eje "X"**

Marco	Km	Di	Km*Di	Km*Di ²	Ei	F'i	F''i	Fm
1	0,43	12,5	5,32	66,47	35,00	7,075	3,032	10,107
2	0,43	7,5	3,19	23,93	58,33	7,075	1,819	8,894
3	0,43	2,5	1,06	2,66	175,00	7,075	0,606	7,681
4	0,43	-2,5	-1,06	2,66	-175,00	7,075	-0,606	6,469
5	0,43	-7,5	-3,19	23,93	-58,33	7,075	-1,819	5,256
6	0,43	-12,5	-5,32	66,47	-35,00	7,075	-3,032	4,043

Continuación de la tabla XVII.

Marco	Km	Di	Km*Di	Km*Di ²	Ei	F'i	F''i	Fm
ΣKm	2,55		ΣKm*di ²	186,11				
Fuerza primer nivel en dirección del eje "X" del corte							F ₁	42,45 T
Excentricidad de diseño del segundo nivel sobre el eje							e _d	2,5 m

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVIII. **Distribución de fuerzas del primer nivel sobre el eje "Y"**

Marc	Km	Di	Km*Di	Km*Di ²	Ei	F'i	F''i	Fm
A	0,68	-9,25	-6,30	58,30	-12,57	6,060	-	0,389
B	0,68	-5,25	-3,58	18,78	-22,14	6,060	-	2,842
C	0,68	-1,25	-0,85	1,06	-93,00	6,060	-	5,294
D	0,68	1,25	0,85	1,06	93,00	6,060	0,766	6,826
E	0,68	5,25	3,58	18,78	22,14	6,060	3,218	9,278
F	0,68	9,25	6,30	58,30	12,57	6,060	5,671	11,73
ΣKm	4,09		ΣKm*di ²	79,21				
Fuerza primer nivel en dirección del eje "Y" del corte basal							F ₂	36,36 T
Excentricidad de diseño del primer nivel sobre el eje "X"							ed	1,96 m

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIX. **Distribución de fuerzas del primer nivel sobre el eje "X"**

Marco	Km	Di	Km*Di	Km*Di ²	Ei	F'i	F''i	Fm
1	0,58	15,14	8,84	133,87	48,27	5,194	2,531	7,725
2	0,58	10,14	5,92	60,05	72,08	5,194	1,695	6,889
3	0,58	5,14	3,00	15,43	142,19	5,194	0,859	6,053

Continuación de la tabla XIX.

Marco	Km	Di	Km*Di	Km*Di ²	Ei	F'i	F''i	Fm
4	0,58	0,14	0,08	0,01	5220,41	5,194	0,023	5,218
5	0,58	-4,86	-2,84	13,79	-150,38	5,194	-0,812	4,382
6	0,58	-9,86	-5,76	56,78	-74,12	5,194	-1,648	3,546
7	0,58	-15,86	-9,26	146,91	-46,08	5,194	-2,651	2,543
Σ Km	4,09		Σ Km*di ²	426,84				
Fuerza primer nivel en dirección "X" del corte basal							F ₂	36,36 T
Excentricidad de diseño del primer nivel sobre el eje "Y"							e _d	3,36 m

Fuente: elaboración propia.

2.1.9. Análisis estructural

Posterior a la determinación de las fuerzas actuantes sobre la estructura es necesario realizar un análisis estructural para determinar los desplazamientos en los nudos de la estructura y los momentos que se producen en cada elemento debido a cada tipo de carga, para ello existen dos principales métodos de análisis, el dinámico y el estático; el dinámico se aplica para edificaciones mayores a los 55 metros, por ello se utilizará un método estático.

El Método de Kani para el cálculo de pórticos de varios pisos teniendo en cuenta el desplazamiento de los nudos, se aplica solo para estructuras con columnas de sección constante y de igual longitud en un solo nivel y columnas empotradas en la base. Para este proyecto se empleará el método de Kani con las condiciones mencionadas anteriormente; a continuación se detalla el proceso de análisis estructural de acuerdo al método prescrito:

El método se basa en determinar el momento flector actuante en el extremo de cada elemento de la estructura, se sabe que en un nudo existen momentos de igual magnitud pero de dirección opuesta para mantener el equilibrio de los elementos. Para el análisis por el método de Kani es necesario determinar la relación entre el momento de inercia y la longitud de un elemento, este valor se conoce como coeficiente de rigidez y se denota por la letra “K”.

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

Los momentos flectores de empotramiento actuantes en el extremo de cada elemento (vigas) debido a una carga uniformemente distribuida se determinan de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$\bar{M}_{i,k} = -\frac{ql^2}{12}$$

Y

$$\bar{M}_{k,i} = +\frac{ql^2}{12}$$

Los momentos de sujeción son aquellos que impiden el giro del nudo debido a la rigidez. La magnitud del momento de sujeción en un nudo es igual a la suma algebraica de los momentos de empotramiento en los extremos de los elementos que se acoplan a él. Lo anterior se reduce a la siguiente ecuación:

$$\bar{M}_i = \bar{M}_{i,a} + \bar{M}_{i,b} + \bar{M}_{i,c} = \sum \bar{M}_{i,k}$$

Para determinar los momentos debido al giro del nudo en el extremo adyacente a este en los elementos se dice que el momento total de sujeción \bar{M}_i más la suma de los momentos debido al giro del extremo opuesto de los

elementos es igual a la suma de los momentos debidos al giro del propio extremo multiplicados por (-2) y se expresa de la siguiente forma:

$$\bar{M}_i + \sum M'_{k,i} = -2 \sum M'_{i,k}$$

El momento resultante se distribuye de acuerdo a las rigideces K de los elementos que conectan al nudo.

Una forma simplificada de distribución del momento es utilizando los factores de giro o coeficientes de reparto donde la relación entre la rigidez del elemento y la sumatoria de la rigidez de todos los elementos adyacentes al nudo se multiplican por $-\frac{1}{2}$. La expresión para determinar los factores de giro de un nudo es:

$$\mu_{i,k} = -\frac{1}{2} \left(\frac{K_{i,k}}{\sum_{i=1}^n K_{i,n}} \right)$$

La sumatoria de los factores de giro en cada nudo deberá ser igual a $-\frac{1}{2}$.

De tal forma que el momento en el extremo del elemento adyacente al nudo puede determinarse con la siguiente ecuación:

$$M'_{i,k} = -\frac{1}{2} \left(\frac{K_{i,k}}{\sum_{i=1}^n K_{i,n}} \right) * \left(\bar{M}_i + \sum M'_{k,i} \right)$$

Para análisis con desplazamiento en nudos es necesario considerar la influencia del desplazamiento de los pisos de la estructura sobre los momentos de los nudos esto se basa en la sumatoria de los momentos en ambos

extremos de todas las columnas del mismo piso por un factor de $-\frac{3}{2}$, siempre y cuando todas ellas posean la misma altura.

El valor del momento debido a desplazamientos viene dado por la siguiente ecuación:

$$\sum M''_{i,k} = -\frac{3}{2} \sum (M'_{i,k} + M'_{k,i})$$

Al igual que los factores de giro el cálculo se puede simplificar empleando los factores de corrimiento o coeficientes de desplazamiento fraccionando el valor de $-\frac{3}{2}$ proporcionalmente a las rigideces (K) de las columnas del respectivo nivel. El factor de corrimiento se expresa de la siguiente forma:

$$\ddot{U} = -\frac{3}{2} \left(\frac{K_{i,k}}{\sum_{i=1}^n K_{i,n}} \right)$$

Si la rigidez de todas las columnas del nivel es la misma basta con dividir el factor de $-3/2$ entre el número de columnas del marco.

En resumen, el momento debido a desplazamientos en los nudos puede determinarse en base a las dos anteriores fórmulas como:

$$M''_{i,k} = -\frac{3}{2} \left(\frac{K_{i,k}}{\sum_{i=1}^n K_{i,n}} \right) \sum (M'_{i,k} + M'_{k,i})$$

Cuando existen cargas laterales se generan desplazamientos de los nudos, para contrarrestar este efecto se emplean cargas que se denominan fuerzas de fijación (\bar{H}), para eliminar estas fuerzas se deben emplear, para cada

una de ellas, una igual y contraria, estas actuarán en cada columna del nivel. Efectuando un corte horizontal para todas las columnas de un piso cualquiera r se puede establecer la condición de equilibrio:

$$\sum_{(r)} Q_{i,k} = \sum_{i=1}^{(r)} H_i$$

De lo anterior se deduce que, la sumatoria de todas las fuerzas cortantes en las columnas de un piso r es igual a la sumatoria de fuerzas horizontales H actuantes en los nudos superiores al piso r.

Entonces, la sumatoria de las fuerzas de fijación (\bar{H}) que actúan sobre el piso r se conoce como la fuerza cortante total Q_r , bajo este piso.

$$Q_r = \sum_{i=1}^r \bar{H}_i$$

Para determinar la sumatoria de momentos debido a la influencia de los desplazamientos en los nudos en pisos con columnas de igual altura, se tiene que:

$$\sum_{(r)} M''_{i,k} = -\frac{3}{2} \left[\frac{Q_r * h_r}{3} + \sum_{(r)} (M'_{i,k} + M'_{k,i}) \right]$$

Donde el valor de $\frac{Q_r * h_r}{3}$ se conoce como momento de piso \bar{M} , igual a un tercio del esfuerzo de corte bajo el piso r por la altura del piso:

$$\bar{M}_r = \frac{Q_r * h_r}{3}$$

Para determinar el momento debido a la influencia del desplazamiento en nudos para cada columna de un piso r se emplea un factor de corrimiento igual al utilizado en el caso de cargas verticales, designado esta vez como $v_{i,k}$.

$$M''_{i,k} = v_{i,k} \left[\bar{M}_r + \sum_{(r)} (M'_{i,k} + M'_{k,i}) \right]$$

Donde $v_{i,k}$ se determina por la proporción entre el valor de la rigidez de la columna y la rigidez total de las columnas del piso r.

Para columnas de igual longitud:

$$v_{i,k} = -\frac{3}{2} \left(\frac{K_{i,k}}{\sum_{i=1}^n K_{i,n}} \right)$$

Para columnas de diferente longitud:

$$v_{i,k} = -\frac{3}{2} \left(\frac{c_{i,k} K_{i,k}}{\sum_{i=1}^n c^2_{i,k} K_{i,k}} \right)$$

C se conoce como factor de reducción y se determina por medio de la relación entre la altura del nivel r y la altura de la columna.

$$c_{i,k} = \frac{h_r}{h_{i,k}}$$

Una vez determinados los momentos de sujeción, los momentos en los extremos de los elementos, los momentos en los extremos adyacentes de los elementos al nudo y los momentos debido a la influencia del desplazamiento del

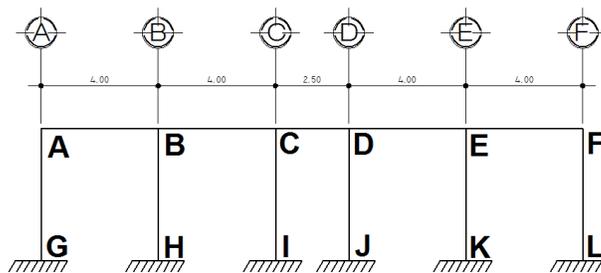
piso sobre los nudos puede obtenerse el momento total resultante mediante la suma algebraica de los mismos:

$$M_{i,k} = \bar{M}_{i,k} + 2M'_{i,k} + M'_{k,i} + M''_{i,k}$$

2.1.9.1. Procedimiento de cálculo por el método de Kani debido al efecto de cargas muertas

Para el proceso de cálculo se tomará como ejemplo el eje 7. Debido a que existe un empotramiento absoluto en los nudos G,H,I,J,K y L, estos no se ven afectados por desplazamientos laterales o giros, por ello, el factor de giro se considera 0 y no se generará momento en ellos.

Figura 10. Representación gráfica del eje 7



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

- Cálculo de inercia de viga y columna

Ya que todas las vigas y columnas poseen la misma dimensión se efectuará un solo cálculo para cada elemento.

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_{viga} = \frac{(0,30)(0,40)^3}{12} = 0,0016 \text{ m}^4$$

$$I_{columna} = \frac{(0,35)(0,35)^3}{12} = 0,0012505 \text{ m}^4$$

- Rigidez de viga y columna

Debido a la que la sección de las vigas no varía en toda la estructura solo se tendrán dos datos diferentes para la rigidez de los elementos, uno para vigas de cinco metros de longitud y uno para vigas de seis metros.

- Vigas de cuatro metros:

$$K_{viga} = \frac{I_{viga}}{L_{viga}} = \frac{0,0016 \text{ m}^4}{4 \text{ m}} = 4,00 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

- Vigas de dos metros:

$$K_{viga} = \frac{I_{viga}}{L_{viga}} = \frac{0,0016 \text{ m}^4}{2,5 \text{ m}} = 6,40 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

De igual forma la rigidez de las columnas no varía en todo un nivel, por lo que solo se calculará la rigidez de una columna del primer nivel.

- Columnas del primer nivel:

$$K_{columna} = \frac{I_{columna}}{L_{columna}} = \frac{0,0012505 \text{ m}^4}{4,5 \text{ m}} = 2,78 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

2.1.9.1.1. Factor de giro o coeficiente de reparto

Este se define como la capacidad de un nudo de distribuir el momento propio hacia los elementos que están conectados a él, en base a la rigidez de cada uno de ellos.

Nudo A

$$\mu_{a,b} = -\frac{1}{2} \left(\frac{K_{a,b}}{K_{a,b} + K_{a,g}} \right) = -\frac{1}{2} \left(\frac{4,00}{4,00 + 2,78} \right) = -0,295$$

$$\mu_{a,g} = -\frac{1}{2} \left(\frac{K_{a,g}}{K_{a,b} + K_{a,g}} \right) = -\frac{1}{2} \left(\frac{4,168}{4,00 + 2,78} \right) = -0,205$$

Nudo B

$$\mu_{b,a} = -\frac{1}{2} \left(\frac{K_{b,a}}{K_{b,a} + K_{b,c} + K_{b,h}} \right) = -\frac{1}{2} \left(\frac{4,00}{4,00 + 4,00 + 2,78} \right) = -0,186$$

$$\mu_{b,c} = -\frac{1}{2} \left(\frac{K_{b,c}}{K_{b,a} + K_{b,c} + K_{b,h}} \right) = -\frac{1}{2} \left(\frac{4,00}{4,00 + 4,00 + 2,78} \right) = -0,186$$

$$\mu_{b,h} = -\frac{1}{2} \left(\frac{K_{b,h}}{K_{b,a} + K_{b,c} + K_{b,h}} \right) = -\frac{1}{2} \left(\frac{4,168}{4,00 + 4,00 + 2,78} \right) = -0,129$$

Nudo C

$$\mu_{c,b} = -\frac{1}{2} \left(\frac{K_{c,b}}{K_{c,b} + K_{c,d} + K_{c,i}} \right) = -\frac{1}{2} \left(\frac{4,00}{4,00 + 8,00 + 2,78} \right) = -0,1517$$

$$\mu_{c,d} = -\frac{1}{2} \left(\frac{K_{c,d}}{K_{c,b} + K_{c,d} + K_{c,i}} \right) = -\frac{1}{2} \left(\frac{8,00}{4,00 + 8,00 + 2,78} \right) = -0,2428$$

$$\mu_{c,i} = -\frac{1}{2} \left(\frac{K_{c,i}}{K_{c,b} + K_{c,d} + K_{c,i}} \right) = -\frac{1}{2} \left(\frac{2,78}{4,00 + 8,00 + 2,78} \right) = -0,1054$$

Nudo D

$$\mu_{d,c} = -\frac{1}{2} \left(\frac{K_{d,c}}{K_{d,c} + K_{d,j} + K_{d,e}} \right) = -\frac{1}{2} \left(\frac{8}{8 + 2,78 + 4,00} \right) = -0,2428$$

$$\mu_{d,j} = -\frac{1}{2} \left(\frac{K_{d,j}}{K_{d,c} + K_{d,j} + K_{d,e}} \right) = -\frac{1}{2} \left(\frac{4,168}{8 + 2,78 + 4,00} \right) = -0,1054$$

$$\mu_{d,e} = -\frac{1}{2} \left(\frac{K_{d,c}}{K_{d,c} + K_{d,j} + K_{d,e}} \right) = -\frac{1}{2} \left(\frac{4,00}{8 + 2,78 + 4,00} \right) = -0,1517$$

Nudo E

$$\mu_{e,d} = -\frac{1}{2} \left(\frac{K_{e,d}}{K_{e,d} + K_{e,k} + K_{e,f}} \right) = -\frac{1}{2} \left(\frac{4,00}{4,00 + 2,78 + 4,00} \right) = -0,1856$$

$$\mu_{e,k} = -\frac{1}{2} \left(\frac{K_{e,k}}{K_{e,d} + K_{e,k} + K_{e,f}} \right) = -\frac{1}{2} \left(\frac{2,78}{4,00 + 2,78 + 4,00} \right) = -0,1289$$

$$\mu_{e,f} = -\frac{1}{2} \left(\frac{K_{e,f}}{K_{e,d} + K_{e,k} + K_{e,f}} \right) = -\frac{1}{2} \left(\frac{4,00}{4,00 + 2,78 + 4,00} \right) = -0,1857$$

Nudo F

$$\mu_{f,e} = -\frac{1}{2} \left(\frac{K_{f,e}}{K_{f,e} + K_{f,l}} \right) = -\frac{1}{2} \left(\frac{4,00}{4,00 + 2,78} \right) = -0,2950$$

$$\mu_{f,l} = -\frac{1}{2} \left(\frac{K_{f,l}}{K_{f,e} + K_{f,l}} \right) = -\frac{1}{2} \left(\frac{2,78}{4,00 + 2,78} \right) = -0,2050$$

2.1.9.1.2. Cálculo de momentos fijos o de empotramiento (M'i,k)

El momento de empotramiento se define como el momento producido por una carga gravitacional distribuida a lo largo de un elemento estructural en sentido horizontal, analizado en un extremo del elemento respecto del opuesto.

$$\bar{M}_{i,k} = -\frac{ql^2}{12}, \bar{M}_{k,i} = \frac{ql^2}{12}$$

$$\bar{M}_{a,b} = -\frac{978,00 \text{ kg/m} * (4,00\text{m})^2}{12} = -1\ 304,00 \text{ kg} - m$$

$$\bar{M}_{b,a} = \frac{978,00 \text{ kg/m} * (4,00\text{m})^2}{12} = 1\ 304,00 \text{ kg} - m$$

$$\bar{M}_{b,c} = -\frac{978,00 \text{ kg/m} * (4,00\text{m})^2}{12} = -1\ 304,00 \text{ kg} - m$$

$$\bar{M}_{c,b} = \frac{978,00 \text{ kg/m} * (4,00\text{m})^2}{12} = 1\ 304,00 \text{ kg} - m$$

$$\bar{M}_{c,d} = -\frac{564,00 \text{ kg/m} * (2,50\text{m})^2}{12} = -293,75 \text{ kg} - m$$

$$\bar{M}_{d,c} = \frac{564,00 \text{ kg/m} * (2,50\text{m})^2}{12} = 293,75 \text{ kg} - m$$

$$\bar{M}_{d,e} = -\frac{978,00 \text{ kg/m} * (4,00\text{m})^2}{12} = -1\ 304,00 \text{ kg} - m$$

$$\bar{M}_{e,d} = \frac{978,00 \text{ kg/m} * (4,00\text{m})^2}{12} = 1304,00 \text{ kg} - m$$

$$\bar{M}_{e,f} = -\frac{978,00 \text{ kg/m} * (4,00\text{m})^2}{12} = -1\ 304,00 \text{ kg} - m$$

$$\bar{M}_{f,e} = \frac{978,00 \text{ kg/m} * (4,00\text{m})^2}{12} = 1\,304,00 \text{ kg} - m$$

2.1.9.1.3. Cálculo de momentos de sujeción

Estos se definen como la sumatoria de los momentos en un nudo, es decir; la suma del momento producido en cada uno de los elementos conectados a un mismo nudo.

Nudo A

$$\bar{M}_a = \bar{M}_{a,b} = -1\,304,00 \text{ kg/m}$$

Nudo B

$$\bar{M}_b = \bar{M}_{b,a} + \bar{M}_{b,c} = 1\,304,00 - 1\,304,00 = 0 \text{ kg/m}$$

Nudo C

$$\bar{M}_c = \bar{M}_{c,b} + \bar{M}_{c,d} = 1\,304,00 - 297,75 = 1\,010,25 \text{ kg/m}$$

Nudo D

$$\bar{M}_d = \bar{M}_{d,c} + \bar{M}_{d,e} = 293,75 - 1\,304,00 = -1\,010,25 \text{ kg/m}$$

Nudo E

$$\bar{M}_e = \bar{M}_{e,d} + \bar{M}_{e,f} = 1\,304,00 - 1\,304,00 = 0 \text{ kg/m}$$

Nudo F

$$\bar{M}_f = \bar{M}_{f,e} = -1\,304,00 \text{ kg/m}$$

2.1.9.1.4. Determinación de momentos debido a la influencia de giro (M'i,k)

Este valor es la magnitud del momento resultante sobre el elemento respecto a un extremo del mismo, se define como el producto del coeficiente de reparto correspondiente al elemento y la sumatoria de los momentos de sujeción y de empotramiento.

$$M'_{i,k} = \mu_{i,k} \left(\bar{M}_i + \sum M'_{k,i} \right)$$

Para la iteración de todos los ciclos del cálculo se empleará la secuencia A>B>C>D>E>F.

Nudo A

$$M'_{a,g} = \mu_{a,g} (\bar{M}_a + M'_{b,a} + M'_{g,a}) = -0,2050(-1\,304,00 + 0 + 0) = 267,28 \text{ kg} - m$$

$$M'_{a,b} = \mu_{a,b} (\bar{M}_a + M'_{b,a} + M'_{g,a}) = -0,2950(-1\,304,00 + 0 + 0) = 384,72 \text{ kg} - m$$

Nudo B

$$\begin{aligned} M'_{b,a} &= \mu_{b,a} (\bar{M}_b + M'_{a,b} + M'_{h,b} + M'_{c,b}) = -0,1856(0 + 384,72 + 0 + 0) \\ &= -71,38 \text{ kg} - m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{b,h} &= \mu_{b,h} (\bar{M}_b + M'_{a,b} + M'_{h,b} + M'_{c,b}) = -0,1289(0 + 384,72 + 0 + 0) \\ &= -49,59 \text{ kg} - m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M'_{b,c} &= \mu_{b,c}(\bar{M}_b + M'_{a,b} + M'_{h,b} + M'_{c,b}) = -0,1856(0 + 384,72 + 0 + 0) \\
 &= -71,38 \text{ kg} - m
 \end{aligned}$$

Nudo C

$$\begin{aligned}
 M'_{c,b} &= \mu_{c,b}(\bar{M}_c + M'_{b,c} + M'_{i,c} + M'_{d,c}) = -0,1517(1\ 010,25 - 71,38 + 0 + 0) \\
 &= -142,48 \text{ kg} - m
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M'_{c,i} &= \mu_{c,i}(\bar{M}_c + M'_{b,c} + M'_{i,c} + M'_{d,c}) = -0,1054(1\ 010,25 - 71,38 + 0 + 0) \\
 &= -98,98 \text{ kg} - m
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M'_{c,d} &= \mu_{c,d}(\bar{M}_c + M'_{b,c} + M'_{i,c} + M'_{d,c}) = -0,2428(1\ 010,25 - 71,38 + 0 + 0) \\
 &= -227,97 \text{ kg} - m
 \end{aligned}$$

Nudo D

$$\begin{aligned}
 M'_{d,c} &= \mu_{d,c}(\bar{M}_d + M'_{c,d} + M'_{j,d} + M'_{e,d}) = -0,2428(-1\ 010,25 - 227,97 + 0 + 0) \\
 &= 300,65 \text{ kg} - m
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M'_{d,j} &= \mu_{d,j}(\bar{M}_d + M'_{c,d} + M'_{j,d} + M'_{e,d}) = -0,1054(-1\ 010,25 - 227,97 + 0 + 0) \\
 &= 130,55 \text{ kg} - m
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M'_{d,e} &= \mu_{d,e}(\bar{M}_d + M'_{c,d} + M'_{j,d} + M'_{e,d}) = -0,1517(-1\ 010,25 - 227,97 + 0 + 0) \\
 &= 187,91 \text{ kg} - m
 \end{aligned}$$

Nudo E

$$\begin{aligned}
 M'_{e,d} &= \mu_{e,d}(\bar{M}_e + M'_{d,e} + M'_{k,e} + M'_{f,e}) = -0,1856(0 + 187,91 + 0 + 0) \\
 &= -34,87 \text{ kg} - m
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M'_{e,k} &= \mu_{e,k}(\bar{M}_e + M'_{d,e} + M'_{k,e} + M'_{f,e}) = -0,1289(0 + 187,91 + 0 + 0) \\
 &= -24,22 \text{ kg} - m
 \end{aligned}$$

$$M'_{e,f} = \mu_{e,f}(\bar{M}_e + M'_{d,e} + M'_{k,e} + M'_{f,e}) = -0,1856(0 + 187,91 + 0 + 0) \\ = -34,87 \text{ kg} - m$$

Nudo F

$$M'_{f,e} = \mu_{f,e}(\bar{M}_f + M'_{e,f} + M'_{l,f}) = -0,2950(1\ 304,00 - 34,87 + 0) \\ = -374,43 \text{ kg} - m$$

$$M'_{f,l} = \mu_{f,l}(\bar{M}_f + M'_{e,f} + M'_{l,f}) = -0,2050(1\ 304,00 - 34,87 + 0) \\ = -260,13 \text{ kg} - m$$

- Segunda iteración

Nudo A

$$M'_{a,g} = \mu_{a,g}(\bar{M}_a + M'_{b,a} + M'_{g,a}) = -0,2050(-1\ 304,00 - 71,38 + 0) \\ = 281,91 \text{ kg} - m$$

$$M'_{a,b} = \mu_{a,b}(\bar{M}_a + M'_{b,a} + M'_{g,a}) = -0,2950(-1\ 304,00 - 71,38 + 0) \\ = 405,78 \text{ kg} - m$$

Nudo B

$$M'_{b,a} = \mu_{b,a}(\bar{M}_b + M'_{a,b} + M'_{h,b} + M'_{c,b}) = -0,1856(0 + 405,78 + 0 - 142,48) \\ = -48,46 \text{ kg} - m$$

$$M'_{b,h} = \mu_{b,h}(\bar{M}_b + M'_{a,b} + M'_{h,b} + M'_{c,b}) = -0,1289(0 + 405,78 + 0 - 142,48) \\ = -33,94 \text{ kg} - m$$

$$M'_{b,c} = \mu_{b,c}(\bar{M}_b + M'_{a,b} + M'_{h,b} + M'_{c,b}) = -0,1856(0 + 405,78 + 0 - 142,48) \\ = -48,46 \text{ kg} - m$$

Nudo C

$$\begin{aligned}M'_{c,b} &= \mu_{c,b}(\bar{M}_c + M'_{b,c} + M'_{i,c} + M'_{d,c}) \\ &= -0,1517(1010,25 - 48,46 + 0 + 300,65) = -191,53 \text{ kg} - m\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{c,i} &= \mu_{c,i}(\bar{M}_c + M'_{b,c} + M'_{i,c} + M'_{d,c}) \\ &= -0,1054(1010,25 - 48,46 + 0 + 300,65) = -133,06 \text{ kg} - m\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{c,d} &= \mu_{c,d}(\bar{M}_c + M'_{b,c} + M'_{i,c} + M'_{d,c}) \\ &= -0,2428(1010,25 - 48,46 + 0 + 300,65) = -306,44 \text{ kg} - m\end{aligned}$$

Nudo D

$$\begin{aligned}M'_{d,c} &= \mu_{d,c}(\bar{M}_d + M'_{c,d} + M'_{j,d} + M'_{e,d}) \\ &= -0,2428(-1010,25 - 306,44 + 0 - 34,87) = 328,17 \text{ kg} - m\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{d,j} &= \mu_{d,j}(\bar{M}_d + M'_{c,d} + M'_{j,d} + M'_{e,d}) \\ &= -0,1054(-1010,25 - 306,44 + 0 - 34,87) = 142,50 \text{ kg} - m\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{d,e} &= \mu_{d,e}(\bar{M}_d + M'_{c,d} + M'_{j,d} + M'_{e,d}) \\ &= -0,1517(-1010,25 - 306,44 + 0 - 34,87) = 205,11 \text{ kg} - m\end{aligned}$$

Nudo E

$$\begin{aligned}M'_{e,d} &= \mu_{e,d}(\bar{M}_e + M'_{d,e} + M'_{k,e} + M'_{f,e}) = -0,1856(0 + 205,11 + 0 - 374,43) \\ &= -31,42 \text{ kg} - m\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{e,k} &= \mu_{e,k}(\bar{M}_e + M'_{d,e} + M'_{k,e} + M'_{f,e}) = -0,1289(0 + 205,11 + 0 - 374,43) \\ &= -21,83 \text{ kg} - m\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{e,f} &= \mu_{e,f}(\bar{M}_e + M'_{d,e} + M'_{k,e} + M'_{f,e}) = -0,1856(0 + 205,11 + 0 - 374,43) \\ &= -31,42 \text{ kg} - m\end{aligned}$$

Nudo F

$$\begin{aligned} M'_{f,e} &= \mu_{f,e}(\bar{M}_f + M'_{e,f} + M'_{l,f}) = -0,2950(1\,304,00 - 31,42 + 0) \\ &= -393,99 \text{ kg} - m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{f,l} &= \mu_{f,l}(\bar{M}_f + M'_{e,f} + M'_{l,f}) = -0,2050(1\,304,00 - 31,42 + 0) \\ &= -273,72 \text{ kg} - m \end{aligned}$$

- Momentos finales

$$M_{a,g} = 2M'_{a,g} + M'_{g,a} = 2(281,91) + 0 = 563,82 \text{ kg} - m$$

$$\begin{aligned} M_{a,b} &= 2M'_{a,b} + M'_{b,a} + \bar{M}_a = 2(405,78) + (-48,85) + (-1304,00) \\ &= -541,29 \text{ kg} - m \end{aligned}$$

$$M_{b,a} = 2M'_{b,a} + M'_{a,b} + \bar{M}_b = 2(-48,85) + 405,78 + 0 = 308,08 \text{ kg} - m$$

$$M_{b,h} = 2M'_{b,h} + M'_{h,b} = 2(-33,94) + 0 = -67,88 \text{ kg} - m$$

$$M_{b,c} = 2M'_{b,c} + M'_{c,b} + \bar{M}_b = 2(-48,86) + (-191,53) + 0 = -289,25 \text{ kg} - m$$

$$\begin{aligned} M_{c,b} &= 2M'_{c,b} + M'_{b,c} + \bar{M}_c = 2(-191,53) + (-48,86) + 1\,010,25 \\ &= 578,33 \text{ kg} - m \end{aligned}$$

$$M_{c,i} = 2M'_{c,i} + M'_{i,c} = 2(-133,06) + 0 = -266,12 \text{ kg} - m$$

$$M_{c,d} = 2M'_{c,d} + M'_{d,c} + \bar{M}_c = 2(-306,44) + 328,17 + 1\,010,25 = 725,54 \text{ kg} - m$$

$$M_{d,c} = 2M'_{d,c} + M'_{c,d} + \bar{M}_d = 2(328,17) - 306,44 - 1\,010,25 = -660,35 \text{ kg} - m$$

$$M_{d,j} = 2M'_{d,j} + M'_{j,d} = 2(142,50) + 0 = 285,00 \text{ kg} - m$$

$$M_{d,e} = 2M'_{d,e} + M'_{e,d} + \bar{M}_d = 2(205,11) + (31,42) - 1\,010,25 = -568,61 \text{ kg} - m$$

$$M_{e,d} = 2M'_{e,d} + M'_{d,e} + \bar{M}_e = 2(31,42) + 205,11 + 0 = 360,209 \text{ kg} - m$$

$$M_{e,k} = 2M'_{e,k} + M'_{k,e} = 2(21,83) + 0 = 54,664 \text{ kg} - m$$

$$M_{e,f} = 2M'_{e,f} + M'_{f,e} + \bar{M}_e = 2(31,42) + (-393,99) + 0 = -331,15 \text{ kg} - m$$

$$M_{f,e} = 2M'_{f,e} + M'_{e,f} + \bar{M}_f = 2(-393,99) + (31,42) + 1\,304,00 = 547,44 \text{ kg} - m$$

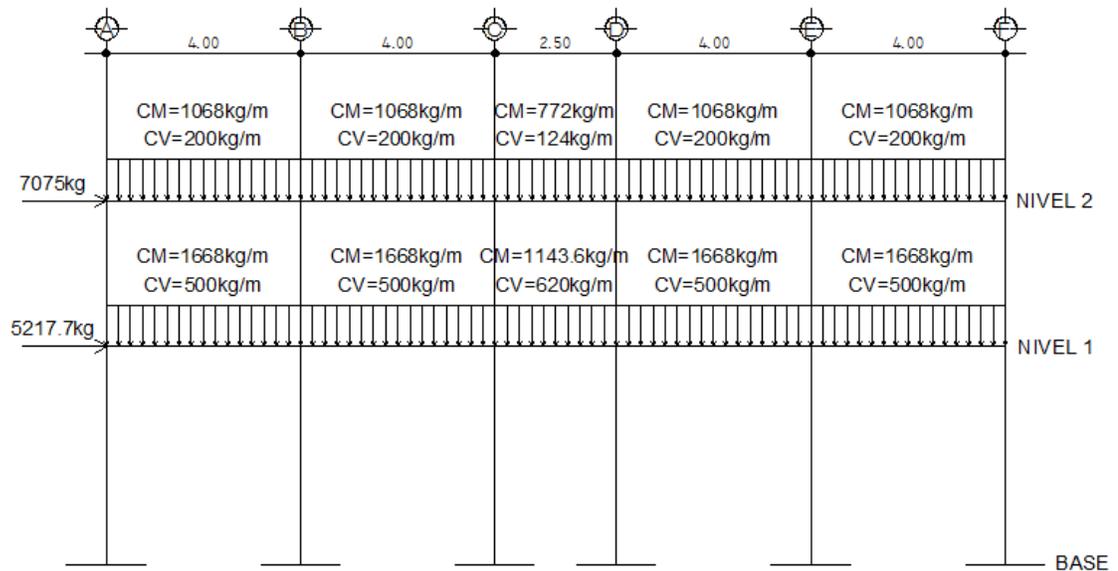
$$M_{f,l} = 2M'_{f,l} + M'_{l,f} = 2(-273,72) + 0 = -547,44 \text{ kg} - m$$

De esta forma se realizan n iteraciones hasta que el valor de los momentos no varíe respecto de dos o más decimales.

2.1.9.2. Modelos matemáticos de marcos típicos

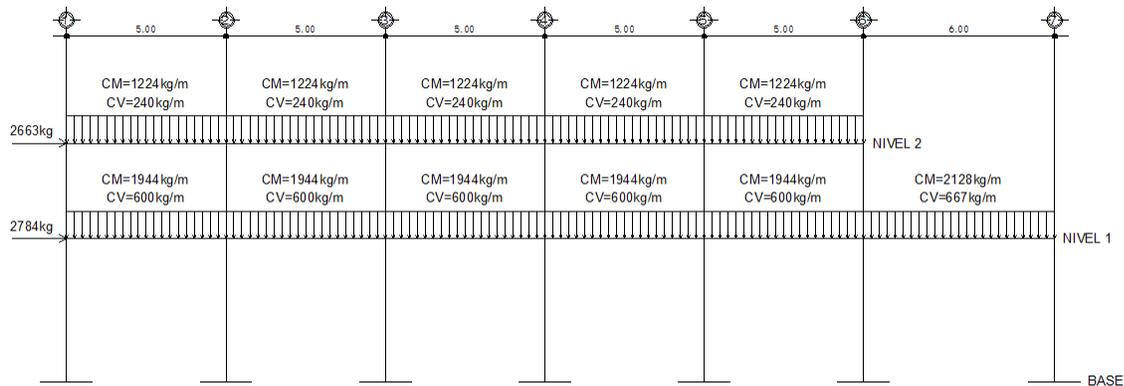
La combinación de cargas laterales y gravitacionales forman los llamados, modelos matemáticos de marcos. En ellos se representan las cargas verticales uniformemente distribuidas las cuales representan todas las cargas gravitacionales externas e internas actuantes sobre la estructura, mientras que las laterales son representadas por cargas puntuales en un extremo del marco, las cuales representan gráficamente la acción del sismo sobre este.

Figura 11. Modelo matemático de marco típico, en dirección “X”



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Figura 12. **Modelo matemático de marco típico, en dirección “Y”**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

2.1.10. Análisis estructural basado en la utilización de ETABS®

Para la comprobación del análisis estructural se empleó el software ETABS® el cual emplea procesos matemáticos precisos para el cálculo de estructuras, este software se basa en iteraciones finitas para la estimación de datos al igual que los métodos matemáticos usuales.

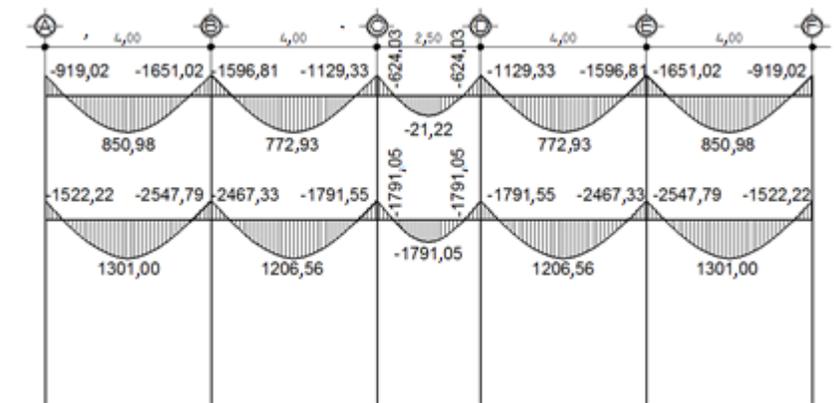
ETABS permite el análisis de marcos bidimensionales, estructuras generadas en 3D o cualquier otro modelo creado en la interfaz gráfica del usuario, el análisis matemático y el diseño en los elementos se basa en especificaciones internacionales, permite especificar el tipo de material a utilizar para cada elemento estructural, cargas externas, simulación de sismos y combinaciones de cargas para la obtención de momentos últimos en los elementos estructurales.

Una vez creado el modelo de la grilla es necesario dibujar los elementos estructurales como vigas y columnas, previo a esto es necesario definir las

secciones de vigas y columnas, una vez definidas las secciones se trazan las líneas que supondrán las vigas y columnas especificando dentro del comando la sección a utilizar para cada una de ellas, conectados todos los elementos según el diseño es necesario especificar el tipo de losa a utilizar, comúnmente se utilizan las de tipo membrana, con ellas la distribución de cargas se hace sobre las vigas en su periferia, ya detallada la propiedad para las losas y trazadas es necesario especificar las cargas distribuidas sobre las losas, vivas y muertas.

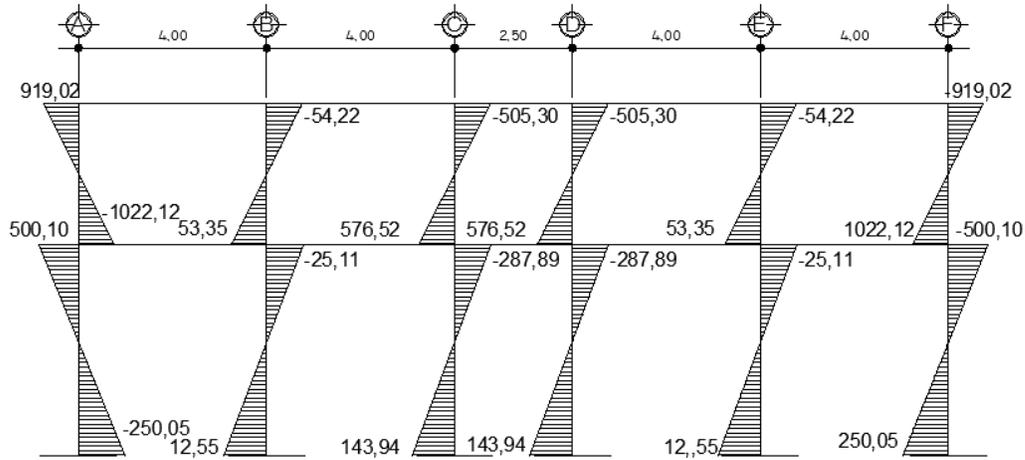
La magnitud deberá ser cuidadosamente ingresada tomando en cuenta el sistema de medidas en el que se está trabajando actualmente, por último se configurará el espectro de respuesta del sismo, de acuerdo a los datos obtenidos según el cálculo de corte basal, con todas las posibles cargas definidas es necesario especificar las combinaciones de carga, hecho todo lo anterior se corre el análisis de la estructura para poder visualizar el momento producido por cada tipo de carga sobre todos los elementos estructurales.

Figura 13. **Diagrama de momentos en vigas, debido a carga muerta en marco típico en dirección "X" (kg-m)**



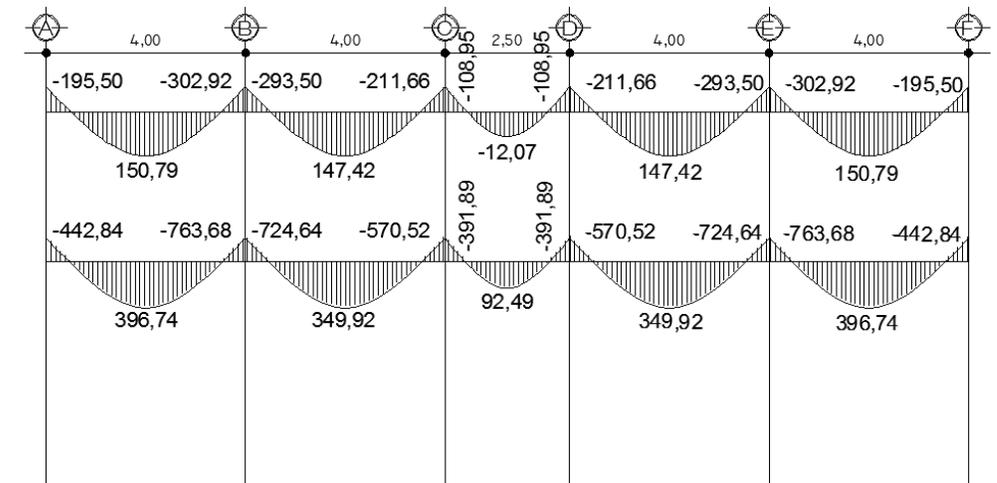
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Figura 14. **Diagrama de momentos en columnas, debido a carga muerta en marco típico en dirección "X" (kg-m)**



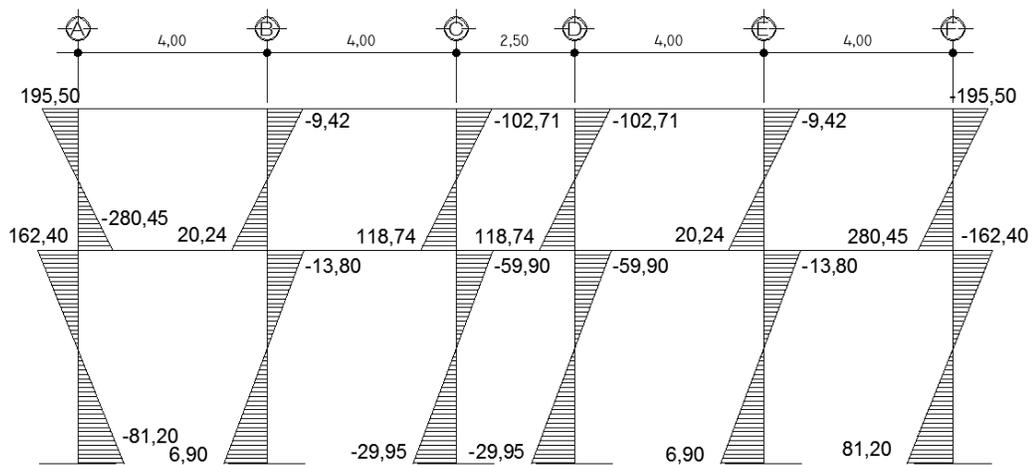
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Figura 15. **Diagrama de momentos en vigas, debido a carga viva en marco típico en dirección "X" (kg-m)**



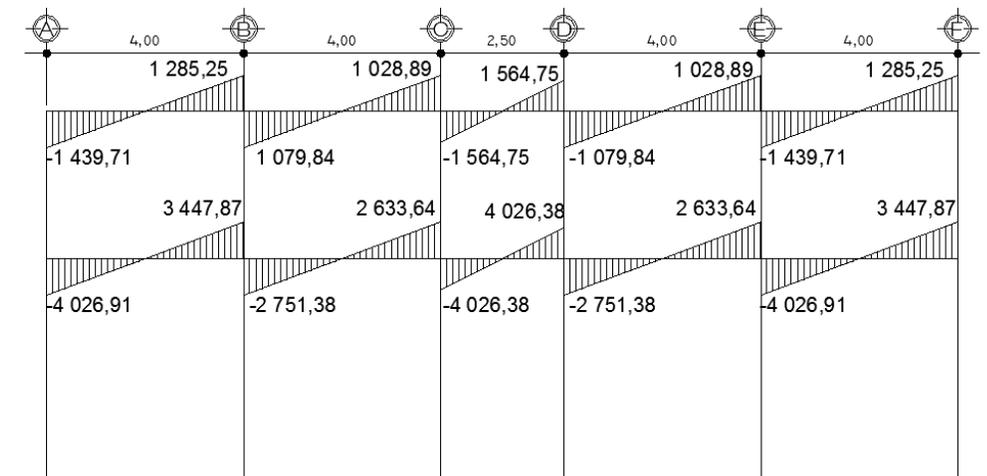
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Figura 16. Diagrama de momentos en columnas, debido a carga viva en marco típico en dirección "X" (kg-m)



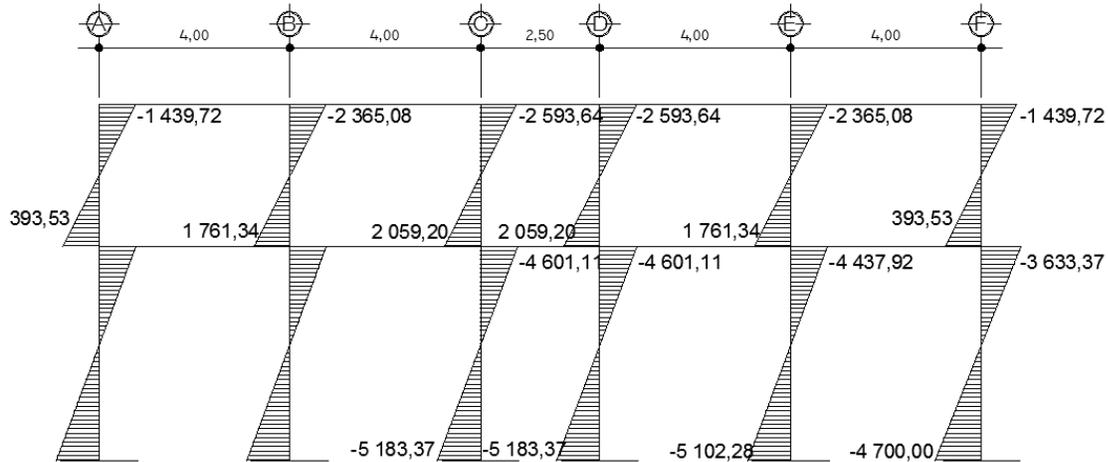
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Figura 17. Diagrama de momentos en vigas, debido a carga sísmica en marco típico en dirección "X" (kg-m)



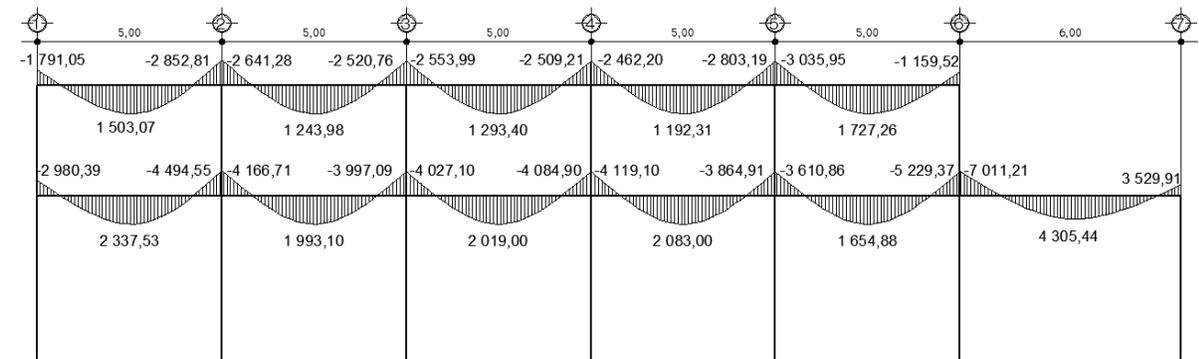
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Figura 18. **Diagrama de momentos en columnas, debido a carga sísmica en marco típico en dirección "X" (kg-m)**



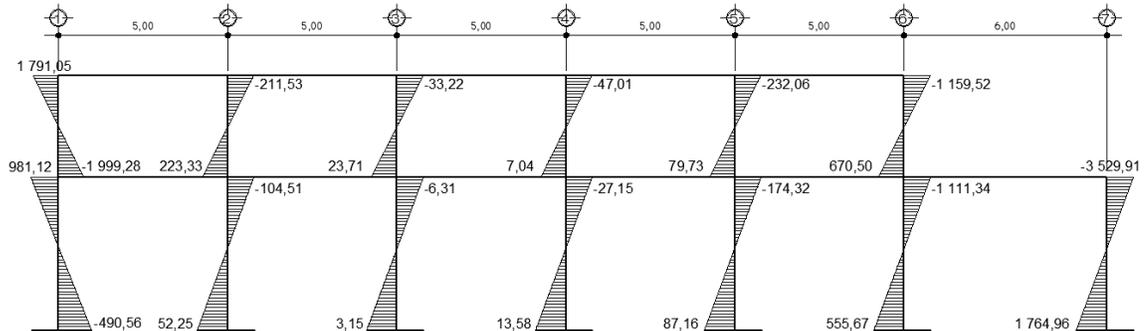
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Figura 19. **Diagrama de momentos en vigas, debido a carga muerta en marco típico en dirección "Y" (kg-m)**



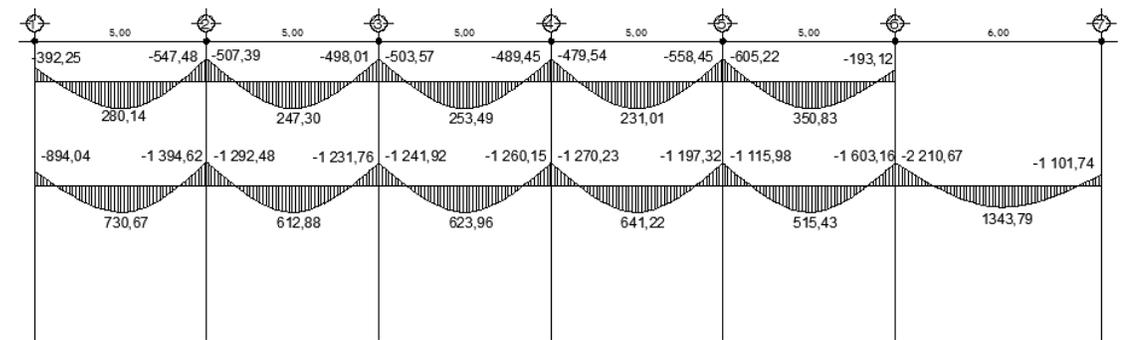
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Figura 20. **Diagrama de momentos en columnas, debido a carga muerta en marco típico en dirección "Y" (kg-m)**



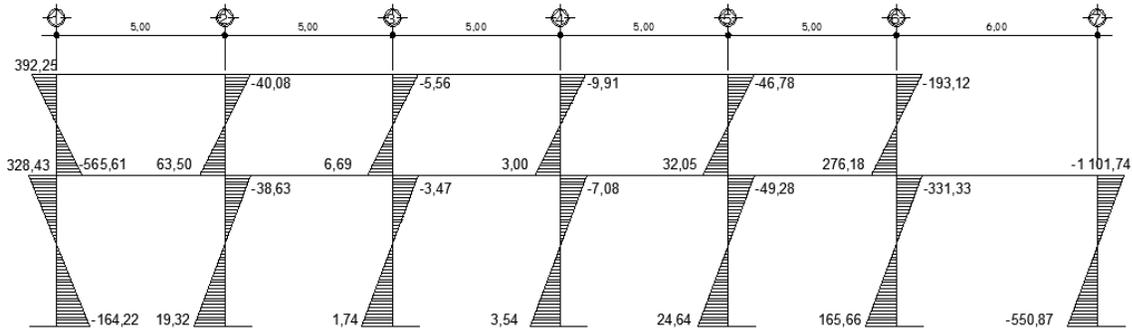
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Figura 21. **Diagrama de momentos en vigas, debido a carga viva en marco típico en dirección "Y" (kg-m)**



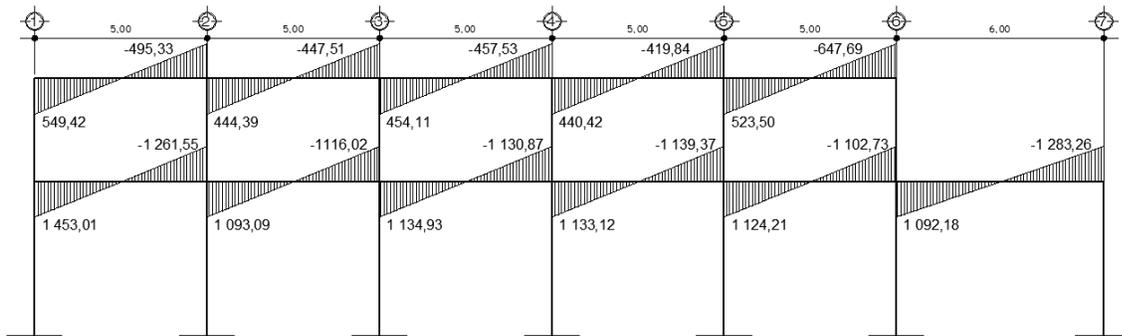
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Figura 22. **Diagrama de momentos en columnas, debido a carga viva en marco típico en dirección “Y” (kg-m)**



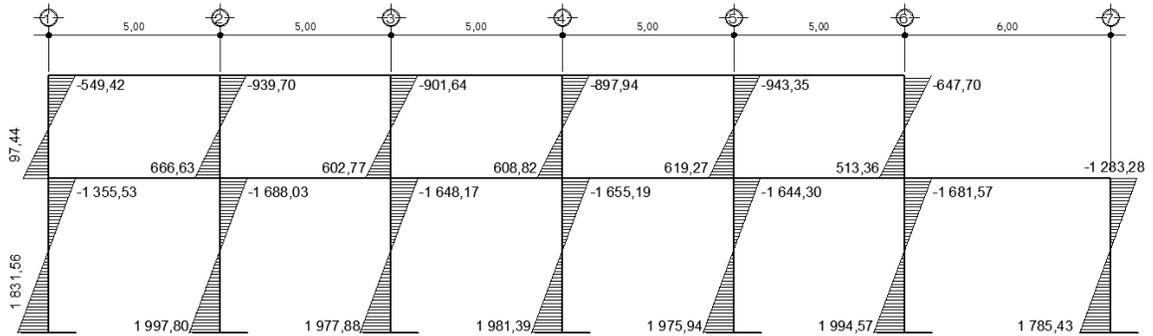
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Figura 23. **Diagrama de momentos en vigas, debido a carga sísmica en marco típico en dirección “Y” (kg-m)**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Figura 24. **Diagrama de momentos en columnas, debido a carga sísmica en marco típico en dirección “Y” (kg-m)**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

2.1.11. **Envolvente de momentos**

La envolvente de momentos representa los esfuerzos máximos producidos en un elemento estructural debido a la combinación de momentos debido a carga muerta, carga viva y carga sísmica.

2.1.11.1. **Combinaciones de carga última**

Las combinaciones de carga se generan a partir de la sumatoria de todas las cargas actuantes sobre un elemento estructural multiplicadas por un factor de aumento o disminución según el tipo de carga, la importancia e incidencia de la misma, este factor pretende prever los estados críticos de las cargas.

Existen diferentes combinaciones de carga según sea las que actúan sobre la estructura, esta combinación define los esfuerzos de corte y momento máximos actuantes en cada elemento estructural, sobre los cuales se realizará el diseño, si bien se sabe el diseño de un elemento se basa en el momento

calculado por cargas externas que actúan sobre él, las combinaciones de carga determinan valores magnificados no para sobrediseñar el elemento, sino para prever aumentos considerables en los esfuerzos que actuarán sobre él y con ello determinar el diseño óptimo del mismo.

El ACI 318-08 habla sobre una resistencia requerida “U” que se define por el efecto de cargas mayoradas y a la cual se refieren las combinaciones de carga, el efecto de cada una debe considerarse simultáneamente y considerar el más crítico entre ellas, en el inciso 9.2.1 se definen las combinaciones de carga a emplear en el análisis de estructuras:

$$U = 1,4(D + F)$$

$$U = 1,2(D + F + T) + 1,6(L + H) + 0,5(L, S \text{ o } R)$$

$$U = 1,2D + 1,6(L, \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0L \text{ o } 0,8W)$$

$$U = 1,2D + 1,6W + 1,0L + 0,5(L, S \text{ o } R)$$

$$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L + 0,2S$$

$$U = 0,9D + 1,6W + 1,6H$$

$$U = 0,9D + 1,0E + 1,6H$$

Donde:

D = carga muerta

E = carga debida a sismo

F = carga debida a presión lateral por líquidos

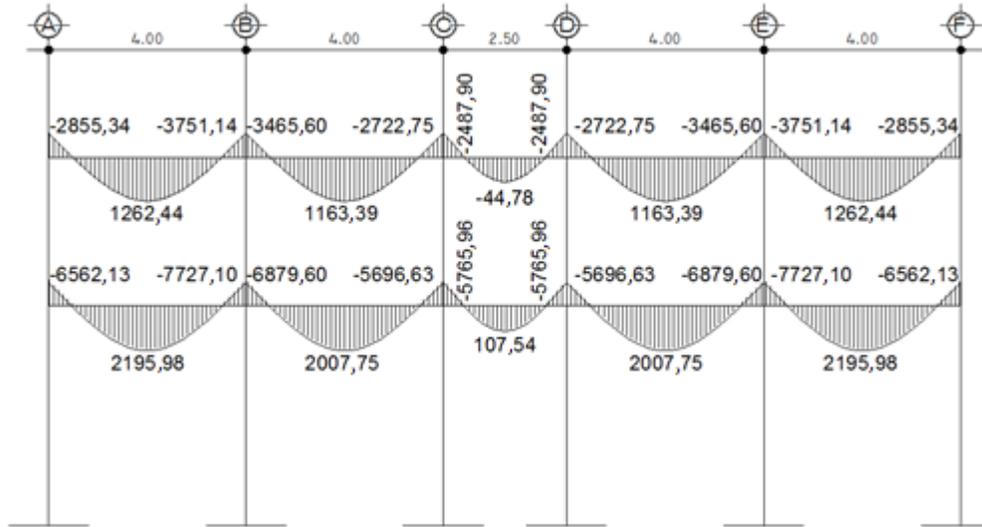
H = carga debida a presión lateral de suelos

L = carga viva

R = carga debida a lluvias

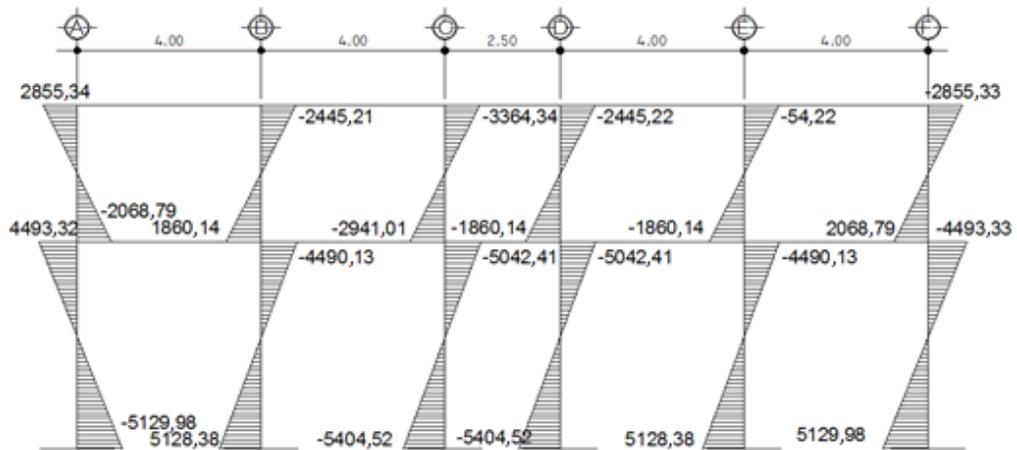
S = carga debida a nieve

Figura 25. Diagrama de envolvente de momentos últimos en vigas, marco típico dirección "X" (kg-m)



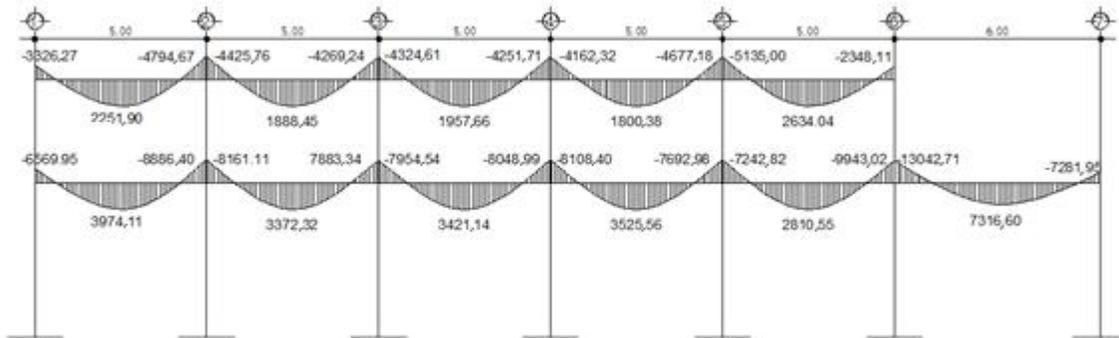
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Figura 26. Diagrama de envolvente de momentos últimos en columnas, marco típico dirección "X" (kg-m)



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Figura 27. **Diagrama de envolvente de momentos últimos en vigas, marco típico dirección “Y” (kg-m)**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Figura 28. **Diagrama de envolvente de momentos últimos en columnas, marco típico dirección “Y” (kg-m)**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

2.1.12. Diseño estructural

Todo elemento estructural se diseña de tal forma que sea capaz de resistir los esfuerzos externos e internos provocados en él durante el período de vida

útil, para esto se calcula una resistencia teórica de acuerdo a las cargas previstas para su utilidad, sin embargo, durante su vida útil pueden existir solicitaciones máximas las cuales pueden sobrepasar los esfuerzos permisibles por el elemento, por ello es necesario considerar un factor de seguridad el cual permite determinar condiciones de resistencia máxima sin presentar comportamientos frágiles, explosivos, pandeo, deformaciones máximas, rotaciones, desplazamiento de nudos, fisuración excesiva y cualquier otro que pueda comprometer la funcionalidad del elemento y de la estructura como tal.

Para prever estos incrementos en los esfuerzos se diseñan los elementos bajo estados límites los cuales se clasifican en:

- Estado límite de agotamiento resistente
- Estado límite de servicio

2.1.12.1. Estado límite de agotamiento resistente

Estos estados límites se definen por las cargas factorizadas que actúan sobre un elemento estructural sometiéndolo a deformaciones, de acuerdo al tipo de deformación y aplicación de la carga se establecen las siguientes solicitaciones mecánicas:

- Flexión simple
- Flexión compuesta
- Compresión
- Flexo-tracción
- Corte
- Deslizamiento
- Torsión

- Punzonado

Como lo descrito en el inciso 2.1.12.1, las cargas actuantes en todos los miembros de la estructura pueden presentarse separados o en combinación simultánea, donde se toma de cada caso el sentido que sea más desfavorable para el sistema.

En el inciso 9.3 del ACI 318-08 se habla de una resistencia de diseño producto de la resistencia nominal calculada y un factor de reducción de resistencia ϕ , esto se refiere al estado límite de agotamiento resistente, donde las cargas actuantes se ven afectadas por un factor de mayoraje mientras que la resistencia nominal se ve afectada por un factor de reducción, con esto se espera contemplar cargas mucho mayores que las que se espera, actuaran durante toda la vida útil de la estructura, mientras que la resistencia real sea mucho mayor que la resistencia nominal calculada.

El valor del factor de reducción de resistencia ϕ deberá ser de acuerdo a lo indicado en el inciso 9.3.2 del ACI 318-08.

Los valores de ϕ varían asimismo según la importancia del miembro estructural y el tipo de solicitaciones actuantes. Nótese que ϕ es menor en columnas que en vigas. El criterio que rige es el de columna fuerte y viga más flexible, dado que la falla de una columna es siempre más peligrosa que la de una viga para la estabilidad de la estructura.

2.1.12.2. Estado límite de servicio

El estado límite de servicio se refiere a los efectos de segundo orden producidos sobre los miembros estructurales por la acción de cargas no

factorizadas. Es decir, que bajo cargas de servicios se producen sobre los miembros efectos de deformaciones, derivas, asentamientos, desplazamientos laterales y demás alteraciones físicas que puedan afectar seriamente la resistencia y estabilidad de la estructura.

Las cargas actuantes en las estructuras provocan diferentes sollicitaciones. Para diseñar las secciones de los elementos estructurales es necesario conocer con exactitud el tipo y la magnitud de la sollicitación que actúa en cada caso, y además las deformaciones que producen, de modo de poder determinar las dimensiones necesarias de las secciones de concreto y la correcta ubicación de la armadura resistente, de acuerdo con las características y resistencia de los materiales empleados.

2.1.12.3. Diseño de losas

Las losas son elementos estructurales en los cuales la altura o espesor es considerablemente más pequeño que sus dimensiones perpendiculares, su funcionamiento es lo más parecido a un diafragma, ya que absorben y distribuyen las cargas producidas en su área hacia los extremos de la misma.

Las losas del edificio serán de concreto reforzado, diseñadas para resistir esfuerzos flexionantes y de corte, el método más eficiente y exacto para el diseño de estas se basa en los principios del ACI 318-08, el cual se detalla en el siguiente apartado.

- Diseño por flexión

El procedimiento para el diseño de losas en dos direcciones se basa en el método 3 del ACI 318-08, para determinar los coeficientes a utilizar para el

cálculo del momento último es necesario determinar la continuidad en las losas. En las siguientes tablas se detallan las propiedades de las losas y sus respectivos coeficientes.

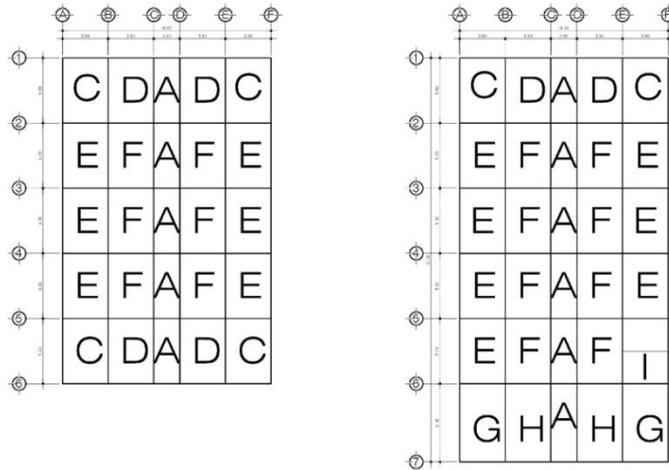
Tabla XX. **Clasificación de losas según método 3 del ACI**

Tipo de losa	Longitud de lados		Relación a/b	CASO
	Ca	Cb		
A	2,5	5	0,5	2
B	2,5	6	0,4	-
C	4	5	0,8	4
D	4	5	0,8	9
E	4	5	0,8	8
F	4	5	0,8	2
G	4	6	0,7	4
H	4	6	0,7	9
I	2,5	4	0,6	8

Fuente: elaboración propia.

De acuerdo a la relación lado corto/lado largo se considera si la losa se diseñará con refuerzo en una o dos direcciones, para losas con relaciones mayores a 0,50 se considera que trabajan en dos direcciones y para losas con relación lado corto/lado largo menores a 0,50 se considera que trabajan en una sola dirección.

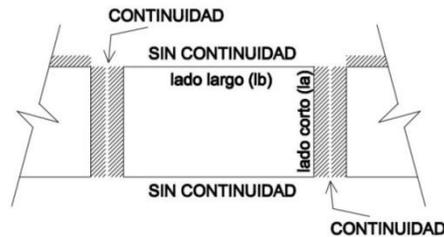
Figura 29. **Clasificación de losas**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Arthur H. Nilson en su libro *Diseño de Estructuras de Concreto* ha formulado tablas para determinar los coeficientes de reparto de carga en una losa de acuerdo a la continuidad de la misma, esto se refiere a que si el lado que se está analizando posee una losa contigua entonces se considerará con continuidad, de lo contrario la continuidad será nula.

Figura 30. **Continuidad en losas**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Figura 31. Casos de continuidad en losas



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Tabla XXI. Coeficientes C_a y C_b para losas

Tipo de losa	Relación a/b	CASO	Coeficiente para momento positivo debido a carga viva		Coeficiente para momento positivo debido a carga muerta		Coeficiente para momento negativo	
			C_a	C_b	C_a	C_b	C_a	C_b
A	0,5	2	0,066	0,004	0,037	0,002	0,086	0,006
B	0,4	0	0	0	0	0	0	0
C	0,8	4	0,048	0,02	0,039	0,016	0,071	0,029

Continuación de la tabla XXI.

Tipo de losa	Relación a/b	CASO	Coeficiente para momento positivo debido a carga viva		Coeficiente para momento positivo debido a carga muerta		Coeficiente para momento negativo	
			Ca	Cb	Ca	Cb	Ca	Cb
D	0,8	9	0,042	0,017	0,029	0,01	0,075	0,017
E	0,8	8	0,044	0,019	0,032	0,015	0,055	0,041
F	0,8	2	0,041	0,017	0,026	0,011	0,065	0,027
G	0,7	4	0,057	0,014	0,046	0,011	0,081	0,019
H	0,7	9	0,05	0,011	0,033	0,006	0,081	0,011
I	0,6	8	0,065	0,009	0,048	0,007	0,08	0,018

Fuente: resumen de tablas 12.3, 12.4, 12.5 y 12.6, Nilson.

- Ejemplo cálculo de momentos para losa tipo E del segundo nivel

$$t = 0,10 \text{ m}$$

$$CV = 1,6 * 100 \text{ kg/m}^2 = 160 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 1,2 * 390 \text{ kg/m}^2 = 468 \text{ kg/m}^2$$

$$CU = 160 \text{ kg/m}^2 + 468 \text{ kg/m}^2 = 628 \text{ kg/m}^2$$

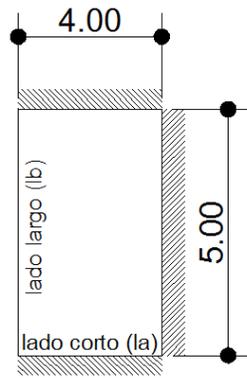
Franja unitaria:

$$CV = 160 \text{ kg/m}^2 * 1,00 \text{ m} = 160 \text{ kg/m}$$

$$CM = 468 \text{ kg/m}^2 * 1,00 \text{ m} = 468 \text{ kg/m}$$

$$CU = 628 \text{ kg/m}^2 * 1,00 \text{ m} = 628 \text{ kg/m}$$

Figura 32. Continuidad en losa tipo E



Losa tipo E, Caso 8

Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Analizando la continuidad de la losa se considera caso 8, por lo cual los coeficientes se determinan de acuerdo a una relación la/lb de 0,80 y el caso 8.

- Momentos de losa
 - Momento negativo lado corto

$$M_a^- = C_a^- * C_u * a^2 = 0,055 * 628 \text{ kg/m} * (4,00 \text{ m})^2 = 552,64 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento positivo lado corto

$$\begin{aligned} M_a^+ &= C_a^+ * C_{vu} * a^2 + C_a^+ * C_{mu} * a^2 \\ &= 0,032 * 160 \text{ kg/m}^2 * (4,00 \text{ m})^2 + 0,044 * 468 \text{ kg/m} * (4,00 \text{ m})^2 \\ &= 352,26 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

- Momento negativo lado largo

$$M^-_b = C^-_b * C_u * a^2 = 0,041 * 628 \text{ kg/m} * (5,00\text{m})^2 = 634,70 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento positivo lado largo

$$\begin{aligned} M^+_b &= C^+_b * C_{vu} * b^2 + C^+_b * C_{mu} * b^2 \\ &= 0,019 * 160 \text{ kg/m}^2 * (5,00\text{m})^2 + 0,015 * 468 \text{ kg/m} * (5,00\text{m})^2 \\ &= 251,50 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

Siguiendo el procedimiento anterior se calculan los momentos negativos y positivos para las losas tipo A, B, C, D, F, G, H e I, que componen el edificio, estos momentos determinarán la cantidad de acero necesaria para resistir el cortante producido por las cargas aplicadas sobre las losas.

Los resultados de los momentos para cada tipo de losa se presentan en anexos.

- Balanceo de momentos

Para balancear los momentos negativos en las losas es necesario considerar las siguientes condiciones:

Balanceo por promedio

$$Si M_1 > 0,80M_2$$

Balanceo por rigideces

$$Si M_1 < 0,80M_2$$

Para la distribución del momento cuando se balancea por rigideces la rigidez de la losa se considera inversamente proporcional a la longitud correspondiente al momento, es decir:

$$K = \frac{1}{l}$$

Y un factor de distribución igual a:

$$D_n = \frac{K_n}{\sum_{i=1}^n K_i}$$

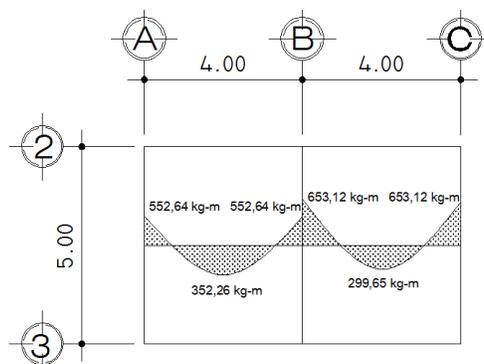
Los momentos pueden determinarse entonces como:

$$M_{1,bal} = M_1 + D_1(M_2 - M_1)$$

$$M_{2,bal} = M_2 - D_2(M_2 - M_1)$$

- Balanceo de momentos sentido X, losas entre ejes 2 y 3, nivel 2

Figura 33. **Momentos no balanceados de losas**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

$$M_1 = 552,64 \text{ kg} - m$$

$$M_2 = 653,12 \text{ kg} - m$$

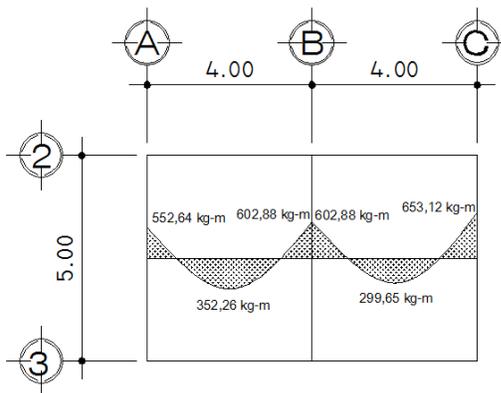
$$0,8M_2 = 0,8(653,12) \text{ kg} - m = 522,496 \text{ kg} - m$$

$$522,496 \text{ kg} - m < 552,64 \text{ kg} - m$$

Entonces se realiza un balanceo por promedio:

$$M_{1,bal} = M_{2,bal} = \frac{552,64 + 653,12}{2} = 602,88 \text{ kg} - m$$

Figura 34. **Momentos balanceados de losas**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

- Diseño de resistencia al cortante
 - Cortante en losa E

$$t = 0,10 \text{ m}$$

$$CV = 1,6 * 100 \text{ kg/m}^2 = 160 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 1,2 * 390 \text{ kg/m}^2 = 468 \text{ kg/m}^2$$

$$CU = 160 \text{ kg/m}^2 + 468 \text{ kg/m}^2 = 628 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área tributaria sentido corto} = 4,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Área tributaria sentido largo} = 6,00 \text{ m}^2$$

- Cortante en sentido corto:

$$V_a = \frac{At * Cu}{L} = \frac{4,00 \text{ m}^2 * 628 \text{ kg/m}^2}{4 \text{ m}} = 628,00 \text{ kg/m}$$

- Cortante en sentido largo:

$$V_a = \frac{At * Cu}{L} = \frac{6,00 \text{ m}^2 * 628 \text{ kg/m}^2}{5 \text{ m}} = 753,60 \text{ kg/m}$$

De acuerdo al inciso 11.2 “Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elemento no preesforzados” del ACI 318-08, para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión, el valor de la resistencia nominal del concreto se define como:

$$\phi V_c = \phi 0,53 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

Donde:

V_c = resistencia al corte del concreto

ϕ = factor de reducción de resistencia (0,75 para esfuerzos de corte)

λ = factor de reducción cuando es concreto liviano (inciso 8.6.1 ACI 318-08)

f'_c = resistencia a compresión del concreto

b_w = ancho del alma (1 m cuando es franja unitaria)

d = distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal a tracción

Entonces:

- Cálculo de peralte efectivo

$$d = t - r - \frac{\phi}{2} = 10 - 2 - \frac{0,95}{2} = 7,525 \text{ cm}$$

- Resistencia nominal al cortante del concreto

$$V_c = 0,75 * 0,53 * 1,00 \sqrt{210 \text{ kg/m}^2} * 100 \text{ cm} * 7,525 \text{ cm}$$

$$V_c = 4 \ 334,64 \text{ kg/m}$$

$$V_c > V_a, V_b$$

$$4 \ 334,64 \text{ kg/m} \gg 628,00 \text{ kg/m}$$

$$4 \ 334,64 \text{ kg/m} \gg 753,60 \text{ kg/m}$$

La resistencia nominal al cortante del concreto es mucho mayor al cortante inducido, por lo tanto chequea en todas las losas bajo diseño.

- Diseño de acero de refuerzo para losas
 - Ejemplo de diseño de losa tipo E
 - Recubrimiento (r): 20 milímetros de acuerdo al inciso 7.7.1 ACI 318-08
 - Resistencia del concreto (f'_c): 210 kg/m² (3 000 PSI)

- Resistencia del acero (f_y): 2 800 kg/m² (40 000 PSI)
- Diámetro de acero para refuerzo (ϕ): 0,95 cm (No. 3)
- Área de acero para refuerzo: 0,71 cm²
- $b = 100$ cm
- $h = t = 10$ cm
- $d = 7,525$ cm

- Área de refuerzo mínimo

De acuerdo al inciso 10.5.1 del ACI 318-08, para todo elemento sometido a flexión, cuando el análisis requiera refuerzo a tracción el A_s proporcionado o mínimo no deberá ser menor que el obtenido por medio de:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

Pero no menor a $14b_w d/f_y$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,8\sqrt{210}}{2\,800} 100 * 7,525 = 3,10 \text{ cm}^2$$

$$\frac{14}{2\,800} * 100 * 7,525 = 3,75 \text{ cm}^2$$

Cantidad de varillas núm. 3 según área de acero mínimo:

$$\# \text{ de varillas} = \frac{A_{s_{min}}}{A_{varilla}} = \frac{3,75}{0,71} = 5,3 \approx 6 \text{ v núm. 3}$$

Nueva área de acero

$$A_s = 6 * 0,71 = 4,26 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{min} \text{ para la nueva área de acero es: } \rho_{min} = \frac{A_{s,min}}{bd} = \frac{4,26}{100 * 7,525} = 0,005661$$

- Espaciamiento máximo

Según el inciso 13.3.2 del ACI el espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas de losas en dos direcciones no debe exceder de dos veces el espesor de la losa.

$$S = \frac{100A_v}{A_s} = \frac{100 * 0,71}{4,26} = 16,66 \text{ cm} \cong 15,00 \text{ cm}$$

Momento nominal soportado por el área de acero mínimo

$$M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b}$$

$$a = \frac{4,26 * 2810}{0,85 * 210 * 100} = 0,6706$$

$$M_n = 0,9 * 4,26 * 2810 \left(7,525 - \frac{0,6706}{2} \right)$$

$$M_n = 77458,52 \text{ kg} - \text{cm} = 774,59 \text{ kg} - \text{m}$$

O

$$M_n = \phi \rho f_y b_w d \left(1 - 0,59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right)$$

$$M_n = 0,9 * 0,005661 * 2\ 810 * 100 * 7,525^2 \left(1 - 0,59 * 0,005661 * \frac{2\ 810}{210} \right)$$

$$M_n = 77\ 445,87\ kg - cm = 774,46\ kg - m$$

La variación decimal se debe a aproximaciones en la ecuación, la magnitud del momento nominal será entonces:

$$M_n = 774,46\ kg - m$$

- Área de acero máxima para momentos últimos

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 210}{2\ 800} \left(\frac{6\ 120}{6\ 120 + 2\ 800} \right)$$

$$\rho_b = 0,037$$

$$\rho_{max} = 0,75\rho_b = 0,75 * 0,037 = 0,02775$$

- Ecuación para el área de acero en momentos últimos

$$A_s = 0,85 * \frac{210}{2800} \left(100 * 7,525 - \sqrt{(100 * 7,525)^2 - \frac{M_u * 100cm/m * 100}{0,3825 * 210}} \right)$$

$$\rho = \frac{A_s}{100 * 7,525}$$

ρ debe cumplir con los siguientes límites para una falla controlada:

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

Si el valor de ρ es menor al determinado por la ecuación de momento último, la cantidad de acero requerida será mucho menor por lo cual los esfuerzos de corte serán absorbidos por el concreto y esto provocará una falla frágil, con reacciones súbitas y explosivas de la sección de la viga, por otro lado; si se excede en gran parte el valor de la cuantía de acero máxima, durante la influencia de esfuerzos de flexión en la viga, el acero nunca llegará a tener un comportamiento plástico y se apreciará una falla por compresión del concreto.

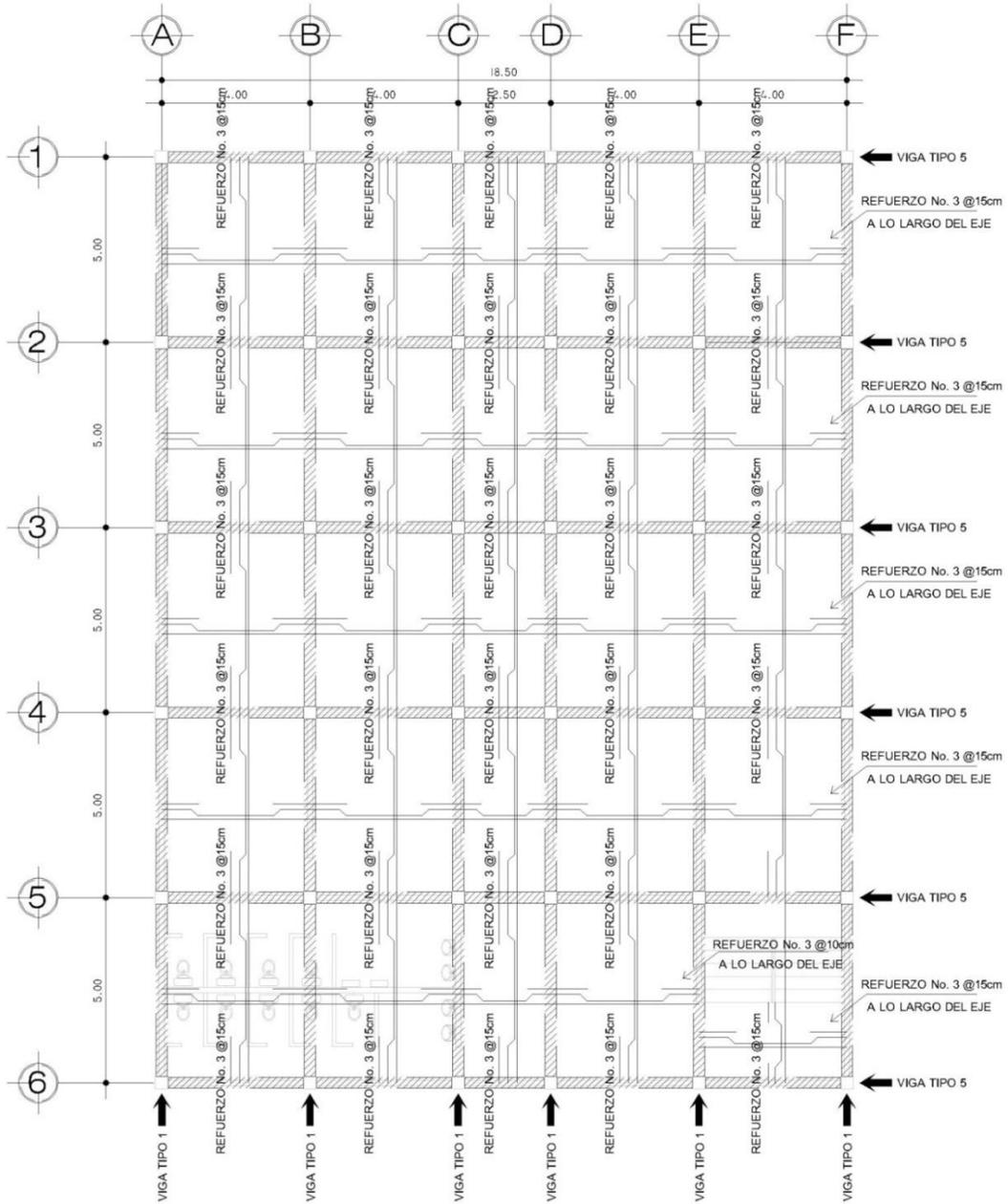
Tabla XXII. **Áreas de acero en viga**

Momento último	Magnitud Mu	Área de acero	ρ	Chequeo	$A_{s,min}$	A_s empleado	S
M_a^-	552,64	3,008	0,003997	No	4,26	4,26	15
M_a^-	602,88	3,283	0,004363	No	4,26	4,26	15
M_a^+	352,26	1,917	0,002547	No	4,26	4,26	15
M_b^-	549,50	2,991	0,003975	No	4,26	4,26	15
M_b^-	643,70	3,504	0,004656	No	4,26	4,26	15
M_b^+	251,50	1,369	0,001819	No	4,26	4,26	15

Fuente: elaboración propia.

- Propuesta de armado

Figura 35. Armado de losa segundo nivel



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

2.1.12.4. Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales capaces de resistir esfuerzos de flexión y corte, producidos por las combinaciones de carga crítica. Como se mencionó anteriormente, las losas distribuyen las cargas hacia sus extremos, donde se ubican las vigas, de esta forma se distribuye la carga sobre toda la longitud de la viga. Para el diseño de estas se analizan las cargas gravitacionales actuantes sobre ella, las cuales generan flexión y corte, de tal forma que se determinen las dimensiones y cuantías de acero necesarias para soportar dichas solicitaciones.

- Ejemplo de diseño de vigas tipo 1
 - Recubrimiento (r): 40 milímetros de acuerdo al inciso 7.7.1 ACI 318-08
 - Resistencia del concreto (f'_c): 210 kg/m² (3 000 PSI)
 - Resistencia del acero (f_y): 2 800 kg/m² (40 000 PSI)
 - Diámetro de acero para refuerzo (ϕ): 1,91 cm (No. 6)
 - Área de acero para refuerzo: 2,87 cm²

 - Calculo de peralte efectivo

$$d = h - r - \phi/2 - \phi_{est} = 40 - 4 - 1,91/2 - 0,95 = 34 \text{ cm}$$

- Área de refuerzo mínimo

De acuerdo al inciso 10.5.1 del ACI 318-08, para todo elemento sometido a flexión, cuando el análisis requiera refuerzo a tracción, el área de acero

proporcionado o mínimo no deberá ser menor que el obtenido por medio de la siguiente ecuación:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

Pero no menor a $14b_w d/f_y$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,8\sqrt{210}}{2800} 30 * 34 = 4,22 \text{ cm}^2$$

Pero no menor a:

$$\frac{14}{2800} * 30 * 34 = 5,10 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{2800} = 0.005$$

- Momento nominal resistido por $A_{s_{min}}$

$$\begin{aligned} M_n &= \phi \rho f_y b_w d^2 \left(1 - 0,59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \\ &= 0,90 * 0,005 * 2800 * 30 * 34^2 * \left(1 - 0,59 * 0,005 * \frac{2800}{210} \right) \\ M_n &= 419\,780,6 \text{ kg} - \text{cm} = 4\,197,8 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

- Área de refuerzo máximo

Para elementos sometidos a flexión pertenecientes a pórticos resistentes a momento la cuantía de refuerzo ρ , no deberá exceder de 0,025 de acuerdo al inciso 21.5.2.1 del código ACI 318-08.

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0,025$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = \rho_{m\acute{a}x} b d = 25,50 \text{ cm}^2$$

- Momento nominal resistido por $A_{s_{m\acute{a}x}}$

$$M_n = \phi \rho f_y b_w d^2 \left(1 - 0,59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right)$$

$$= 0,90 * 0,025 * 2\ 800 * 30 * 34^2 * \left(1 - 0,59 * 0,025 * \frac{2\ 800}{210} \right)$$

$$M_n = 1\ 755\ 154,8 \text{ kg} - \text{cm} = 17\ 551,55 \text{ kg} - \text{m}$$

Si los momentos últimos actuantes sobre la viga superan el momento nominal anterior la viga tendrá que diseñarse como doblemente reforzada o deberá cambiarse la sección de la misma.

- Área de acero requerida para momentos últimos

$$A_s = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \left(b_w d - \sqrt{(b_w d)^2 - \frac{M_u * b}{0,3825 f'_c}} \right)$$

$$A_s = 0,85 \frac{210}{2\ 800} \left(30 * 34 - \sqrt{(30 * 34)^2 - \frac{M_u * 100 * 30}{0,3825 * 210}} \right)$$

- Momento negativo extremo izquierdo

$$M^- = 10\ 572,15 \text{ kg} - \text{m}$$

$$A_s = 13,80 \text{ cm}^2 > A_{s,min}$$

Armado propuesto: 3#6 + 2#6 (corridas) (As total = 14,35 cm²)

- Momento negativo extremo derecho

$$M^- = 5\,902,94 \text{ kg} - m$$

$$A_s = 7,30 \text{ cm}^2 > A_{s,min}$$

Armado propuesto: 1#6 + 2#6 (corridas) (As total = 8,61 cm²)

- Momento positivo

$$M^+ = 6\,056,83 \text{ kg} - m$$

$$A_s = 7,51 \text{ cm}^2 > A_{s,min}$$

Armado propuesto: 1#6 + 2#6 (corridas) (As total = 8,61 cm²)

Además de cumplir con el acero requerido, el ACI establece los siguientes requerimientos de resistencia para vigas pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento en el inciso 21.5.2.2

- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara.
 - La resistencia a momento negativo o positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.
- Longitud de desarrollo

La longitud de desarrollo para el refuerzo longitudinal a tracción se calcula de acuerdo a los requerimientos del inciso 12.2.1 del código ACI 318-08.

Donde la longitud de desarrollo se determina de acuerdo a la ecuación para barras núm. 19 o menores del inciso 12.2.2:

$$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{6,6 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b = l_d$$

Donde:

$$\Psi_t = 1,3 \text{ (ACI 12.2.4)}$$

$$\Psi_e = 1,0 \text{ (ACI 12.2.4)}$$

$$\lambda = 1,0 \text{ (ACI 12.2.4)}$$

$$l_d = \left(\frac{2800 * 1,3 * 1,0}{6,6 * 1,0 * \sqrt{210}} \right) d_b = 38,06 d_b$$

$$l_d = 38,06 * 1,91 \text{ cm} = 72,7 \text{ cm}$$

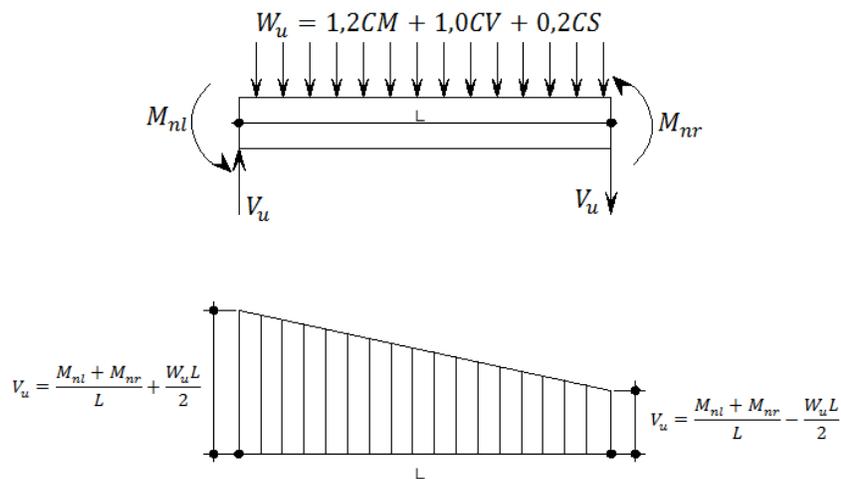
- Resistencia al cortante en viga

Las cargas aplicadas a un elemento estructural generan esfuerzos de corte sobre la sección del elemento, y debido a que el concreto no posee gran capacidad de resistencia al esfuerzo cortante como lo es en compresión, es necesario utilizar refuerzo de acero perpendicular al eje del elemento para resistir el corte inducido, este refuerzo se produce por el uso de estribos a lo largo del elemento. Las premisas para el diseño del refuerzo a corte se encuentran en los capítulos 11 y 21 del código ACI.

- Corte actuante en la viga

El corte actuante en una viga puede ser calculado según 21.5.4.1, gráficamente de la siguiente forma:

Figura 36. **Cortante de diseño en vigas pertenecientes a marcos intermedios resistentes a momento**



Fuente: fig. R21.3.3. p. 344 ACI 318S-08, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

De la envolvente de momentos se tienen los siguientes datos:

$$M_{nl} = -10\,572,15 \text{ kg} - m$$

$$M_{nr} = 5\,902,94 \text{ kg} - m$$

$$CM = 1\,208,00 \text{ kg}/m$$

$$CV = 958,33 \text{ kg}/m$$

$$W_u = 1,2(1\,208,00) + 1,0(958,33) = 2\,407,93 \text{ kg}$$

$$V_e = \frac{-10\,572,15 + 5\,902,94}{6} + \frac{2\,407,93 * 6}{2} = 6\,445,59 \text{ kg}$$

$$V_e = \frac{-10\,572,15 + 5\,902,94}{6} - \frac{2\,407,93 * 6}{2} = -8\,001,99 \text{ kg}$$

- Resistencia al corte del concreto

De acuerdo al inciso 11.2.1.1 del ACI, para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión, la resistencia a corte del concreto en elemento no preesforzados es:

$$V_c = \phi 0,53 \lambda \sqrt{f'_c} b d$$

El factor de reducción de resistencia nominal para cortante de acuerdo al inciso 9.3.2.3 del ACI es de 0,75.

Entonces:

$$V_c = 0,75 * 0,53 * 1 * \sqrt{210} * 30 * 34 = 5\ 875,53\ kg$$

- Corte de diseño

El diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe basarse de acuerdo al inciso 11.1 del ACI.

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_u = fuerza cortante mayorada en la sección del elemento

V_n = resistencia nominal al cortante

V_c = resistencia nominal del concreto al cortante

V_s = resistencia nominal del acero al cortante

Resistencia nominal al cortante del refuerzo transversal:

$$\begin{aligned}\phi V_n &= V_u \\ \phi(V_c + V_s) &= V_u \\ \phi V_s &= V_u - \phi V_c\end{aligned}$$

Cuando V_u excede a $0,5\phi V_c$ es necesario considerar una resistencia a cortante debida a un refuerzo de acero transversal, esta se puede calcular de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

Donde:

A_v = área de acero transversal

f_{yt} = resistencia a la fluencia del refuerzo transversal

d = distancia de la fibra extrema a compresión al centroide del refuerzo longitudinal a tracción

s = espaciamiento de estribos

- Área de refuerzo a corte

Desde el inicio se ha hecho la suposición de un diámetro para el acero de estribos para la estimación de la separación de los mismos. El ACI establece en el capítulo 11.4.6.3 el área mínima proporcionada por el acero de refuerzo a corte calculada por medio de la ecuación cuando V_u no excede a $0,5\phi V_c$:

$$A_{v,min} = 0,2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

Pero no debe ser menor a $(3,5b_w s)/f_{yt}$

- Separación de estribos

Para vigas pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento el espaciamiento o separación de los estribos se basa en los requerimientos del ACI del capítulo 21.3.4.2:

- En ambos extremos del elemento, deben disponerse estribos cerrados de confinamiento por longitudes iguales a 2 veces la altura, medidas desde la cara de elemento de apoyo hacia el centro de la luz.
- El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 milímetros de la cara del elemento de apoyo.
- El espaciamiento de los estribos cerrados no debe exceder el menor de:
 - ✓ $d/4$.
 - ✓ Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada más pequeña.
 - ✓ 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
 - ✓ 300 milímetros.

Cálculo de resistencia nominal al cortante por el refuerzo transversal:

$$\phi V_s = 8\,001,99 \text{ kg} - 5\,875,53 \text{ kg}$$

$$\phi V_s = 2\,126,46 \text{ kg}$$

De acuerdo al inciso 11.4.7.9, V_s no deberá considerarse mayor que:

$$V_s \leq 2,2\phi\sqrt{f'_c}bd$$

$$V_{s,max} = 2,2 * 0,75 * \sqrt{210} * 30 * 34 = 24\,389 \text{ kg}$$

$$2\,126,46 \text{ kg} \leq 24\,389 \text{ kg}$$

Utilizando varillas núm. 3 ($A = 0,71 \text{ cm}^2$):

$$A_v = 2(\text{ramas}) * 0,71\text{cm}^2 = 1,42 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{\phi A_v f_{yt} d}{(V_u - \phi V_c)} = \frac{0,85 * 0,71 * 2\,800 * 34}{2\,126,46} = 27,02 \text{ cm}$$

○ Separación máxima de acuerdo al ACI:

- $s = \frac{34 \text{ cm}}{4} = 8,50$
- $s = 8\phi = 8(1,91 \text{ cm}) = 15,28 \text{ cm}$
- $s = 24(0,95 \text{ cm}) = 22,80 \text{ cm}$
- $s = 30 \text{ cm}$

Entonces el espaciamiento máximo para el refuerzo a corte en la longitud de confinamiento puede considerarse como:

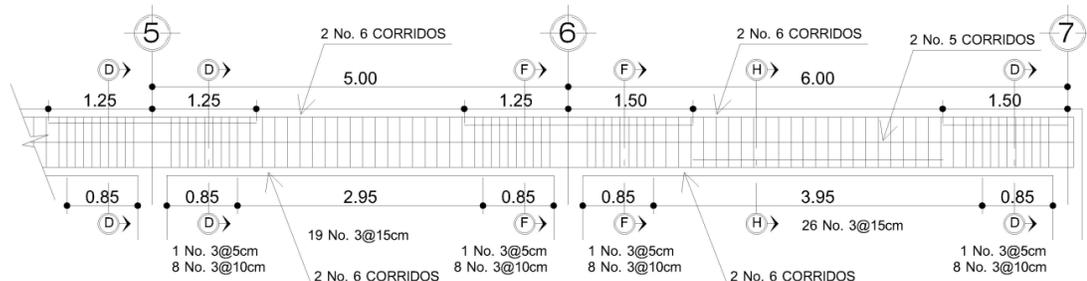
$$S_{\text{confinamiento}} = 10,00 \text{ cm}$$

Para el resto la longitud de viga el espaciamiento máximo será de acuerdo a los requerimientos del capítulo 21.3.4.3:

$$\frac{d}{2} = \frac{34}{2} = 17,52 \text{ cm}$$

$$s_{max} = 15,00 \text{ cm}$$

Figura 37. **Detalle de armado de viga tipo 1**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

2.1.12.5. Diseño de columnas

Para el diseño de elementos sometidos a compresión axial y momento es necesario determinar los efectos derivados de la esbeltez del elemento, para determinar el rango de esbeltez en las columnas de la estructura se deben considerar los requerimientos del capítulo 10.10 del ACI 318-08, donde los efectos de esbeltez pueden ser ignorados o considerados según la siguiente condición:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22$$

Donde:

k = factor de longitud efectiva para elementos en compresión

l_u = longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión

r = radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión

De acuerdo al inciso 10.10.4.1 los momentos de inercia de sección fisurada de vigas y columnas para el análisis elástico de segundo orden pueden calcularse de la siguiente forma:

Columnas: $0,70I_g$

Columnas: $0,35I_g$

- Ejemplo de diseño para columna entre eje B y eje 2

- Inercia de sección fisurada

- Inercia en columnas

$$I = 0,70I_g = 0,70 \left(\frac{bh^3}{12} \right) = 0,70 \left(\frac{35 * 35^3}{12} \right) = 87\,536,46 \text{ cm}^4$$

- Inercia de vigas

$$I = 0,35I_g = 0,35 \left(\frac{bh^3}{12} \right) = 0,35 \left(\frac{30 * 40^3}{12} \right) = 56\,000,00 \text{ cm}^4$$

- Coeficiente de empotramiento

Este coeficiente se basa en la rigidez de un nudo debido a la cantidad de elementos conectados a él, y no es más que la relación de los elementos sometidos a compresión con respecto a los elementos sometidos a flexión en el mismo plano en un extremo del elemento sometido a compresión, en este caso se refiere a la columna.

$$\psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l} \right)_{columna}}{\sum \left(\frac{EI}{l} \right)_{viga}}$$

- Valor de ψ en sentido X

$$\psi_{sup} = \frac{\frac{87\,536,46\text{ cm}^4}{300\text{ cm}}}{\frac{56\,000\text{ cm}^4}{400\text{ cm}} + \frac{56\,000\text{ cm}^4}{400\text{ cm}}} = 1,04$$

$$\psi_{inf} = \frac{\frac{87\,536,46\text{ cm}^4}{300\text{ cm}} + \frac{87\,536,46\text{ cm}^4}{450\text{ cm}}}{\frac{56\,000\text{ cm}^4}{400\text{ cm}} + \frac{56\,000\text{ cm}^4}{400\text{ cm}}} = 1,74$$

$$\psi_{medio} = \frac{0,80 + 1,34}{2} = 1,39$$

- Valor de ψ en sentido Y

$$\psi_{sup} = \frac{\frac{87\,536,46\text{ cm}^4}{300\text{ cm}}}{\frac{56\,000\text{ cm}^4}{500\text{ cm}} + \frac{56\,000\text{ cm}^4}{500\text{ cm}}} = 1,30$$

$$\Psi_{inf} = \frac{\frac{87\,536,46\text{ cm}^4}{300\text{ cm}} + \frac{87\,536,46\text{ cm}^4}{450\text{ cm}}}{\frac{56\,000\text{ cm}^4}{500\text{ cm}} + \frac{56\,000\text{ cm}^4}{500\text{ cm}}} = 2,17$$

$$\Psi_{medio} = \frac{1,30 + 2,17}{2} = 1,74$$

- Longitud efectiva

La longitud efectiva de pandeo puede considerarse como la distancia entre los puntos de momento nulo en la columna. Para columnas perfectamente empotradas el valor de longitud efectiva “k” es de 1,0, debido a la incerteza de un empotramiento perfecto en los extremos de las columnas se aplica la siguiente ecuación como alternativa a la determinación de “k”.

- Para valores de $\Psi_{medio} < 2$

$$k = \frac{20 - \Psi_{medio}}{20} \sqrt{1 + \Psi_{medio}}$$

- Para valores de $\Psi_{medio} > 2$

$$k = 0,90 \sqrt{1 + \Psi_{medio}}$$

- Sentido X

$$k = \frac{20 - 1,39}{20} \sqrt{1 + 1,39} = 1,44$$

- Sentido Y

$$k = \frac{20 - 1,74}{20} \sqrt{1 + 1,74} = 1.51$$

- Cálculo de esbeltez

- Sentido X

$$Esbeltez = \frac{kl_u}{r}$$

Donde:

k = longitud efectiva de pandeo

l_u = luz libre del elemento

r = radio de giro de la sección (0.30b)

- Sentido X

$$Esbeltez = \frac{1,44(3,00 \text{ m} - 0,40 \text{ m})}{0,30(0,35 \text{ m})} = 35,66$$

- Sentido Y

$$Esbeltez = \frac{1,51(3,00 \text{ m} - 0,40 \text{ m})}{0,30(0,35 \text{ m})} = 37,4$$

Ya que ambos resultados de esbeltez son mayores a 22 deberán considerarse los efectos de esbeltez en las columnas mediante la amplificación

de momentos para estructuras no arriostradas según lo indica el capítulo 10 del ACI 318-08.

- Carga axial (P_u)

Para el cálculo de la carga axial se tienen los siguientes datos:

Carga viva = 100 kg/m^2

Carga muerta = 390 kg/m^2

Área tributaria de columna B2 = $20,0 \text{ m}^2$

Factor de carga última

$$F_{CU} = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{1,2(390 \text{ kg/m}^2) + 1,6(100 \text{ kg/m}^2)}{390 \text{ kg/m}^2 + 100 \text{ kg/m}^2} = 1,28$$

- Carga axial del segundo nivel

$$P_{2o \text{ nivel}} = A_t(1,2CM + 1,6CV) = 20,0 \text{ m}^2[1,2(390 \text{ kg/m}^2) + 1,6(100 \text{ kg/m}^2)] \\ = 12 560,00 \text{ kg}$$

$$P_{viga} = 1,28 \left(2 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,30 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * \frac{18,0 \text{ m}}{2} \right) = 3 317,76 \text{ kg}$$

$$P_u = 12 560,00 \text{ kg} + 3 317,76 \text{ kg} = 15 877,76 \text{ kg}$$

- Factor de flujo plástico

$$\beta_{dns} = \frac{1,2CM}{1,2CM + 1,6CV} = \frac{1,2(390 \text{ kg/m}^2)}{1,2(390 \text{ kg/m}^2) + 1,6(100 \text{ kg/m}^2)} = 0,745$$

- Rigidez

$$E = \frac{0,40E_c I_g}{1 + \beta_{dns}}$$

Donde:

E = rigidez de columna

E_c = módulo de elasticidad del concreto ($15\,000\sqrt{f'_c}$)

I_g = inercia de área gruesa de columna

β_{dns} = factor de flujo plástico

$$EI = \frac{0,40 * (15\,000\sqrt{210\text{ kg/m}^2}) * \frac{(35\text{ cm})(35\text{ cm})^3}{12}}{1 + 0,745}$$

$$EI = 6\,230\,184\,653,40\text{ kg} - \text{cm}^2$$

- Carga crítica de Euler

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2}$$

Donde:

EI = inercia de sección de columna

k = factor de longitud efectiva

l_u = luz libre de la columna

- Sentido X

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 6\,230\,184\,653,40 \text{ kg} - \text{cm}^2}{(1,44 * 260 \text{ cm})^2} = 438\,660,96 \text{ kg}$$

- Sentido Y

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 6\,230\,184\,653,40 \text{ kg} - \text{cm}^2}{(1,51 * 260 \text{ cm})^2} = 398\,933,1 \text{ kg}$$

- Amplificador de momento

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_{cr}}}$$

Donde:

P_u = carga axial última

P_{cr} = carga crítica de Euler

- Sentido X

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{15\,877,76 \text{ kg}}{0,75 * 438\,660,96 \text{ kg}}} = 1.05$$

- Sentido Y

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{15\,877,76 \text{ kg}}{0,75 * 398\,933,1 \text{ kg}}} = 1.056$$

- Momentos amplificados de diseño
 - Momentos de la envolvente

$$M_{u,x} = -3\,065,29 \text{ kg} - m$$

$$M_{u,y} = -1\,053,00 \text{ kg} - m$$

$$M_c = \delta M_u$$

$$M_{c,x} = 1,056(-3\,065,29 \text{ kg} - m) = -3\,218,55 \text{ kg} - m$$

$$M_{c,y} = 1,056(-1\,053,00 \text{ kg} - m) = -1\,111,97 \text{ kg} - m$$

2.1.12.5.1. Diseño biaxial de columna

Un análisis ideal de columna surge cuando esta es sometida a fuerzas puramente a compresión donde no existe excentricidad, sin embargo, esto no sucede en la realidad, es por ello que se considera un desplazamiento de las cargas gravitacionales actuantes para poder determinar un efecto crítico de en ambas direcciones de los ejes. El diseño biaxial se basa en determinar una excentricidad máxima para cada dirección del elemento y determinar el momento máximo permisible de la columna bajo condiciones críticas.

Para el diseño se tomará como ejemplo la columna crítica del segundo nivel.

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

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

$$f_y = 2\,800 \text{ kg/cm}^2$$

Para elementos de concreto construido in situ el ACI capítulo 7.7.1 recomienda un recubrimiento para el acero de refuerzo de 4,00 centímetros.

El inciso 10.9.1 del ACI 318-08 limita la cuantía de acero de refuerzo para elementos sometidos a compresión entre 1 y 8 por ciento del área gruesa.

$$\rho_{min} = 0,01(35 \text{ cm})(35 \text{ cm}) = 12,25 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{max} = 0,08(35 \text{ cm})(35 \text{ cm}) = 98,00 \text{ cm}^2$$

El área de acero a utilizar para la comprobación de resistencia será en base a ocho varillas número seis ó 22,96 centímetros cuadrados.

- Excentricidad

$$e = \frac{M}{P_u}$$

- Excentricidad sentido X

$$e_x = \frac{3\,218,55 \text{ kg} - m}{15\,877,76 \text{ kg}}$$

$$e_x = 0,20 \text{ m}$$

- Excentricidad sentido Y

$$e_y = \frac{1\,111,97 \text{ kg} - m}{15\,877,76 \text{ kg}}$$

$$e_y = 0,07 \text{ m}$$

El valor γ (gama) es la relación entre la distancia del centro de las barras en un lado de la columna al centro de las barras en el otro extremo de la

columna y h (altura) de la sección de la columna, tomados en la dirección de la flexión de la misma.

$$\gamma = \frac{h - 2r}{h}$$

Donde:

h = dimensión de la columna paralela a la flexión.

r = recubrimiento mínimo

Para una columna cuadrada γ tendrá el mismo valor en ambos sentidos, entonces:

$$\gamma = \frac{35 \text{ cm} - 2(4 \text{ cm})}{(35 \text{ cm})} = 0,77$$

- Diagonales del diagrama de interacción

Para poder interpolar los datos de carga-momento en el diagrama de interacción es necesario contar con una diagonal que corte el mismo diagrama, esta diagonal se determina como la relación entre la excentricidad y la dimensión de la columna, ambas medidas en el mismo plano. La relación se conoce como e/h .

- Sentido X

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0,20}{0,35} = 0,57$$

- Sentido Y

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0,07}{0,35} = 0,20$$

Los valores de gama y la relación excentricidad/altura son elementos determinantes del diagrama de interacción, una vez se hayan interpolados los datos se procede a interpolar para determinar la cuantía de acero necesaria para resistir los momentos y cargas últimas aplicadas.

Para el proceso de cálculos se ha empleado el programa JC-Diseño Concreto del proyecto del trabajo de graduación de Julio Coronado Franco, de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Para el diseño de columnas se debe escoger la opción axial más dos momentos, ya que en este caso se cuenta con momento en el sentido x y momento en el sentido y, así como una carga axial a compresión sobre el elemento, los datos deberán ingresarse teniendo en cuenta las dimensionales que utiliza el programa.

Para el análisis por computadora se emplearán entonces los siguientes datos obtenidos por el diseño biaxial:

$$P_u = 15,87 T$$

$$M_{u,x} = 3,218 T$$

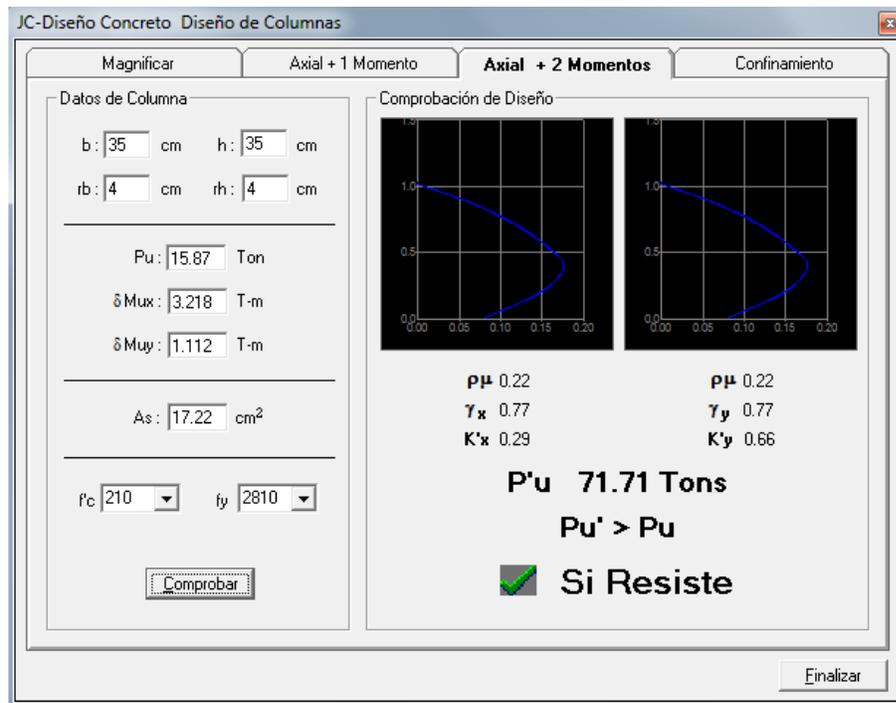
$$M_{u,y} = 1,112 T$$

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

$$f_y = 2\,800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 17,22 \text{ cm}^2 \text{ (6 v núm.6)}$$

Figura 38. Comprobación de la resistencia a biaxial



Fuente: CORADO FRANCO, Julio, cuadro de resultados de diseño de columnas, con programa JC-Diseño Concreto V 1,01.

Una vez ingresados los datos al programa este comprobará si el acero propuesto para la columna resistirá, como se aprecia en la figura 38, el área de acero propuesta cumple con los requerimientos de diseño.

Los resultados a emplear para el proceso de comprobación de diseño serán:

$$k'_x = 0,29$$

$$k'_y = 0,66$$

Para determinar la capacidad de una columna a carga biaxial, es decir, cuando existe excentricidad en ambas direcciones x e y, se emplea la ecuación desarrollada por Boris Bresler ilustrada en los comentarios del capítulo R10.3.6 y R10.3.7 del ACI 318-08, conocida como el criterio de la carga inversa, la cual se define como:

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

Donde:

P_{ni} = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes

P_{nx} = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje x

P_{ny} = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje y

P_o = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad cero.

La resistencia nominal a cargas axiales sin excentricidad puede determinarse con la ecuación:

$$P_o = \phi [0,85f'_c A_g + A_s f_y]$$

La resistencia nominal a cargas axiales con excentricidad a lo largo de un eje puede determinarse como:

$$P_{nx,y} = k'_{x,y} * f'_c * bh$$

Entonces:

- Carga axial sólo con excentricidad en sentido X

$$P_{nx} = 0,29 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 35 \text{ cm} * 35 \text{ cm} = 74\ 602,50 \text{ kg}$$

- Carga axial sólo con excentricidad en sentido Y

$$P_{ny} = 0,66 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 35 \text{ cm} * 35 \text{ cm} = 169\ 785,00 \text{ kg}$$

- Carga axial sin excentricidad

$$P_o = 0,75[0,85 * 210 \text{ kg/cm}^2 (35 \text{ cm} * 35 \text{ cm}) + 17,22 \text{ cm}^2 * 2\ 800 \text{ kg/cm}^2]$$

$$P_o = 200\ 158,88 \text{ kg}$$

- Resistencia nominal a carga axial con excentricidad en ambos ejes

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{74\ 602,50 \text{ kg}} + \frac{1}{169\ 785,00 \text{ kg}} - \frac{1}{200\ 158,88 \text{ kg}}$$

$$P_n = 69\ 939,13 \text{ kg}$$

$$69\ 939,13 \text{ kg} > 15\ 877,76 \text{ kg}$$

Por lo tanto, el acero propuesto para la sección resiste las cargas axiales últimas aplicadas.

- Refuerzo a cortante en columnas

- Corte actuante en la columna

$$v = 1\,791,39 \text{ kg}$$

- Esfuerzo de corte actuante

- Peralte efectivo

$$d = 35 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - \frac{3}{8} * 2,54 \text{ cm} - \frac{3}{4} * 2,54 \text{ cm} = 28 \text{ cm}$$

$$V_u = \frac{v}{bd} = \frac{1\,791,39 \text{ kg}}{35 \text{ cm} * 28 \text{ cm}} = 1,83 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de corte que resiste el concreto en elementos sometidos a compresión axial se define de acuerdo a la ecuación del capítulo 11.2.1.2:

$$V_c = \phi 0,53 \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

Donde:

N_u = carga axial mayorada normal a la sección transversal

$\phi = 0,75$ para elementos sometidos a corte

Entonces:

$$V_c = 0,75 * 0,53 \left(1 + \frac{15\,877,76 \text{ kg}}{140(35 \text{ cm})^2} \right) * 1 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}$$

En este caso $b_w d$ se descarta ya que se desea obtener un valor de corte por unidad de área.

$$V_c = 6,29 \text{ kg/cm}^2$$

Como el valor de la resistencia nominal a cortante del concreto es mayor al corte actuante sobre la columna el espaciamiento mínimo se determina de acuerdo al capítulo 21.6.4.

Deberá suministrarse refuerzo transversal con separación s_o en una longitud l_o medida desde la cara del nudo no menor al mayor de:

- La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión. $l = 0,35 \text{ m}$
- Un sexto de la luz libre del elemento. $l = \frac{3 \text{ m} - 0,4 \text{ m}}{6} = 0,43$
- 450 milímetros.

La longitud de confinamiento medida desde la cara del nudo será:

$$l_o = 45 \text{ cm}$$

- Espaciamiento de refuerzo a corte

El espaciamiento s_o no debe exceder el menor de:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento

$$s = \frac{35 \text{ cm}}{4} = 8,75 \text{ cm}$$

- Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor

$$s = 6 * 1,91 \text{ cm} = 11,46 \text{ cm}$$

- Según la ecuación 21-2

$$s = 10 \left(\frac{35 - h_x}{3} \right) = 10 \left[\frac{35 - (h - 2r - \theta_{est})}{3} \right] = 10 * \frac{35 - 26}{3} = 30 \text{ cm}$$

El valor de s_o no deberá ser mayor a 150 milímetros y no es necesario tomarlo menor a 100 milímetros.

Por lo tanto el espaciamiento en la longitud de confinamiento será:

$$s_o = 10 \text{ cm}$$

- Determinación del diámetro de varilla para estribos:

De acuerdo al capítulo 21.6.4.4 el área total se la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} no debe ser menor a:

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Entonces:

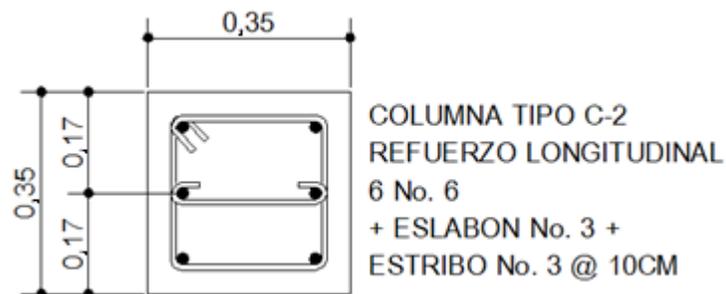
$$A_{sh} = 0,09 \frac{10 \text{ cm} * 27 \text{ cm} * 210 \text{ kg/cm}^2}{2800 \text{ kg/cm}^2} = 1,82 \text{ cm}^2$$

Área de una rama:

$$\frac{1,82 \text{ cm}^2}{3} = 0,61 \text{ cm}^2$$

Se dispondrán entonces estribos y eslabones con varillas número 3.

Figura 39. **Detalle de columna típica segundo nivel**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

2.1.12.6. **Diseño de nudos**

El chequeo de los nudos es de suma importancia ya que estos garantizan la estabilidad estructural, ya que la falla de uno solo de ellos puede generar un colapso progresivo en toda la estructura. Sobre estos se presenta el cortante máximo producido por todos los elementos conectados a él, y considerando la inversión de momentos debido al sismo se crea un estado crítico el cuál debe ser verificado de acuerdo al ACI 318-08.

Para determinar si el nudo cumple con los requerimientos se deberá considerar la resistencia nominal solamente debida al concreto en un área efectiva.

$$V_n = \gamma \sqrt{f'_c} A_j \phi$$

Donde:

V_n = resistencia al cortante del concreto en el nudo

γ = coeficiente que depende del confinamiento del nudo.

A_j = área efectiva de la sección transversal.

El coeficiente γ se define según el capítulo 21.7.4.1 del ACI como:

- Para nudos confinados en las cuatro caras: $\gamma = 5,3$
- Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas: $\gamma = 4,0$
- Para otros casos: $\gamma = 3,2$

Se considera que un elemento proporciona confinamiento al nudo cuando al menos tres cuartos del área de la cara del nudo está cubierta por el elemento que llega al nudo.

- Confinamiento del nudo:

$$b_{col} = 35 \text{ cm}$$

$$b_{viga} = 30 \text{ cm}$$

$$3/4 b_{col} = 26,25 \text{ cm}$$

$$b_{viga} > 26,25 \text{ cm}$$

De acuerdo al criterio anterior el nudo se considera confinado en toda cara donde conecte una viga.

- Cálculo del área efectiva A_j

$$A_j = h_{col} * b_j$$

El ancho efectivo del nudo b_j debe ser el ancho total de la columna, excepto que cuando la viga llega a una columna más ancha, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de:

- El ancho de la viga más la altura del nudo

$$b_j = b_{viga} + h = 30 \text{ cm} + 35 \text{ cm} = 65 \text{ cm}$$

- Dos veces la distancia perpendicular más pequeña del eje longitudinal de las vigas al lado de la columna

$$b_j = b + 2x = 30 \text{ cm} + 2 * 2,5 \text{ cm} = 35 \text{ cm}$$

Entonces:

$$b_j = 35 \text{ cm}$$

El área efectiva del nudo será:

$$A_j = 35 \text{ cm} * 35 \text{ cm} = 1\,225 \text{ cm}^2$$

La resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto en ambas direcciones del nudo será:

$$V_n = 5,3\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 1\,225 \text{ cm}^2 * 0,75$$

$$V_n = 70\,563,95 \text{ kg}$$

- Cálculo del cortante máximo actuante en sentido X

El cortante inducido en el nudo se puede determinar de acuerdo a las condiciones de equilibrio del nudo y se expresa como:

$$V_u = T_{izq} + T_{der} - V_p$$

Donde:

T_{izq} = fuerza de tensión izquierda del acero de la viga

T_{der} = fuerza de tensión derecha del acero de la viga

V_p = cortante de la columna que equilibra los máximos momentos probables de las vigas

El capítulo 21.7.2.1 especifica una resistencia del refuerzo a tracción por flexión de $1,25f_y$. Entonces la tensión debida al acero de la viga debe calcularse como:

$$T_{izq} = 1,25f_yA_s$$

$$T_{izq} = 1,25 * 2\,800 \text{ kg/cm}^2 * 11,48 \text{ cm}^2 = 40\,180,00 \text{ kg}$$

$$T_{der} = 1,25f_yA_s$$

$$T_{der} = 1,25 * 2\,800 \text{ kg/cm}^2 * 5,74 \text{ cm}^2 = 20\,090,00 \text{ kg}$$

$$V_p = \frac{M_{u,izq} + M_{u,der}}{l}$$

Donde:

$$M_{u,izq} = T_{izq} \left(d - \frac{a}{2} \right); a = \frac{T_{izq}}{0,85f'_c b}$$

$$a = \frac{40\,180,00\text{ kg}}{0,85 * 210\text{ kg/cm}^2 * 35\text{cm}} = 6,43\text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{u,izq} &= 40\,180,00\text{ kg} \left(30\text{cm} - \frac{6,43\text{ cm}}{2} \right) = 1\,076\,193,73\text{ kg} - \text{cm} \\ &= 10\,761,94\text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

$$M_{u,der} = T_{der} \left(d - \frac{a}{2} \right); a = \frac{T_{der}}{0,85f'_c b}$$

$$a = \frac{20\,090,00\text{ kg}}{0,85 * 210\text{ kg/cm}^2 * 35\text{cm}} = 3,22\text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{u,der} &= 20\,090,00\text{ kg} \left(30\text{cm} - \frac{3,22\text{ cm}}{2} \right) = 570\,355,10\text{ kg} - \text{cm} \\ &= 5\,703,55\text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

Entonces:

$$V_p = \frac{10\,761,94\text{ kg} - \text{m} + 5\,703,55\text{ kg} - \text{m}}{\frac{3,00\text{m} + 4,50\text{m}}{2}} = 4\,390,80\text{ kg}$$

$$V_u = T_{izq} + T_{der} - V_p$$

$$V_u = 40\,180,00\text{ kg} + 20\,090,00\text{ kg} - 4\,390,80\text{ kg} = 55\,879,20\text{ kg}$$

Una vez determinado el corte resistente y el corte actuante respecto al nudo puede calcularse la relación de ambos para determinar si el nudo es competente para los requerimientos que se le demandan.

Si

$$\frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1 \rightarrow \text{El nudo cumple con los requerimientos}$$

$$\frac{V_u}{\phi V_n} > 1 \rightarrow \text{El nudo no cumple con los requerimientos}$$

Entonces:

$$\frac{V_u}{V_n} = \frac{55\,879,20\text{ kg}}{70\,563,95\text{ kg}} = 0,79 \therefore$$

El nudo cumple con los requerimientos de corte.

- Refuerzo transversal en el nudo

El área de refuerzo transversal en el nudo deberá cumplir con los requerimientos de 21.6.4.3 y 21.6.4.4.

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0,3 \frac{10\text{cm} * 27\text{cm} * 210\text{ kg/cm}^2}{2\,800\text{ kg/cm}^2} \left[\left(\frac{35\text{cm} * 35\text{cm}}{27\text{cm} * 27\text{cm}} \right) - 1 \right] = 4,13\text{cm}^2$$

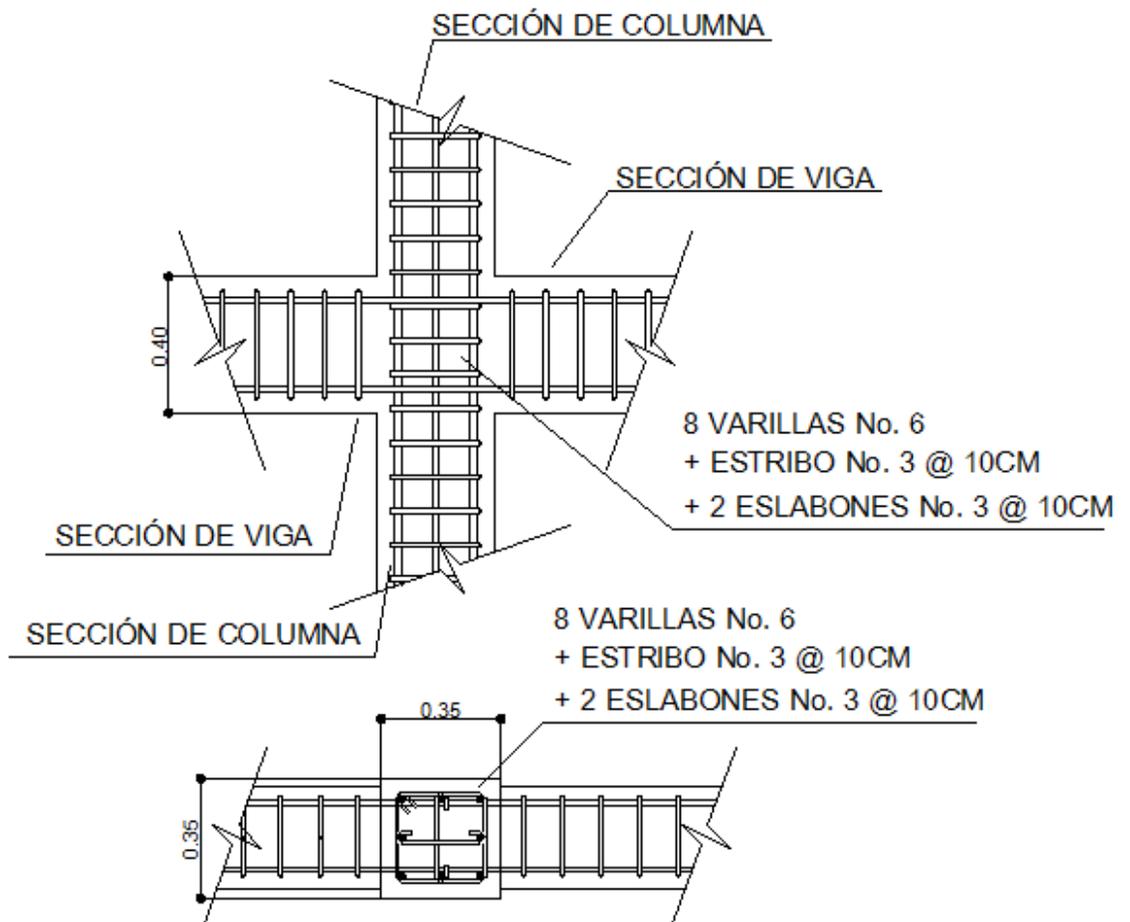
$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{10\text{cm} * 27\text{cm} * 210\text{ kg/cm}^2}{2\,800\text{ kg/cm}^2} = 1,82\text{cm}^2$$

$$\frac{1,82\text{cm}^2}{3\text{ ramas}} = 0,61\text{cm}^2$$

Se dispondrán entonces estribos y eslabones con varillas número 3.

Figura 40. **Detalle de confinamiento en nudos estructurales**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

2.1.12.7. Diseño de zapatas

Estas se encargan de distribuir todos los esfuerzos de compresión generados por el peso de la estructura hacia el suelo, justo debajo de ellas, de tal forma que no existan asentamientos u otras deformaciones que alteren la integridad de la estructura. Las zapatas al distribuir los esfuerzos de compresión son sometidas a esfuerzos de flexión y corte debido a la respuesta del suelo y el punzonamiento de las columnas respectivamente, de manera que debe diseñarse para soportar ambos esfuerzos en conjunto.

2.1.12.7.1. Análisis de suelos

Para la exploración del suelo se realizó la excavación de un pozo de 2,8 metros de profundidad, durante la excavación no se apreció ningún cambio de estrato, de lo cual se deduce que hasta la profundidad excavada el material sigue siendo del mismo tipo (arcilla arenosa color café), una vez hecho el pozo se tomó una muestra no alterada de suelo de un pie cúbico para su análisis de laboratorio. La capacidad soporte del suelo puede expresarse como la capacidad de un suelo de soportar carga sin que se produzcan fallas dentro de su masa.

2.1.12.7.2. Ensayo de triaxial

El ensayo triaxial es uno de los métodos más precisos para determinar la resistencia al cortante del suelo sobre el cual se edificará la estructura. Para realizar el ensayo es necesario obtener una muestra inalterada del suelo, es decir, que no sufra cambios por pérdida o ganancia de humedad, contaminación externa u otro factor que altere las características iniciales del suelo, para este

tipo de ensayos se requiere de una muestra de un pie cúbico extraída de un pozo excavado en el terreno.

El ensayo se basa en extraer un cilindro de la muestra inalterada el cual irá revestido de una membrana de látex dentro de una cámara a presión. En ambos extremos del cilindro se colocan discos porosos conectados al sistema de drenaje para saturar la muestra. Una vez instalada la muestra dentro de la recámara esta se llena de agua en su totalidad, debido a que el agua ejerce una presión hidrostática dentro de la recámara, esta produce esfuerzos tanto de corte como de compresión axial sobre el espécimen, la presión ejercida por el agua se gradúa de acuerdo a un compresor conectado al sistema, con ello se logra determinar la capacidad máxima de cortante que resiste el espécimen saturado.

Para el ensayo de la muestra de suelo se utilizó el método de ensayo triaxial no consolidado no drenado (UU).

2.1.12.7.3. Ensayo triaxial consolidado no drenado (UU)

En este tipo de ensayo no se permite la consolidación de la muestra y la válvula de drenado siempre permanecerá cerrada por lo que durante todo el proceso no se drena el agua confinada dentro de la recámara.

En el proceso se aplica la presión hidrostática en la recámara y rápidamente se aplica la carga axial por lo que los esfuerzos efectivos en este proceso no se determinan.

Durante el proceso se toman tres lecturas del esfuerzo principal menor y con ellos se determina la envolvente de Mohr.

Los resultados del análisis de la muestra no alterada del suelo según el ensayo triaxial no consolidado no drenado son:

Tipo de ensayo:	No consolidado no drenado (UU)
Descripción del suelo:	Limo arenoso color café
Dimensión de probeta:	2,5" x 5,0"
Ángulo de fricción interna	$\phi = 29,86^\circ$
Cohesión	$C_u = 0,00 \text{ Ton/m}^2$

Tabla XXIII. **Resultados análisis triaxial consolidado no drenado**

Probeta Número.	1	2	3
Presión lateral (T/m ²)	5	10	20
Desviador en rotura q(T/m ²)	6,90	14,56	33,48
Presión intersticial u(T/m ²)	x	x	x
Deformación en rotura Er (%)	2,0	3,50	5,50
Densidad seca (T/m ³)	1,09	1,09	1,09
Densidad húmeda (T/m ³)	1,60	1,60	1,60
Humedad (%H)	46,24	46,24	46,24

Fuente: elaboración propia.

2.1.12.7.4. Diseño de zapatas cuadradas

Establecer la dimensión de una zapata depende de la rigidez de la estructura y la dirección crítica de sismo, para suelos que no requieren dimensiones grandes de zapatas es más eficiente realizar un diseño de zapata cuadrada para distribuir los esfuerzos de flexión uniformemente. A continuación

se presenta el procedimiento de diseño para zapatas cuadradas tipo 1. Los valores a emplear en el diseño son:

Datos:

Descripción del suelo:	Suelo limo arenoso color café
Ángulo de fricción interna (ϕ):	25,83°
Cohesión:	0,00 Ton/m ²
Peso específico del suelo:	1,60 Ton/m ²
Desplante (Df):	1,50m
Base:	2,00m
Factor de seguridad (F_s):	3,00
Mx:	6 573,71 kg-m
My:	1 542,30 kg-m
Pu:	46 033,1 kg
FCU:	1,31

Para estimar la capacidad de carga última del suelo para cimentaciones cuadradas se utiliza la ecuación de Terzhagi:

$$q_u = 1,3cN_c + qN_q + 0,4\gamma BN_\gamma$$

Donde:

c = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

q = γD_f

N_c, N_q y N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales que están

únicamente en función del ángulo de fricción del suelo

Df = profundidad de la cimentación o desplante

B = base de la cimentación

Para determinar los factores de capacidad de carga se emplea la tabla 3.1 del libro *Principios de Ingeniería de cimentaciones* Braja M. Das los cuales dependen únicamente del ángulo de fricción interna del suelo, para la estimación de estos debe interpolarse de acuerdo a los datos de la tabla.

Tabla XXIV. Factores de capacidad de carga de Terzaghi

ϕ	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

*Según Kumbhojkar (1993)

Fuente: BRAJA M. Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones*, tabla 3.1.

Para un ángulo de fricción interna de 25,83°

$$\frac{26 - 25}{27,09 - 25,13} = \frac{25,83 - 25}{x + 25,13}$$

$$x = N_c = 26,75$$

$$\frac{26 - 25}{14,21 - 12,72} = \frac{25,83 - 25}{x + 12,72}$$

$$x = N_q = 13,95$$

$$\frac{26 - 25}{9,84 - 8,34} = \frac{25,83 - 25}{x + 8,34}$$

$$x = N_\gamma = 9,58$$

- Capacidad de carga

$$q_u = 1,3 * (0,00 T/m^2) * 26,75 + 1,5m * (1,60 T/m^3) * 13,95 + 0,4(1,60 T/m^3) * 2m * 9,58 = 45,75 T/m^2$$

- Cortante resistente del suelo

$$V_s = \frac{q_u}{F_s} = \frac{45,75 T/m^2}{3} = 15,25 T/m^2$$

- Cargas de trabajo

El código ACI 318-08 demanda establecer las cargas últimas como cargas de trabajo de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$P_t = \frac{P_u}{FCU} = \frac{46\,033,1 \text{ kg}}{1,31} = 35\,139,77 \text{ kg}$$

$$M_{t,x} = \frac{M_{u,x}}{FCU} = \frac{6\,573,71 \text{ kg} \cdot \text{m}}{1,31} = 5\,018,1 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{t,y} = \frac{M_{u,y}}{FCU} = \frac{1\,542,30 \text{ kg} \cdot \text{m}}{1,31} = 1\,177,33 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Área de zapata

$$A_z = \frac{FCU * P_t}{V_s} = \frac{1,31 * 35\,139,77 \text{ kg} * \frac{1T}{1\,000kg}}{15,25 T/m^2} = 3,02 \text{ m}^2$$

Al utilizar zapatas cuadradas $B = \sqrt{3,02 \text{ m}^2} = 1,74 \text{ m}$, entonces, se utilizarán zapatas de 2,1 metros.

- Peralte de zapata

El peralte de zapata se refiere al espesor de la misma, se determina en base al recubrimiento mínimo previsto por el código ACI y el diámetro del acero de refuerzo a emplear en el armado.

$$t = r + 2d_b + l_d$$

Donde:

r = recubrimiento (7,50 cm de acuerdo al capítulo ACI 7.7.2)

d_b = diámetro de barra de refuerzo longitudinal (No. 6 = 1,91 cm)

l_d = longitud de desarrollo para las barras de columnas (ACI 21.7.5)

$$l_d = \frac{f_y d_b}{17,2 \sqrt{f'_c}} = \frac{2800 \text{ kg/cm}^2 * 1,91 \text{ cm}}{17,2 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}} = 21,45 \text{ cm}$$

Entonces, el peralte de zapata se calcula como:

$$t = 7 \text{ cm} + 2 * 1,91 \text{ cm} + 21,45 \text{ cm} = 32,27 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm}$$

- Presión sobre el suelo

Debido a la disposición de momentos en ambas direcciones se debe considerar como una zapata cargada excéntricamente, por ello, la distribución de la presión de la zapata sobre el suelo se define de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$q_{max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L}$$

Y

$$q_{min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L}$$

Donde:

Q = carga axial de diseño aplicada sobre la zapata

B = ancho de zapata

L = largo de zapata

M = momento aplicado sobre la zapata

Carga axial de diseño

$$Q = P_t + \gamma_{suelo} * A_z * D_f + \gamma_{concreto} * A_z * t$$

$$Q = 35\,139,77 \text{ kg} * \frac{1T}{1\,000\text{kg}} + (1,60 T/m^2) * 4,41m^2 * 1,5 m + (2\,400 \text{ kg}/m^3) * \frac{1T}{1\,000\text{kg}} * 4,41m^2 * 0,4m = 48,58 T$$

$$q_{max} = \frac{48,58 T * 1\,000}{4,41 m^2} + \frac{6 * 5\,018,1\text{kg} - m}{(2,1m)^2 * 2,1m} = 14\,266,99 \text{ kg} = 14,27 T$$

$$q_{min} = \frac{48,58 T * 1\,000}{4,41 m^2} + \frac{6 * 5\,018,1\text{kg} - m}{(2,1m)^2 * 2,1m} = 7\,764,75 \text{ kg} = 7,76 T$$

- Chequeo por corte simple

Peralte efectivo

$$d = t - r = 35 \text{ cm} - 7 \text{ cm} = 28 \text{ cm}$$

Área de corte en zapata

$$A_v = L \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2} - d \right)$$

Donde:

L = largo de zapata

B = ancho de zapata

b = ancho de columna

d = peralte efectivo

$$A_v = 2,10 m \left(\frac{2,10 m}{2} - \frac{0,35 m}{2} - 0,28 m \right) = 1,25 m^2$$

Corte actuante en zapata

$$V_u = A_v * \sigma_n$$

Donde:

σ_n = reacción neta del suelo

$$\sigma_n = q_{max} * FCU = 14,27 T * 1,31 = 18,70 T/m^2$$

Entonces el cálculo del corte actuante sobre la zapata queda dado por:

$$V_u = 1,25 m^2 * 18,70 T/m^2 = 23,375 T$$

- Corte resistente en zapata

$$\begin{aligned} V_c &= \varphi 0,53 \sqrt{f'_c} b d = 0,75 * 0,53 * \sqrt{210 kg/cm^2} * 210 cm * 28 m = 33 870,70 kg \\ &= 33,87 T \end{aligned}$$

$$\varphi V_c > V_u$$

$$33,87 T > 23,375 T$$

La zapata chequea por cortante simple.

- Chequeo por punzonamiento.

$$\text{Área de zapata} = 2,10m * 2,10m = 4,41 m^2$$

$$\text{Área de falla} = (d + b) * (d + h) = (0,28 + 0,35) * (0,28 + 0,35) = 0,40 m^2$$

$$\text{Área de punzonamiento} = 4,41 m^2 - 0,40 m^2 = 4,00 m^2$$

- Corte por punzonamiento

$$V_p = A_p * \sigma_n = 4,00 \text{ m}^2 * 18,70 \text{ T/m}^2 = 74,80 \text{ T}$$

- Corte resistente del concreto en zapata

De acuerdo al capítulo 11.11.2.1 del ACI, el valor de V_c en zapatas deberá calcularse como:

$$V_c = \phi \sqrt{f'_c} b_o d$$

Donde:

$\phi = 0,75$ para cortante

b_o = perímetro de la falla

$$b_o = 2(d + b) + 2(d + h) = 2(28 + 35) + 2(28 + 35) = 252 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$V_c = 0,75 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 252 \text{ cm} * 28 \text{ cm} = 76 \text{ 688,36 kg} = 76,70 \text{ T}$$

$$\phi V_c > V_p$$

$$76,70 \text{ T} > 74,80 \text{ T}$$

La zapata chequea por punzonamiento.

- Diseño a flexión

$$M = \sigma_u * b * \frac{l^2}{2}$$

Donde:

l = distancia del rostro de la columna al borde de zapata

σ_n = reacción neta del suelo

b = base de la columna

Ya que la zapata es cuadrada solo se calculará un valor de momento para ambas direcciones. La base se tomará como 1,00 metro como franja unitaria.

$$M = 18\,700 \text{ kg/m}^2 * 1,00\text{m} * \frac{\left(1,00\text{m} - \frac{0,35\text{m}}{2}\right)^2}{2} = 6\,363,84 \text{ kg} - \text{m}$$

- Área de acero

Área de acero mínimo

$$A_{s,min} = \frac{14,1}{f_y} bd = \frac{14,1}{2\,800 \text{ kg/cm}^2} * 100\text{cm} * 28\text{cm} = 14,1 \text{ cm}^2$$

Área de acero para momento último

$$A_s = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \left(b_w d - \sqrt{(b_w d)^2 - \frac{M_u * b}{0,3825 f'_c}} \right)$$

$$M_u = 6\,363,84 \text{ kg} - \text{m}$$

$$A_s = 0,85 \frac{210 \text{ kg/cm}^2}{2800 \text{ kg/cm}^2} \left(100\text{cm} * 28\text{cm} - \sqrt{(100\text{cm} * 28\text{cm})^2 - \frac{6363,84 \text{ kg} - m * 100\text{cm} * 100}{0,3825 * 210 \text{ kg/cm}^2}} \right)$$

$$A_s = 9,38 \text{ cm}^2$$

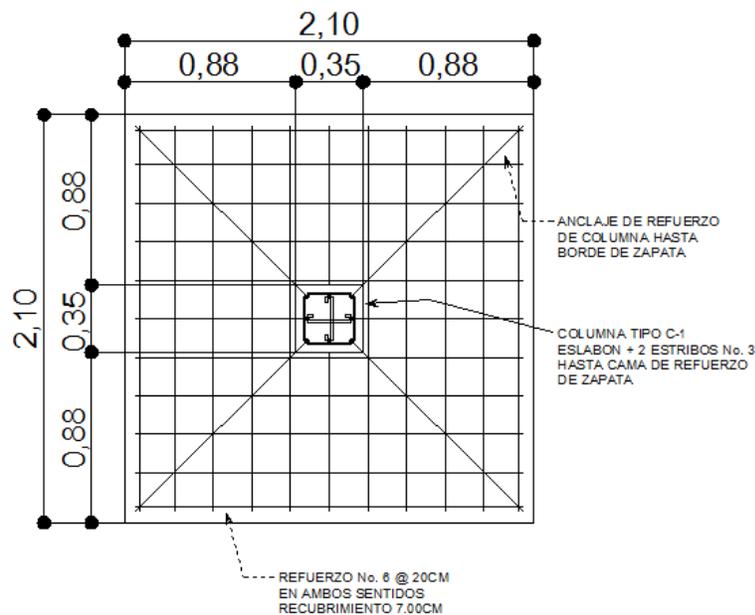
Como $A_s < A_{s,min} \rightarrow$ Usar $A_{s,min}$

- Espaciamiento de refuerzo

Para refuerzo con diámetro número 6, el espaciamiento viene dado como:

$$S = \frac{A_v * 100}{A_s} = \frac{2,87 * 100}{14,1} = 20,35 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Figura 41. **Detalle de zapata cuadrada tipo 2**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

2.1.12.7.5. Diseño de zapata combinada

Cuando la separación de dos o más columnas es pequeña, la dimensión de la base de su respectivas zapatas se intercepta, de manera que es más eficiente realizar un diseño de zapata unificada que soporte y distribuya el esfuerzo de ambas columnas.

Datos:

$$P_{eje\ C} = 38\ 536,33\ kg$$

$$P_{eje\ D} = 38\ 536,33\ kg$$

$$V_s = 15,25\ T/m^2$$

$$\gamma_{suelo} = 1,60\ T/m^3$$

$$FCU = 1,31$$

$$D_f = 1,50\ m$$

- Cargas de trabajo

El Código ACI 318-08 demanda establecer las cargas últimas como cargas de trabajo de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$P_{t,eje\ C} = \frac{P_{u,eje\ C}}{FCU} = \frac{38\ 536,33\ kg}{1,31} = 29\ 417,05\ kg$$

$$P_{t,eje\ D} = \frac{P_{u,eje\ D}}{FCU} = \frac{38\ 536,33\ kg}{1,31} = 29\ 417,05\ kg$$

- Dimensiones de la zapata

Debido a la aplicación simultánea de dos fuerzas sobre una zapata es necesario determinar una longitud necesaria para generar una reacción de igual magnitud debida al suelo. Ya que no existe colindancia inmediata en el perímetro del edificio la longitud L_1 se considera en este caso de 1,00m. De tal forma que la longitud total de la zapata puede determinarse como:

$$L = 2 \left[\frac{P_1 * L_1 + P_2 * (L_1 + L_2)}{P_1 + P_2} \right]$$

Entonces:

$$L = 2 \left[\frac{29\,417,05\text{ kg} * 1,00\text{ m} + 29\,417,05\text{ kg} * (1,00\text{ m} + 2,50\text{ m})}{29\,417,05\text{ kg} + 29\,417,05\text{ kg}} \right] = 4,50\text{ m}$$

$$L_3 = L - L_2 - L_1 = 4,50 - 2,50 - 1,00 = 1,00\text{ m}$$

- Área de zapata

$$A_z = \frac{FCU * (P_{t,eje C} + P_{t,eje D})}{V_s} = \frac{1,31 * (29\,417,05\text{ kg} + 29\,417,05\text{ kg}) * \frac{1T}{1\,000kg}}{15,25\text{ T/m}^2}$$

$$A_z = 5,05\text{ m}^2$$

$$B = \frac{A_z}{L} = \frac{5,05\text{ m}^2}{4,50\text{ m}} = 1,12\text{ m} \approx 1,50\text{ m}$$

$$A_{real\ zapata} = 1,50\text{ m} * 4,50\text{ m} = 6,75\text{ m}^2$$

- Peralte de zapata

El peralte de zapata se refiere al espesor de la misma, se determina en base al recubrimiento mínimo previsto por el código ACI y el diámetro del acero de refuerzo a emplear en el armado.

$$t = r + 2d_b + l_d$$

Donde:

r = recubrimiento (7,50 cm de acuerdo al capítulo ACI 7.7.2)

d_b = diámetro de barra de refuerzo longitudinal (No.6 = 1.91cm)

l_d = longitud de desarrollo para las barras de columnas (ACI 21.7.5)

$$l_d = \frac{f_y d_b}{17,2 \sqrt{f'_c}} = \frac{2800 \text{ kg/cm}^2 * 1,91 \text{ cm}}{17,2 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}} = 21,45 \text{ cm}$$

Entonces, el peralte de zapata se calcula como:

$$t = 7 \text{ cm} + 2 * 1,91 \text{ cm} + 21,45 \text{ cm} = 32,27 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm}$$

- Carga de diseño

$$Q = \frac{P_1 + P_2}{A_{real \text{ zapata}}}$$

Entonces:

$$Q = \frac{38\,536,33\text{ kg} + 38\,536,33\text{ kg}}{6,75\text{ m}^2} = 11\,418,17\text{ kg/m}^2 = 11,42\text{ T/m}^2$$

$$q_u = 11,42\text{ T/m}^2 * 1,50\text{ m} = 17,13\text{ T/m}$$

- Chequeo por cortante simple

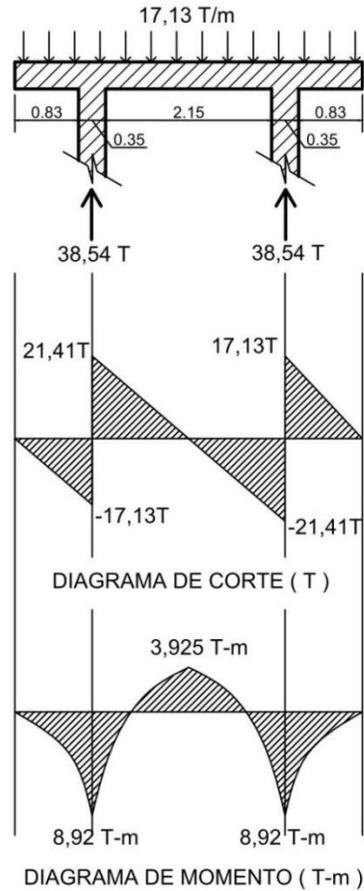
- Peralte efectivo

$$d = t - r = 35\text{cm} - 7\text{cm} = 28\text{cm}$$

- Corte actuante

Para el análisis de los esfuerzos de corte y momento sobre la zapata combinada esta se considera como una viga con carga distribuida y empotramiento en los apoyos.

Figura 42. Diagrama de corte y momento de zapata combinada



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

El corte crítico actuante se genera a una distancia d medida desde el rostro de la columna, por relación de triángulos y el uso del diagrama de corte se puede determinar el valor del cortante actuante a dicha distancia.

$$\frac{21,41}{2,5/2} = \frac{V_u}{2,5/2 - d - \frac{b}{2}}$$

Entonces:

$$\frac{21,41}{2,5/2} = \frac{V_u}{2,5/2 - 0,28 - \frac{0,35}{2}}$$

$$V_u = 13,62 T$$

- Corte resistente en zapata

$$V_c = \phi 0,53 \sqrt{f'_c} b d = 0,75 * 0,53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 150 \text{ cm} * 28 \text{ m} = 24 \ 193,35 \text{ kg} \\ = 24,19 T$$

$$\phi V_c > V_u$$

$$24,19 T > 13,62 T$$

La zapata chequea por cortante simple.

- Chequeo de cortante por punzonamiento

$$V_p = P - A_p * Q$$

Donde:

V_p = corte por punzonamiento

P = carga de la columna en la zona de mayor cortante actuante

A_p = área de punzonamiento

Q = carga de diseño

- Área de punzonamiento

$$A_p = (b_{col} + d) * (h_{col} + d) = (0,35 + 0,28) * (0,35 + 0,28) = 0,40 \text{ m}^2$$

Entonces:

$$V_p = 38,54 T - 0,40 m^2 * 11,42 T/m^2 = 33,97 T$$

- Corte resistente

$$V_c = \varphi \sqrt{f'_c} b_o d$$

Donde:

$\varphi = 0,75$ para cortante

b_o = perímetro de la falla

$$b_o = 2(d + b) + 2(d + h) = 2(28 + 35) + 2(28 + 35) = 252 cm^2$$

Entonces:

$$V_c = 0,75 * \sqrt{210 kg/cm^2} * 252 cm * 28 cm = 76 688,36 kg = 76,70 T$$

$$\varphi V_c > V_p$$

$$76,70 T > 33,97 T$$

De acuerdo a lo anterior el espesor de 35 centímetros es capaz de resistir el punzonamiento debido a la columna, por lo tanto chequea.

- Diseño por flexión

Debido a la simetría de la estructura el momento inducido en la base es el mismo para ambas columnas.

- Área de acero mínimo

$$A_{s,min} = \frac{14,1}{f_y} bd = \frac{14,1}{2\,800\text{ kg/cm}^2} * 100\text{ cm} * 28\text{ cm} = 14,1\text{ cm}^2$$

- Área de acero para momento último

$$A_s = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \left(b_w d - \sqrt{(b_w d)^2 - \frac{M_u * b}{0,3825 f'_c}} \right)$$

$$M_u = 6\,363,84\text{ kg} - m$$

$$A_s = 0,85 \frac{210\text{ kg/cm}^2}{2\,800\text{ kg/cm}^2} \left(100\text{ cm} * 28\text{ cm} - \sqrt{(100\text{ cm} * 28\text{ cm})^2 - \frac{6\,872,30\text{ kg} - m * 100\text{ cm} * 100}{0,3825 * 210\text{ kg/cm}^2}} \right)$$

$$A_s = 10,02\text{ cm}^2$$

Como $A_s < A_{s,min} \rightarrow$ Usar $A_{s,min}$

- Espaciamiento de refuerzo

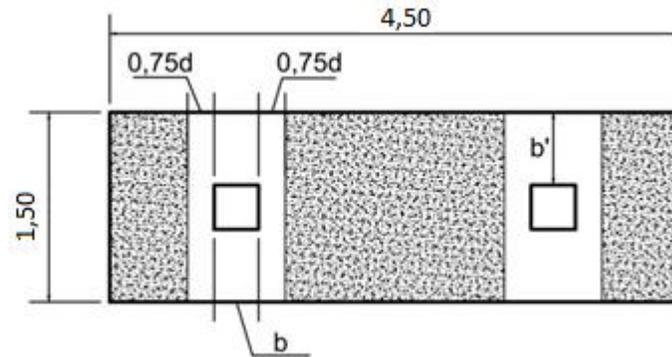
Para refuerzo con varillas número 6, el espaciamiento viene dado como:

$$S = \frac{A_v * 100}{A_s} = \frac{2,87 * 100}{14,1} = 20,35\text{ cm} \approx 20\text{ cm}$$

- Diseño de refuerzo transversal

El cálculo del refuerzo transversal se realizará tal y como en una viga, el ancho de la viga se tomará como: $b_{col} + 1,5d$

Figura 43. Franja de ancho de viga en zapata combinada



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

La carga de diseño se determina como la presión uniforme causada por la carga puntual de la columna.

$$q_d = \frac{P_u}{b_z * (b_{col} + 1,5d)}$$

Entonces:

$$q_d = \frac{38\,536,33\text{ kg}}{1,50\text{ m} * (0,35\text{ m} + 1,5 * 0,28\text{ m})} = 33\,364,80\text{ kg/m}^2 = 33,36\text{ T/m}^2$$

$$M_{diseño} = \frac{q_d * b'}{2}$$

$$M_{diseño} = \frac{33,36\text{ T/m}^2 * \left(\frac{1,50\text{ m}}{2} - \frac{0,35\text{ m}}{2}\right)}{2} = 9,59\text{ T} * 1\text{ m} = 9,59\text{ T} - \text{m}$$

$$A_s = 0,85 \frac{210\text{ kg/cm}^2}{2\,800\text{ kg/cm}^2} \left(77\text{cm} * 28\text{cm} - \sqrt{(77\text{cm} * 28\text{cm})^2 - \frac{9\,590,00\text{ kg} - \text{m} * 77\text{cm} * 100}{0,3825 * 210\text{ kg/cm}^2}} \right)$$

$$A_s = 14,34 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v * 100}{A_s} = \frac{2,87 * 77}{14,34} = 15,40 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Se emplearán 5 varillas núm. 6 a cada 15 centímetros.

- Refuerzo por temperatura

De acuerdo al capítulo 7.12.2 (a), la cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser igual a 0,002.

$$\rho_{temp} = 0,002$$

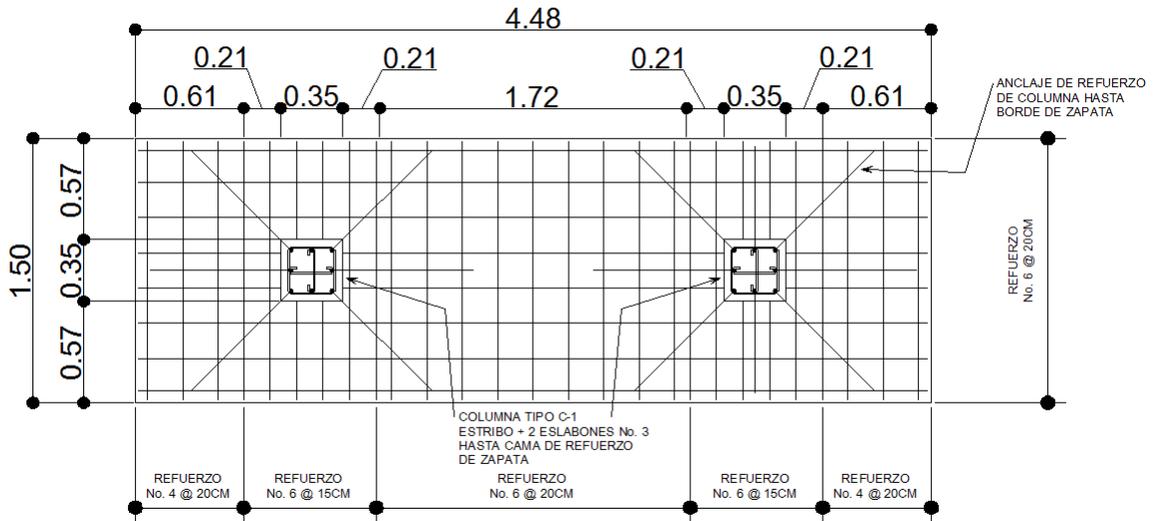
$$A_{temp} = \rho_{temp}bd = 0,002 * 100 \text{ cm} * 28 \text{ cm} = 5,6 \text{ cm}^2$$

Considerando el uso de varillas núm. 4.

$$S = \frac{A_v * 100}{A_s} = \frac{1,27 * 100}{5,6} = 22,67 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Se emplearán varillas núm. 4 a cada 20 centímetros.

Figura 44. Detalle de zapata combinada

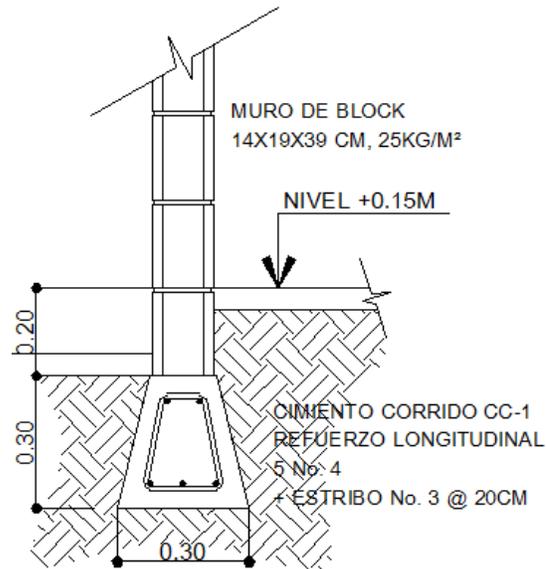


Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

2.1.12.7.6. Cimiento corrido trapezoidal

Para lograr la integridad estructural de los muros como sistemas de paneles individuales e independientes de la estructura, conviene emplear una cimentación corrida de tipo trapezoidal debido a que los muros funcionan solamente como divisores de ambientes y no de carga, por lo cual se considera el diseño según las normas Fomento de Hipotecas Aseguradas (FHA) para una cimentación de este tipo, el detalle del cimiento corrido se presenta a continuación:

Figura 45. **Detalle de cimiento corrido trapezoidal**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

2.1.12.8. Diseño de escalera

Para mantener un diseño eficiente y cómodo de las escaleras es necesario considerar la relación entre la huella y contrahuella de las gradas, para ello se tienen las siguientes condiciones:

$$Ch < 20 \text{ cm}$$

$$H > Ch$$

$$Ch + H < 64 \text{ cm}$$

$$Ch * H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

Considerando una contrahuella de 20 centímetros el número de escalones será:

$$\text{Cantidad de contrahuellas} = \frac{h_{\text{entrepiso}}}{Ch_{\text{diseño}}} = \frac{2,90}{0,20} = 14,50$$

Para tener un valor par de escalones se considerará un Ch de 0,193 metros, de esta forma serán 15 escalones.

$$\text{Cantidad de huellas} = \text{Cantidad de contrahuellas} - 1$$

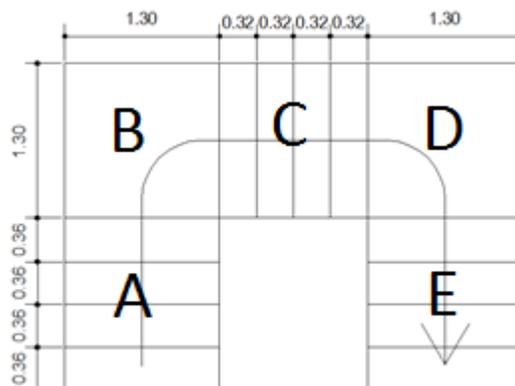
$$\text{Cantidad de huellas} = 15 - 1 = 14$$

El diseño consta de dos descansos de 1,30 metros por 1,30 metros, entonces, las huellas quedaran distribuidas como:

8 huellas de 0,36 metros

4 huellas de 0,32 metros

Figura 46. **Detalle en planta de escaleras**

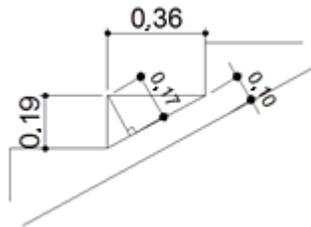


Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

- Integración de cargas

Para la integración de cargas en los escalones se considera un espesor equivalente, donde este es calculado como la mitad de la distancia perpendicular de la losa inferior a la esquina del escalón.

Figura 47. **Detalle de huella, contrahuella y espesor de losa**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Peso propio de la escalera

$$2\,400\text{ kg/m}^3 * \left(0,10\text{m} + \frac{0,17\text{m}}{2}\right) = 445\text{ kg/m}^2$$

Acabados

$$100\text{ kg/m}^2$$

Total carga muerta

$$445\text{ kg/m}^2 + 100\text{ kg/m}^2 = 545\text{ kg/m}^2$$

Total carga viva

$$500\text{ kg/m}^2$$

Total carga última de diseño tramo A, C y E

$$C_u = 1.2 * 545 \text{ kg/m}^2 + 1.6 * 500 \text{ kg/m}^2 = 1\,454 \text{ kg/m}^2$$

Total carga última de diseño tramo B y D

$$C_u = 1.2 * 340 \text{ kg/m}^2 + 1.6 * 500 \text{ kg/m}^2 = 1\,208 \text{ kg/m}^2$$

- Momento último y cortante en losas

Losa tipo A y E

$$M_{u-} = \frac{C_u * L^2}{9} = \frac{1\,454 \text{ kg/m}^2 * (1,65 \text{ m})^2}{9} = 440,00 \text{ kg} - m$$

$$M_{u+} = \frac{C_u * L^2}{14} = \frac{1\,454 \text{ kg/m}^2 * (1,65 \text{ m})^2}{14} = 283,00 \text{ kg} - m$$

$$V_u = \frac{C_u * L}{2} = \frac{1\,454 \text{ kg/m}^2 * 1,65 \text{ m}}{2} = 1\,200 \text{ kg} - m$$

Losa tipo C

$$M_{u-} = \frac{C_u * L^2}{9} = \frac{1\,454 \text{ kg/m}^2 * (1,50 \text{ m})^2}{9} = 363,5 \text{ kg} - m$$

$$M_{u+} = \frac{C_u * L^2}{14} = \frac{1\,454 \text{ kg/m}^2 * (1,50 \text{ m})^2}{14} = 233,68 \text{ kg} - m$$

$$V_u = \frac{C_u * L}{2} = \frac{1\,454 \text{ kg/m}^2 * 1,50 \text{ m}}{2} = 1\,090,50 \text{ kg} - m$$

Losa tipo B y D

$$M_{u-} = C_{a,b} * C_u * L^2 = 0,045 * 1\,208 \text{ kg/m}^2 * (1,30 \text{ m})^2 \\ = 296,02 \text{ kg} - m, \text{ en ambas direcciones.}$$

$$M_{u+} = C_{a,b} * C_m * L^2 + C_{a,b} * C_v * L^2 \\ = 0,018 * 1,2 * 340 \text{ kg/m}^2 * (1,30 \text{ m})^2 + 0,027 * 1,6 * 500 \text{ kg/m}^2 \\ * (1,30 \text{ m})^2 = 48,91 \text{ kg} - m, \text{ en ambas direcciones.}$$

$$V_u = \frac{C_u * L}{2} = \frac{1\,208 \text{ kg/m}^2 * 1,30 \text{ m}}{2} = 785,20 \text{ kg} - m$$

- Áreas de acero requeridas

Para determinar el área de acero de acuerdo al momento último de la losa se empleará la siguiente ecuación:

$$A_{s,min} = \frac{14}{2800} bd = \frac{14}{2800} * 100 \text{ cm} * 7,50 \text{ cm} = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,5\rho_{bal} bd = 0,50 * 0,036 * 100 \text{ cm} * 7,50 \text{ cm} = 27 \text{ cm}^2$$

Tabla XXV. **Áreas de acero según tipo de losa para gradas**

Losa tipo	Momento último (M_u)	Área de acero (A_s)
A y E	$M_{u-} = 440,00 \text{ kg} - m$	$2,39 \text{ cm}^2$
	$M_{u+} = 283,00 \text{ kg} - m$	$1,52 \text{ cm}^2$
C	$M_{u-} = 363,5 \text{ kg} - m$	$1,97 \text{ cm}^2$
	$M_{u+} = 233,68 \text{ kg} - m$	$1,27 \text{ cm}^2$
B y D	$M_{u-} = 296,02 \text{ kg} - m$	$1,61 \text{ cm}^2$
	$M_{u+} = 48,91 \text{ kg} - m$	$0,26 \text{ cm}^2$

Fuente: elaboración propia.

Ya que ninguno excede el área de acero mínimo se utilizarán barras núm. 3 con una separación de:

$$S = \frac{0,71 * 100}{3,75} = 18,9 \approx 15 \text{ cm}$$

Utilizar varillas núm. 3 a cada 15 centímetros

- Acero por temperatura

$$A_s = 0,002bt = 0,002 * 100 \text{ cm} * 10 \text{ cm} = 2 \text{ cm}^2$$

$$S = 3t = 30 \text{ cm}$$

Utilizar varillas núm. 3 a cada 30 centímetros

- Armado final:

Losas tipo A, C y E

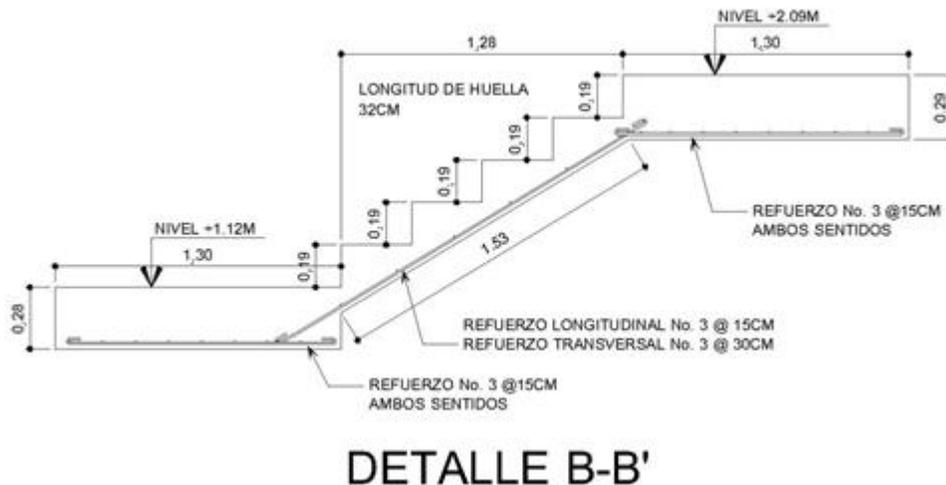
Utilizar varillas núm. 3 a cada 15 centímetros sentido longitudinal

Utilizar varillas núm. 3 a cada 30 centímetros sentido transversal

Losas tipo B y D

Utilizar varillas núm. 3 a cada 15 centímetros en ambas direcciones

Figura 48. **Detalle de armado de escaleras**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

2.1.13. Instalaciones

Las instalaciones en un edificio se refieren a los artefactos u elementos necesarios para el uso adecuado de la estructura; suministro de energía eléctrica y agua potable, evacuación de aguas negras y pluviales son los requerimientos mínimos en instalaciones correspondientes a una edificación de uso humano.

2.1.13.1. Instalación de agua potable

El sistema de distribución de agua potable se basará en una red de circuito cerrado compuesta por tubería de PVC con una presión mínima de 250 psi, la tubería deberá ir a una profundidad no menor de 30 centímetros respecto

del nivel del piso, en el segundo nivel, la profundidad de la tubería deberá ser de 10 centímetros respecto del nivel del piso.

Para el diseño de la tubería del circuito se emplea el método de Hunter, donde se consideran pesos o demandas de caudal por cada artefacto en la edificación, para poder determinar el caudal de demanda según la cantidad y tipo de artefactos en la instalación se emplea la siguiente ecuación:

$$Q = 0,30 * \sqrt{\sum P}$$

Donde:

Q = caudal de demanda

P = pérdidas por peso en artefactos

Tabla XXVI. **Demanda de caudal en artefactos para método de Hunter**

Artefacto	Peso	Cantidad	P parcial
Inodoro con tanque	0,30	18	5,40
Lavamanos	0,50	8	4,00
Mingitorios	0,30	4	1,20
Pilas	0,50	1	0,50
Lavabo industrial	0,50	7	3,50
Total de demanda			14,6

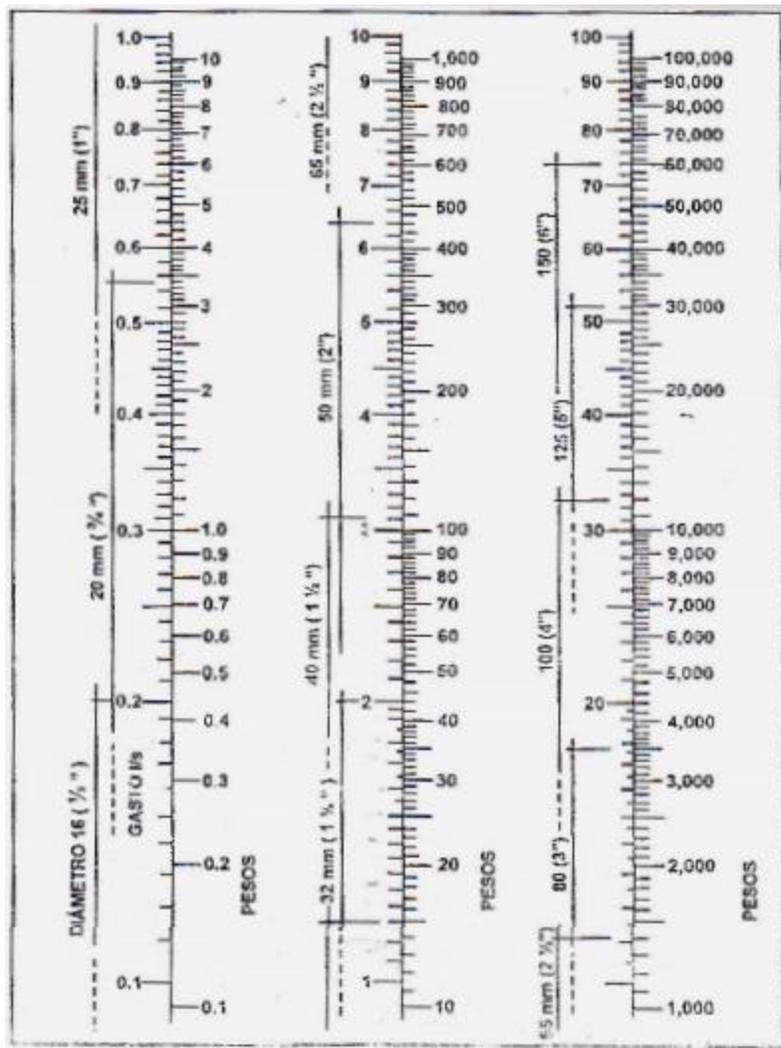
Fuente: ENRÍQUEZ HARPER, Gilberto. *Cálculo de instalaciones hidráulicas y sanitarias, residenciales y comerciales*. Tabla 6, p. 126.

Entonces:

$$Q = 0,30 * \sqrt{14,96} = 1,15 \text{ l/s}$$

Una vez obtenido el valor del caudal mínimo de demanda se puede interpolar en el ábaco para tuberías de agua fría donde se determina el valor del diámetro mínimo requerido para obtener dicho caudal.

Figura 49. **Ábaco para el cálculo de tuberías de agua fría**



Fuente: ENRÍQUEZ HARPER, Gilberto. *Cálculo de instalaciones hidráulicas y sanitarias, residenciales y comerciales*. Ábaco 1, p. 128.

Una vez estimado el caudal o gasto necesario se ubica en el rango izquierdo de las columnas del ábaco, para un gasto de 1,15 litros por segundo, se requiere un diámetro de tubería para la red de alimentación de 1 pulgada.

Tabla XXVII. **Diámetros mínimos de tubos para subramales**

Artefacto	Diámetro (plg)
Inodoro con tanque	1/2"
Lavamanos	1/2"
Llave de chorro	1/2"
Lavabos	1/2"

Fuente: HARPER, Gilberto Enríquez. *Cálculo de instalaciones hidráulicas y sanitarias, residenciales y comerciales*. Tabla 9, p. 138.

Entonces, según lo anterior todos los subramales que alimentan a los artefactos deberán tener un diámetro de 1/2 pulgada, y la tubería de la red principal deberá ser de 1 pulgada. Toda la tubería de la red será de PVC y deberá cumplir con la Norma ASTM D2241 y ASTM D2466.

2.1.13.2. Instalación sanitaria

Para determinar el diámetro requerido para la red de drenaje sanitario es necesario asignar un valor de Unidades Mueble (UM), a cada artefacto del sistema, el diámetro nominal mínimo requerido es determinado por la suma del total de unidades mueble correspondientes al tramo bajo análisis, es decir, por cada subramal.

Tabla XXVIII. **Unidades mueble por artefactos**

Artefacto	Número de unidades mueble (UM)	Diámetro (plg)
Lavamanos	1	1 ¼"
Inodoro con tanque	4	3"
Llave de chorro	2	1 ¼"
Lavabo industrial	3	1 ¼"

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*.
p 105.

Tabla XXIX. **Diámetro nominal de tubería según las UM**

Diámetro nominal	Máximo de unidades mueble
1	1
1 ½"	3
2"	6
3"	20
4"	160

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*.
p 105.

En base a la cantidad de artefactos y su distribución en cada ramal se ha determinado los diámetros necesarios para los subramales y ramales principales, la pendiente mínima para autolimpieza de la tubería deberá ser del 2 por ciento y cada artefacto deberá contar con sifón para la retención de olores.

2.1.13.3. Instalación de drenaje pluvial

El drenaje sanitario y el drenaje pluvial se trabajaran como sistemas separados, por ende el cálculo del drenaje pluvial se basará solamente en la precipitación de la región.

Para el cálculo del diámetro mínimo de tubería se empleará la ecuación del método racional, dónde el caudal volumétrico viene dado por:

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

Donde:

C = coeficiente de escorrentía del terreno (0,90 para losas de concreto)

I = intensidad de lluvia (mm/h)

A = área (Ha)

Q = caudal volumétrico (l/s)

Considerando un tiempo de concentración igual a 2,30 minutos, la ecuación de intensidad de lluvia para la región viene dada por:

$$i = \frac{1010}{(4 + t)^{0,671}} = \frac{1010}{(4 + 2,30)^{0,671}} = 293,70 \text{ mm/h}$$

Entonces el caudal puede ser calculado como:

$$Q = \frac{0,90 * 293,70 \text{ mm/h} * 573,50 \text{ m}^2 * \frac{1}{10\,000 \text{ m}^2}}{360} = 0,042 \text{ l/s}$$

Ahora se determinará si el caudal máximo para una tubería de 3 pulgadas de diámetro y una pendiente del 1 por ciento excede el caudal real, de ser así se cumplirán los requerimientos con el diámetro propuesto.

$$V = \frac{0,03429}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{0,03429}{0,01019} * 3^{2/3} * 0,01^{1/2} = 0,70 m/s$$

$$A = \frac{\pi}{4} * (3 * 0,0254)^2 = 0,00456 m^2$$

Entonces, el caudal se puede determinar cómo:

$$Q = V * A = 0,70 m/s * 0,00456 m^2 * 1\ 000 = 3,19 l/s$$

Ya que el caudal determinado por una tubería de 3 pulgadas excede considerablemente el caudal real, se concluye que la el diámetro sugerido es el adecuado.

2.1.13.4. Instalación eléctrica

Las instalaciones eléctricas en el edificio se dividen en dos grupos, de iluminación y de fuerza, la primera se refiere a todo el sistema de iluminación artificial dentro de las instalaciones y el segundo a todo el sistema de tomacorrientes en la edificación, ya sea de 120 o 240 voltios.

En el sistema de iluminación se diseñarán circuitos de no más de diez unidades de lámparas dobles de 40 watts de potencia; para estimar la capacidad de la protección a utilizar por circuito se emplea la ecuación de corriente:

$$I = \frac{P}{V}$$

Donde:

I = corriente (amperios)

P = potencia (watts)

V = voltaje (voltios)

Ya que el valor máximo de lámparas por circuito será de diez se considerará como valor crítico en la ecuación:

$$P = 2_{\text{lámparas}} * 40 W * 10_{\text{unidades}} = 800 W$$

$$I = \frac{P}{V} = \frac{800 W}{120 V} = 6,67 \text{ Amperios}$$

Por seguridad se utilizarán flip on de 15 amperios y alambre AWG de calibre 14 para cada circuito.

Tabla XXX. **Protección y diámetro de cable para circuitos de iluminación**

Circuito	120 V	P (Watts)	I (Amp)	Seguridad (Amp)	Calibre cable AWG
A	10	800	6,67	15	2#14
B	10	800	6,67	15	2#14
C	4	320	2,67	15	2#14
D	8	640	5,33	15	2#14
E	8	640	5,33	15	2#14
F	10	800	6,67	15	2#14
G	10	800	6,67	15	2#14

Continuación de la tabla XXX.

Circuito	120 V	P (Watts)	I (Amp)	Seguridad (Amp)	Calibre cable AWG
H	9	720	6,00	15	2#14
L	4	320	2,67	15	2#14
M	8	640	5,33	15	2#14
N	8	640	5,33	15	2#14
O	8	640	5,33	15	2#14
P	8	640	5,33	15	2#14
A	10	800	6,67	15	2#14
B	10	800	6,67	15	2#14
C	4	320	2,67	15	2#14

Fuente: elaboración propia.

Para los circuitos de fuerza de 120 voltios se considerará un consumo por tomacorrientes, de 180 watts, de tal manera que la protección necesaria para cada circuito puede ser calculada como:

$$P = 180 W * 10_{unidades} = 1 800 W$$

$$I = \frac{P}{V} = \frac{1 800 W}{120 V} = 15 \text{ Amperios}$$

Para los circuitos de fuerza de 240 voltios se considerará un consumo por tomacorrientes, de 1200 watts, de tal manera que la protección necesaria para cada circuito puede ser calculada como:

$$P = 1 200 W * 6_{unidades} = 7 200 W$$

$$I = \frac{P}{V} = \frac{7 200 W}{240 V} = 30 \text{ Amperios}$$

De acuerdo al procedimiento anterior se determina el valor de la protección para cada circuito y el tipo de alambre que se empleará.

Tabla XXXI. **Protección y diámetro de cable por circuito de fuerza**

Circuito	120 V	240 V	P (Watts)	I (Amp)	Seguridad (Amp)	Calibre cable AWG
A	8		1 440	12	15	3#10
B	-	3	3 600	15	40	3#8
C	8	-	1 440	12	15	3#10
D	7	-	1 260	10.5	15	3#10
E	8	-	1 440	12	15	3#10
F	7	-	1 260	10.5	15	3#10
G	11	-	1 980	16.5	20	3#10
H	10	-	1 800	15	20	3#10
I	8	-	1 440	12	15	3#10
J	10	-	1 800	15	15	3#10
K	7	-	1 260	10.5	15	3#10
L	7	-	1 260	10.5	15	3#10
M	8	-	1 440	12	15	3#10
N	8	-	1 440	12	15	3#10
O	8	-	1 440	12	15	3#10
P	8	-	1 440	12	15	3#10
Y	-	2	2 400	10	15	3#8
Z	-	6	7 200	30	40	3#8

Fuente: elaboración propia.

2.1.14. Presupuesto

En la tabla XXXII se describen los renglones finales para el presupuesto del edificio para el Centro de Capacitación Técnica. Los costos unitarios se basan en sondeos actuales, sin embargo, debe considerarse la variación de los precios en el mercado nacional.

Tabla XXXII. **Presupuesto del edificio para el Centro de Capacitación Técnica**

Renglón	Concepto	Unidad	Cantidad	Costo unitario	Costo total
1	Preliminar	1	Global	Q 55,522.46	Q 55,522.46
2	Cimentación				
2.1	Zapata tipo Z-1	7	Unidad	Q 10,645.01	Q 74,515.07
2.2	Zapata tipo Z-2	14	Unidad	Q 6,419.40	Q 89,871.65
2.3	Zapata tipo Z-3	14	Unidad	Q 4,567.01	Q 63,938.12
2.4	Cimiento corrido	224	ml	Q 310.07	Q 69,455.14
3	Columnas				
3.1	Columna tipo C-1	189	ml	Q 1,060.78	Q 200,488.15
3.2	Columna tipo C-2	126	ml	Q 932.28	Q 117,466.90
3.3	Columna tipo C-3	326.7	ml	Q 205.69	Q 67,199.62
3.4	Columna tipo C-4	69.3	ml	Q 260.62	Q 18,060.91
4	Muros de tabicación				
4.1	Levantado de muro de block	848.35	m ²	Q 154.00	Q 130,645.42
4.4	Solera intermedia	507	ml	Q 228.46	Q 115,828.26
4.5	Solera de corona	294	ml	Q 222.25	Q 65,340.22
4.6	Viga Principal	576.5	ml	Q 753.64	Q 434,472.07
5	Losas				
5.1	Losa intermedia	562.3	m ²	Q 595.63	Q 334,920.53
5.2	Losa superior	462.5	m ²	Q 608.52	Q 281,439.62
6	Módulo de gradas	1	Global	Q 10,992.79	Q 10,992.79
7	Sistema de agua potable	1	Global	Q 42,781.14	Q 42,781.14
8	Sistema de drenaje de aguas negras	1	Global	Q 11,415.77	Q 11,415.77
9	Instalaciones eléctricas				
10	Instalación eléctrica de fuerza	1	Global	Q 16,798.15	Q 16,798.15
11	Instalación eléctrica de iluminación	1	Global	Q 29,922.36	Q 29,922.36

Continuación de la tabla XXXII.

Renglón	Concepto	Unidad	Cantidad	Costo unitario	Costo total
12	Acabados				
12.1	Blanqueado en muros	848.5	m ²	Q 52.00	Q 44,120.96
12.2	Cernido remolineado en losas	573.5	m ²	Q 71.87	Q 41,220.04
12.3	Piso cerámico	932.4	m ²	Q 200.39	Q 186,846.46
12.4	Pañuelos en losas	573.5	m ²	Q 71.40	Q 40,948.01
15	Muro perimetral				
15.1	Cimiento corrido 40x20	232	ml	Q 347.04	Q 80,512.47
15.2	Columna 20x20	357.2	ml	Q 285.35	Q 101,928.14
15.3	Solera hidrófuga 20x20	232	ml	Q 279.39	Q 64,818.78
15.4	Solera intermedia 20x20	232	ml	Q 279.39	Q 64,818.78
15.5	Solera de corona 20x20	232	ml	Q 279.39	Q 64,818.78
15.6	Levantado de muro de block 19x19x39	584.65	m ²	Q 162.29	Q 94,884.63
Costo total de la obra					Q 3,015,991.36
Costo total de la obra por metro cuadrado					Q 10,626.71

Fuente: elaboración propia.

2.1.15. Cronograma de ejecución

Este se refiere al tiempo programado en el que se realizará una sección específica de la obra, necesario para estimar el tiempo en el que se finalizará la construcción total de la edificación.

Tabla XXXIII. **Cronograma de ejecución del edificio para el Centro de Capacitación Técnica**

No.	Descripción del renglón	Tiempo en meses							
		1	2	3	4	5	6	7	8
1	Preliminares	■							
2	Cimentación	■	■						
3	Columnas		■	■	■				
4	Vigas		■	■	■	■			

Continuación de la tabla XXXIII.

No.	Descripción del renglón	Tiempo en meses							
		1	2	3	4	5	6	7	8
5	Muros				■				
6	Soleras				■				
7	Losas					■	■		
8	Acabados							■	■
9	Instalación eléctrica					■	■		
10	Instalación hidráulica						■	■	
11	Instalación sanitaria						■	■	
12	Trabajos varios	■	■		■		■		

Fuente: elaboración propia.

2.1.16. Estudio de Impacto Ambiental (EIA)

Como parte del estudio de prefactibilidad del proyecto es necesario contar con un estudio de impacto ambiental que prevea toda influencia ya sea positiva o negativa respecto del proyecto al medio que rodea a este.

El estudio de impacto ambiental es de carácter obligatorio para la ejecución de un proyecto determinado, esto con la finalidad de determinar las medidas necesarias para disminuir el impacto negativo respecto a los efectos que el proyecto pueda provocar, desarrollar programas de control, seguridad, saneamiento y protección ambiental.

2.1.16.1. Identificación de impactos ambientales

La identificación de los impactos ambientales que puedan generarse durante la ejecución y operación del proyecto se lleva a cabo empleando

matrices de identificación y evaluación; clasificándolos de acuerdo con su carácter (positivo o negativo), su magnitud y su duración.

2.1.16.1.1. Impactos ambientales negativos

Se consideran los posibles impactos negativos sobre el entorno del proyecto, derivados de la ejecución del mismo, asimismo se busca la manera de mitigar dichos impactos en base a procedimientos técnicos ya establecidos.

- Impactos negativos sobre el aire

Durante la ejecución del proyecto el impacto será mínimo por la generación de polvo debido al movimiento de tierra, acarreo de materiales y mezcla de los mismos. La influencia sonora será mínima durante la ejecución. Por otro lado, durante la operación se generarán gases químicos debido al uso de máquinas de soldadura.

- Impactos negativos sobre el suelo

Los impactos sobre el terreno serán mínimos durante la etapa de ejecución del proyecto. Afectando solamente el terreno del proyecto, con erosiones, exposición de materiales con químicos y sedimentos.

- Impactos negativos sobre aguas subterráneas

El nivel freático no será afectado de ninguna manera, durante la ejecución del proyecto ni en la operación del mismo ya que las aguas servidas serán tratadas y evacuadas correctamente.

2.1.16.2. Plan de contingencia

Con el objetivo de reducir considerablemente los impactos negativos del proyecto se proponen las siguientes medidas de seguridad durante la construcción del proyecto:

- Colocar un muro perimetral adecuadamente el área del proyecto para evitar contaminar las áreas circundantes.
- Disponer adecuadamente de los desechos sólidos generados durante la construcción.
- Señalizar adecuadamente el área de construcción tanto fuera como dentro.
- Capacitar al personal administrativo y obreros sobre seguridad industrial, manejo de materiales, maquinarias y químicos, uso adecuado de equipo de protección.

Tabla XXXIV. **Matriz de Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)**

				ACCIONES CON POSIBLES EFECTOS								TOTAL		
				Modificación del régimen			Transformación del territorio		Procesos					
				Alteración de la cubierta terrestre	Alteración de drenaje	Ruido y vibraciones	Emplazamientos industriales y edificios	Estructuras recreacionales	Industria textil	Alimentación	Herrería y soldadura			
Factores ambientales	Físico químico	Tierra	Suelos	-1	-1		-5	-1					-9	
				5	4		10	5					24	
		Agua	Calidad							-3	-3	-8		-14
										6	6	10		22
		Atmosfera	Calidad	-3		-2	-7	2	-4	-6	-7			-27
				7		5	7	5	6	5	10			45
	Condiciones biológicas	Procesos	Compactación											
		Flora	Arboles				-4	3	-6				-4	
							5	5	7					
			Cosecha	4	-2		-5	3		3				
			8	6		5	6		6				48	
	Fauna	Macro fauna					1	-1					0	
							6	4					10	
	Factores culturales	Uso del territorio	Agrícola	2	-1		-5	2						19
				4	6		5	4						
		Zona residencial		5	-2	-2	5	3	4	4	4			
				8	5	6	5	5	6	6	6			66
		Nivel cultural	Culturas o forma de vida	10		-2	8	5	7	7	7			
			10		4	9	8	8	8	8				
Salud y seguridad			4				6							
		6				8								
Empleo	10			10	2	8	8	8						
	10			10	10	6	10	10	10				125	
Servicios e infraestructura	Red de transporte				3								17	
					7									
	Servicios	6	2		6									
		7	4		7								25	

Fuente: elaboración propia.

2.2. Diseño de la carretera hacia el hospital regional de San Pedro La Laguna, Sololá

Se detalla el diseño de la carretera hacia el hospital regional de San Pedro La Laguna. Dado a la disponibilidad de materiales y condiciones de tránsito para la región del proyecto se ha establecido el uso de concreto hidráulico para la conformación de la carpeta de rodadura. El diseño se realizará de acuerdo a las necesidades del proyecto hospitalario del municipio.

2.2.1. Descripción general del proyecto

El proyecto se ubica en el municipio de San Pedro La Laguna, el tramo inicia en el kilómetro 179,50 y finaliza en el terreno del proyecto del hospital regional de San Pedro La Laguna con una longitud de 1,6 kilómetros.

Debido a la ineficiencia en el sistema de salubridad del municipio de San Pedro La Laguna y los municipios circundantes es necesario fortalecer la atención médica con la construcción de un hospital regional, el terreno para dicho proyecto se ubica en el cerro PajulYá, posee un acceso a pie en terreno escabroso y selvático pero no apto para vehículos; debido a que el proyecto ya está en planificación es necesario realizar un caminamiento adecuado para el ingreso de futuros vehículos al área.

2.2.2. Estado actual de la red vial

Existen dos accesos al municipio de San Pedro La Laguna, el principal se ubica en el kilómetro 149 de la ruta interamericana hacia Santa Clara La Laguna, trayecto de 39 kilómetros; el segundo acceso es por el kilómetro 113 ruta a Cocales, desde Cocales a Santiago Atitlán existen 37 kilómetros y de

Santiago Atitlán a San Pedro La Laguna 21 kilómetros, de los cuales solamente 17,50 kilómetros se encuentran asfaltados.

2.2.3. Reconocimiento preliminar de campo

Consiste en la obtención de información en campo necesaria para el diseño del proyecto, este estudio es necesario para determinar el ancho de calzada, tipo de suelo, derecho de paso, pendientes de terreno y obstáculos.

2.2.4. Selección de ruta

La selección de ruta debe de llevarse a cabo con base en los puntos obligados del trayecto, el trazo de esta debe realizarse sobre un mapa del terreno a escala 1:50 000 considerando las curvas de nivel, esta ruta posteriormente es comparada en campo, verificando la concordancia de la topografía en su estado actual, y de igual forma señalar los accidentes geográficos, estructuras existentes, colindancias de terrenos y demás factores que obliguen a modificar la ruta previamente estipulada. De la forma anterior se llevó a cabo la selección de ruta para el tramo de carretera seleccionando como puntos obligados el terreno mismo del proyecto de hospital regional y el punto de intersección con la carretera hacia el municipio de San Pedro la Laguna.

2.2.5. Levantamiento topográfico preliminar

El levantamiento topográfico consiste en una poligonal abierta formada por ángulos horizontales y verticales con una precisión que permita tener un error mínimo, en cada estación deberá colocarse una estaca como banco de marca y detallar aspectos importantes que se encuentren en el área del banco de marca.

Se recomienda trazar puntos a veinte metros como mínimo, tanto a la derecha como a la izquierda de la estación sobre la ruta previamente seleccionada para poder contar con datos suficientes para el trazo de curvas de nivel y la proyección de los terraplenes correspondientes al diseño de la carretera.

2.2.5.1. Planimetría

Para el diseño preliminar de una carretera es necesario determinar en campo los azimuts o ángulos horizontales y distancias horizontales entre cada una de las estaciones que componen la ruta preliminar utilizando un teodolito, nivel y cinta métrica.

El levantamiento topográfico consiste en una poligonal abierta donde cada estación se compone de un azimut con un norte previamente especificado, se recomienda que se ubiquen estaciones a no más de 20 metros de distancia para poder tener un dato más exacto de la variación de niveles entre cada una de las estaciones.

El levantamiento se realizó por el método de conservación de azimut, este se basa principalmente en la vuelta de campana y de esta forma mantener siempre el norte que se utilizó desde la primera estación, para marcar las estaciones se utilizaron estacas marcadas con pintura.

2.2.5.2. Altimetría

Consiste en obtener una coordenada de altura Z para cada estación del levantamiento topográfico, regularmente en la primera estación se considera

una altura de 1 000 metros para evitar obtener cotas negativas, para este levantamiento topográfico se utilizó el método de los hilos, en el cual se toma el ángulo cenital hacia una altura indicada en el estadal, en el aparato se encuentran tres líneas horizontales las cuales son hilo superior, hilo medio e hilo inferior nombrándolas de arriba hacia abajo, las tres líneas arrojan lecturas distintas en el estadal, estas lecturas juntamente con el ángulo cenital determinan el cambio de nivel de la estación en que se ubica el teodolito a la estación del punto observado.

2.2.5.3. Secciones transversales

A través de las secciones transversales se puede determinar el perfil del terreno en cada estación, se recomienda que sean lecturas perpendiculares a la dirección del azimut a la siguiente estación, a la izquierda y a la derecha, pero debido a que en el recorrido había demasiados obstáculos se tomaron lecturas con un azimut diferente, en cada lectura se tomaban lecturas de hilo superior, hilo medio e hilo inferior para determinar el cambio de nivel respecto de la estación, se recomienda que la sección sea de un total de 20 metros, es decir, 10 metros a la izquierda y 10 metros a la derecha, de no ser posible debido a obstáculos se debe especificar en el apartado de observaciones.

2.2.6. Cálculo topográfico preliminar

Este apartado consiste en procesar todos los datos obtenidos en el levantamiento topográfico, y así obtener datos necesarios para el diseño de la carretera tales como pendientes y coordenadas totales de estaciones.

2.2.6.1. Cálculo planimétrico

Con los datos de azimut y distancia obtenidos en la libreta de campo por cada estación es posible determinar la coordenada parcial y total para cada vértice de la poligonal abierta, datos necesarios para determinar con mayor facilidad la ubicación real de cada estación. A la primera estación se le asigna un valor cualquiera de coordenadas, por conveniencia se recomienda que sea la coordenada 1 000 en X y 1 000 en Y, esto para evitar obtener coordenadas negativas.

Ecuaciones para coordenadas parciales:

$$Y_{parcial} = Dh * \text{Cos}(\text{Azimut})$$

$$X_{parcial} = Dh * \text{Sen}(\text{Azimut})$$

Ecuaciones para coordenadas totales:

$$Y_2 = Y_1 + Y_{parc2}$$

$$X_2 = X_1 + X_{parc2}$$

2.2.6.2. Cálculo altimétrico

Se basa en la determinación de cotas de acuerdo al ángulo vertical o cenital y la lectura de los hilos superior, medio e inferior. Al establecer la cota de cada estación se puede determinar el perfil del terreno en toda la ruta del levantamiento topográfico, y así verificar las pendientes del terreno con el cuidado de no exceder en gran cantidad la pendiente máxima de diseño y evitar altos costos por movimiento de tierras.

Al igual que en el cálculo planimétrico se recomienda utilizar una cota inicial de 1 000 metros para evitar cotas negativas.

Ecuación para el cálculo diferencial de elevación en estaciones por el método de nivelación taquimétrica, en base al ángulo cenital (φ) y la diferencia de lectura de hilos superior e inferior:

$$\Delta_{1-2} = KH \sin(\varphi) \cos(\varphi) + h_i - l_m$$

La cota de la estación 2 en función de la estación 1 vendrá dada por:

$$Z_2 = Z_1 \pm \Delta_{1-2}$$

Cálculo de pendiente:

$$\Delta = \frac{Z_{n+1} - Z_n}{Dh_{(n)-(n+1)}}$$

2.2.6.3. Dibujo planimétrico preliminar

El dibujo preliminar consiste en trasladar los datos obtenidos en el levantamiento topográfico a un dibujo, en este caso se ha utilizado AutoCAD Civil 3D 2014, en el cual se desarrolló la planta y perfil de la ruta trazada con topografía.

El dibujo preliminar de planimetría consiste en trazar cada recta con su respectivo ángulo que compone la libreta topográfica, este trazo no es precisamente la línea de localización final, pero juntamente con el trazo de la secciones transversales permite recrear las curvas de nivel reales de la ruta,

posteriormente sobre las curvas de nivel se traza la nueva línea de localización, tomando en cuenta la pendiente máxima permisible de la carretera según el TPD, y el tipo de terreno, ya sea llano, ondulado o montañoso.

Para dibujar la poligonal abierta se necesita del azimut y la distancia medida en el levantamiento topográfico, se recomienda utilizar un GPS para ubicar las coordenadas GTM de la primera estación y con ello ubicar la estación en el plano de AutoCAD, luego, se traza una línea con la distancia horizontal como longitud y con dirección en base al azimut que le corresponde de la estación al punto observado.

Este paso debe realizarse para cada estación de la libreta de campo, para verificar que el trazo hecho en base a la libreta concuerde con lo visto en campo, cualquier error debe corregirse inmediatamente ya que estos puntos definirán las curvas de nivel para la línea de localización final.

2.2.6.4. Dibujo altimétrico preliminar

El dibujo altimétrico consiste en el perfil del levantamiento topográfico, debido a la relación que existe entre los cambios de altura y su longitud es necesario dibujar el perfil a una escala diferente en ambos ejes, se recomienda utilizar escala 1:500 o 1:1000 dependiendo de la longitud, en el eje X, mientras que en el eje Y se recomienda una escala de 1:100.

El trazo consiste en dibujar rectas en base a la distancia entre estaciones y la diferencia de nivel existente entre ellas, en este trazo no deberán realizarse curvas ya que solamente se trata del perfil del terreno no del alineamiento final, por ello es de suma importancia el perfil, para verificar las pendientes existentes en el terreno y con ello trazar el alineamiento lo más similar posible al terreno

para evitar cortes y rellenos excesivos pero siempre con cuidado de no exceder la pendiente.

2.2.7. Criterios de diseño

Estos parámetros definen el tipo de calzada que se construirá de acuerdo al tiempo en el que la carretera prestará su servicio y el crecimiento vehicular que tomará lugar dentro de dicho período, de esta forma se evita que el diseño sea obsoleto en un período relativamente corto.

2.2.7.1. Período de diseño

El período de diseño se basa principalmente en el crecimiento de la población a quien se beneficiará directamente, actualmente el nivel de tránsito de la carretera de San Pedro La Laguna hacia Santiago Atitlán es bastante bajo, y ya que la carretera no será de acceso a una comunidad sino más bien a un hospital se considera un periodo de diseño de 20 años debido a la incidencia de visitas al hospital.

2.2.7.2. Estudio de Tránsito Promedio Diario (TPD)

Para determinar el tránsito promedio diario se debe realizar un conteo del total de vehículos que transitan por el tramo carretero a diseñar durante un día. Para el proyecto se realizaron dos conteos con un mes de diferencia, el primer día se registraron 39 vehículos y el segundo día se registraron 48 vehículos, por cuestiones de diseño se tomará la muestra de mayor magnitud. La tasa de crecimiento geométrico será de 3 por ciento anual basándose en experiencias del medio nacional.

Para calcular la tasa de tránsito promedio diario anual se utilizará la siguiente fórmula:

$$P_f = P_o(1 + \% \text{ de crecimiento geométrico})^{\text{Período de diseño}}$$

Entonces, la solución quedará de la siguiente forma:

$$P_f = 48(1 + 0,03)^{20} = 87 \text{ vehículos por día}$$

2.2.8. Clasificación de carreteras

La carretera se clasificará según los estándares de la Dirección General de Caminos para carreteras nacionales; estos se basan en el resultado del TPD, a continuación se detalla la clasificación:

Tabla XXXV. **Clasificación de carreteras según el TPD**

Tipo de carretera	T.P.D.	Ancho de calzada
Tipo A	3 000 a 5 000	2 x 7,20 m
Tipo B	1 500 a 3 000	7,20 m
Tipo C	900 a 1 500	6,50 m
Tipo D	500 a 900	6,00 m
Tipo E	100 a 500	5,50 m
Tipo F	10 a 100	5,50 m

Fuente: copias del curso Vías Terrestres 1.

De acuerdo al TPD obtenido de 87 vehículos el tipo de carretera a utilizar para el diseño será la F.

2.2.8.1. Especificaciones de diseño

Los parámetros como radio de curva, velocidad de diseño, distancia de visibilidad de parada y distancia de visibilidad de paso no son los mismos para cada sección de la carretera, esto depende de las condiciones topográficas del trayecto. Para el diseño de una carretera tipo F la Dirección General de Caminos estipula las siguientes especificaciones:

- Ancho de corona de 7 metros
- Tráfico promedio diario (TPD) de 10 a 100 vehículos
- Bombeo de 3 %
- Velocidad de diseño
 - Regiones llanas 40 KPH
 - Regiones onduladas 30 KPH
 - Regiones montañosas 20 KPH
- Ancho de terracería
 - En corte 9,50 m
 - En relleno 8,50 m
- Radio de curva mínimo
 - Región llana 47 m
 - Región ondulada 30 m
 - Región montañosa 18 m
- Pendiente máxima
 - Región llana 10 %
 - Región ondulada 12 %
 - Región montañosa 14 %
- Distancia de visibilidad de parada
 - Región llana 40 m
 - Región ondulada 30 m

- Región montañosa 20 m
- Distancia de visibilidad de paso
 - Región llana 180 m
 - Región ondulada 110 m
 - Región montañosa 50 m

2.2.9. Diseño geométrico

Este se define por el cálculo de parámetros de curvas horizontales y verticales que constituyen la carretera. Una vez definidos los parámetros de las curvas de acuerdo a las velocidades de diseño, pendientes y demás factores, se elabora la línea de localización sobre la cual se integrarán todos los factores que la definen. Para el diseño se utilizarán las siguientes premisas:

- Todo diseño se basará en el principio de comodidad, seguridad y drenaje en la carretera.
- Disminuir en tanto sea posible el uso de radio de curva mínimo para una velocidad de diseño en específico.
- Mantener una longitud de tangente para evitar así tantas curvas como sea posible, a excepción de terrenos llanos debido a que el conductor pierde la atención y pueden provocarse accidentes viales.

Estos y otros principios que serán especificados más adelante son necesarios para garantizar el funcionamiento adecuado de la carretera, sin arriesgar la seguridad del conductor; movimiento de tierras, longitud de tangente vertical, uso de radios mínimos y otros factores similares serán los mejores criterios del Ingeniero diseñador; radios mínimos, longitud de tangentes, pendientes máximas y velocidad de diseño son parámetros que la

Dirección General de Caminos estipula para el diseño de carreteras en Guatemala.

2.2.9.1. Línea preliminar

El planteamiento de la línea preliminar se basa principalmente en los puntos obligados de la trayectoria de la carretera y un estudio preliminar de la orografía de la zona; el objetivo es definir un diseño eficiente y a la vez económico de acuerdo a las variantes del lugar, como barrancos, viviendas, estructuras existentes y demás factores. Una vez se conoce la línea preliminar se debe realizar el levantamiento topográfico en toda la trayectoria de esta, y posteriormente elaborar un modelo tridimensional de curvas de nivel para poder seleccionar la línea de localización.

2.2.9.2. Línea de localización

La línea de localización es el trayecto que tendrá la carretera definitiva, se deberá chequear que cumpla con los requerimientos de pendiente máxima, comodidad, seguridad, velocidad de diseño, diseño de curvas horizontales y verticales, drenajes, dimensión de taludes.

2.2.9.3. Alineamiento horizontal

El alineamiento horizontal es la proyección sobre un plano horizontal del eje central de la carretera. Este se compone de tres elementos importantes: tangentes (líneas rectas antes y después de una curva), curvas circulares (círculos con radio perpendicular a la tangente) y curvas de transición. El alineamiento consta de dos elementos importantes:

- Tangente horizontal
- Curvas horizontales

2.2.9.3.1. Tangente horizontal

Las tangentes son líneas rectas proyectadas sobre la línea central que unen las curvas, estas poseen una longitud y un azimut. Al punto de intersección entre una tangente y el inicio de una curva se conoce como PC, el punto entre una tangente y el final de una curva se conoce como PT, y la prolongación de una tangente posterior al PC y anterior al PT se les conoce como subtangentes, cuando ambas subtangentes se intersectan se conoce como PI y el ángulo de deflexión formado por la prolongación de una tangente y la siguiente se le conoce como Δ (delta). A continuación se da una representación gráfica de lo dicho anteriormente.

2.2.9.3.2. Curvas horizontales

Las curvas horizontales son segmentos de círculos que unen dos tangentes consecutivas, estas pueden componerse de uno o más radios diferentes.

Dependiendo de la dirección del kilometraje las curvas pueden tener dirección a la izquierda o a la derecha, o si se ignora el kilometraje, puede deducirse la dirección cuando el PC está a la izquierda la curva es derecha y si el PC se encuentra a la derecha, la curva es izquierda.

Los elementos de una curva son los siguientes:

- Grado de curvatura (G): ángulo subtendido por un arco de 20 metros.

$$G = \frac{1\,145,9156}{R}$$

- Radio (R): radio de la circunferencia que describe el arco de la curva.

$$R = \frac{1\,145,9156}{G}$$

- Subtangente (St): es la distancia medida desde el principio de curva (PC) y el punto de intersección de tangentes (PI) y distancia desde el PI hasta el final de curva (PT).

$$St = R * \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right)$$

- Cuerda máxima (Cm): línea recta que une al punto de tangencia donde comienza la curva (PC) y al punto de tangencia donde finaliza (PT).

$$Cm = 2R * \text{Sen}\left(\frac{\Delta}{2}\right)$$

- External (E): distancia desde el PI al punto medio de la curva sobre el arco.

$$E = R * \left[\text{Sec}\left(\frac{\Delta}{2}\right) - 1 \right]$$

- Longitud de curva (LC): distancia desde el PC hasta el PT recorriendo el arco de la curva.

$$Lc = \frac{20\Delta}{G}$$

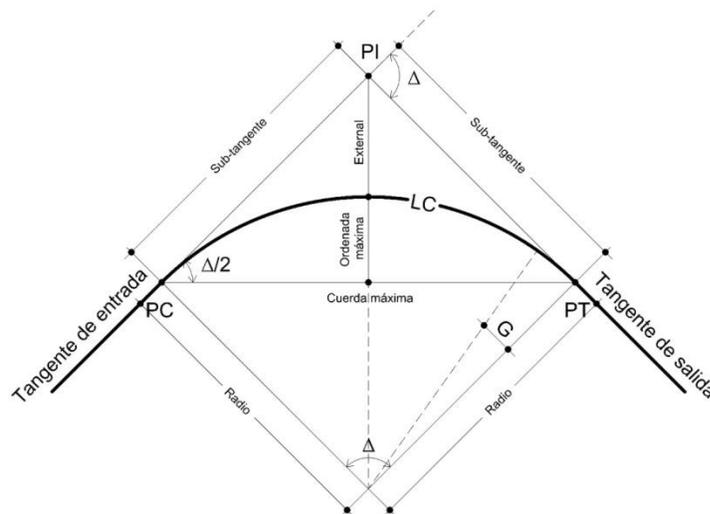
- Ordenada media (OM): distancia desde el punto medio de la curva hasta el punto medio de la cuerda máxima.

$$M = R \left[1 - \cos\left(\frac{\Delta}{2}\right) \right]$$

- Delta (Δ): deflexión entre tangente de entrada y tangente de salida.

$$\Delta = Az_{\tan salida} - Az_{\tan entrada}$$

Figura 50. **Elementos de curvas y tangentes horizontales**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

2.2.9.3.3. Cálculo de elementos de curva horizontal

A continuación se calculará el radio, subtangente, cuerda máxima, external, longitud de curva y ordenada media para una curva del alineamiento horizontal de la cual se tienen los siguientes datos:

$$\Delta = 50^{\circ} 6' 55''$$

$$G = 17^{\circ}$$

El Δ se obtuvo mediante la diferencia algebraica del azimut de la tangente de salida y el azimut de la tangente de entrada:

$$Az_{salida} - Az_{entrada} = |227^{\circ} 31' 55'' - 277^{\circ} 38' 50''| = 50^{\circ} 6' 55''$$

- Radio (R)

$$R = \frac{1\,145,9156 \text{ m}}{17^{\circ}} = 67,41 \text{ m}$$

- Sub-tangente (St)

$$St = 67,41 * \tan\left(\frac{50^{\circ} 6' 55''}{2}\right) = 31,516 \text{ m}$$

- Longitud de curva (Lc)

$$Lc = \frac{20 * 50^{\circ} 6' 55''}{17^{\circ}} = 58,96 \text{ m}$$

- Cuerda máxima (Cm)

$$Cm = 2 * 67,41 * \text{Sen} \left(\frac{50^\circ 6' 55''}{2} \right) = 57,10 \text{ m}$$

- External (E)

$$E = 67,41 * \left[\text{Sec} \left(\frac{50^\circ 6' 55''}{2} \right) - 1 \right] = 7,00 \text{ m}$$

- Ordenada media (Om)

$$OM = 67,41 \left[1 - \text{Cos} \left(\frac{50^\circ 6' 55''}{2} \right) \right] = 6,344 \text{ m}$$

2.2.9.4. Alineamiento vertical

El alineamiento vertical se refiere a la proyección vertical de la línea central o alineamiento horizontal a la subrasante del terreno de acuerdo al levantamiento topográfico. Los elementos que integran el alineamiento vertical son tangentes verticales y curvas verticales.

2.2.9.4.1. Tangente vertical

La tangente vertical posee una longitud medida desde el PTV de la curva vertical anterior y el PIV de la siguiente curva vertical y una pendiente determinada por la relación entre la longitud horizontal y la diferencia de nivel de los puntos mencionados anteriormente. En tangentes verticales el punto de intersección entre dos subtangentes se le conoce como PIV y la diferencia

algebraica de la pendiente entre ambas subtangentes se representa por la letra A.

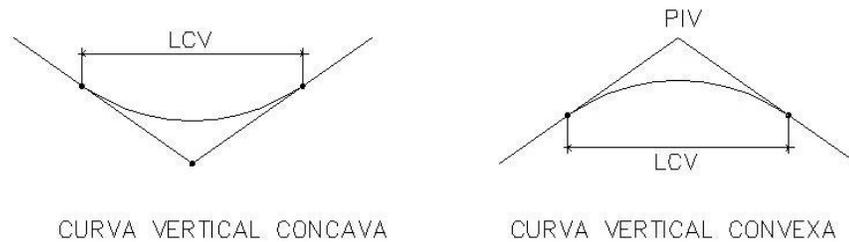
La pendiente máxima se determina de acuerdo al TPD, y el tipo de región, ya sea llana, ondulada o montañosa, en este proyecto por ser región montañosa la pendiente máxima será de 14 por ciento.

La pendiente mínima será aquella que permita el drene adecuado de líquidos en la calzada, en áreas de corte se recomienda un mínimo de 0,5 por ciento, aunque este dato siempre varía de acuerdo a los cálculos de precipitación de la cuenca, de ser necesario deberá aumentarse la pendiente mínima para garantizar el buen funcionamiento de los artefactos de drenaje y cunetas.

2.2.9.4.2. Curva vertical

Una curva vertical se da cuando existe cambio de pendiente en el perfil de la línea central y se ubica entre dos tangentes consecutivas, esto para evitar el cambio repentino de pendiente brindar al conductor sensación de seguridad y confort. Las curvas verticales se clasifican en dos tipos según su dirección de concavidad llamándoles curvas cóncavas y convexas, otra clasificación se basa en su forma de diseño y pueden ser circulares, parabólicas y cúbicas, en nuestro medio se diseña en base a curvas parabólicas debido a su simplicidad de diseño y su perfecta adaptación a las condiciones del terreno.

Figura 51. **Tipos de curvas verticales según su concavidad**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

La longitud mínima de una curva vertical se calcula mediante la expresión:

$$LCV = K \cdot A$$

La Dirección General de Caminos define también otros criterios para determinar la longitud de curva vertical (LCV) según apariencia, comodidad, drenaje y seguridad. A continuación se detallan dichos parámetros:

Parámetro de apariencia. Se aplica a curvas verticales con visibilidad completa, evita dar la impresión de un cambio brusco de pendiente al conductor.

$$\frac{LCV}{A} \geq 30$$

Parámetro de comodidad. Factor para curvas cóncavas donde la fuerza centrífuga del vehículo se suma al peso del mismo por cambios de dirección.

$$\frac{LCV}{A} \geq \frac{V^2}{395}$$

Parámetro de drenaje. Se aplica a curvas cóncavas y convexas en corte para el drene adecuado de la precipitación.

$$\frac{LCV}{A} \leq 43$$

Distancia de visibilidad de parada. Este parámetro se refiere a la distancia mínima necesaria para que el conductor que viaja a la velocidad de diseño pueda detenerse al ver un objeto en su trayectoria antes de llegar a él. La distancia de visibilidad se compone de la longitud recorrida mientras que el conductor piza el freno y la longitud de frenado. La distancia de parada deberá ser mayor o igual a la longitud de curva vertical.

$$Dp = \frac{Vt}{3,6} + \frac{V^2}{254(\mu + p)}$$

Donde:

K = constante que depende de la velocidad de diseño

A = diferencia algebraica de pendientes

V = velocidad de diseño

T = tiempo de reacción de frenado en segundos

μ = coeficiente de rozamiento longitudinal rueda-pavimento (0,45)

p = pendiente de la rasante

La Dirección General de Caminos recomienda los siguientes parámetros para distancia de visibilidad de parada y distancia de visibilidad de paso para una carretera tipo F.

Tabla XXXVI. **Distancias de visibilidad para carreteras tipo F**

Carretera	Velocidad de diseño	Distancia de visibilidad de parada		Distancia de visibilidad de paso	
		Mínima (m)	Recomendada (m)	Mínima (m)	Recomendada (m)
Llana	40	40	50	180	200
Ondulada	30	30	35	110	150
Montañosa	20	20	25	50	100

Fuente: copias del curso Vías Terrestres 1.

Tabla XXXVII. **Valores de “K” según velocidades de diseño**

Velocidad de diseño	Valores de K según tipo de curva	
	K.P.H.	Cóncava
10	1	0
20	2	1
30	4	2
40	6	4
50	9	7
60	12	12
70	17	19
80	22	29
90	29	43
100	36	60

Fuente: copias del curso Vías Terrestres 1.

Para el proyecto se utilizó una velocidad de diseño de 20 kilómetros por hora.

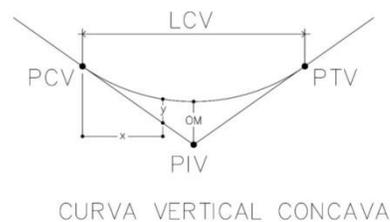
Corrección de elevación en cualquier estacionamiento dentro de la longitud de curva vertical para una curva simétrica se calcula de acuerdo a la expresión:

$$y = \frac{A}{200LCV} * x^2$$

La distancia desde el PIV al punto medio de la curva vertical simétrica se conoce como corrección máxima u ordenada máxima y se expresa de la siguiente forma:

$$OM = \frac{A * LCV}{800}$$

Figura 52. **Correcciones de curvas verticales**

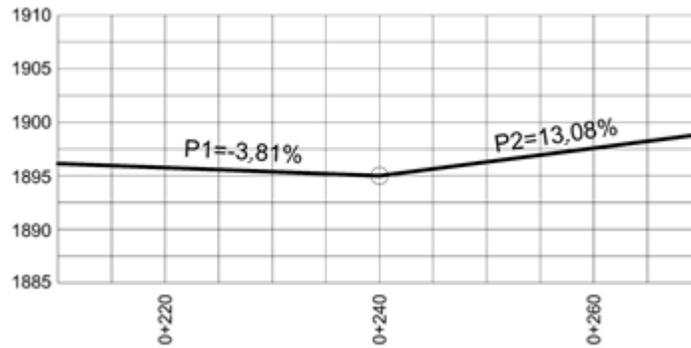


Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

2.2.9.4.3. Cálculo de elementos de curva vertical

Para realizar el diseño de curva se tomó el tramo del estacionamiento 0+220 al 0+240. De acuerdo a la velocidad del diseño para una curva vertical cóncava la constante K obtiene un valor de 2.

Figura 53. **Intersección de tangentes verticales**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Entonces:

$$K = 2$$

$$A = 13,08 \% - (-3,81 \%) = 16,89$$

Longitud mínima de curva vertical

$$LCV = 2 * 16,89 = 33,78 \text{ m}$$

Factor de apariencia

$$\frac{LCV}{16,89} \geq 30$$

$$LCV \geq 30 * 16,89$$

LCV ≥ 506,7 m para cumplir el parámetro de apariencia

Factor de comodidad

$$\frac{LCV}{16,89} \geq \frac{20^2}{395}$$

$$LCV \geq \frac{20^2}{395} * 16,89$$

LCV ≥ 17,1 m para cumplir el parámetro de apariencia

Factor de drenaje

$$\frac{LCV}{16,89} \leq 43$$

$$LCV \leq 43 * 16,89$$

LCV ≤ 726,27 m para cumplir el parámetro de drenaje

Factor de seguridad

$$LCV = 2 * 16,89 = 33,78 \text{ m}$$

De acuerdo a los cálculos anteriores, el factor de apariencia es el que exige una longitud de curva vertical alta mientras que los demás factores incluyendo la longitud mínima permiten una longitud de curva vertical desde 33,78 hasta 506,7 metros, por criterios de diseño y económicos la LCV a considerar será de 33,78 metros.

Ordenada media

$$OM = \frac{16,89 * 33,78}{800} = 0,7131 \text{ m}$$

2.2.9.5. Sección transversal

Las secciones transversales de una carretera se refieren al plano de corte perpendicular al plano visual del alineamiento horizontal y el terreno. Estas permiten definir los elementos que compondrán la sección de una carretera y sus dimensiones delimitadas por la composición del terreno.

Los elementos que definen una sección transversal son: rasante, bombeo, peralte, sobreebancho, corrimiento, rodadura, corona, subrasante, cunetas, contracunetas, taludes, obras complementarias y derecho de vía.

2.2.9.5.1. Corona

Es la superficie de la carretera terminada donde circularán los vehículos. Los elementos que la componen son: rasante, bombeo, sobreebancho u hombro, subrasante y pavimento.

2.2.9.5.2. Rasante

Es la línea que representa la rodadura del alineamiento horizontal proyectada en un plano vertical, en la sección transversal se representa como un punto en la línea central.

2.2.9.5.3. Bombeo

Es la pendiente que se da desde la línea central a los extremo de la rodadura para evacuar el agua y evitar la acumulación de esta sobre la corona. Por lo general se emplea una pendiente promedio de 2 a 3 por ciento.

2.2.9.5.4. Peralte

Es la sobreelevación de la sección transversal sobre una curva para contrarrestar la fuerza producida por la aceleración centrífuga en los vehículos que se desplazan por ella.

2.2.9.5.5. Sobreancho u hombro

Es el ancho adicional a la rodadura, permite la circulación adecuada de vehículos sin ocupar el carril adyacente debido a que estos se desplazan tangencialmente a la carretera y ocupan un ancho mayor en curvas que al desplazarse en rectas.

2.2.9.5.6. Rodadura

Es la capa superior de la corona, en este caso de concreto hidráulico, sobre la cual circula el tráfico vehicular, constituida por uno o más carriles. Debe poseer gran capacidad compresiva y de abrasión para resistir el desgaste producido por el tráfico.

2.2.9.5.7. Subrasante

La superficie limitante de la terracería sobre la cual reposa estructura de la carretera. Esta línea es la que se presenta en el perfil y sobre la cual se diseña

los elementos del alineamiento vertical. La subrasante se puede encontrar en terreno natural o ser conformada por medio de terraplenes, deberá excavarse sobre el terreno no modificado para llegar al nivel que corresponde a los valores del diseño.

2.2.9.5.8. Cuneta

Son zanjas de concreto que se construyen en ambos lados de la corona en tramo a corte, contigua a los hombros, y debido a su menor nivel respecto a la rasante reciben las aguas pluviales escurridas por los taludes y la rasante y las evacúan a un lugar que no provoquen daños estructurales a la carretera, inundaciones u accidentes viales.

2.2.9.5.9. Contracuneta

Zanjas de sección trapezoidal sobre taludes para interceptar escurrimientos superficiales del terreno natural y evitar el rebalse de la cuneta adyacente a la carretera.

2.2.9.5.10. Taludes

Es el plano inclinado que limita el área de corte o relleno de la terracería situados entre la cuneta y la línea de cero del corte o entre el hombro y la línea de cero del terraplén.

Las relaciones de pendiente recomendada para taludes tanto en corte como relleno, se describen a continuación.

Tabla XXXVIII. **Relación de taludes**

CORTE		RELLENO	
Altura (m)	H-V	Altura (m)	H-V
0-3	1-1	0-3	2-1
3-7	1-2	>3	3-2
>7	1-3		

Fuente: copias del curso Vías Terrestres 1.

2.2.9.5.11. Bermas

Franja longitudinal comprendida entre el borde de dos taludes. Estos elementos se emplean principalmente en taludes muy pronunciados, de esta forma se disminuyen los accidentes por derrumbes debido a la erosión del suelo.

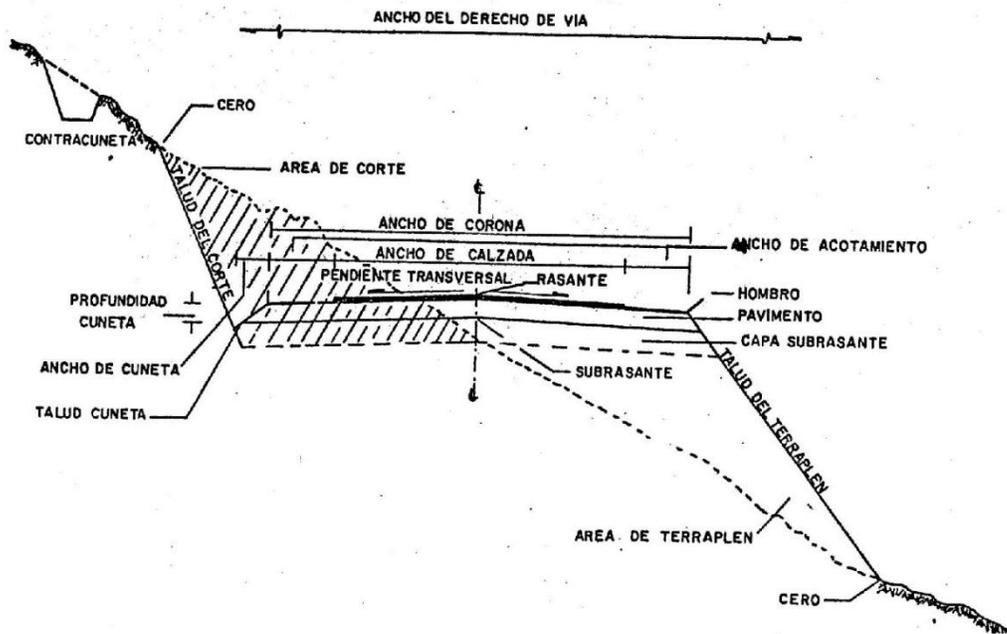
2.2.9.5.12. Obras complementarias

Son elementos estructurales de la sección transversal que concurren ocasionalmente para mejorar el funcionamiento y conservación de la carretera. Algunos elementos suelen ser banquetas, muros de contención, gaviones, defensas, otros.

2.2.9.5.13. Derecho de vía

Es el ancho necesario para la construcción, conservación, reconstrucción, ampliación, protección y en general para el uso adecuado de esa vía y de sus servicios auxiliares. Deberán colocarse monumentos a lo largo de la carretera y en ambos lados para definir el linderos del derecho de vía propiedad del Estado.

Figura 54. Elementos de sección transversal



Fuente: DG-2001. *Manual de Diseño Geométrico para Carreteras*, figura 302-02, Perú.

2.2.10. Movimiento de tierras

Esta actividad comprende el acondicionamiento del terreno de tal forma que la subrasante posea las características necesarias para la construcción de la carretera, tanto en el nivel requerido del terreno como la pendiente que exige

el diseño, ambos parámetros determinan el volumen de material en secciones de corte y de relleno en toda la longitud de la carretera.

El proceso de cálculo busca determinar el volumen óptimo de corte y relleno de forma que no se exceda las especificaciones geométricas máximas establecidas en el diseño y a la vez que los costos por movimientos de tierra sean mínimos, cabe mencionar que en cuanto a costo y diseño del proyecto es más factible contar con volúmenes de corte que de relleno, ya que los volúmenes de relleno contemplan compactación de material, ensayos en campo y en laboratorio y otros factores que aumentan el costo de construcción.

De acuerdo a la sección 203 de *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes*, los renglones que comprenden el movimiento de tierras tanto en corte como relleno son:

2.2.10.1. Excavación no clasificada

Esta comprende la operación de cortar o remover todo material independiente de su naturaleza dentro o fuera de los límites de construcción para su utilización en rellenos, terraplenes y demás elementos que implique la construcción de la carretera.

2.2.10.2. Excavación no clasificada de desperdicio

Es todo material proveniente de la excavación realizada dentro de los límites de la construcción que constituye un sobrante o que no cumple con los requerimientos, para su empleo dentro de la construcción de acuerdo a las especificaciones técnicas de la carretera.

2.2.10.3. Excavación no clasificada de préstamo

Es todo material proveniente de área fuera de los límites de la construcción o de bancos de préstamo para ser empleado en la construcción de terraplenes, rellenos, entre otros, debido a la falta de material proveniente de corte.

2.2.10.4. Expansión y contracción del suelo

El material proveniente del corte tiende a aumentar de volumen debido al rompimiento de la cohesión presente en las partículas en su estado natural al momento de su remoción, por el contrario, en áreas de relleno el material tiende a compactarse al momento de su colocación, estos comportamientos del suelo suceden debido a características como tipo de suelo, porcentaje de humedad, tipo de excavación, métodos de colocación y compactación, entre otras.

Para estimar la variación del volumen de relleno respecto del volumen de corte debido a la contracción o expansión del material se emplea la siguiente ecuación:

$$C = \frac{R}{(1 \pm Coef)}$$

Donde:

R = volumen de relleno

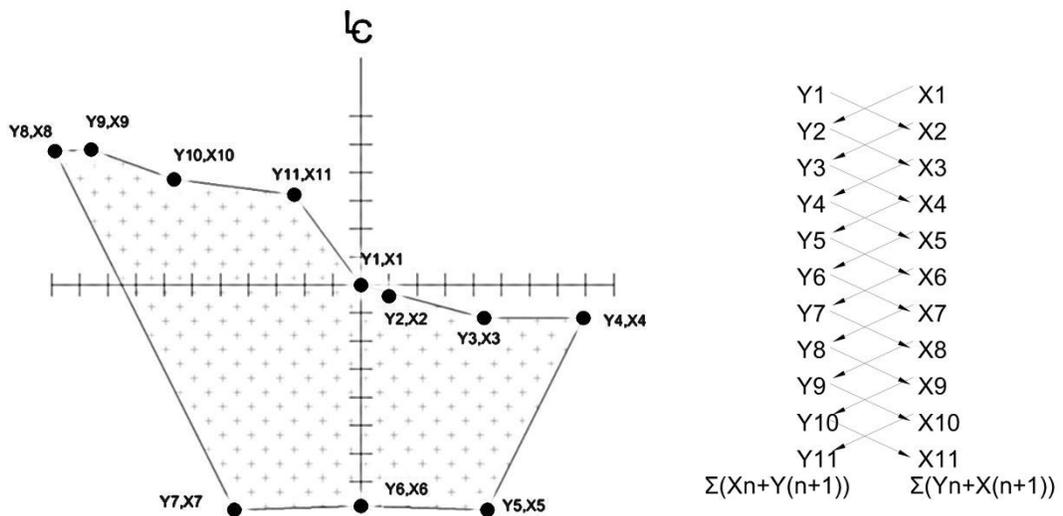
C = volumen de corte

Coef = coeficiente de contracción e hinchamiento del suelo (varía desde un 30% a un 40%, en este caso se empleará un valor de 35%)

2.2.10.5. Cálculo de áreas

Para estimar el volumen de suelo tanto en secciones a corte como relleno sobre toda la longitud de la carretera, es necesario determinar la magnitud del área comprendida entre el terreno natural y la rasante de la línea central, el área se estima en estaciones comprendidas a cada 20 metros.

Figura 55. Método para la determinación del área de la sección transversal por coordenadas



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

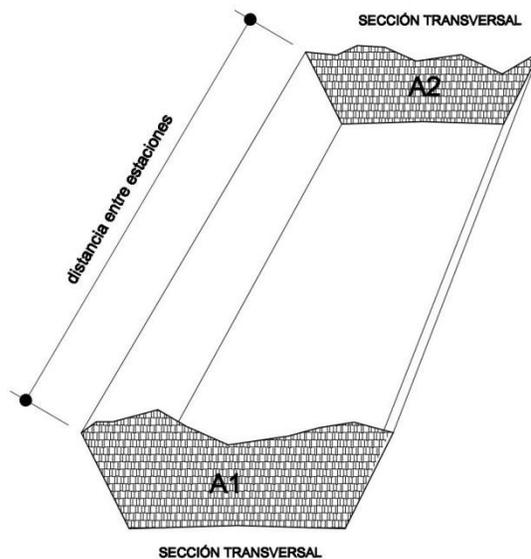
2.2.10.6. Cálculo de volúmenes

Existen distintos métodos para determinar el volumen de corte o relleno que requiere el diseño de la carretera, uno de los más empleados es por el uso de las secciones transversales, donde súper poniendo la rasante sobre el perfil longitudinal del terreno se puede identificar las zonas de corte o relleno

requeridas y con ello el área respectiva para la sección transversal. Para el cálculo de volúmenes se establecen dos secciones transversales, y el volumen es calculado como un prisma irregular donde el área de sus bases es la determinada en ambas estaciones, y el volumen calculado no es más que el producto del promedio de las áreas y la longitud entre las secciones transversales.

Existen diferentes procedimientos para el cálculo de volúmenes de corte y relleno dependiendo de la existencia de áreas de corte y relleno dentro de una misma sección transversal, los procedimientos a continuación se refieren a combinaciones probables de áreas en una misma sección transversal.

Figura 56. **Volumen entre secciones sin distancia de paso**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Volumen de corte

$$V = \frac{A_1 + A_2}{2} * d$$

Donde:

V = volumen de suelo

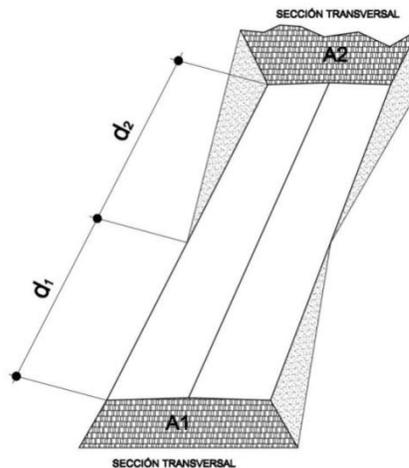
A1 = área de sección 1 (corte o relleno)

A2 = área de sección 2 (corte o relleno)

d = distancia entre estaciones

Este procedimiento puede ser empleado solamente cuando en una sección exista solamente corte o relleno.

Figura 57. **Volumen entre secciones con dos distancias de paso**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Distancia de paso

$$L = d_1 + d_2$$
$$d_1 = \frac{A_1}{A_1 + A_2} * L$$
$$d_2 = \frac{A_2}{A_1 + A_2} * L$$

Volumen de corte y relleno

$$V_2 = \frac{A_2}{2} * d_2$$
$$V_1 = \frac{A_1}{2} * d_1$$

Donde:

V = volumen de suelo

A1 = área de sección 1 (relleno)

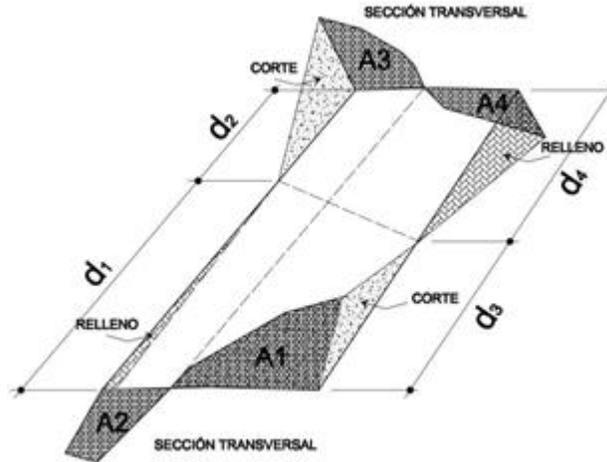
A2 = área de sección 2 (corte)

d₁ = distancia de paso de relleno a corte

d₂ = distancia de paso de corte a relleno

Este procedimiento se emplea cuando se debe calcular el volumen de corte y relleno cuando se tiene una sección transversal con área de corte y una con área de relleno.

Figura 58. **Volumen entre secciones con cuatro distancias de paso**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Distancia de paso

$$d_1 = \frac{A_2}{A_2 + A_3} * L$$

$$d_2 = \frac{A_3}{A_2 + A_3} * L$$

$$d_3 = \frac{A_1}{A_1 + A_4} * L$$

$$d_4 = \frac{A_4}{A_1 + A_4} * L$$

Volumen de corte y relleno

$$V_C = \frac{A_1}{2} * d_3 + \frac{A_3}{2} * d_2$$

$$V_R = \frac{A_2}{2} * d_1 + \frac{A_4}{2} * d_4$$

Cuando en ambas secciones transversales se presentan áreas de corte y relleno, es necesario determinar las distancias de paso referentes a cada transición en los extremos de la corona de la carretera de corte a relleno o viceversa, y con ello determinar el volumen total de corte y relleno dentro de las estaciones.

2.2.11. Estudio de suelos

Es de suma importancia conocer las características físicas y mecánicas de los suelos que servirán como cimiento para toda la estructura de la carretera, estos suelos deberán cumplir los requerimientos de las normas que se emplean en la construcción de carreteras, de tal forma que pueda responder a las necesidades o exigencias a las que estarán sujetas.

Los ensayos que se realizan sobre los suelos pertenecientes a la zona del proyecto son:

- Análisis granulométrico
- Límites de consistencia
- Contenido de humedad
- Densidad máxima y humedad óptima (Proctor)
- Ensayo de valor soporte del suelo (CBR)

2.2.11.1. Análisis granulométrico

Este ensayo consiste en clasificar las partículas del suelo de acuerdo a su tamaño y concentración porcentual en masa. De este ensayo se obtienen los datos necesarios para calcular el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de graduación.

- Coeficiente de uniformidad, cuyo valor indica la variación del tamaño de las partículas del suelo.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Donde:

C_u = coeficiente de uniformidad

D_{60} = diámetro o tamaño por debajo del cual queda el 60 % del suelo, en peso

D_{10} = diámetro o tamaño por debajo del cual queda el 10 % del suelo, en peso

- Coeficiente de curvatura, el cual indica la distribución gráfica del tamaño de las partículas.

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} * D_{10}}$$

Donde:

C_c = coeficiente de uniformidad

D_{60} = diámetro o tamaño por debajo del cual queda el 60 % del suelo, en peso

D_{30} = diámetro o tamaño por debajo del cual queda el 30 % del suelo, en peso

D_{10} = diámetro o tamaño por debajo del cual queda el 10 % del suelo, en peso

- Módulo de finura, su valor indica la cantidad de finos que posee el suelo granular.

Los tamices especificados que deben usarse en la determinación del módulo de finura son: Número 100, 50, 30, 16, 8, 4, 3/8", 3/4", 1 1/2", 3" y de 6".

Entonces, el módulo de finura se determina como:

$$MF = \frac{\sum(\text{No. 100, No. 50, No. 30, No. 16, No. 8, No. 4, 3/8", 3/4", 1 1/2", 3" y de 6"})_{ret.ac.}}{100}$$

Los ensayos de granulometría deberán basarse en lo descrito en la norma AASHTO T 27, por el método de vía húmeda.

2.2.11.2. Límites de consistencia

Estos límites definen las características plásticas de los suelos limosos o arcillosos de acuerdo al porcentaje de humedad que posean. Cuando un suelo posee demasiado contenido de arcilla sus límites de consistencia son muy bajos, debido a la cantidad de partículas plásticas, por ello se estudia el tipo de suelo para determinar un valor estimado del porcentaje de arcilla presente en la muestra de suelo del correspondiente proyecto.

2.2.11.2.1. Límite líquido

El procedimiento de ensayo del límite líquido para un suelo deberá realizarse de acuerdo a la Norma AASHTO T 89. La norma se basa en la cantidad de golpes que deben de realizarse en la copa de *Casagrande* para que

el material se cierre en una ranura de 1,27 centímetros de largo, esto determinará la humedad óptima para lograrse en 25 golpes.

El límite líquido como su nombre lo indica, es el estado en el cual un suelo sufre una transición entre su forma plástica a líquida.

2.2.11.2.2. Límite plástico

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

El límite plástico se determina de acuerdo a la norma AASHTO T 90, esta define el límite plástico como la cantidad de humedad necesaria para que un cilindro de 3 milímetros de diámetro se agriete al girarse entre ambas manos.

2.2.11.2.3. Índice plástico

No es más que la diferencia algebraica del valor del límite líquido y el límite plástico, e indica el margen de humedad entre el cual se encuentra el estado plástico según lo definen los ensayos.

Cuando un suelo tiene un índice plástico (IP) igual a cero es un suelo no plástico; cuando el índice plástico es menor a 7 y mayor a 0, el suelo se considera de baja plasticidad, cuando el índice plástico posee un valor mayor a 7 y menor a 17 se dice que es un suelo de mediana plasticidad; por último, si su valor es mayor a 17 se dice que es un suelo de alta plasticidad.

2.2.11.3. Ensayo de contenido de humedad

El contenido de humedad es la relación porcentual entre el peso del agua contenida en la muestra y el peso de la muestra secada al horno. Dicho de otra forma es la cantidad de agua presente en el suelo, es fundamental conocer la humedad actual del suelo para llevar a cabo correctamente los ensayos de densidad máxima, valor soporte y densidad de campo.

2.2.11.4. Densidad máxima y humedad óptima (ensayo de Proctor)

Comúnmente en Guatemala se emplea el ensayo de Proctor modificado, norma AASHTO T 180, el cual se emplea para determinar el porcentaje de humedad óptimo necesario para lograr una compactación máxima.

La masa de los suelos, está formada por partículas sólidas y vacíos, estos vacíos pueden estar llenos de agua o aire. Cuando la masa del suelo está en estado natural la concentración de poros es considerable, por lo que, al someterse a compactación estos se van reduciendo hasta lograr un confinamiento óptimo de las partículas, con este proceso se logra obtener un mayor peso en un menor volumen, ya que los vacíos se ven reducidos en su totalidad, logrando así una densidad máxima.

El ensayo consiste pasar por el tamiz núm. 4 una muestra de suelo seco y añadir un porcentaje de agua, luego se añade al interior de un cilindro por capas, cada capa es compactada 25 veces con un cilindro de compactación, una vez compactado el material se pesa y se seca, de tal forma que después pueda calcularse el porcentaje de humedad. Este procedimiento se realiza sobre una muestra con mayor concentración de agua, de tal forma que puedan

obtenerse diferentes densidades con cada porcentaje de humedad. Una vez obtenidos los datos se crea una curva de densidad vs contenido de humedad, de tal forma que pueda calcularse o interpolarse la humedad óptima del suelo.

2.2.11.5. Ensayo de valor soporte del suelo (CBR)

Este ensayo se conoce como Californian Bearing Ratio (CBR por sus siglas en inglés), con este se determina la resistencia al esfuerzo de corte de un suelo en condiciones de densidad y humedad óptimas, y se expresa en porcentaje de carga requerida para producir la misma penetración en una muestra estándar de piedra triturada.

El ensayo se realiza de acuerdo a la Norma AASHTO T 193, la muestra de suelo deberá tener la humedad óptima determinada por el ensayo de Proctor, un cilindro es llenado con el material en 5 capas, en el cual se compactarán para 10, 30 y 65 golpes, por capa. Para cada cilindro se obtendrá un valor de densidad y CBR.

Luego de haber sumergido completamente el cilindro de suelo compactado durante 24 horas en agua este es penetrado por un cilindro a una velocidad de 1,27 centímetros por minuto, la presión necesaria para dicha penetración se conoce como el valor de CBR.

Para medir la expansión del material al sumergir la muestra se le coloca un extensómetro el cual medirá el desplazamiento o hinchamiento de la superficie del cilindro respecto a su posición inicial.

2.2.11.6. Análisis de resultados

De la muestra de suelo no alterada extraída del terreno para el proyecto, se han obtenido los siguientes resultados en base a los ensayos descritos anteriormente:

Descripción del suelo: Limo arenoso color café

Clasificación S.C.U.: ML, P.R.A.: A-4

Límite líquido: N.P.

Límite plástico: N.P.

Densidad seca máxima γ_d : 1 369,71 kg/m³

Humedad óptima Hop.: 24,50 %

CBR al 95% de compactación: 15,7 %

2.2.12. Carpeta de rodadura

Se denomina así a la superficie de rodamiento, donde se dispone la circulación del tráfico vehicular, esta se compone principalmente por capas de materiales con capacidades mecánicas admisibles, la constitución de las capas y sus materiales dependen del tipo de tráfico se estima circulará por la carpeta, ya que los esfuerzos inducidos sobre estas dependen del tipo de vehículo que circula por ella, el objetivo de cada capa es mantener el sistema estable y prestar el servicio para el cual se construye, durante su vida útil.

2.2.12.1. Subrasante

Esta capa es básicamente el soporte de toda la estructura, ya que sobre ella se ubicarán todos los demás componentes del pavimento rígido, por ello el suelo que integre esta capa deberá cumplir con los requisitos de resistencia,

incompresibilidad, efectos de expansión y contracción debido a humedad homogenización y compactación. El espesor de la placa de concreto dependerá sustancialmente de la capacidad de la subrasante, dicho esto si la calidad de la subrasante es mala el costo total de construcción se elevará considerablemente.

Los materiales a emplear para la subrasante deberán cumplir con los requerimientos de la American Association of State Highways Officials AASHTO, de lo contrario deberán de sustituirse por materiales de mejor calidad o bien estabilizados.

Tabla XXXIX. **Requisitos para materiales de subrasante**

Propiedad	Norma	Valor
Tamaño máximo de partículas (mm)	AASHTO T 145	76
% Finos (<0,074mm)	AASHTO T 145	35%
Limite líquido (LL) (%)	AASHTO T 89	40
Índice plástico (IP) (%)	AASHTO T 90	12
Compactación	AASHTO T 180	95±2%
CBR	AASHTO T 193	20
Porcentaje de hinchamiento	AASHTO T 193	3%

Fuente: *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes, dirección general de caminos, República de Guatemala, división 300, Sección 301, Reacondicionamiento de subrasante existente.*

Los resultados de los ensayos de suelo dieron a conocer que el material existente en el lugar del proyecto cumple con los requisitos para ser empleado como material de subrasante. Cualquiera que fuese el caso el material deberá escarificarse, homogenizarse y deberá removerse vegetación y/o material orgánico que pueda debilitar la respuesta mecánica del suelo. El material deberá llevarse a su humedad óptima (24,5±2 %) y compactarse en capas no

mayores de diez centímetros hasta lograr una compactación del 95 por ciento de acuerdo a los requerimientos de la Norma AASHTO T 180.

2.2.12.2. Subbase

El objetivo de esta capa es soportar, transmitir y distribuir los esfuerzos compresivos de las capas superiores hacia la subrasante, al implementar esta capa sobre la estructura del pavimento se aumenta considerablemente el valor soporte del mismo y se contrarrestan las deformaciones producidas por cambios volumétricos en el material de la subrasante. La subbase se compone principalmente de materiales granulares en estado natural o mezclados.

Tabla XL. **Requisitos para materiales de subbase**

Propiedad	Norma	Valor
Zona granulométrica	AASHTO T 145	1-3
Tamaño máximo de partículas (mm)	AASHTO T 145	51 o ½ de espesor de la capa
% Finos (<0,074mm)		25 máx.
Limite líquido (LL) (%)	AASHTO T 89	25
Índice plástico (IP) (%)	AASHTO T 146	6
Compactación	AASHTO T 180	95±2%
CBR	AASHTO T 193	30

Fuente: *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes, dirección general de caminos, República de Guatemala, división 300, Sección 303, capa de subbase común.*

2.2.12.3. Capa de rodadura de pavimento rígido

Se denominan pavimentos rígidos a las losas constituidas por concreto hidráulico de cemento portland armadas o no, que descansan sobre una base previamente preparada constituida por capas según la capacidad del suelo.

Debido a la rigidez del concreto las cargas aplicadas sobre la placa son distribuidas uniformemente en un área equivalente a la de la placa, debido a esto las deformaciones en las placas son relativamente menores a la de elementos con materiales flexibles. El esfuerzo inducido por los ejes de los vehículos es absorbido por el concreto mientras que en el pavimento flexible este esfuerzo es transmitido hacia las capas inferiores siendo susceptible a mayores deformaciones.

El uso de pavimentos rígidos es cada vez mayor debido al mínimo mantenimiento que requieren principalmente en las juntas de las placas. Posee una vida útil considerablemente grande, entre 20 y 40 años.

Para evitar agrietamientos debido a deformaciones volumétricas se emplean juntas de dilatación rellenas de material elastomérico para impermeabilizarlas, esta capa también está constituida por obras de protección como bordillos y drenajes pluviales.

2.2.12.3.1. Factores de diseño para pavimento rígido

Para establecer el espesor de capa de pavimento de concreto hidráulico es necesario determinar los siguientes factores de diseño, que dependen principalmente del material que conforma la carpeta de rodadura y del peso por vehículos promedio que circularán por ella.

- Resistencia a la flexión del concreto (Módulo de ruptura MR)
- Resistencia de la subrasante (k)
- Peso, frecuencia y tipo de carga por eje aplicada al pavimento
- Período de diseño

- Módulo de ruptura del concreto (MR)

Los criterios aplicados para el diseño del pavimento rígido son los de fatiga (agrietamientos) y el de erosión (desplazamientos verticales en juntas). Los efectos de las cargas aplicadas a la capa de pavimento son tanto de compresión como de flexión, sin embargo la relación entre los esfuerzos de compresión producidos y la resistencia a compresión del concreto es lo suficientemente pequeña como para descartarla en el cálculo del espesor. Por otro lado, los esfuerzos de flexión generados son mucho mayores y significativos, por ello el proceso de cálculo se basa principalmente en la resistencia a flexión del concreto.

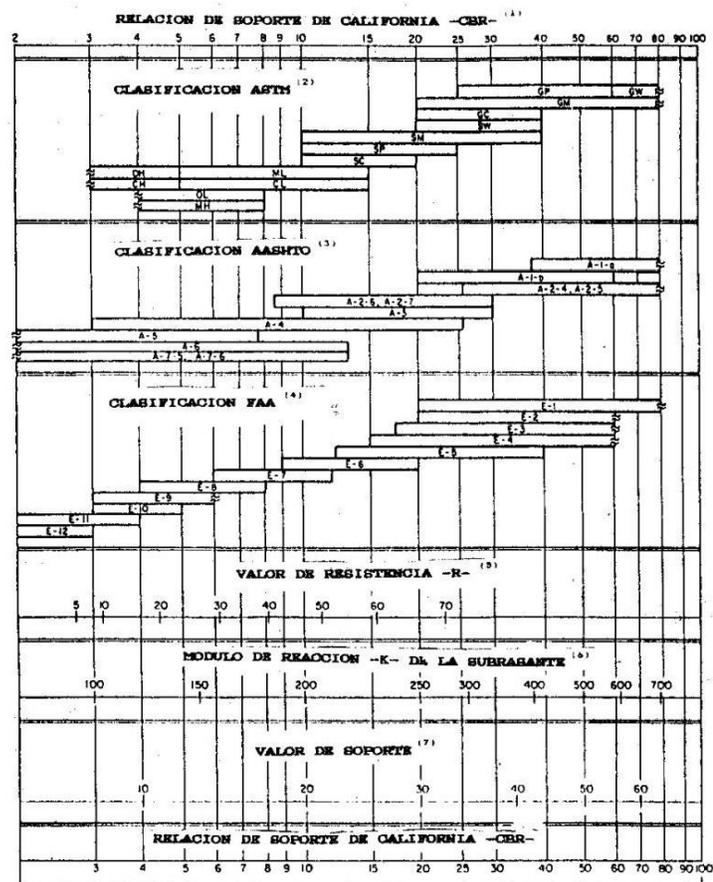
La resistencia a flexión se determina de acuerdo al módulo de ruptura del concreto el cual se define como la resistencia máxima a tensión en la fibra extrema de una viga de concreto. La resistencia a tensión del concreto se considera aproximadamente entre un 10 a 23 por ciento del esfuerzo a compresión. En un concreto hidráulico la resistencia a tracción se considera en el orden del 15 por ciento de su resistencia a compresión, el proceso de cálculo se basa en la Norma ASTM C-78. Para una resistencia a compresión de 4 000 libras por pulgada cuadrada se considera una resistencia a flexión de 600 libras por pulgada cuadrada.

- Módulo de reacción del suelo (k)

El módulo de reacción de la subrasante (k) de Westergard se determina como la relación del esfuerzo en una pulgada cuadrada y la deflexión resultante de dicha carga. La magnitud de k se expresa en libras por pulgada cúbica (pci).

Este módulo representa la resistencia en un suelo elástico y se determina por la prueba de carga de plato, pero debido al tiempo y costo del ensayo, el valor de k puede ser determinado por correlación a una prueba simple tal como la Relación de Soporte de California (CBR). El resultado es válido dado que el valor de k no requiere una determinación exacta ya que variaciones no muy grandes de él no afecta los espesores necesarios de pavimento.

Tabla XLI. **Relaciones aproximadas entre las clasificaciones de suelos y los valores de soporte**



Fuente: diseño de espesores para pavimentos de hormigón en carreteras y calles. *Método de la Portland Cement Association.*

- Tráfico y cargas de diseño

Los principales factores de tránsito que inciden en el diseño de un pavimento rígido, son el número y la magnitud de las cargas por eje más pesadas, que se esperan durante el período de diseño.

Este factor se determina de acuerdo a los valores de TPD estimados en el recuento de campo.

2.2.12.3.2. Tipos de juntas

La función principal de las juntas es permitir la construcción de losas aisladas para evitar agrietamientos en el concreto, manteniendo continuidad en la capa de rodadura y previniendo el deterioro de esta. Las grietas se producen principalmente por cambios volumétricos en el concreto y deflexiones por pandeo debido a esfuerzos de flexión, aislando las placas se puede mitigar la aparición de grietas durante el periodo de diseño.

Los tipos de juntas más comunes son las juntas longitudinales, transversales (contracción) y de expansión.

- Juntas longitudinales

Son juntas paralelas a la línea central de la carretera, estas se utilizan para prevenir la aparición de grietas longitudinales y su separación máxima debe ser de 3,81 metros. La profundidad de la ranura superior de la junta no deberá ser menor a un cuarto del espesor de la losa.

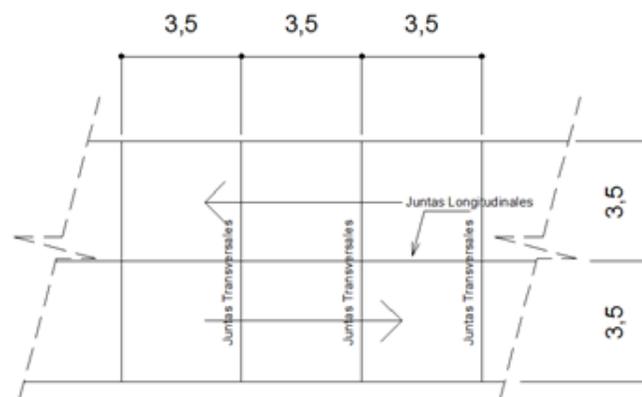
- Juntas transversales

Estas juntas se ubican perpendicularmente a la línea central de la carretera y son aplicables para evitar el agrietamiento del concreto por contracción debido a la pérdida de agua por fraguado o bien, por cambios volumétricos debido a variaciones de temperatura. Deberán tener como mínimo una profundidad medida desde el nivel de la capa de rodadura igual a un cuarto del espesor de la losa de concreto y su separación máxima es de cuatro metros y medio.

- Juntas de expansión

Estas juntas prevén las deformaciones debido a esfuerzos de tensión en el concreto y son necesarias en donde se ubiquen estructuras fijas, tales como: puentes, aceras, alcantarillas, muros, entre otros. Cuando sea necesario el uso de estas juntas la separación entre la estructura y la losa de concreto será de dos centímetros.

Figura 59. Representación gráfica de juntas



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

2.2.12.3.3. Diseño de pavimento rígido

La Portland Cement Association (PCA) ha elaborado dos métodos para la determinación del espesor de la losa de pavimento de concreto que se diferencian principalmente en la disponibilidad de datos de cargas por ejes, el método de capacidad y el método simplificado.

- Método de capacidad. Este método se basa principalmente en el análisis por fatiga y por erosión, donde el primero es aplicado principalmente en diseños de tráfico liviano mientras que en el segundo predomina el diseño por tráfico mediano o pesado, en cualquiera de estos es de suma importancia conocer los datos detallados de las cargas por eje tanto en ejes simples como en ejes tándem, datos que solamente es posible obtenerlos en estaciones de pesado, básculas u otras fuentes exactas.
- Método simplificado. Este método se utiliza cuando en el diseño no se cuentan con datos de cargas de ejes simples y tándem. En cambio, existen tablas con datos de distribuciones compuestas de cargas por eje basándose en cuatro categorías de tráfico.

Debido a la falta de datos reales sobre cargas por ejes simples y tándem se emplearán los procedimientos de diseño de acuerdo al método simplificado PCA.

Basándose en la descripción del lugar y un aproximado del TPD se puede determinar el TPDC a emplear.

Tabla XLII. Categoría de carga por eje

Cat. Carga por eje	Descripción	Tráfico			Cargas por eje máximas, kips	
		TPD	TPDC		Ejes simples	Ejes tándem
			%	Por día		
1	Calles, residenciales. Carreteras rurales y secundarias (baja a mediana) Calles colectoras.	200-800	1-3	Hasta 25	22	36
2	Carreteras rurales y secundarias (alta). Calles arteriales y carreteras primarias (baja).	700-5000	5-18	40-1000	26	44
3	Calles arteriales y carreteras primarias (mediana). Vías-expresa e interestatales urbanos y rurales (baja a mediana).	3000-12000 2 Carr. 3000-50000 4 Carr. O más.	8-30	500-50000	30	52
4	Calles arteriales, carreteras primarias, vías-expresa (alta). Interestatales urbanos y rurales (mediana a alta).	3000-20000 2 Carr. 3000-150000 4 Carr. O más.	8-30	1500-8000	34	60

Fuente: *diseño de espesores para pavimentos de hormigón en carreteras y calles*, método de la *Portland Cement Association*, tabla 9.

Tabla XLIII. **Tipos de suelos de subrasante y valores aproximados de k**

Tipo de suelo	Soporte	Valores de k, pci
Suelos de grano fino con predominio de limos y arcillas.	Bajo	75-120
Arenas y mezclas de arena-grava, con moderadas cantidades de limo y arcillas.	Mediano	130-170
Arenas y mezclas de arena-gravas, relativamente libre de plásticos finos.	Alto	180-220
Sub-base tratadas con cemento	Muy alto	250-400

Fuente: *diseño de espesores para pavimentos de hormigón en carreteras y calles*, método de la Portland Cement Association, tabla 10.

Tabla XLIV. **Tasas anuales de crecimiento de tráfico y factores de proyección correspondientes**

Tasa anual de crecimiento de tráfico	Factor de proyección, 20 años
1	1,1
1 ½	1,2
2	1,2
2 ½	1,3
3	1,3
3 ½	1,4
4	1,5
4 ½	1,6
5	1,6
5 ½	1,7
6	1,8

Fuente: elaboración propia.

Una vez estimado el TPDC, el módulo de ruptura del concreto y el tipo de junta a emplear se puede seleccionar el espesor mínimo requerido de la losa de concreto en la tabla XLV.

TPD = 200

Tasa de crecimiento anual = 3 %

Factor de proyección = 1,3

TPDC = 3 % del TPD

Cálculo de tráfico

$TPD \text{ de diseño} = 200 * 1,3 = 260$

$TPDA = 260 * 0,03 = 8 \text{ camiones por día}$

Tráfico de camiones para cada ruta = $8/2 = 4$

Para un período de diseño de 20 años:

$8 * 365 * 20 = 58\,400 \text{ camiones}$

Tabla XLV. **TPDC permisible, categoría 1 de carga por eje – pavimentos con trabazón de agregados en juntas**

Sin hombros de concreto o bordillo					Con hombros de concreto o bordillo				
Espesor de losa (pulg.)		Soporte de subrasante o subbase			Espesor de losa (pulg.)		Soporte de subrasante o subbase		
		Bajo	Mediano	Alto			Bajo	Mediano	Alto
MR = 650 PSI	4,5	--	--	0,1	MR = 650 PSI	4		0,2	0,9
	5	0,1	0,8	3		4,5	2	8	25
	5,5	3	15	45		5	30	130	330
	6	40	160	430		5,5	320		
MR = 600 PSI	6,5	330			MR = 600 PSI	--	--	--	--
	5		0,1	0,4		4			0,1
	5,5	0,5	3	9		4,5	0,2	1	5
	6	8	36	98		5	6	27	75
	6,5	76	300	760		5,5	73	290	730
	7	520	--	--	6	610	--	--	

Continuación de la tabla XLV.

Sin hombros de concreto o bordillo					Con hombros de concreto o bordillo				
Espesor de losa (pulg.)		Soporte de subrasante o subbase			Espesor de losa (pulg.)		Soporte de subrasante o subbase		
		Bajo	Mediano	Alto			Bajo	Mediano	Alto
MR = 550 PSI	5,5	0,1	0,3	1	MR = 550 PSI	4,5		0,2	0,6
	6	1	6	18		5	0,8	4	13
	6,5	13	60	160		5,5	13	57	150
	7	110	400	--		6	130	480	--
	7,5	620							

Fuente: *diseño de espesores para pavimentos de hormigón en carreteras y calles*, método de la Portland Cement Association, tabla 11.

Para un soporte de subrasante mediano, un MR = 600 PSI, un ADTT de 8 y el uso de hombros, se estima que el espesor de la losa de concreto será de 5 pulgadas.

De acuerdo a lo anterior se establece que el espesor de la losa de concreto será de 5 pulgadas con juntas transversales a cada 4,50 metros y juntas longitudinales en la separación de los carriles.

2.2.12.3.4. Componentes de mezcla

La capa de rodadura está compuesta por losas de concreto de cemento hidráulico con un espesor previamente determinado de 5 pulgadas, la resistencia a la compresión de estas a los 28 días será de 4 000 PSI (280 kg/cm²), la mezcla se constituye de agregado fino, agregado grueso y cemento hidráulico.

Los requisitos de los materiales que componen la mezcla de concreto son:

- Especificaciones para el uso de cementos hidráulicos

Estos cementos deben ajustarse a las Normas AASHTO M 85, ASTM C 150 o COGUANOR NG 41005 para los Cementos Portland ordinarios y a las normas AASHTO M 240, ASTM C 595 o COGUANOR NG 41001 y ASTM C 1157, para Cementos Hidráulicos Mezclados y debiendo indicarse su clase de resistencia en Unidades de Sistema Internacional o en Sistema Inglés.

En Guatemala se comercializan los Cementos Hidráulicos asignándoles una clase de resistencia de 21, 28, 35 y 42 mega pascales (3 000, 4 000, 5 000 y 6 000 lb/pulg²), que corresponde a una resistencia mínima a 28 días en morteros de cemento normalizados AASHTO T 106, ASTM C 109 y COGUANOR NG 41003.h10.

- Especificaciones para el uso de agregados finos

La graduación o granulometría del agregado fino deberá estar dentro de los rangos mencionados en la tabla XLVI.

Tabla XLVI. **Graduación de agregado fino para concreto de cemento Portland**

Tamiz AASHTO M92	Porcentaje en masa que pasa
3/8"	100
No. 4	95-100
No. 8	80-100
No. 16	55-85

Continuación de la tabla XLVI.

Tamiz AASHTO M92	Porcentaje en masa que pasa
No. 30	25-60
No. 50	10-30
No. 100	02-10
No. 200	00-05

Fuente: *Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes, de la Dirección General de Caminos. República de Guatemala, tabla 551-02 Sección 551.*

El módulo de finura deberá ser menor a 3,1 pero no menor de 2,3, ni variar en más de 0,20 del valor asumido para la proporción del concreto.

El agregado fino deberá tener un equivalente de arena mínimo de 75 cuando sea ensayado de acuerdo con lo establecido en AASHTO T 176, alternativa 2.

- Especificaciones para el uso de agregado grueso

El agregado grueso empleado en la mezcla de concreto deberá cumplir con los requerimientos de las Normas AASHTO M 80 y ASTM C33. El porcentaje de desgaste en el ensayo de abrasión deberá ser no mayor del 40 por ciento en masa posterior a las 500 revoluciones de acuerdo con la norma ASTM C131.

El porcentaje de partículas planas o alargadas (relación longitud/espesor mayor de tres), no debe sobrepasar de 15 por ciento en masa.

La graduación del agregado grueso, debe satisfacer una de las graduaciones siguientes, de la tabla 551-03 de las *Especificaciones Generales*

para Construcción de Carreteras y Puentes, República de Guatemala, según se especifique en los planos o Disposiciones Especiales, o sea aprobada por el Delegado Residente, con base en el tamaño máximo de agregado a usar, de acuerdo a la estructura de que se trate, la separación del refuerzo y la clase de concreto especificado.

Tabla XLVII. **Porcentaje por peso que pasa por tamices de abertura cuadrada**

Graduaciones AASHTO M80		63,0 mm (2 1/2")	50,00 mm (2")	38,1 mm (1 1/2")	25,0 mm (1")	19,0 mm (3/4")	12,5 mm (1/2")	9,50 mm (3/8")	4,75 mm (No. 4)	2,36 mm (No. 8)
No. 7	(1/2" a N°4	--	--	--	--	100	90-100	40-70	0-15	0-5
No. 67	3/4" a N°4	--	--	--	100	90-100	--	20-55	0-10	0-5
No. 57	1" a N°4	--	--	100	95-100	--	25-60	--	0-10	0-5
No. 467	(1 1/2" a N°4	--	100	95-100	--	35-70	--	10-30	0-5	--
No. 357	2" a N°4	100	95-100	--	35-70	--	10-30	--	0-5	--
No. 4	1 1/2" a 3/4"	--	100	90-100	20-55	0-15	--	0-5	--	--
No. 3	2" a 1"	100	90-100	35-70	0-15	--	0-5	--	--	--

Fuente: *Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes de la Dirección General de Caminos, República de Guatemala, tabla 551-03. Sección 551.*

2.2.12.3.5. Diseño de mezcla

Como se ha especificado anteriormente, el concreto se diseñará bajo una resistencia a la compresión de 4 000 libras por pulgada cuadrada con base en cemento hidráulico, grava y arena; debido a la disponibilidad de recursos y ubicación del proyecto es recomendable elaborar el concreto *in situ*, para esto, deben proveerse proporciones de materiales tanto en peso como en volumen, para quienes realicen la dosificación del concreto lo lleven a cabo adecuadamente, controlando la cantidad de agua en la mezcla.

A continuación las *Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes de la Dirección General de Caminos* establece los requisitos mínimos para un concreto de 4 000 libras por pulgada cuadrada.

Tabla XLVIII. **Composición del concreto de cemento hidráulico para pavimentos**

Relación Agua Cemento Máxima	Temperatura del Concreto	Asentamiento AASHTO T 119	Contenido de Aire Mínimo	Tamaños agregados AASHTO M 43	Resistencia a la Compresión AASHTO T-22	Resistencia a la Flexión AASHTO T 97
0,49	20 + 10 ° C	40 + 20 mm	4,5 %	551,04 (b) y (c)	28 MPa (4 000 psi)	4,5 MPa (650 psi)

Fuente: *Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes de la Dirección General de Caminos, República de Guatemala*, tabla 501-01.

De acuerdo a los requerimientos contemplados anteriormente para un concreto con asentamiento de 4 centímetros se emplea una relación agua/cemento igual a 0,49 según la tabla XLIX.

Tabla XLIX.

Datos para diseño de mezclas (calculados para 1m³ de concreto fresco)*

Resistencia media requerida a los 28 días Kg./cm ² lb/plg ²	Tamaño máximo del agregado		Concentración de pasta		Agua en litros para los distintos asentamientos: indicarlos en cm.						% de agregado fino Vol. Abs./Agr. Total			% aire		
	mm.	plg.	W/C	C/W	0 a 2	2 a 5	5 a 10	10 a 15	2.2 - 2.5	2.5 - 2.9	2.9 - 3.2	M.F.	2.2 - 2.6	2.6 - 2.9	2.9 - 3.2	M.F.
140	19.1	3/4	0.65	1.54	165	175	186	197	47	49	51	4.3	4.3	4.9	4.3	4.9
	25.4	1	0.65	1.54	157	165	173	181	44	46	48	4.4	4.4	4.5	4.4	4.5
175	38.1	1 1/2	0.65	1.54	154	160	165	193	42	44	48	4	4	4.1	4	4.1
	19.1	3/4	0.60	1.67	165	175	186	197	45	47	49	4.3	4.3	4.4	4.3	4.4
210	25.4	1	0.60	1.67	157	165	173	181	42	44	48	3.7	3.7	3.8	3.7	3.8
	37.1	1 1/2	0.60	1.67	154	160	166	193	40	42	44	3.3	3.3	3.4	3.3	3.4
246	19.1	3/4	0.55	1.79	164	171	184	195	44	46	48	3.6	3.6	3.7	3.6	3.7
	25.4	1	0.55	1.79	156	164	172	180	41	43	45	3	3	3.1	3	3.1
281	38.1	1 1/2	0.55	1.79	154	160	166	191	39	41	43	2.6	2.6	2.7	2.6	2.7
	19.1	3/4	0.52	1.92	164	174	184	195	42	44	46	3.1	3.1	3.2	3.1	3.2
316	25.4	1	0.52	1.92	156	164	172	180	39	41	43	2.3	2.3	2.4	2.3	2.4
	38.1	1 1/2	0.52	1.92	154	160	166	191	37	39	41	1.9	1.9	2	1.9	2
4,000	19.1	3/4	0.49	2.04	182	172	182	193	40	42	44	2.6	2.6	2.7	2.6	2.7
	25.4	1	0.49	2.04	155	163	171	179	37	39	41	2	2	2.1	2	2.1
4,500	38.1	1 1/2	0.49	2.04	154	160	166	189	35	37	39	1.5	1.5	1.6	1.5	1.6
	19.1	3/4	0.46	2.17	182	172	182	193	38	40	42	2.4	2.4	2.5	2.4	2.5
	25.4	1	0.46	2.17	155	163	171	179	35	37	39	1.7	1.7	1.8	1.7	1.8
	38.1	1 1/2	0.46	2.17	154	160	166	189	33	35	37	1.4	1.4	1.5	1.4	1.5

CORRECCIONES DE VALORES PARA OTRAS CONDICIONES

Uso de pis irin	Uso de arena triturada	Uso de agentes adicionados
+ 10 Kg. Agua	+ 5 Kg. Agua	
+ 5 Kg. Agregado fino	+ 2 % arena	
+ 0.5 % de aire		

Fuente: FUENTES HUETTE, Carlos Eduardo. *Materiales de construcción en Guatemala y su aplicación actual*. tabla XXXX. p. 340. USAC.

Para lograr una resistencia a compresión de 4 000 PSI (280 kg/cm²) empleando un agregado grueso de tamaño máximo nominal igual a 1 ½" se debe utilizar una relación de agua/cemento (W/C) de acuerdo a la tabla XLIX.

$$\frac{\text{Peso de agua}}{\text{Peso de cemento}} = 0,49$$

Para un asentamiento de 40 milímetros y un tamaño máximo de agregado igual a 1 ½ pulgada, el agua necesaria para un metro cúbico de concreto, según la tabla XLIX es de 160 litros.

$$\text{Peso de cemento} = \frac{\text{Peso de agua}}{0,49} = \frac{160}{0,49} = 326,50 \text{ kg}$$

Una vez calculado el peso total de cemento y agua para un metro cúbico de concreto se procede a calcular el volumen que ambos ocupan, el volumen de agregados se determina por el valor del módulo de finura del agregado fino, este dato se obtiene de la tabla XLIX.

El volumen ocupado por un material se determina como la relación entre el peso de este y su densidad.

Entonces:

$$V_{\text{cemento}} = \frac{\text{Peso de cemento}}{\text{Densidad del cemento}} = \frac{326,50 \text{ kg}}{3150 \text{ kg/m}^3} = 0,104 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{agua}} = \frac{\text{Peso de agua}}{\text{Densidad del agua}} = \frac{160 \text{ kg}}{1000 \text{ kg/m}^3} = 0,160 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{agregado}} = 1 \text{ m}^3 - 0,160 \text{ m}^3 - 0,104 \text{ m}^3 = 0,736 \text{ m}^3$$

Volumen de agregado para un módulo de finura de 2,7 y un tamaño máximo de agregado grueso de 1 ½ pulgada.

$$V_{\text{agregado}} = V_{\text{agregado grueso}} + V_{\text{agregado fino}}$$

$$0,736 \text{ m}^3 = V_{\text{agregado grueso}} + 0,37 * 0,736 \text{ m}^3$$

$$0,736 \text{ m}^3 - 0,37 * 0,736 \text{ m}^3 = V_{\text{agregado grueso}}$$

$$V_{\text{agregado grueso}} = 0,464 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{agregado fino}} = 0,272 \text{ m}^3$$

Entonces:

$$\text{Peso agregado grueso} = \gamma_{\text{agregado grueso}} * V_{\text{agregado grueso}}$$

$$\text{Peso agregado grueso} = 2\,700 \text{ kg/m}^3 * 0,464 \text{ m}^3 = 1\,252,80 \text{ kg}$$

$$\text{Peso agregado fino} = \gamma_{\text{agregado fino}} * V_{\text{agregado fino}}$$

$$\text{Peso agregado fino} = 2\,600 \text{ kg/m}^3 * 0,272 \text{ m}^3 = 707,20 \text{ kg}$$

La dosificación es calculada como la cantidad en peso del material en relación con el peso del cemento, y se puede determinar con la siguiente ecuación.

$$\text{Proporción} = \frac{\text{Peso del material}}{\text{Peso del cemento}}$$

Entonces:

$$\text{Cemento} = \frac{326,50 \text{ kg}}{326,50 \text{ kg}} = 1$$

$$\text{Agregado fino} = \frac{707,20 \text{ kg}}{326,50 \text{ kg}} = 2,17$$

$$\text{Agregado grueso} = \frac{1252,80 \text{ kg}}{326,50 \text{ kg}} = 3,84$$

$$\text{Agua} = \frac{160,00 \text{ kg}}{326,50 \text{ kg}} = 0,49$$

La dosificación entonces para un metro cúbico de concreto de resistencia igual a 4 000 libras por pulgada cuadrada será de:

1:2,17:3,84:0,49

2.2.13. Drenaje pluvial

El objetivo de este análisis es determinar el régimen de precipitaciones en la región y con ello realizar el diseño de obras de captación y evacuación de aguas pluviales con el objetivo de evitar inundaciones, daños a largo plazo por erosiones y otros factores que puedan comprometer el funcionamiento correcto de la carretera.

2.2.13.1. Estudio hidrológico

El objetivo del estudio hidrológico es determinar la magnitud del caudal generado por la precipitación de lluvia en el área tributaria de la cuenta a la que pertenece el proyecto.

2.2.13.2. Hidrografía del lugar

El estudio hidrológico se basa en la información proporcionada por el INSIVUMEH respecto a la estación meteorológica del municipio de Santiago Atitlán, de la cuenca del lago de Atitlán, departamento de Sololá, con coordenadas geográficas de latitud 14° 37' 54", longitud 91° 13' 53" y altitud 1 569 metros sobre el nivel del mar (msnm).

2.2.13.3. Precipitación

El estudio de la intensidad de lluvia en una cuenca o subcuenca define el diseño de las obras hidráulicas a emplear para la evacuación de la escorrentía que pueda causar deficiencias en la estabilidad, durabilidad y transitabilidad de la carretera. El diseño requiere de un sistema que pueda proporcionar una respuesta eficiente ante tormentas de duración variable y con altos índices de precipitación, para ello se analiza la intensidad de lluvia asociada a una duración y una frecuencia gráficamente, estas gráficas se conocen como curvas IDF o curvas de intensidad-duración-frecuencia. Una vez trazadas las gráficas se define una ecuación de acuerdo al periodo de retorno que se ha establecido.

La ecuación de intensidad de lluvia se define como:

$$i = \frac{A}{(B + t)^n}$$

Donde:

A, B y n = constante deducida de las curvas IDF

t = tiempo de concentración

El tiempo de concentración se refiere al tiempo que tarda en llegar a la sección de salida una gota de precipitación, caída en la parte más alejada de la cuenca.

Para estimar el tiempo de concentración en minutos se emplea el método empírico de Kirpich en el que se emplea la ecuación:

$$t = \frac{3L^{1,15}}{154H^{0,38}}$$

Donde:

L = longitud del cauce (m)

H = desnivel del cauce (m)

Los parámetros A, B y n se deducen de la ecuación de la curva IDF de acuerdo a los estudios previos en la estación de Santiago Atitlán del INSIVUMEH.

Para la cuenca del lago de Atitlán, la ecuación de intensidad de lluvia para un período de retorno de 50 años se define como:

$$i = \frac{1010}{(4 + t)^{0,671}}$$

2.2.13.4. Diseño de drenaje transversal por el método racional

Este método se emplea comúnmente para la estimación de caudales máximos asociados a una intensidad de lluvia de diseño y el diseño de drenajes en áreas rurales y urbanas, una de las ventajas es que permite el diseño sin contar con datos hidrométricos.

El diseño tiene como objetivo estimar las dimensiones de los elementos que componen las obras de drenaje. Determinar la capacidad de los mismos y verificar su respuesta de acuerdo a la intensidad de lluvia máxima probable.

La expresión para determinar el caudal máximo por el método racional es:

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

Donde:

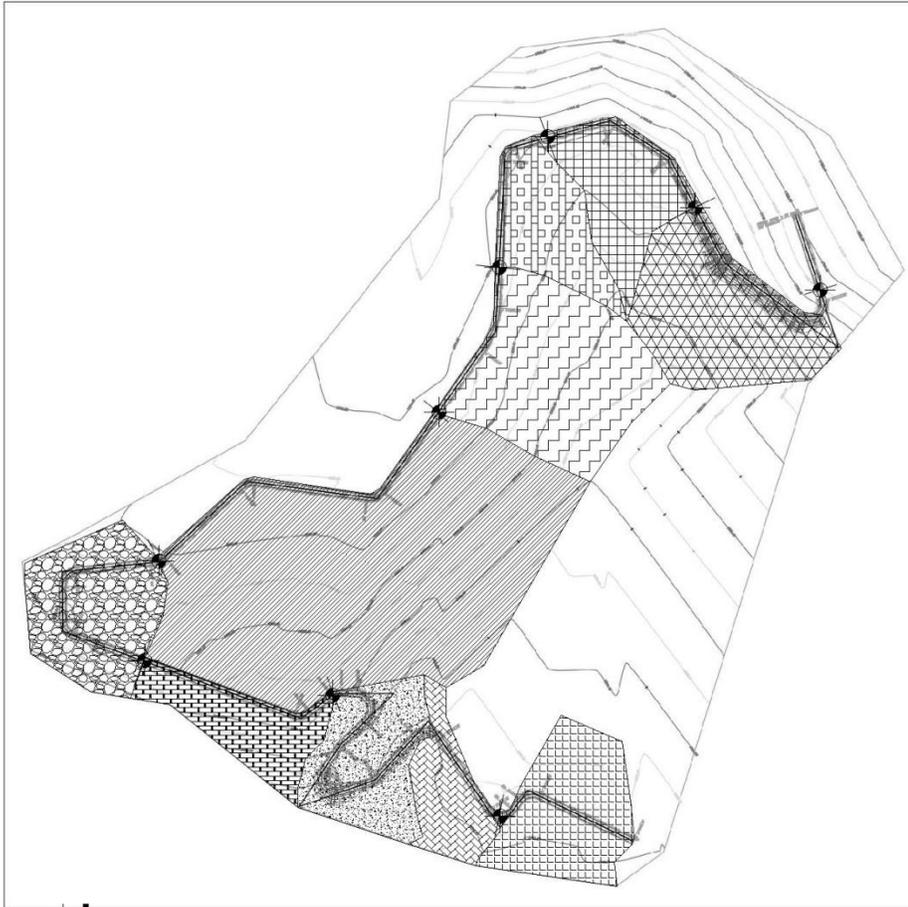
Q = caudal máximo (m³/s)

C = coeficiente de escorrentía

I = intensidad de lluvia (mm/h)

A = área tributaria (Ha)

Figura 60. **Área de subcuencas de la región según el parteaguas**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

- **Coeficiente de escorrentía**

Este coeficiente se refiere a la relación entre el volumen de escorrentía superficial y la precipitación total, sobre un área determinada. La magnitud del coeficiente depende principalmente del tipo de suelo y su pendiente, si el nivel de permeabilidad de un suelo es bajo (impermeable) el volumen de escorrentía será mucho mayor al de un suelo con un índice de permeabilidad alto como

bosques y suelos arenosos, ya que la mayor parte de la escorrentía en este tipo de suelos se infiltrará.

Tabla L. **Coefficientes de escorrentía**

Cobertura Vegetal	Tipo de suelo	>50%	20-50%	5-20%	1-5%	0-1%
Sin Vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,55	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, Vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba, Grama	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosque, Densa Vegetación	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Fuente: Benítez et al. (1980), citado por Lemus & Navarro (2003).

- Intensidad de lluvia

Es la razón de incremento de altura que alcanza la lluvia respecto a una unidad de tiempo, comúnmente este valor se da en mm/h. Este valor se obtiene

en estaciones pluviográficas y se emplea para trazar las curvas de Intensidad Duración y Frecuencia (IDF).

- Área tributaria

Es la superficie de la cuenca de captación que contribuye con el escurrimiento de la escorrentía hacia las obras de drenaje. En la superficie de una carretera el área de drenaje o área tributaria se considera como la superficie del talud de corte y la de la calzada entre drenes transversales o las cunetas.

- Diámetro mínimo

Anteriormente se determinó el caudal máximo probable, en hidráulica el caudal se define como el producto de la velocidad de un fluido y el área transversal del flujo, dicho esto la ecuación del caudal puede escribirse como:

$$Q = V * A$$

Donde:

Q = caudal volumétrico (m³/s)

V = velocidad media del fluido (m/s)

A = área de la sección transversal del flujo (m²)

Con esta ecuación es posible determinar el área necesaria para transportar un caudal determinado a una velocidad promedio.

Para poder estimar la velocidad se puede aplicar el principio de Manning para un flujo uniforme, la ecuación se describe como:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

V = velocidad media del flujo

n = coeficiente de rugosidad del material

R = radio hidráulico

S = pendiente longitudinal del ducto

- Radio hidráulico

$$R = \frac{D}{4}$$

Donde:

D = diámetro de la tubería

Una vez estimado el caudal y la velocidad media del flujo se puede despejar el diámetro necesario respecto del área, la combinación de la ecuación Manning y del flujo volumétrico quedará entonces como:

$$D = \left(\frac{Q * n * 4^{5/3}}{S^{1/2} * \pi} \right)^{3/8}$$

- Procedimiento de cálculo

Para el procedimiento de cálculo se emplearán los siguientes datos obtenidos de los planos topográficos:

$L = \text{longitud del cauce o tramo carretero} = 260 \text{ m}$

$A = \text{Área tributaria de la subcuenta} = 2,75 \text{ Ha}$

$H_{max} = \text{Cota máxima del cauce} = 1\,800,80 \text{ m}$

$H_{min} = \text{Cota mínima del cauce} = 1\,760,40 \text{ m}$

- Cálculo del tiempo de concentración

$$t = \frac{3L^{2,15}}{154H^{0,38}} = \frac{3 * 260^{1,15}}{154 * (1\,800,80 - 1\,760,40)^{0,38}} = 2,86 \text{ min}$$

Entonces, la intensidad de lluvia puede estimarse de acuerdo al tiempo de concentración determinado anteriormente:

Intensidad de lluvia

$$i = \frac{1\,010}{(4 + t)^{0,671}} = \frac{1\,010}{(4 + 2,86)^{0,671}} = 277,42 \text{ mm/h}$$

Cálculo de caudal máximo por método racional

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

El coeficiente de escorrentía para zonas con densa vegetación y bosques semipermeables se denomina con un valor de 0,35. El valor del área tributaria

se determina por los parteaguas circundantes al tramo carretero, en este caso se limita de acuerdo a la siguiente figura, con un área de 2,7545 hectáreas.

Entonces:

$$Q = \frac{0,35 * 277,42 * 2,7545}{360} = 1,07 \text{ m}^3/\text{s}$$

Diámetro requerido de tubería transversal

$$D = \left(\frac{Q * n * 4^{5/3}}{S^{1/2} * \pi} \right)^{3/8} = \left(\frac{1,07 * 0,009 * 4^{5/3}}{0,02^{1/2} * \pi} \right)^{3/8} = 0,49 \text{ m} = 19,41''$$

Para tuberías de PVC corrugado el coeficiente de rugosidad es de 0,009 y el valor de S será del 2 por ciento.

De acuerdo a lo anterior el diámetro mínimo comercial para tuberías a emplear en el drenaje transversal deberá ser de 21 pulgadas.

2.2.13.5. Diseño de drenaje longitudinal

El escurrimiento pluvial generado por la precipitación debe ser conducido fuera de la estructura, para ello se emplean las cunetas, depresiones en los extremos de la calzada las cuales recolectan y conducen el escurrimiento a un punto de evacuación.

Las cunetas como canales abiertos son susceptibles a acumulación de sedimentos u otros materiales que impiden el flujo adecuado de la esorrentía, la capacidad de estas depende principalmente de la pendiente longitudinal y del

material con que se constituyen, en Guatemala se emplean comúnmente las cunetas triangulares debido a su eficiencia y la simplicidad en la construcción.

Empleando el nomograma de Izzard y la ecuación de la velocidad del flujo de Manning se puede deducir la ecuación para el máximo caudal permisible de la cuneta, esta ecuación es aplicable solo a cunetas de sección triangular y se representa como:

$$Q_o = 0,375 * \sqrt{S} * \frac{Z}{n} * Y_o^{8/3}$$

Donde:

Q_o = caudal volumétrico (m^3/s)

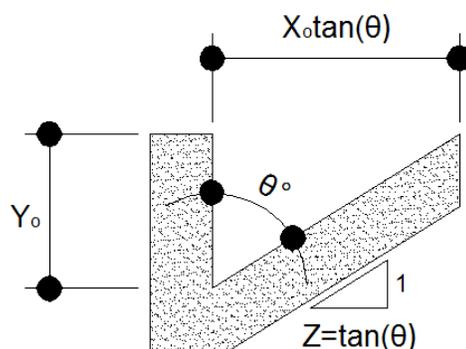
S = pendiente longitudinal

Z = inverso de la pendiente transversal

n = coeficiente de rugosidad del material constituyente

Y_o = profundidad de la cuneta

Figura 61. **Relación geométrica de cuneta**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil 3D 2014.

Se deben considerar los límites de velocidad establecidos para el diseño de cunetas como en cualquier otro sistema de drenaje, una velocidad mínima de 0,60 metros por segundo, la cual permite la auto limpieza de la cuneta, y una velocidad máxima de 6,00 metros por segundo evita la erosión de los materiales debido a las fuerzas de impacto sobre las obras. La velocidad del flujo puede determinarse de acuerdo a la ecuación de Manning antes descrita, la cuneta deberá cumplir con los parámetros anteriores para un óptimo funcionamiento del sistema.

- Cálculo de dimensiones de cuneta

Las cunetas son sistemas de drenaje abierto las cuales conducen el agua hacia un sistema de evacuación, por el hecho de ser abiertas el principal objetivo del diseño es mantener la velocidad del agua para evitar estancamientos o flujos demasiado rápidos. Para el diseño de cunetas se deben proponer dimensiones las cuales determinarán la factibilidad del diseño de acuerdo a las velocidades permisibles.

$$X_o = 0,45 \text{ m}$$

$$Y_o = 0,25 \text{ m}$$

- Cálculo de caudal máximo teórico volumétrico

La inversa de la pendiente transversal puede ser determinada como:

$$Z = \frac{X_o}{Y_o} = \frac{0,60}{0,20} = 3,00$$

Los cálculos serán para el tramo comprendido entre la estación 0+100 y la estación 0+360; las elevaciones serán de 1 800,80 metros y 1 760,40 metros respectivamente.

$$S = \frac{1\,800,80 - 1\,760,40}{360 - 100} = 0,1553$$

Entonces, el caudal volumétrico vendrá dado por:

$$Q_o = 0,375 * \sqrt{S} * \frac{Z}{n} * Y_o^{8/3} = 0,375 * \sqrt{0,1553} * \frac{3,00}{0,012} * 0,30^{8/3} = 1,16 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Efectivamente el predimensionamiento de la cuneta cumplió con lo requerido para cumplir con el caudal máximo requerido, ya que el caudal máximo permisible es mayor que el caudal por intensidad de lluvia de la región.

$$Q_o = 1,16 \text{ m}^3/\text{seg} > Q = 1,07 \text{ m}^3/\text{seg}$$

- Velocidad máxima permisible

La velocidad máxima permisible para una cuneta como se especifica anteriormente es de 6 metros por segundo, si el diseño excede dicho valor es necesario considerar obras que sirvan de tope, para disminuir considerablemente la velocidad del flujo sobre el plano de la cuneta, ahora se calculará la velocidad del flujo para la cuneta propuesta anteriormente.

Radio hidráulico

$$R_h = \frac{A}{P_{mojado}}$$

Velocidad de flujo uniforme

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0,012} \left(\frac{\frac{1}{2} * 0,30 * 0,70}{0,30 + 0,70} \right)^{2/3} 0,1553^{1/2} = 7,31 \text{ m/s}$$

2.2.14. Presupuesto de la carretera hacia hospital regional, San Pedro La Laguna

En la tabla L se describen los renglones finales para el presupuesto de la carretera hacia el hospital regional. Los costos unitarios se basan en sondeos actuales, sin embargo debe considerarse la variación de los precios en el mercado nacional.

Tabla Ll. Presupuesto de la carretera hacia hospital regional, San Pedro La Laguna

Renglon	Concepto	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo
1	Preliminar				
1.1	Replanteo topográfico	2.69	km	Q 5,001.65	Q 13,454.44
2	Movimiento de tierras				
2.1	Excavación no clasificada	35544.79	m ³	Q 33.43	Q 1,188,222.52
2.2	Excavación no clasificada de desperdicio	43205.78	m ³	Q 39.12	Q 1,690,091.80
3	Pavimento				
3.1	Reacondicionamiento de Sub-rasante	18900	m ²	Q 6.55	Q 123,827.25
3.2	Capa Sub-base (t=15cm)	18900	m ²	Q 2.88	Q 54,524.12
3.4	Carpeta de rodadura concreto 4000 PSI t=5plg	18900	m ²	Q 43.32	Q 818,737.43
4	Drenaje				
4.1	Excavación para drenajes	1552	m ³	Q 17.42	Q 27,037.23
4.2	Drenaje transversal (cajas y cabezales de concreto ciclópeo)	40	ml	Q 5,011.76	Q 200,470.25
4.3	Conformación de cunetas	2690	ml	Q 120.00	Q 322,796.99
Costo total de la obra					Q 4,439,162.02
Costo total de la obra por metro cuadrado					Q 206.28

Fuente: elaboración propia.

2.2.15. Cronograma de ejecución de la carretera hacia el hospital regional, San Pedro La Laguna

En este inciso se describe el cronograma de actividades por renglón para la ejecución del proyecto de la carretera hacia el hospital regional de San Pedro La Laguna, adjunto el monto de inversión por renglón ejecutado.

Tabla LII. Cronograma de ejecución de la carretera hacia hospital regional, San Pedro La Laguna

No .	Descripción del renglón	Tiempo en meses								Inversión
		1	2	3	4	5	6	7	8	
1	Replanteo topográfico	■								Q 1 454,44
2	Excavación no clasificada		■	■	■					Q 1 201 676,96
3	Excavación no clasificada de desperdicio		■	■	■					Q 2 891 768,76
4	Reacondicionamiento de sub-rasante				■	■				Q 3 015 596,01
5	Capa Sub-base					■				Q 3 070 120,13
6	Carpeta de rodadura de concreto						■	■		Q 3 888 857,56
7	Excavación para drenajes							■		Q 3 915 884,79
8	Drenaje transversal (cajas y cabezales de concreto ciclópeo)							■		Q 4 116 355,04
9	Conformación de cunetas						■		■	Q 4 439 162,02

Fuente: elaboración propia

2.2.16. Estudio de Impacto Ambiental (EIA)

Como parte del estudio de prefactibilidad del proyecto es necesario contar con un estudio de impacto ambiental que prevea toda influencia ya sea positiva o negativa respecto del proyecto al medio que le rodea.

El estudio de impacto ambiental es de carácter obligatorio para la ejecución de un proyecto determinado. Debido a la naturaleza del proyecto debe de realizarse un análisis minucioso sobre los efectos que este tendrá principalmente en la flora y fauna de la ubicación del proyecto, esto con la finalidad de determinar las medidas necesarias para disminuir el impacto negativo, desarrollar programas de control y conservación del medio ambiente, seguridad y saneamiento, entre otros.

2.2.16.1. Identificación de impactos ambientales

La identificación de los impactos ambientales que puedan generarse durante la ejecución y operación del proyecto se lleva a cabo empleando matrices de identificación y evaluación; clasificándolos de acuerdo con su carácter (positivo o negativo), su magnitud y su duración.

2.2.16.1.1. Impactos ambientales negativos

Estos se refieren a las repercusiones negativas que tendrá tanto la construcción como el empleo del edificio, en su entorno; ya sea de forma directa o indirecta, de manera que debe buscarse una solución incluso antes de llevarse a cabo el proyecto para conservar el ambiente.

- Impactos negativos sobre el aire

Durante la ejecución del proyecto el impacto será de mediana magnitud por la generación de polvo debido al movimiento de tierra, acarreo de materiales y mezcla de los mismos. El impacto sonoro será de igual forma, de media magnitud durante la ejecución, principalmente por la operación de maquinaria pesada y herramientas de impacto. El porcentaje de oxígeno se verá disminuido debido a la tala de árboles en toda la longitud del proyecto.

- Impactos negativos sobre el suelo

La excavación de suelos boscosos puede alterar el comportamiento del nivel freático, de la escorrentía tanto superficial como subterránea, conformación de acuíferos y erosión del suelo.

- Impactos negativos sobre aguas subterráneas

Al remover la capa vegetal existente en el suelo, esto tendrá un alto impacto sobre la filtración del agua hacia el manto freático, disminuyendo el suministro de agua. La erosión cambiará las propiedades permeables del suelo, haciendo que las escorrentías subterráneas se aminoren.

- Impactos negativos sobre la flora

Para la ejecución del proyecto se requiere remover toda la capa vegetal en toda la longitud de la carretera, esto significa la tala de árboles de la zona, remoción de siembras de café, y demás plantas silvestres de la zona.

- Impactos negativos sobre la fauna

La fauna que habita en la zona depende en su totalidad de la disposición de plantas, árboles, frutos y demás elementos naturales que residen en ella, durante la ejecución del proyecto puede comprometerse la seguridad de los animales por accidentes provocados por la maquinaria y posterior a la finalización del proyecto, debido a accidentes vehiculares.

2.2.16.2. Plan de contingencia

Con el objetivo de reducir considerablemente los impactos negativos del proyecto se proponen las siguientes medidas de seguridad durante la construcción del proyecto:

- Señalizar adecuadamente el tramo carretero y colocar barandales en tramos donde existan terraplenes.
- Promover programas de reforestación a nivel municipal.
- Disponer de las aguas evacuadas para la alimentación del manto freático.
- Aplicación de capas vegetales adecuadas tanto en taludes como en terraplenes para facilitar el control de escorrentías y evitar la erosión del suelo.
- Capacitar al personal administrativo y obreros sobre seguridad industrial, manejo de materiales, maquinarias y químicos, uso adecuado de equipo de protección.

Tabla LIII. **Matriz de Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)**

				ACCIONES CON POSIBLES EFECTOS								TOTAL
				Modificación del régimen			Transformación del territorio			Cambios en el tráfico		
				Alteración de la cubierta terrestre	Alteración de la hidrología	Superficie o pavimento	Carreteras y caminos	Drenaje pluvial	Desmontes y rellenos	Efectos mecánicos de pisoteo	Ruidos y emanaciones de vehículos	
Factores ambientales	Físico químico	Tierra	Suelos	-8	-5	-2	10	-2	-5	-3		-15
					10	8	5	10	5	5	6	
		Agua	Calidad	-3		-1		-1			-1	-7
				4		5		5			2	19
		Temperatura			-1							
					3							
	Atmosfera	Calidad	-5	-1	-3	-1				-6	-11	
			10	5	5	5				10	65	
	Inundaciones		2	2	-2	2	3	-2				
			5	6	4	5	5	5				
	Condiciones biológicas	Procesos	Compactación	1		-3			-2	-1		-5
				2		2			6	4		14
		Flora	Arboles	-7	-2	-2	-2	-2	-6		-3	-47
				10	4	5	5	5	7		6	87
		Cosecha		-8	-4	-4	2	-2	-5		-2	
				10	7	5	5	6	7		5	
	Fauna	Macro fauna	-6	-5	-2	-1	-3	-3		-2	-22	
			8	7	4	4	6	5		5	34	
Factores culturales	Uso del territorio	Agrícola	-5	-4	-4	2		-4			2	
			8	7	6	5		6				
	Zona residencial		7	2	5	4	2	3	-3	-3		
			7	5	7	5	5	5	6	6	78	
	Nivel cultural	Culturas o forma de vida	10		3	5		2	-2	-1	57	
			8		5	5		5	5	5		
		Salud y seguridad	10		3	10	3	5		-7		
			10		5	10	6	5		10		
Empleo		10		3	3							
		10		5	5					79		
Servicios e infraestructura	Red de transporte	10		5	10		3			46		
		10		5	10		6					
Servicios		3	4	4	4	3						
		5	7	5	5	6				59		

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. El Ejercicio Profesional Supervisado permite al estudiante introducirse en el campo profesional, cada proyecto posee características que deben ser evaluadas y estructuradas de manera profesional, y es allí donde el estudiante debe saber adaptar los conocimientos adquiridos durante el período de enseñanza además de un criterio puramente profesional, buscando de esta forma una solución específica y eficiente a las necesidades de la población que se busca beneficiar con un proyecto determinado.
2. El edificio para el Centro de Capacitación Técnica del municipio de Santa Clara La Laguna, departamento de Sololá ha sido diseñado estructuralmente bajo los requerimientos de las normativas del AGIES y reglamentos internacionales como el ACI, de acuerdo al diseño, este tiene la capacidad estructural de responder adecuadamente a las exigencias que se le solicitarán. El proyecto tendrá un costo total de Q. 3 127 051,66; con un costo por metro cuadrado de Q. 5 560,19; el costo beneficio por habitante será de Q. 240,54.
3. La carretera hacia el hospital regional del municipio de San Pedro La Laguna, departamento de Sololá, se ha diseñado de acuerdo a la topografía de la región, con pendientes máximas de hasta 16 por ciento, considerando los factores de pendiente, velocidad máxima, tráfico promedio y clima; tendrá un costo total de Q. 8 453 108,76; con un costo por metro cuadrado de Q. 392,80.

RECOMENDACIONES

A las Municipalidades de San Pedro La Laguna y Santa Clara La Laguna:

1. Evaluar la calidad de los materiales a emplearse, cumpliendo con las normas nacionales e internacionales que rigen las características físicas y mecánicas de cada material. Los materiales deberán ser ensayados en laboratorio según requieran las normas tantas veces como esté normado.
2. Realizar supervisión de obra durante todo el período de ejecución, la cual deberá llevarse a cabo por un profesional correspondiente al área, la supervisión debe velar porque los procesos constructivos se apeguen a las normas empleadas para el diseño estructural, y que se cumpla lo establecido en los planos constructivos y especificaciones técnicas correspondientes.
3. Programar un mantenimiento adecuado de las obras a fin de garantizar un perfecto funcionamiento durante la vida útil de las mismas. El mantenimiento deberá realizarse por parte de una entidad calificada, de lo contrario deberá capacitarse a quienes llevarán a cabo dicho mantenimiento.
4. Previo a licitar y ejecutar cada proyecto, se deberán actualizar los presupuestos y cronogramas de ejecución, los valores en los presupuestos son solamente de referencia, estos están sujetos a cambios tanto en materiales como mano de obra.

BIBLIOGRAFÍA

1. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala: AGIES NSE 3-10 2010. 44 p.
2. BAÑÓN BLÁZQUEZ, Luis; BEVIÁ GARCÍA, José Francisco. *Manual de carreteras*. Volumen I y II. Universidad de Alicante, España: 2000. 737 p.
3. DAS, Braja. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 5a ed. México: Thomson, 2006. 742 p.
4. HARPER, Gilberto Enríquez. *Cálculo de instalaciones hidráulicas y sanitarias, residenciales y comerciales*. México: Limusa. 392 p.
5. H. NILSON, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto*, 12^a ed. Bogotá Colombia, McGraw-Hill. 2001. 722 p.
6. HERNÁNDEZ REYES, José Alejandro. *Diseño del instituto de educación media para la aldea Los Planes y salón comunal para la aldea Santo Domingo Los Ocotes, del municipio de San Antonio La Paz, departamento de El Progreso*. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2012. 284 p.

7. Instituto Americano del Concreto. *Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural*. Estados Unidos de América: ACI 318S-08, 2008. 518 p.
8. Portland Cement Association (PCA). *Thickness Design for Concrete Street Pavements*. 1984.
9. ROSALES ZELADA, Segio Víctor. *Diseño de tramo carretero, para el acceso directo al cantón Lourdes, del municipio de Guatemala, departamento de Guatemala*. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2005. 108 p.

ANEXOS

Anexo 1. Características geométricas para el diseño de carreteras

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

VALORES LÍMITES RECOMENDADOS PARA LAS CARACTERÍSTICAS DE LA CARRETERA EN ESTADO FINAL

T.P.D. de	CARRETERA	VELOCIDAD DE DISEÑO (K.P.H.)	ANCHO DE CALZADA (M.)	CORTE	RELLENO (M.)	DERECHO DE VÍA (M.)	RADIO MÍNIMO (M.)		PENDIENTE MÁXIMA (M.)		DISTANCIA VISTA MINIMA RECOMEND.		DISTANCIA VISTA MINIMA RECOMEND. (M.)
							DE VÍA (M.)	DE VÍA (M.)	MÁXIMA (M.)	MÍNIMA (M.)	MÍNIMA (M.)	MÁXIMA (M.)	
3000 A	TIPO "A"		2 x 7.20	25	24	50							
	REGIONES LLANAS	100					376	3	160	200		700	750
	ONDULADAS MONTAÑOSAS	80					228	4	110	150		520	550
1500 A	TIPO "B"		7.20	13	12	25							
	REGIONES LLANAS	80					228	6	110	150		520	550
	ONDULADAS MONTAÑOSAS	60					110	7	70	100		350	400
900 A	TIPO "C"		6.50	12	11	25							
	REGIONES LLANAS	80					228	6	110	150		520	550
	ONDULADAS MONTAÑOSAS	60					110	7	70	100		350	400
500 A	TIPO "G"		6.00	11	10	25							
	REGIONES LLANAS	80					228	6	110	150		520	550
	ONDULADAS MONTAÑOSAS	60					110	7	70	100		350	400
100 A	TIPO "E"		5.50	9.50	8.50	25							
	REGIONES LLANAS	50					47	9	40	50		180	200
	ONDULADAS MONTAÑOSAS	40					47	9	40	50		180	200
100 A	TIPO "F"		5.50	9.50	8.50	15							
	REGIONES LLANAS	40					75	9	65	70		260	300
	ONDULADAS MONTAÑOSAS	30					47	9	40	50		180	200

ESTRUCTURAS:

CARGA: H-15-S-12
 ALTURA LIBRE: 4.75 m.
 ANCHO RODADURA: 7.90 m.

ESFUERZOS UNITARIOS
 Concreto Clase "A" 3,000 #/D"
 Acero de Refuerzo 18,000 #/D"
 Acero Estructural 33,000 #/D"

* Distancia de visibilidad de perodos Longitud mínimo de curvo Vertical.

Guatemala, Marzo de 1959.

OSVALDO E. LOPEZ

Fuente: copias del curso, Vías Terrestres 1.

Anexo 2. Resultado ensayos de límites de Atterberg



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 636 S.S. O.T.: 31,915

Interesado: Mario Enrique Reyes Cárdenas
 Proyecto: EPS "Diseño de la Carretera Hacia el Hospital Regional, San Pedro La Laguna, Sololá"
 Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
 Norma: AASHTO T-89 Y T-90
 Ubicación: San Pedro La Laguna, Sololá.
 FECHA: Martes, 27 de Noviembre de 2012

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	N.P.	N.P.	ML	Arena Limosa color Café

(*) CLASIFICACION SEGUN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

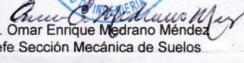
Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC






Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



FACULTAD DE INGENIERIA—USAC—
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
 Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII), Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.

Anexo 3. Resultados de ensayo a compresión (Proctor modificado)

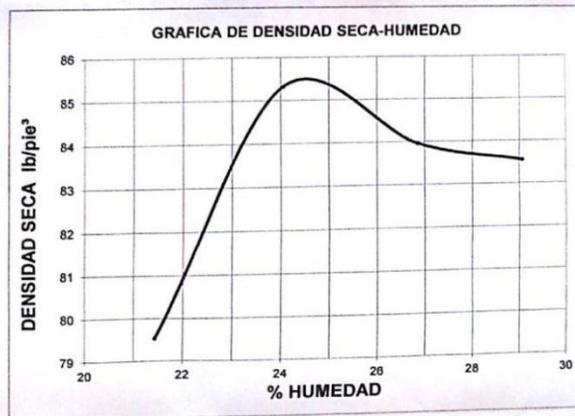


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 637 S.S. O.T. No.: 31,915

Interesado: Mario Enrique Reyes Cárdenas
Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN. Proctor Estándar: () Norma:
Proyecto: EPS "Diseño de la Carretera Hacia el Hospital Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.T.H.O. T-180
Regional, San Pedro La Laguna, Sololá"
Ubicación: San Pedro La Laguna, Sololá.
Fecha: viernes, 20 de septiembre de 2013



Descripción del suelo: Arena limosa color café
Densidad seca máxima γ_d : 1,369.71 Kg/m³ 85.50 lb/ft³
Humedad óptima Hop.: 24.50 %
Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.:

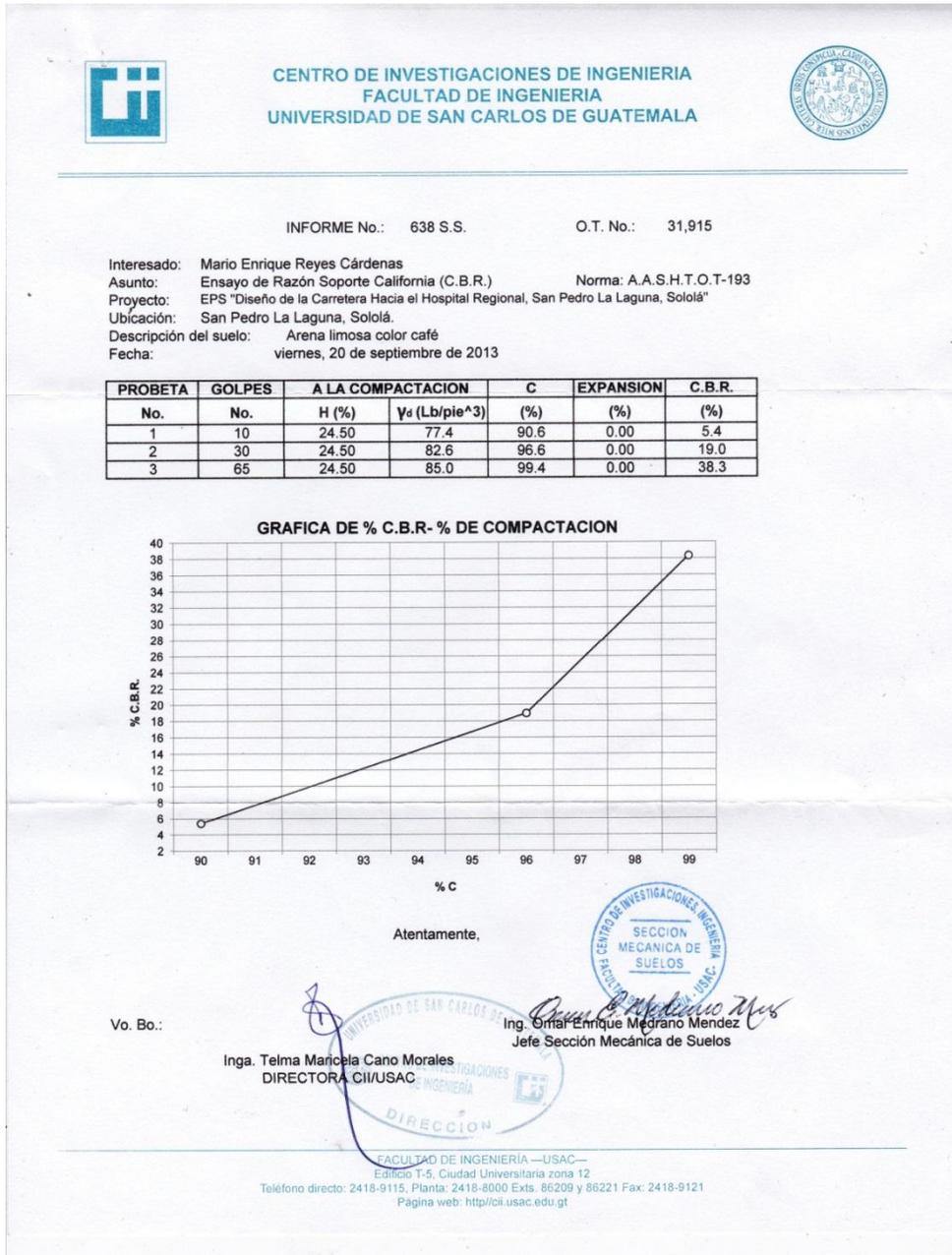
Inga. Telma Marcela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC

SECCION MECANICA DE SUELOS
Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—
Edificio T-5 Ciudad Universitaria zona 12
Telefono directo 2418-9115, Planta 2418-6000 Exts. 86209 y 86221 Fax 2418-9121
Pagina web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII), Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.

Anexo 4. Resultados ensayo de CBR



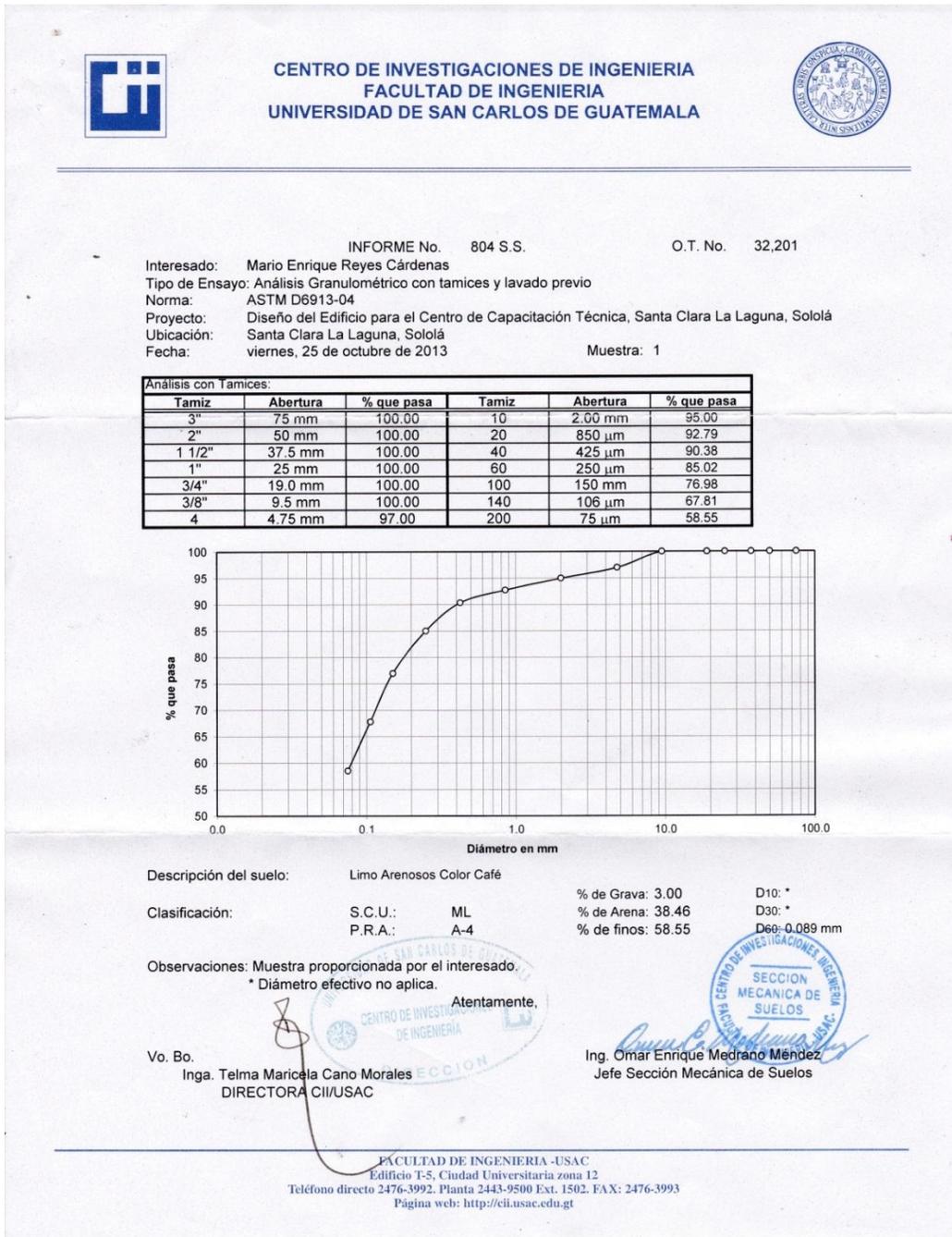
Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII), Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.

Anexo 5. Resultado análisis granulométrico



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII), Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.

Anexo 6. Resultado análisis granulométrico



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII), Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.

Anexo 7. Ensayo de compresión Triaxial



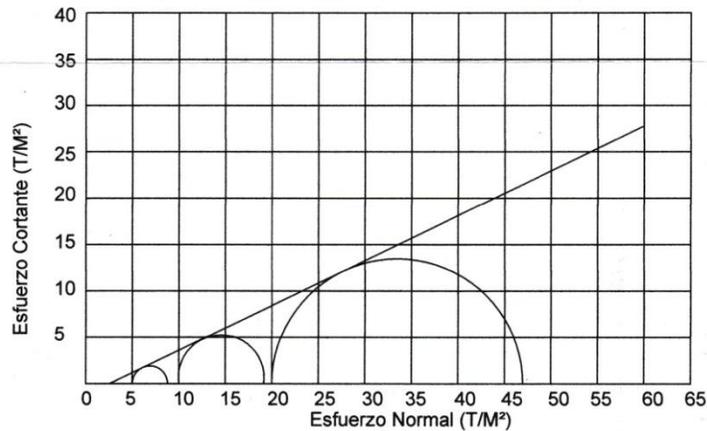
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 639 S.S. O.T.: 31,914

INTERESADO: Mario Enrique Reyes Cárdenas
PROYECTO: EPS "Diseño del Edificio para Centro de Capacitación Técnica Santa Clara La Laguna, Sololá"
Ubicación: Santa Clara La Laguna, Sololá.
Fecha: viernes, 20 de septiembre de 2013
pozo: 1 Profundidad: 2,85 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 25.83^\circ$ COHESIÓN : $C_u = 0.00 \text{ Ton/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.

DESCRIPCION DEL SUELO: Limo Arenoso Color Café

DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"

OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	2	3
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	6.90	14.56	33.48
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	2.0	3.5	5.5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.09	1.09	1.09
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.60	1.60	1.60
HUMEDAD (%H)	46.24	46.24	46.24

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Marcela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Telefono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Pagina web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII), Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.

Anexo 8. Movimiento de tierras por estación de la carretera hacia el hospital regional de San Pedro La Laguna, Sololá

Estación	A Corte	Vol, Corte	A Relleno	Vol, Relleno	Vol, Corte Acum,	Vol, Relleno Acum,	Vol, Neto Acum,
0+020,000	0,64	0,00	11,03	0,00	0,00	0,00	0,00
0+040,000	0,00	6,36	14,16	251,88	6,36	251,88	-245,52
0+060,000	0,02	0,19	13,44	276,04	6,55	527,92	-521,37
0+080,000	0,00	0,19	15,79	292,37	6,74	820,29	-813,54
0+100,000	12,96	129,58	0,17	159,65	136,32	979,93	-843,61
0+120,000	49,63	614,58	0,00	1,80	750,90	981,73	-230,83
0+140,000	148,74	2020,15	0,00	0,00	2771,05	981,73	1789,32
0+160,000	234,75	4230,87	0,00	0,00	7001,92	981,73	6020,19
0+180,000	194,39	4437,70	0,00	0,00	11439,62	981,73	10457,89
0+200,000	210,29	4046,75	0,00	0,00	15486,38	981,73	14504,64
0+220,000	225,59	4358,76	0,00	0,00	19845,13	981,73	18863,40
0+240,000	233,51	4590,99	0,00	0,00	24436,12	981,73	23454,39
0+260,000	256,09	4896,06	0,00	0,00	29332,19	981,73	28350,45
0+280,000	305,78	5760,26	0,00	0,00	35092,44	981,73	34110,71
0+300,000	241,54	5783,67	0,00	0,00	40876,11	981,73	39894,38
0+320,000	161,74	4032,75	0,00	0,00	44908,86	981,73	43927,13
0+340,000	102,36	2641,00	0,00	0,00	47549,86	981,73	46568,13
0+360,000	65,53	1678,97	0,00	0,00	49228,83	981,73	48247,10
0+380,000	42,97	1085,01	0,00	0,00	50313,84	981,73	49332,10
0+400,000	30,39	733,53	0,00	0,00	51047,37	981,73	50065,63
0+420,000	19,49	498,79	0,00	0,00	51546,15	981,74	50564,41
0+440,000	19,03	369,63	0,09	1,02	51915,78	982,77	50933,02
0+460,000	14,92	339,55	2,51	26,05	52255,34	1008,81	51246,52
0+480,000	8,40	233,28	6,76	92,74	52488,62	1101,55	51387,06
0+500,000	5,03	134,36	10,93	176,86	52622,98	1278,41	51344,57
0+520,000	0,92	54,45	13,16	260,68	52677,43	1539,09	51138,33
0+540,000	1,24	20,52	12,95	271,84	52697,95	1810,93	50887,02
0+560,000	2,76	39,99	9,13	220,81	52737,94	2031,75	50706,19
0+580,000	4,15	69,01	6,98	161,15	52806,95	2192,90	50614,06

Continuación de anexos 8.

Estación	A Corte	Vol, Corte	A Relleno	Vol, relleno	Vol, Corte Acum,	Vol, Relleno Acum,	Vol, Neto Acum,
0+600,000	3,00	71,42	8,98	159,63	52878,37	2352,53	50525,84
0+620,000	19,42	224,18	0,08	90,63	53102,55	2443,16	50659,40
0+640,000	4,43	238,57	0,43	5,08	53341,12	2448,23	50892,89
0+660,000	0,00	39,88	11,04	124,45	53381,00	2572,69	50808,32
0+680,000	5,67	55,50	0,16	114,25	53436,51	2686,93	50749,57
0+700,000	19,70	253,68	0,00	1,60	53690,19	2688,53	51001,66
0+720,000	34,55	542,43	0,00	0,00	54232,62	2688,53	51544,09
0+740,000	32,87	674,14	0,00	0,00	54906,76	2688,53	52218,23
0+760,000	17,90	507,68	0,00	0,00	55414,44	2688,53	52725,90
0+780,000	4,44	223,44	0,74	7,43	55637,87	2695,96	52941,92
0+800,000	3,28	77,21	3,93	46,71	55715,09	2742,67	52972,41
0+820,000	3,05	63,24	2,60	65,30	55778,33	2807,98	52970,35
0+840,000	9,72	127,65	0,06	26,62	55905,98	2834,60	53071,38
0+860,000	17,82	276,91	0,00	0,60	56182,88	2835,20	53347,69
0+880,000	17,28	355,01	0,00	0,00	56537,90	2835,20	53702,70
0+900,000	12,92	305,92	0,00	0,06	56843,82	2835,26	54008,56
0+920,000	2,83	158,46	1,73	17,15	57002,28	2852,41	54149,88
0+940,000	0,95	37,77	4,80	65,32	57040,06	2917,73	54122,33
0+960,000	0,70	16,53	5,14	99,42	57056,59	3017,14	54039,45
0+980,000	0,00	7,06	5,37	105,06	57063,65	3122,20	53941,45
1+000,000	5,96	59,68	0,02	53,88	57123,33	3176,09	53947,24
1+020,000	11,74	177,03	0,00	0,21	57300,36	3176,30	54124,06
1+040,000	14,48	262,21	0,00	0,00	57562,57	3176,30	54386,28
1+060,000	12,55	270,28	0,00	0,00	57832,86	3176,30	54656,56
1+080,000	4,23	167,79	0,51	5,13	58000,65	3181,43	54819,23
1+100,000	6,63	108,68	0,00	5,13	58109,34	3186,55	54922,78
1+120,000	18,51	251,46	0,00	0,00	58360,80	3186,55	55174,25
1+140,000	36,75	555,18	0,00	0,00	58915,98	3186,55	55729,43
1+160,000	37,72	745,57	0,00	0,00	59661,55	3186,55	56475,00
1+180,000	34,78	724,97	0,00	0,00	60386,52	3186,55	57199,97
1+200,000	31,96	667,39	0,00	0,00	61053,91	3186,55	57867,36

Continuación de anexos 8.

Estación	A Corte	Vol, Corte	A Relleno	Vol, relleno	Vol, Corte Acum,	Vol, Relleno Acum,	Vol, Neto Acum,
1+220,000	25,64	575,94	0,00	0,00	61629,85	3186,55	58443,30
1+240,000	19,81	454,50	0,00	0,00	62084,35	3186,55	58897,80
1+260,000	13,93	337,45	0,00	0,00	62421,81	3186,55	59235,25
1+280,000	11,39	253,25	0,00	0,00	62675,05	3186,55	59488,50
1+300,000	7,89	192,11	0,00	0,00	62867,17	3186,55	59680,62
1+320,000	10,04	178,64	0,00	0,00	63045,81	3186,55	59859,26
1+340,000	10,11	201,49	0,00	0,00	63247,30	3186,55	60060,75
1+360,000	7,21	173,22	0,00	0,00	63420,52	3186,55	60233,97
1+380,000	5,42	126,34	0,00	0,00	63546,86	3186,55	60360,31
1+400,000	3,98	94,02	0,24	2,38	63640,88	3188,93	60451,95
1+420,000	4,47	84,52	0,00	2,40	63725,40	3191,33	60534,07
1+440,000	2,42	68,92	0,02	0,26	63794,32	3191,58	60602,74
1+460,000	2,26	49,43	0,30	2,83	63843,75	3194,41	60649,34
1+480,000	1,99	42,50	0,24	5,40	63886,25	3199,80	60686,45
1+500,000	11,66	136,51	0,01	2,56	64022,76	3202,37	60820,39
1+520,000	24,48	361,42	0,00	0,12	64384,17	3202,49	61181,68
1+540,000	14,01	384,87	0,00	0,00	64769,04	3202,49	61566,55
1+560,000	22,13	360,42	0,00	0,00	65129,47	3202,49	61926,98
1+580,000	22,21	450,28	0,00	0,00	65579,74	3202,49	62377,25
1+600,000	19,36	416,67	0,00	0,00	65996,41	3202,49	62793,92
1+620,000	23,29	426,54	0,00	0,00	66422,95	3202,49	63220,46
1+640,000	15,19	388,79	0,00	0,00	66811,74	3202,49	63609,25
1+660,000	0,29	160,15	4,85	45,37	66971,89	3247,85	63724,04
1+680,000	0,00	2,94	26,76	316,10	66974,83	3563,95	63410,87
1+700,000	0,00	0,00	19,44	461,98	66974,83	4025,93	62948,90
1+720,000	0,00	0,00	10,46	298,99	66974,83	4324,92	62649,91
1+740,000	1,00	9,97	6,17	166,34	66984,79	4491,26	62493,54
1+760,000	0,00	9,97	8,69	148,60	66994,77	4639,86	62354,91
1+780,000	0,00	0,00	10,58	192,70	66994,78	4832,56	62162,22
1+800,000	0,92	9,22	3,84	144,20	67003,99	4976,76	62027,23
1+820,000	30,51	314,30	0,00	38,36	67318,30	5015,12	62303,18

Continuación de anexos 8.

Estación	A Corte	Vol. Corte	A Relleno	Vol. relleno	Vol. Corte Acum.	Vol. Relleno Acum.	Vol. Neto Acum.
1+840,000	33,26	637,68	0,00	0,00	67955,98	5015,12	62940,86
1+860,000	36,63	698,86	0,00	0,00	68654,84	5015,12	63639,72
1+880,000	36,63	732,57	0,00	0,00	69387,40	5015,12	64372,29
1+900,000	17,81	544,39	0,00	0,00	69931,79	5015,12	64916,67
1+920,000	3,30	211,08	0,32	3,15	70142,87	5018,27	65124,60
1+940,000	1,41	47,10	1,83	21,45	70189,97	5039,72	65150,25
1+960,000	4,97	68,11	0,47	20,50	70258,08	5060,21	65197,86
1+980,000	14,95	202,94	0,00	4,39	70461,02	5064,60	65396,42
2+000,000	3,34	182,92	5,72	57,16	70643,94	5121,76	65522,18
2+020,000	1,12	40,25	5,06	117,06	70684,19	5238,82	65445,37
2+040,000	14,03	149,83	0,00	52,38	70834,01	5291,20	65542,82
2+060,000	78,62	976,81	0,00	0,00	71810,82	5291,20	66519,63
2+080,000	76,76	1677,18	0,00	0,00	73488,00	5291,20	68196,81
2+100,000	43,04	1198,06	0,00	0,00	74686,06	5291,20	69394,87
2+120,000	15,14	581,78	0,01	0,14	75267,84	5291,34	69976,50
2+140,000	18,97	334,65	0,00	0,15	75602,49	5291,48	70311,00
2+160,000	75,71	946,76	0,00	0,00	76549,25	5291,48	71257,76
2+180,000	185,88	2613,89	0,00	0,00	79163,14	5291,48	73871,65
2+200,000	281,83	5086,60	0,00	0,00	84249,74	5291,48	78958,26
2+220,000	167,80	4770,04	0,00	0,00	89019,78	5291,48	83728,30
2+240,000	67,17	2349,66	0,00	0,00	91369,45	5291,48	86077,96
2+260,000	54,61	1257,94	0,00	0,00	92627,39	5291,48	87335,91
2+280,000	54,34	1093,83	0,00	0,00	93721,22	5291,48	88429,73
2+300,000	75,05	1293,85	0,00	0,00	95015,07	5291,48	89723,58
2+320,000	64,84	1398,85	0,00	0,00	96413,91	5291,48	91122,43
2+340,000	72,87	1345,18	0,00	0,00	97759,10	5291,48	92467,61
2+360,000	35,18	1023,33	0,00	0,00	98782,43	5291,48	93490,94
2+380,000	15,42	497,66	0,00	0,00	99280,09	5291,48	93988,60
2+400,000	2,09	175,12	0,09	0,94	99455,21	5292,43	94162,78
2+420,000	0,12	22,11	0,61	7,04	99477,32	5299,47	94177,85
2+440,000	0,23	3,53	0,58	11,88	99480,85	5311,35	94169,50

Continuación de anexos 8.

Estación	A Corte	Vol. Corte	A Relleno	Vol. Relleno	Vol. Corte Acum.	Vol. Relleno Acum.	Vol. Neto Acum.
2+460,000	12,16	123,90	0,00	5,78	99604,75	5317,13	94287,62
2+480,000	11,98	243,56	0,00	0,00	99848,30	5317,13	94531,17
2+500,000	0,00	126,77	7,93	82,41	99975,07	5399,54	94575,53
2+520,000	5,87	64,06	2,77	105,70	100039,13	5505,24	94533,89
2+540,000	20,20	252,01	0,00	30,57	100291,14	5535,81	94755,33
2+560,000	7,70	270,38	0,00	0,00	100561,52	5535,81	95025,71
2+580,000	5,18	128,71	0,04	0,39	100690,23	5536,20	95154,02
2+600,000	8,56	137,33	0,00	0,38	100827,56	5536,58	95290,97
2+620,000	17,01	255,70	0,00	0,00	101083,25	5536,58	95546,67
2+640,000	19,15	361,64	0,00	0,00	101444,89	5536,58	95908,31
2+660,000	10,53	296,83	0,00	0,00	101741,73	5536,58	96205,14
2+680,000	1,49	120,21	0,99	9,91	101861,93	5546,49	96315,45
2+685,451	2,68	11,37	0,08	2,92	101873,30	5549,41	96323,90

Fuente: AutoCAD Civil 3D 2014.

Anexo 9. **Diseño de cunetas y tragantes de la carretera hacia hospital regional de San Pedro La Laguna, Sololá**

Diseño de cunetas y tragantes																	
Cuenca	Estación	L (m)	H _{max} (m)	H _{mín} (m)	Delta H (m)	Pendiente	t (min)	Area (m ²)	Area (Ha)	C	i (m/h)	Q (m ³ /s)	Diámetro (m)	Diámetro (pulg)	Diámetro comercial	Q _{max} admisible	V (m/s)
1	0+100	260	1800,8	1760,4	40,4	0,16	2,86	27545,96	2,754596	0,35	277,42	0,74	0,49	19,41	21	1,16	7,31109278
2	0+360	116	1805,75	1800,8	4,95	0,04	2,51	18641,03	1,864103	0,35	287,33	0,52	0,43	16,99	21	0,61	3,83135057
3	0+600	324	1813,85	1804,7	9,15	0,03	6,48	17190,78	1,719078	0,35	208,80	0,35	0,37	14,62	21	0,49	3,11685306
4	0+800	104	1819,2	1813,85	5,35	0,05	2,15	64630,7	6,46307	0,35	298,53	1,88	0,70	27,47	27	1,23	4,93292826
5	1+006	546	1831,5	1814,15	17,35	0,03	9,26	71949,93	7,194993	0,35	178,31	1,25	0,60	23,57	27	0,97	3,8770196
6	1+450	214	1850,92	1831,5	19,42	0,09	3,02	28821,06	2,882106	0,35	273,16	0,77	0,50	19,63	21	0,89	5,58722309
7	1+744	341	1868,97	1848,91	20,06	0,06	5,10	21377,97	2,137797	0,35	229,55	0,48	0,42	16,44	21	0,71	4,49848795
8	2+005	285	1910	1868,97	41,03	0,14	3,16	7325,41	0,732541	0,35	269,57	0,19	0,30	11,69	21	1,12	7,03730891
9	2+480	303	1910	1897,33	12,67	0,04	5,30	11702,04	1,170204	0,35	226,20	0,26	0,33	13,04	21	0,60	3,79267195

Fuente: elaboración propia.

Anexo 10. **Diseño de curvas verticales de la carretera hacia hospital regional, San Pedro La Laguna, Sololá**

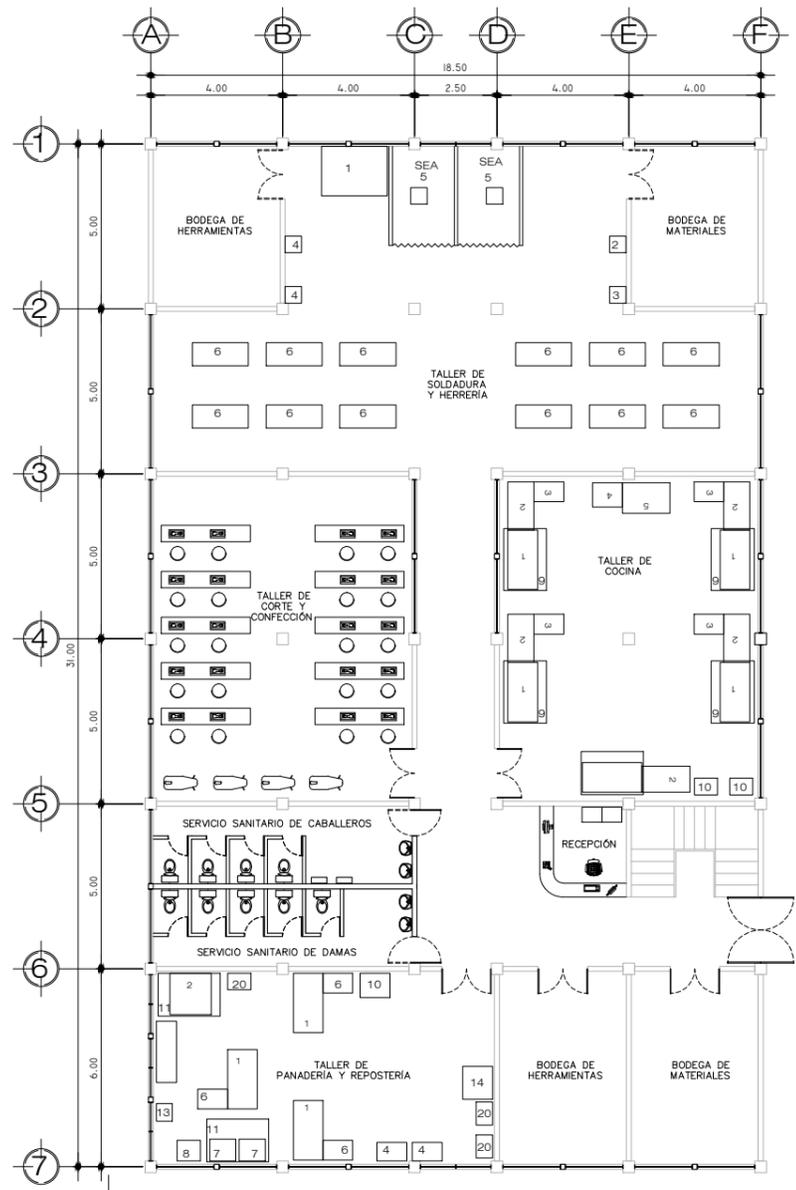
Diseño de curvas verticales																		
Nº	Pendiente de entrada	Pendiente de salida	V		K	A	Longitud de curva vertical	Apariencia	Velocidad	Seguridad	Drenaje	Longitud a utilizar	COTA DE PIV	Y1	Y2	PCV	PTV	OM
1	0,0837	0,162	20	Cóncava	2	7,83	15,66	234,90	7,93	1566	86	60	1758,430	2,51	4,86	1755,92	1763,29	0,587
2	0,162	0,1605	20	Convexa	1	0,15	4,50	4,50	0,15	15	43	80	1783,540	6,48	6,42	1777,06	1789,96	0,015
3	0,1605	0,0401	20	Convexa	1	12,04	12,04	361,20	12,19	1204	43	80	1801,990	6,42	1,60	1795,57	1803,59	1,204
4	0,0401	-0,0183	20	Cóncava	2	5,84	11,68	175,20	5,91	1168	86	80	1806,400	1,60	-0,73	1804,80	1805,67	0,584
5	-0,0183	0,0476	20	Cóncava	2	6,59	13,18	197,70	6,67	1318	86	80	1804,010	-0,73	1,90	1804,74	1805,91	0,659
6	0,0476	0,0634	20	Cóncava	2	1,58	3,16	47,40	1,60	316	86	75	1812,760	1,79	2,38	1810,98	1815,14	0,148
7	0,0634	-0,0872	20	Cóncava	2	15,06	30,12	451,80	15,25	3012	86	60	1820,320	1,90	-2,62	1818,42	1817,70	1,130
8	-0,0872	0,0179	20	Convexa	1	10,51	10,51	315,30	10,64	1051	43	60	1813,670	-2,62	0,54	1816,29	1814,21	0,788
9	0,0179	0,1035	20	Cóncava	2	8,56	17,12	256,80	8,67	1712	86	90	1820,130	0,81	4,66	1819,32	1824,79	0,963
10	0,1035	0,1053	20	Cóncava	2	0,18	0,36	5,40	0,18	36	86	41	1832,540	2,12	2,16	1830,42	1834,70	0,009
11	0,1053	-0,0332	20	Convexa	1	13,85	13,85	415,50	14,03	1385	43	80	1851,940	4,21	-1,33	1847,73	1850,61	1,385
12	-0,0332	0,1066	20	Cóncava	2	13,98	27,96	419,40	14,16	2796	86	65	1848,090	-1,08	3,46	1849,17	1851,55	1,136
13	0,1066	0,0428	20	Convexa	1	6,38	6,38	191,40	6,46	638	43	70	1863,810	3,73	1,50	1860,08	1865,31	0,558
14	0,0428	0,1595	20	Cóncava	2	11,67	23,34	350,10	11,82	2334	86	70	1867,950	1,50	5,58	1866,45	1873,53	1,021
15	0,1595	0,16	20	Convexa	1	0,05	0,05	1,50	0,05	5	43	70	1888,320	5,58	5,60	1882,74	1893,92	0,004
16	0,16	-0,0496	20	Convexa	1	20,96	20,96	628,80	21,23	2096	43	70	1910,820	5,60	-1,74	1905,22	1909,08	1,834
17	-0,0496	-0,1059	20	Cóncava	2	5,63	11,26	168,90	5,70	1126	86	60	1905,000	-1,49	-3,18	1906,49	1901,82	0,422
18	-0,1059	0,0986	20	Cóncava	2	20,45	40,90	613,50	20,71	4090	86	60	1895,810	-3,18	2,96	1898,99	1898,77	1,534
19	0,0986	-0,0186	20	Convexa	1	11,72	11,72	351,60	11,87	1172	43	60	1906,090	2,96	-0,56	1903,13	1905,53	0,879
17	-0,0496	-0,1059	20	Cóncava	2	5,63	11,26	168,90	5,70	1126	86	60	1905,000	-1,49	-3,18	1906,49	1901,82	0,422

Fuente: elaboración propia.

Libreta topográfica y diseño de curvas horizontales de la carretera hacia hospital regional San Pedro La Laguna, Sololá

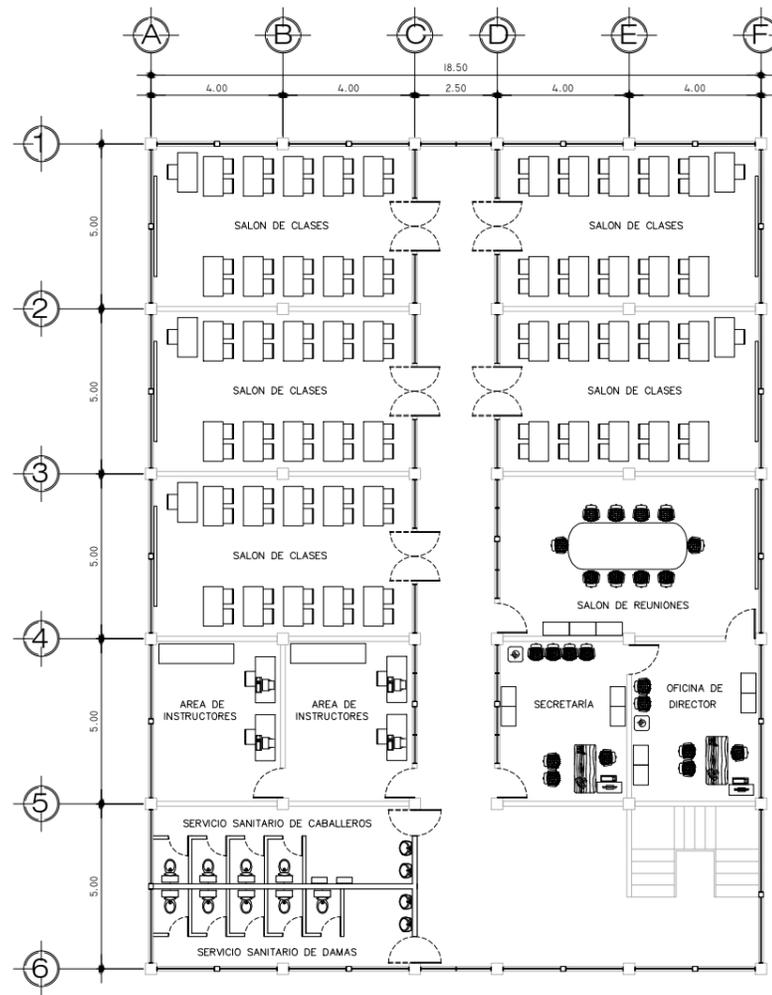
EST	PV	AZIMUT	DIST	AZIMUT			AZIMUT DE ENTRADA			AZIMUT DE SALIDA			DELTA	DELTA EN GRADOS	G	R	Subtangente	Cuerda máxima	Longitud de curva	External	Ordenada Media	
				°	'	"	°	'	"	°	'	"										°
1	2	162°00'15.641"	176.714	162	0	15.641	EN RADIANTES															
2	3	306°39'0.510"	180.477	306	39	0.51	2.828	5.352	2.525	144°38'44.87"	57.2958	20.00	62.75	38.11	50.49	45.865	13.327					
3	4	332°34'43.647"	148.865	332	34	43.647	5.352	5.805	0.453	25°55'43.14"	45.8366	25.00	5.76	11.22	11.31	0.654	0.637					
4	5	302°02'14.078"	87.491	302	2	14.078	5.805	5.272	0.533	30°32'29.57"	57.2958	20.00	5.46	10.54	10.66	0.732	0.706					
5	6	255°00'0.000"	137.201	255	0	0	5.272	4.451	0.821	47°2'14.08"	57.2958	20.00	8.70	15.96	16.42	1.812	1.661					
6	7	183°00'35.269"	229.756	183	0	35.269	4.451	3.194	1.256	71°59'44.73"	57.2958	20.00	14.53	23.51	25.13	4.720	3.819					
7	8	215°09'56.292"	259.012	215	9	56.292	3.194	3.755	0.561	32°9'21.02"	11.4592	100.00	28.82	55.39	56.12	4.071	3.911					
8	9	277°38'50.293"	166.597	277	38	50.293	3.755	4.846	1.091	62°28'54"	57.2958	20.00	12.13	20.75	21.81	3.392	2.900					
9	10	227°31'55.337"	150.314	227	31	55.337	4.846	3.971	0.875	50°6'54.96"	45.8366	25.00	11.69	21.18	21.87	2.597	2.353					
10	11	264°03'11.973"	122.556	264	3	11.973	3.971	4.609	0.637	36°31'16.64"	38.1972	30.00	9.90	18.80	19.12	1.591	1.511					
11	12	179°16'17.384"	75.36	179	16	17.384	4.609	3.129	1.480	84°46'54.59"	57.2958	20.00	18.26	26.97	29.59	7.080	5.229					
12	13	110°02'37.248"	319.55	110	2	37.248	3.129	1.921	1.208	72°55'13279.86"	57.21	20.03	13.82	22.76	24.20	4.308	3.545					
13	14	053°35'14.478"	52.887	53	35	14.478	1.921	0.935	0.985	56°27'22.77"	57.0959	20.07	10.77	18.99	19.78	2.709	2.387					
14	15	090°00'0.000"	75.234	90	0	0	0.935	1.571	0.636	36°24'45.52"	59.9956	19.10	6.28	11.94	12.14	1.007	0.956					
15	16	226°47'17.412"	93.997	226	47	17.412	1.571	3.958	2.387	136°47'17.41"	59.9956	19.10	48.23	35.52	45.60	32.771	12.067					
16	17	213°37'0.629"	93.794	213	37	0.629	3.958	3.728	0.230	13°10'16.78"	60.2163	19.03	2.20	4.37	4.37	0.126	0.126					
17	18	070°52'19.447"	102.21	70	52	19.447	3.728	1.237	2.491	142°44'41.18"	59.9956	19.10	56.66	36.20	47.59	40.697	12.999					
18	19	042°11'35.1"	99.885	42	11	7.351	1.237	0.736	0.501	28°41'12.1"	59.9956	19.10	4.88	9.46	9.56	0.615	0.595					
19	20	145°56'10.014"	161.815	145	56	10.014	0.736	2.547	1.831	103°45'2.66"	59.9956	19.10	24.34	30.05	34.59	11.837	7.308					
20	21	036°16'18.956"	58.358	36	16	18.956	2.547	0.633	1.914	109°39'51.06"	59.9956	19.10	27.11	31.23	36.56	14.061	8.099					
21	22	115°44'54.697"	146.627	115	44	54.697	0.633	2.020	1.387	79°28'35.74"	59.9956	19.10	15.88	24.42	26.49	5.738	4.413					

Fuente: elaboración propia.



PLANTA PRIMER NIVEL ESCALA 1:100

PLANTA AMUEBLADA



PLANTA SEGUNDO NIVEL ESCALA 1:100

TALLER PANADERIA Y REPOSTERIA

1. MESAS DE TRABAJO INOX. CON UN ENTREPAÑO (5 UNIDADES)
2. HORNO ROTATIVO DE 18 BANDEJAS, DE CONVECCION, TERMOSTATO DE 130 A 500° F (1 UNIDAD)
4. CLAVIJEROS PARA 20 BANDEJAS C/U (2 UNIDADES)
6. LAVATRASTOS DE UN ALA DE ACERO INOXIDABLE TIPO INDUSTRIAL CON MEZCLADORA PARA AGUA FRIA Y CALIENTE (5 UNIDADES)
7. ESTUFAS SIN HORNO, INOX, DE 6 QUEMADORES (2 UNIDADES)
8. FERMENTADOR DE PAN, TERMOSTATO PARA REGULAR TEMPERATURA (1 UNIDAD)
9. LAMINADORA (1 UNIDAD)
10. REFRIGERADOR DOBLE ALA, 6 PARRILLAS AJUSTABLES 0 - 10° C, CAPACIDAD DE 718 L. DESCONGELACION AUTOMÁTICA, PUERTAS DE VIDRIO Y DE CIERRE AUTOMÁTICO (1 UNIDAD)
11. CAMPANA DE EXTRACCION DE AIRE CON SISTEMA DE EXTRACCION (2 UNIDADES)
13. BATIDORA AMASADORA CON CAPACIDAD DE 20 LITROS, TRES VELOCIDADES PARA BATIR, MEZCLAR Y CREMAR, MOTOR DE 1/2 HP A 110 V (1 UNIDAD)
14. CONGELADOR HORIZONTAL (1 UNIDAD)
20. ESTANTERIAS DE ACERO INOXIDABLE (3 UNIDADES)

TALLER DE COCINA

1. MESAS DE TRABAJO DE ACERO INOXIDABLE (9 UNIDADES)
2. ESTUFAS DE GAS, 6 HORNILLAS, CON HORNO, CON PLANCHA FREIDORA DE 3/4" DE ESPESOR CON MEDIDAS DE 58 X 68 CMS., HORNO DE 66 X 58 X 42 CMS., TERMOSTATO DE 100 Z 300° C CON GRATINADOR (9 UNIDADES)
3. LAVATRASTOS DE UN ALA DE ACERO INOXIDABLE TIPO INDUSTRIAL CON MEZCLADORA PARA AGUA FRIA Y CALIENTE (9 UNIDADES)
4. REFRIGERADOR DOBLE ALA, 6 PARRILLAS AJUSTABLES 0 - 10° C, CAPACIDAD DEL 718 L., DESCONGELACION AUTOMÁTICA, PUERTAS DE VIDRIO Y CIERRE AUTOMÁTICO. (1 UNIDAD)
5. CONGELADOR HORIZONTAL (1 UNIDAD)
6. CAMPANAS DE EXTRACCION DE AIRE CON SISTEMA DE EXTRACCION (9 UNIDADES)
10. ESTANTERIAS INOX. (6 UNIDADES)

TALLER DE SOLDADURA

1	1	DOBLADORA DE PERFILES	2.00 X 1.50 X 1.00 M.	
2	1	ESMERILES DE PEDESTAL DE 1.5 HP	0.50 X 0.50 X 70.00 M.	220 V MONOFÁSICO
3	1	ESMERILES DE PEDESTAL DE 2 HP	0.50 X 0.50 X 70.00 M.	220 V
4	2	TALADRO DE PEDESTAL CON ACCESORIOS		220 V.
5	2	CABINAS PARA SOLDADURA		240 V TRIFÁSICO
6	08	BANCOS DE TRABAJO CON SUS RESPECTIVAS PRENSAS		



**UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO**

PROYECTO:
DISEÑO DE EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACION TECNICA SANTA CLARA LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLA

UBICACION:
SANTA CLARA LA LAGUNA
DEPARTAMENTO DE SOLOLA

CONTENIDO:
PLANTA AMUEBLADA PRIMER NIVEL
PLANTA AMUEBLADA SEGUNDO NIVEL

DISEÑO:
MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS

CÁLCULO:
MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS

REVISÓ:
INGA. MAYRA GARCIA DE SIERRA

DIBUJO:
MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS

APROBÓ:
USAC-EPS

ESCALA:
INDICADA

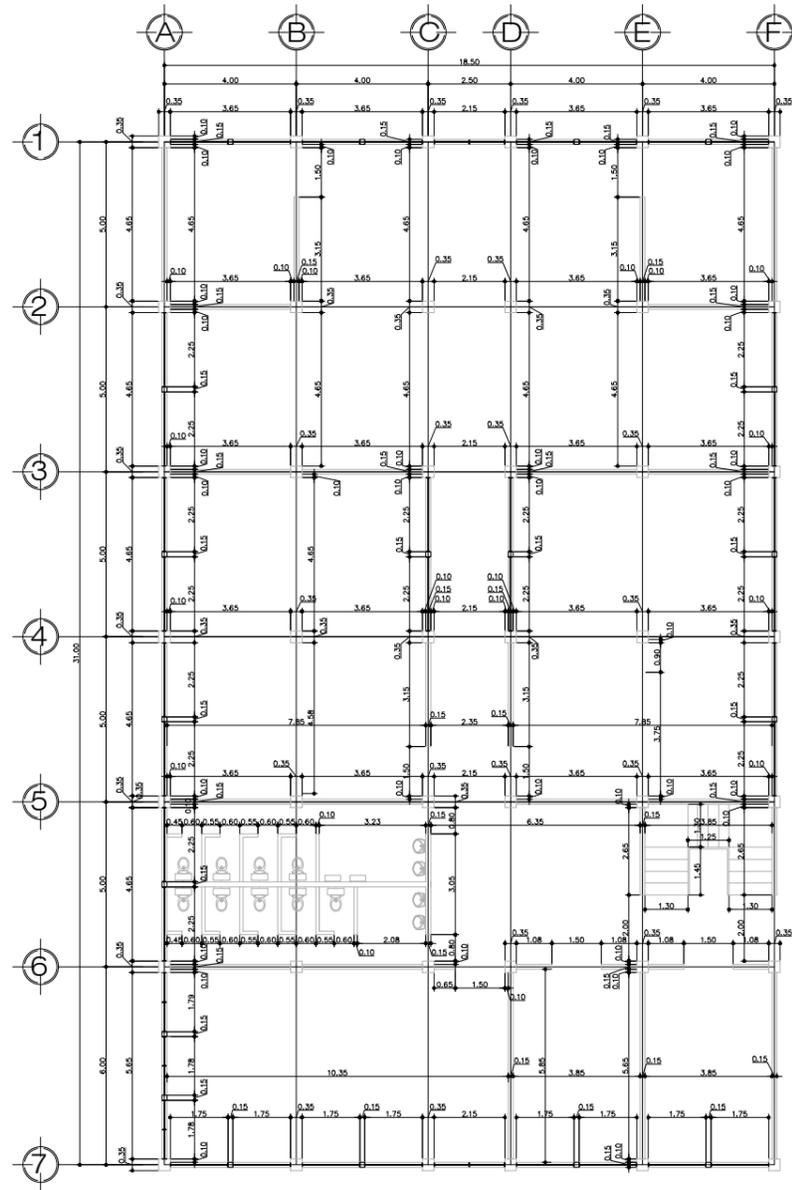
FECHA:
MAYO 2014

HOJA No.
1 / **14**

Inga. Mayra Garcia de Sierra
Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil

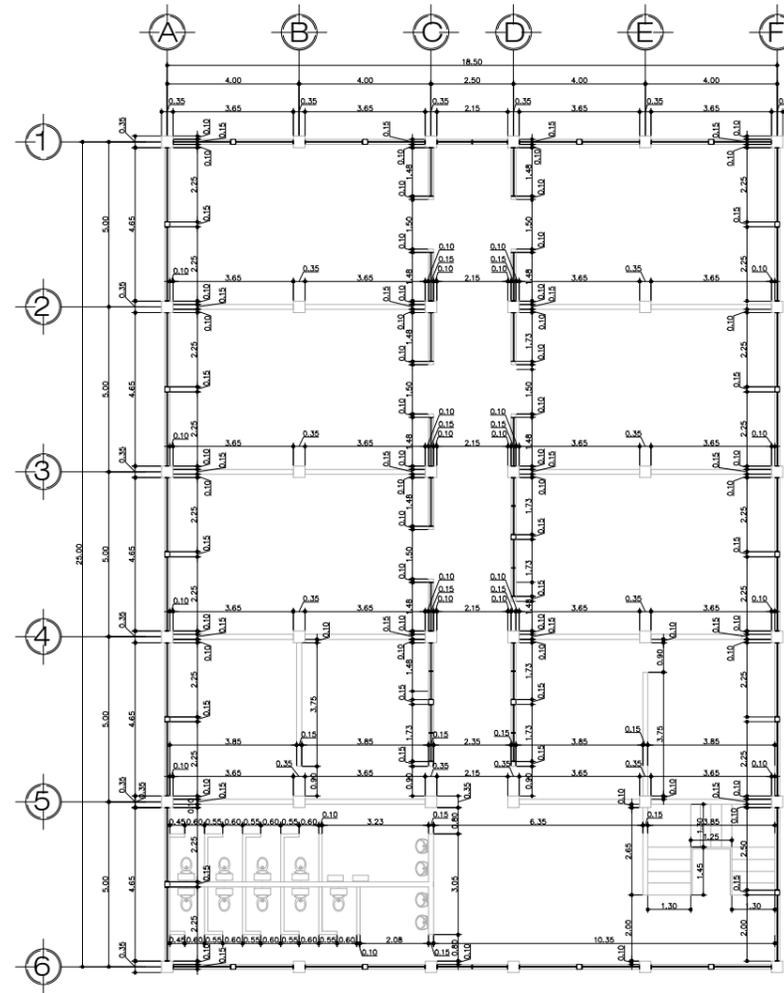
Prof. Pedro Par Par
Alcalde municipal

Ing. Silvio Rodriguez Serrano
Alcalde municipal



PLANTA PRIMERA NIVEL ESCALA 1:100

PLANTA ACOTADA



PLANTA SEGUNDO NIVEL ESCALA 1:100

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
DISEÑO DE EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA SANTA CLARA LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

UBICACIÓN:
SANTA CLARA LA LAGUNA
DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO:
PLANTA ACOTADA PRIMERA NIVEL
PLANTA ACOTADA SEGUNDO NIVEL

DISEÑO:
MARIO ENRIQUE
REYES CARDENAS

CÁLCULO:
MARIO ENRIQUE
REYES CARDENAS

REVISÓ:
INGA. MAYRA GARCÍA
DE SIERRA

DIBUJO:
MARIO ENRIQUE
REYES CARDENAS

APROBÓ:
USAC-EPS

ESCALA:
INDICADA

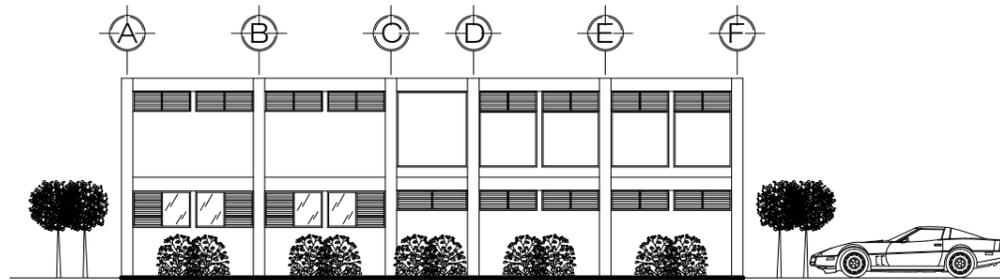
FECHA:
MAYO 2014



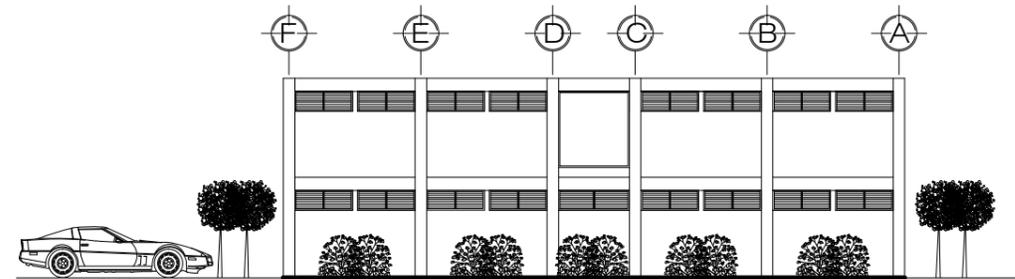
Inga. Mayra García de Sierra
Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil

Prof. Pedro Par Par
Alcalde municipal

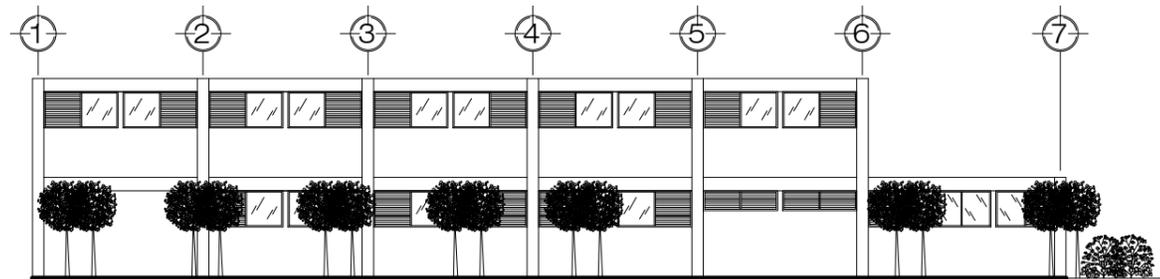
Ing. Silvio Rodríguez Serrano
Alcalde municipal



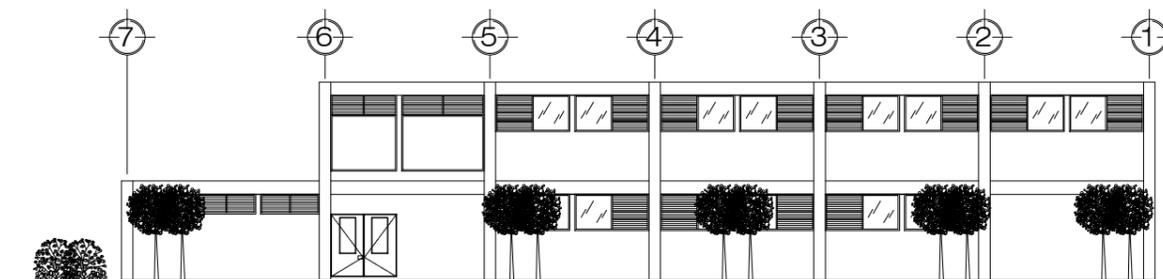
ELEVACIÓN FRONTAL



ELEVACIÓN POSTERIOR



ELEVACIÓN LATERAL IZQUIERDA



ELEVACIÓN LATERAL DERECHA

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
DISEÑO DE EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA SANTA CLARA LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

UBICACIÓN:
SANTA CLARA LA LAGUNA
DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO:
PLANTA ACOTADA PRIMER NIVEL
PLANTA ACOTADA SEGUNDO NIVEL

DISEÑO:
MARIO ENRIQUE
REYES CARDENAS

CÁLCULO:
MARIO ENRIQUE
REYES CARDENAS

REVISÓ:
INGA. MAYRA GARCÍA
DE SIERRA

DIBUJO:
MARIO ENRIQUE
REYES CARDENAS

APROBÓ:
USAC-EPS

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
MAYO 2014

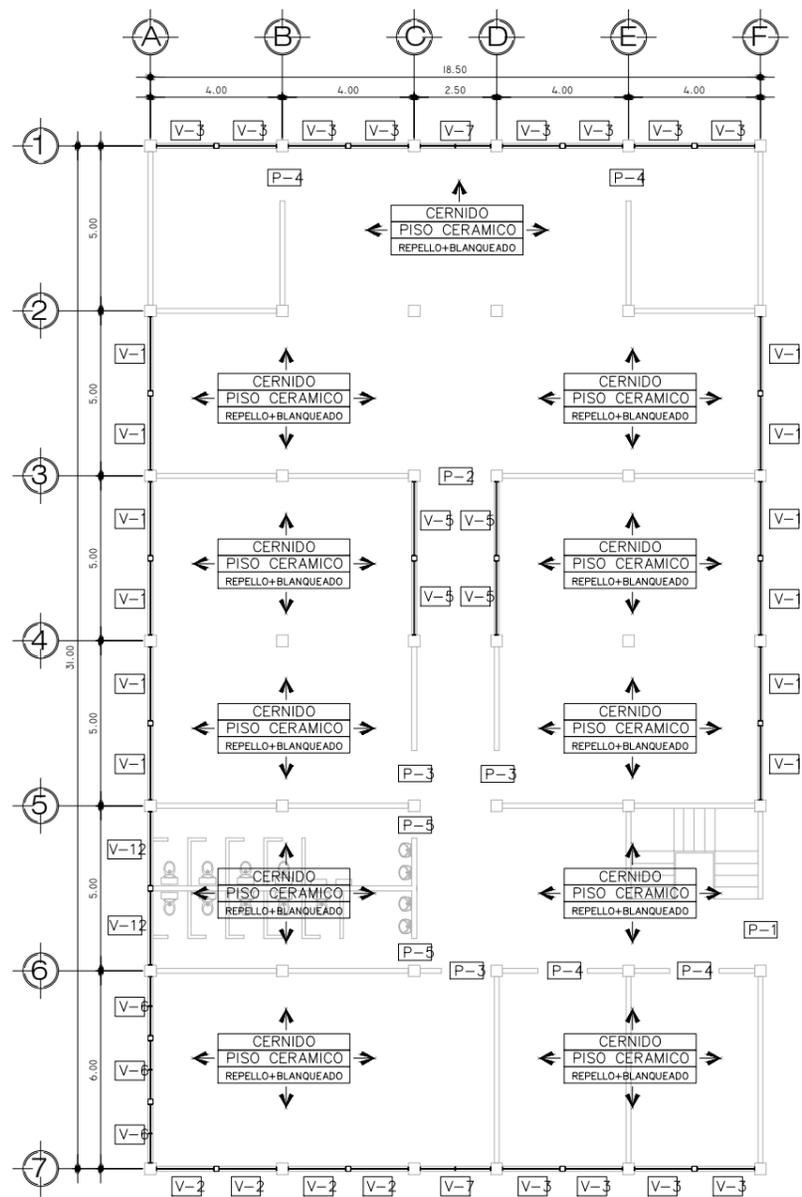


Inga. Mayra García de Sierra
Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil

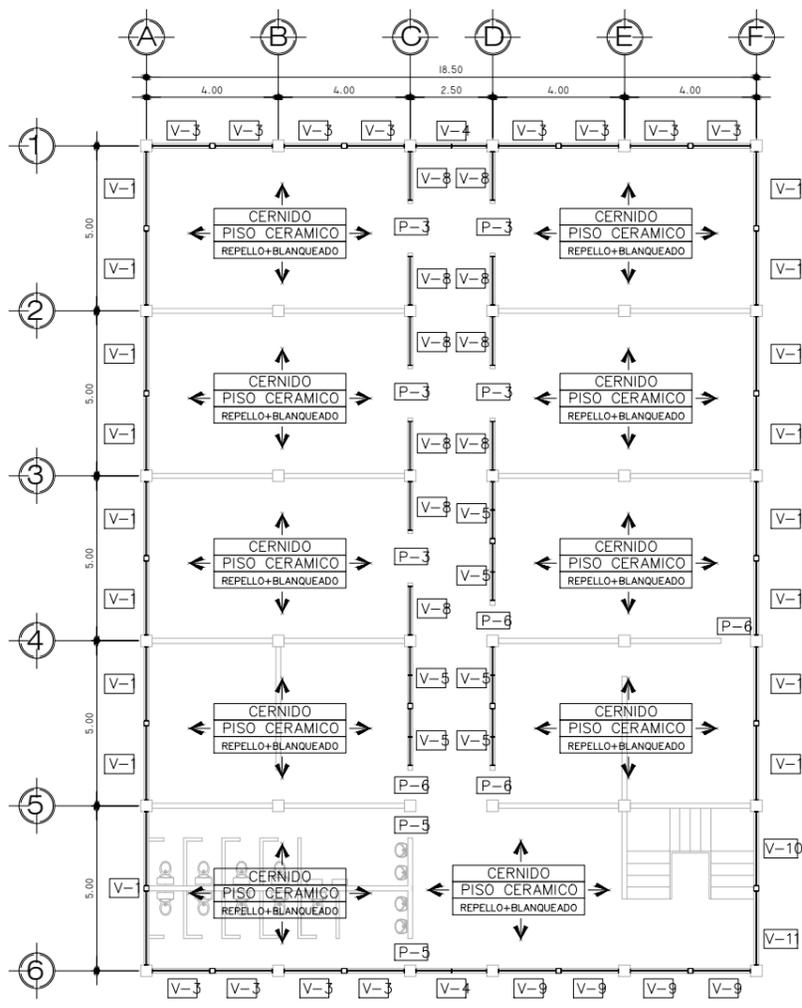
Prof. Pedro Par Par
Alcalde municipal

Ing. Silvio Rodríguez Serrano
Alcalde municipal

Hoja No.
3
14



PLANTA PRIMER NIVEL ESCALA 1:100



PLANTA SEGUNDO NIVEL ESCALA 1:100

PLANTA DE ACABADOS

SIMBOLOGÍA DE VENTANAS

VENTANA TIPO	ANCHO	ALTURA
V-1	2.25	1.10
V-2	1.75	1.10
V-3	1.75	0.60
V-4	2.15	2.30
V-5	2.25	1.50
V-6	1.80	0.60
V-7	2.15	0.60
V-8	1.48	1.50
V-9	1.75	2.30
V-10	2.00	2.30
V-11	2.50	2.30
V-12	2.25	0.60

SIMBOLOGÍA DE PUERTAS

VENTANA TIPO	ANCHO	ALTURA	TIPO DE HOJA
P-1	2.00	1.90	DOBLE
P-2	2.15	1.90	DOBLE
P-3	1.50	1.90	DOBLE
P-4	1.50	1.70	DOBLE
P-5	0.80	1.90	SENCILLA
P-6	0.90	1.90	SENCILLA



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA SANTA CLARA LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

UBICACIÓN: SANTA CLARA LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO: PLANTA DE ACABADOS PRIMER NIVEL, PLANTA DE ACABADOS SEGUNDO NIVEL

DISEÑO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS

CÁLCULO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS

REVISÓ: INGA. MAYRA GARCÍA DE SIERRA

DIBUJO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS

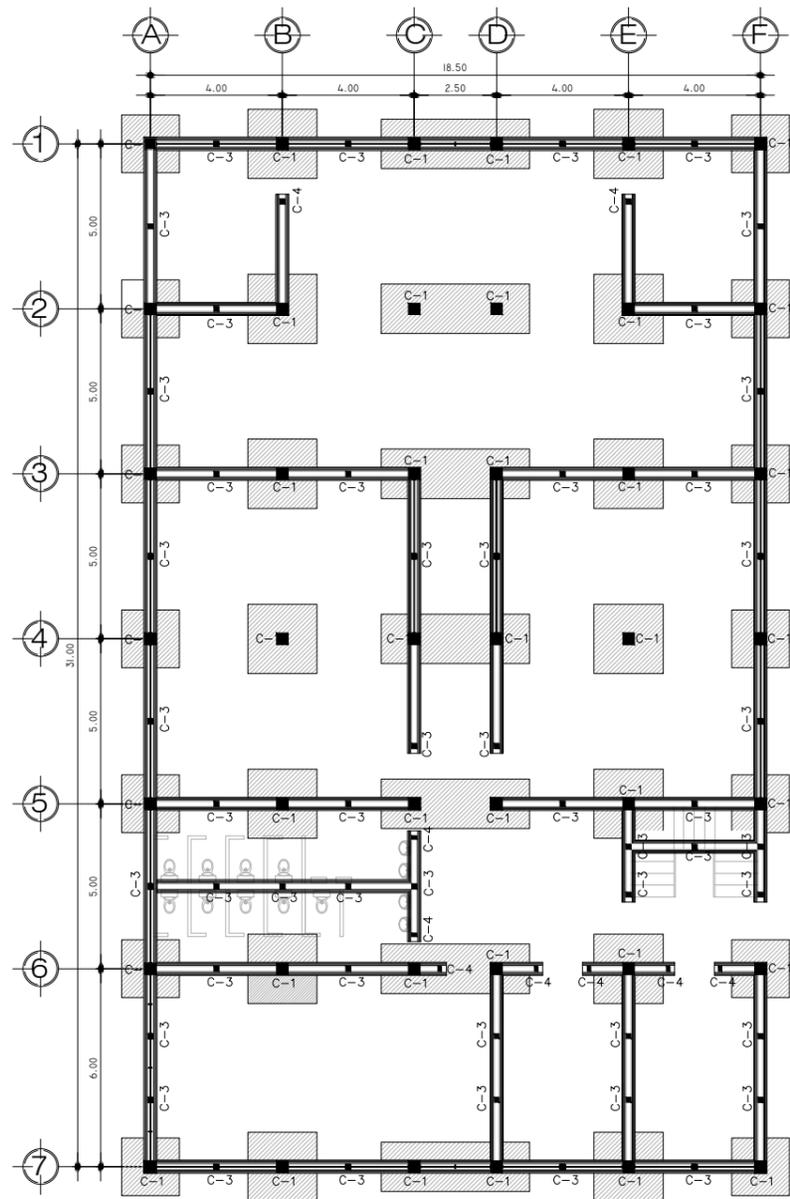
APROBÓ: USAC-EPS

ESCALA: INDICADA

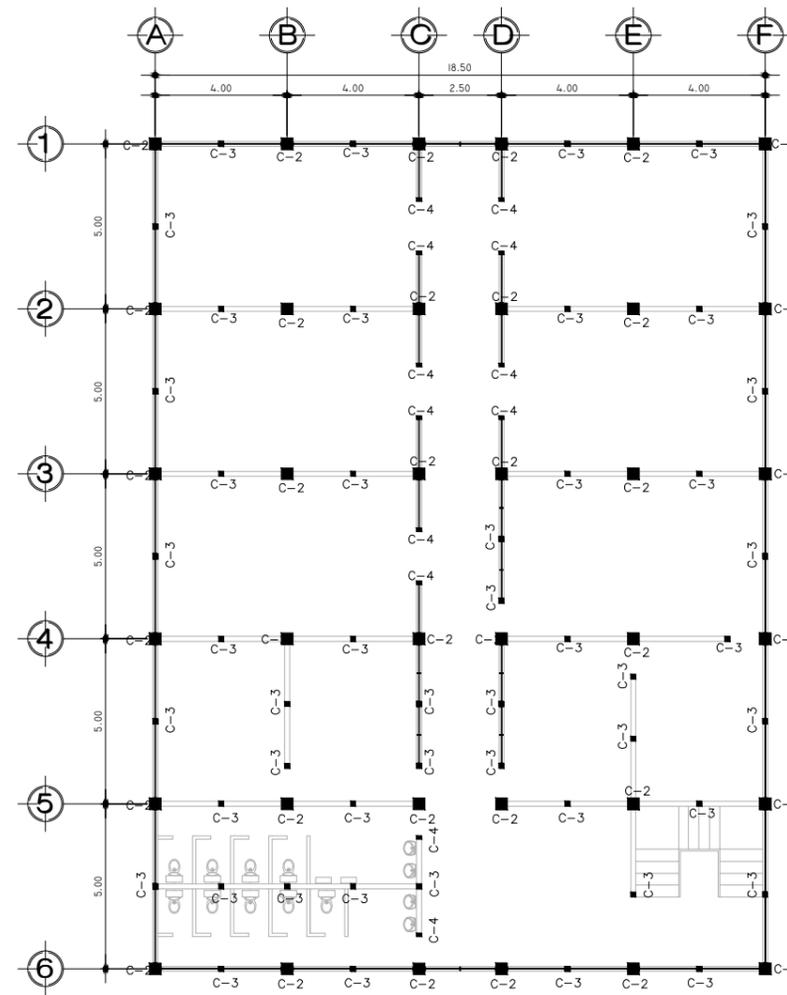
FECHA: MAYO 2014

HOJA No. 4 de 14

Inga. Mayra García de Sierra, Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil
 Prof. Pedro Par Par, Alcalde municipal
 Ing. Silvio Rodríguez Serrano, Alcalde municipal



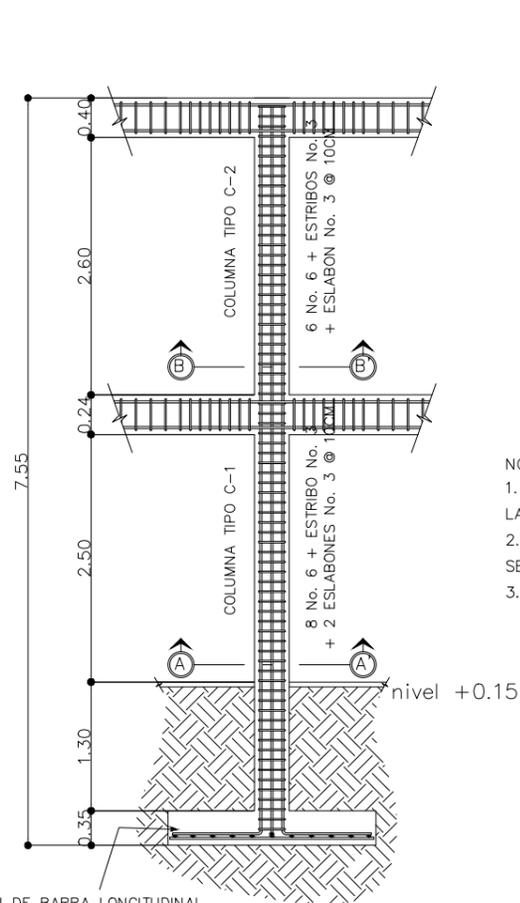
PLANTA PRIMER NIVEL ESCALA 1:100



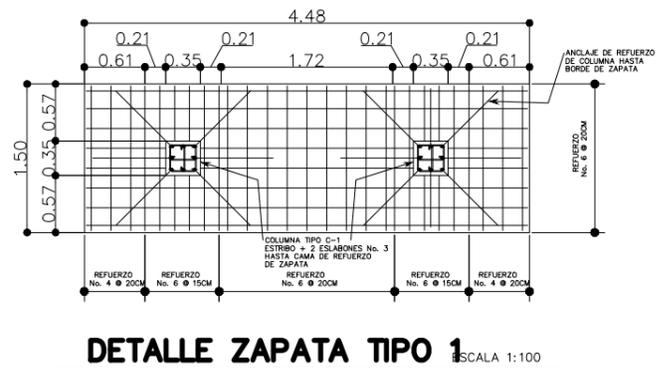
PLANTA SEGUNDO NIVEL ESCALA 1:100

PLANTA DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO				
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA SANTA CLARA LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ				
UBICACIÓN: SANTA CLARA LA LAGUNA DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ		CONTENIDO: PLANTA DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS PRIMER NIVEL PLANTA DE COLUMNAS SEGUNDO NIVEL		
DISEÑO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS	CÁLCULO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS	REVISÓ: INGA. MAYRA GARCÍA DE SIERRA	DIBUJO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS	
APROBÓ: USAC-EPS		ESCALA: INDICADA	FECHA: MARZO 2014	
		Inga. Mayra García de Sierra Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil	Prof. Pedro Par Par Alcalde municipal	Ing. Silvio Rodríguez Serrano Alcalde municipal
			HOJA No. 5 14	

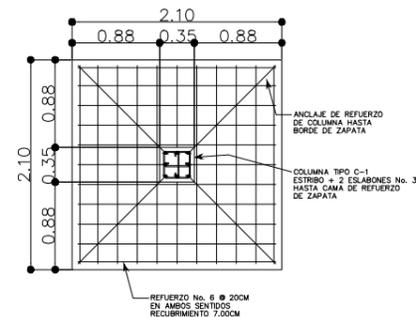


PROLONGACIÓN DE BARRA LONGITUDINAL DE COLUMNA HASTA BORDE DE ZAPATA

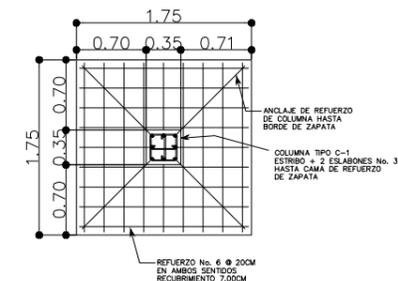


DETALLE ZAPATA TIPO 1 ESCALA 1:100

- NOTA:
1. LA RESISTENCIA DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS SERÁ DE 3000 P.S.I. (210KG/CM²) LA PROPORCIÓN PARA CONCRETO DE 3000 P.S.I. ES DE 1:2:2 (CEMENTO:ARENA:PIEDRÍN)
 2. EL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN TODO ELEMENTO ESTRUCTURAL SERÁ DE GRADO 40 (40,000 PSI)
 3. LAS BARRAS LONGITUDINALES DE LA COLUMNA SE PROLONGARÁN HASTA EL EXTREMO DE LA ZAPATA



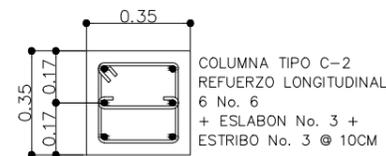
DETALLE ZAPATA TIPO 2 ESCALA 1:100



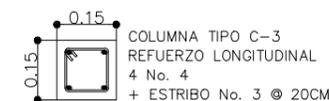
DETALLE ZAPATA TIPO 3 ESCALA 1:100



DETALLE COLUMNA C-1 ESCALA 1:100

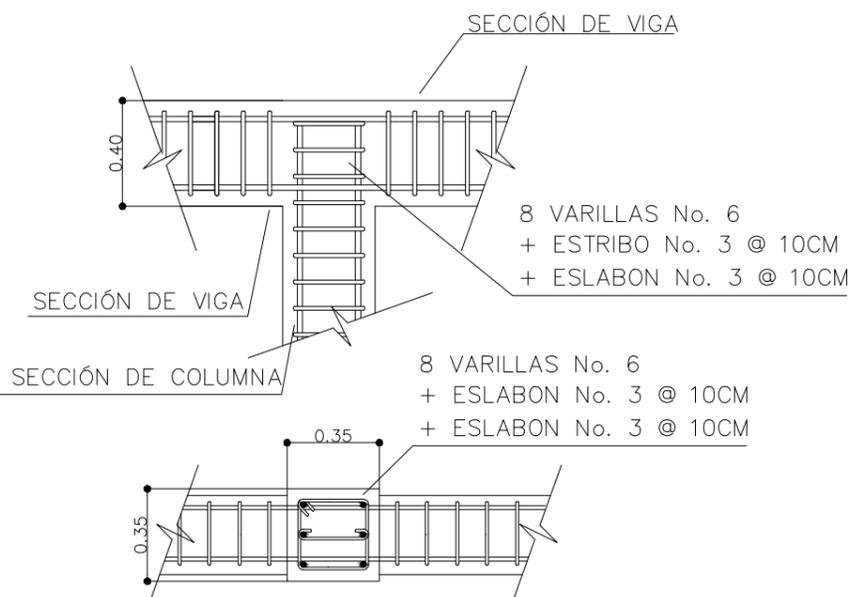


DETALLE COLUMNA C-2 ESCALA 1:100

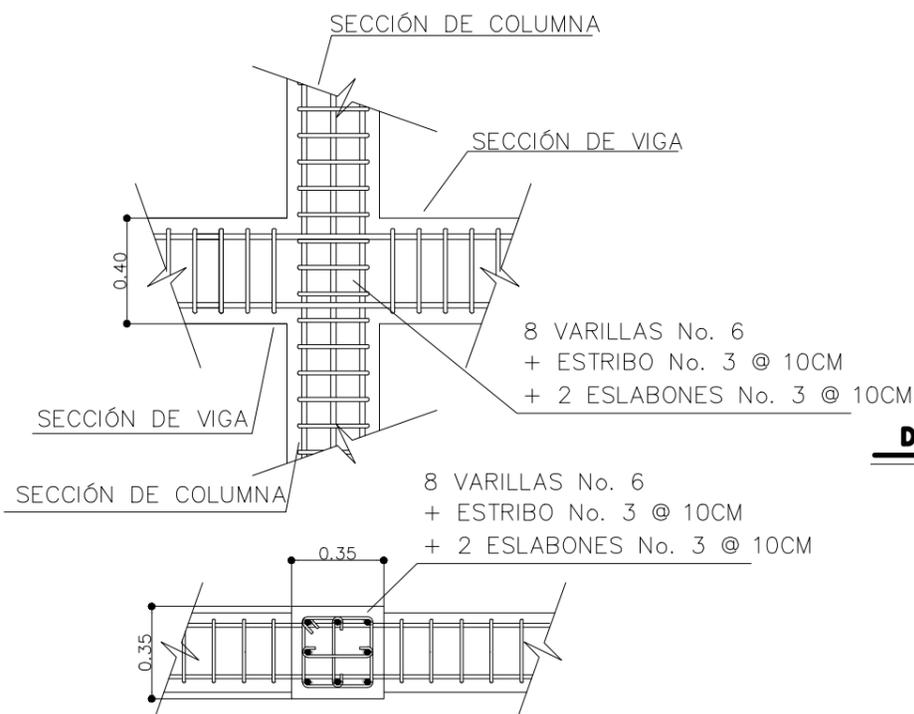


DETALLE COLUMNA C-4 ESCALA 1:100

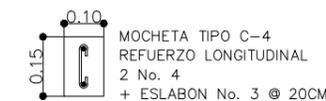
DETALLE UNIÓN VIGA-COLUMNA ESCALA 1:33



DETALLE DE NUDO 2o NIVEL ESCALA 1:33



DETALLE DE NUDO 1er NIVEL ESCALA 1:33



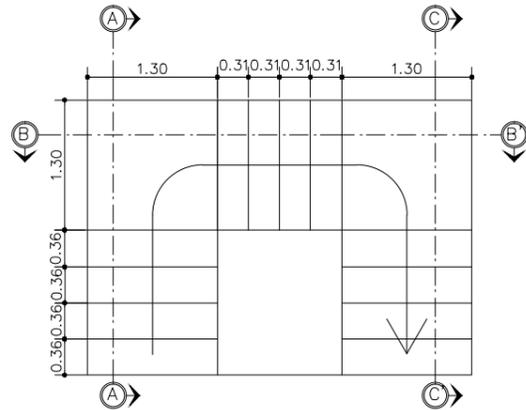
DETALLE MOCHETA ESCALA 1:100



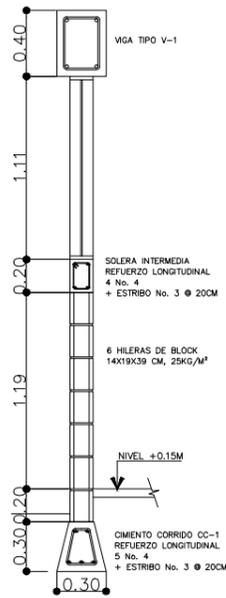
DETALLE COLUMNA EN MURO PERIMETRAL ESCALA 1:100



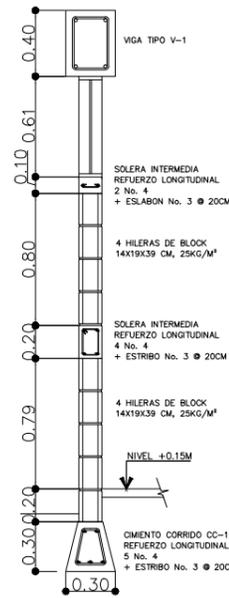
UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA SANTA CLARA LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ			
UBICACIÓN: SANTA CLARA LA LAGUNA DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ	CONTENIDO: DETALLE DE COLUMNAS DETALLE DE ZAPATAS Y CIMIENTO CORRIDO		
DISEÑO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS	CÁLCULO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS	REVISÓ: INGA. MAYRA GARCÍA DE SIERRA	DIBUJO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS
APROBÓ: USAC-EPS	ESCALA: INDICADA	FECHA: MARZO 2014	
Inga. Mayra García de Sierra Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil		Prof. Pedro Par Par Alcalde municipal	Inga. Silvio Rodríguez Serrano Alcalde municipal
HOJA No.			6 / 14



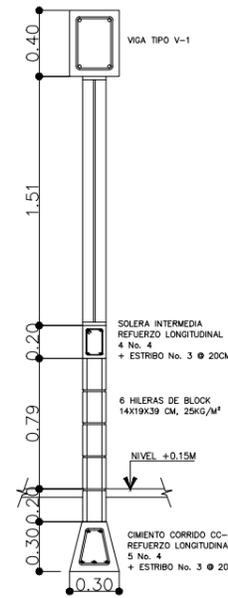
PLANTA DE MÓDULO DE GRADAS ESCALA 1:100



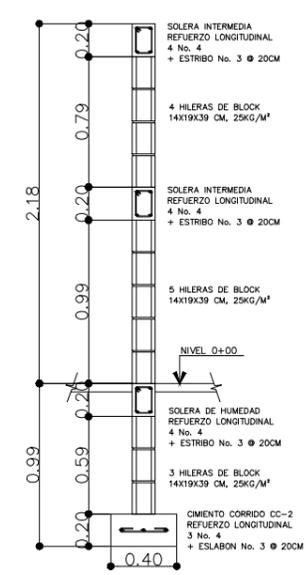
SECCIÓN MURO A-A' ESCALA 1:20



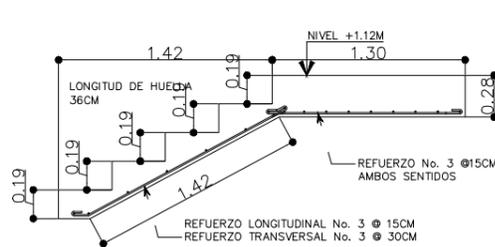
SECCIÓN MURO B-B' ESCALA 1:20



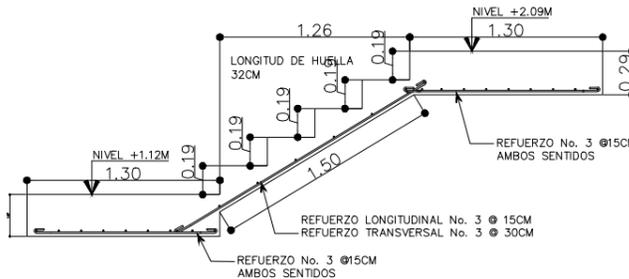
SECCIÓN MURO C-C' ESCALA 1:20



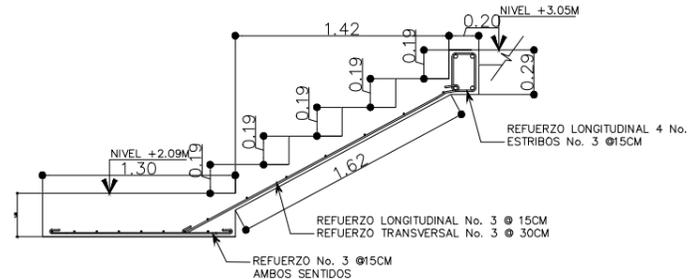
SECCIÓN MURO PERIMETRAL ESCALA 1:20



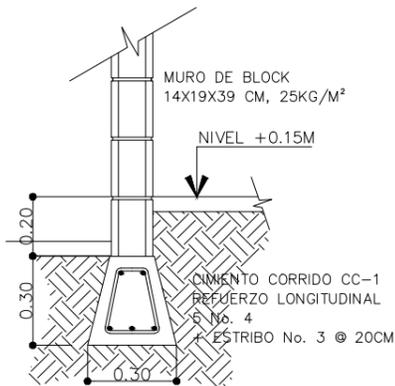
SECCIÓN A-A' ESCALA 1:20



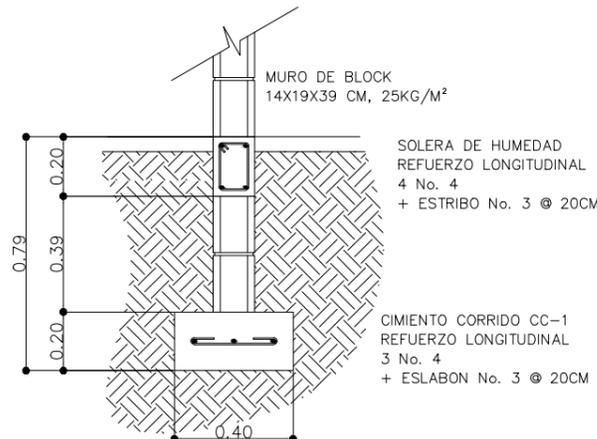
SECCIÓN B-B' ESCALA 1:20



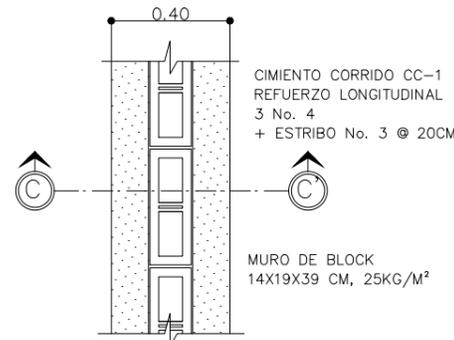
SECCIÓN C-C' ESCALA 1:20



SECCIÓN DE CIMENTO CORRIDO CC-1 ESCALA 1:100



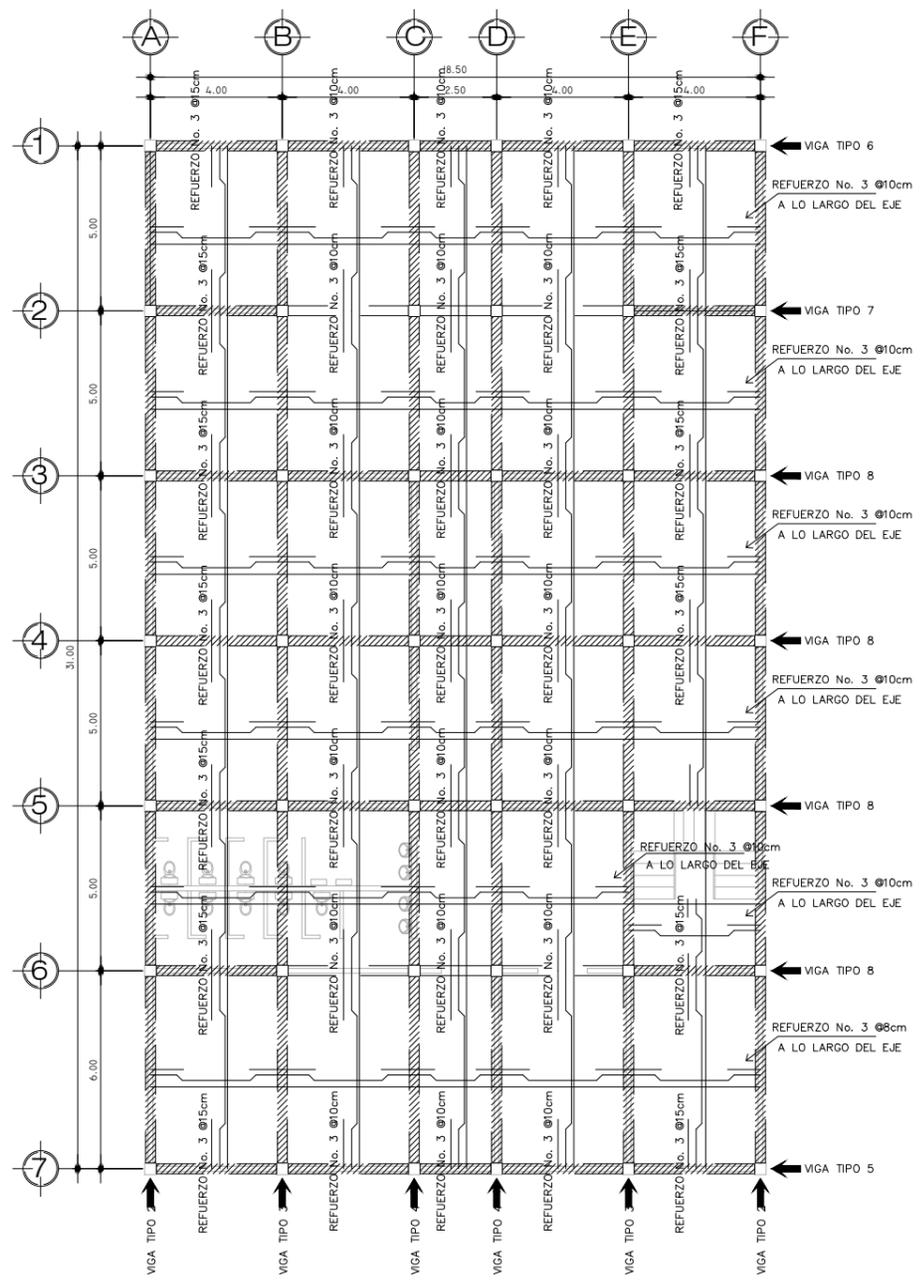
DETALLE EN SECCIÓN DE CIMENTO CORRIDO CC-2 ESCALA 1:100



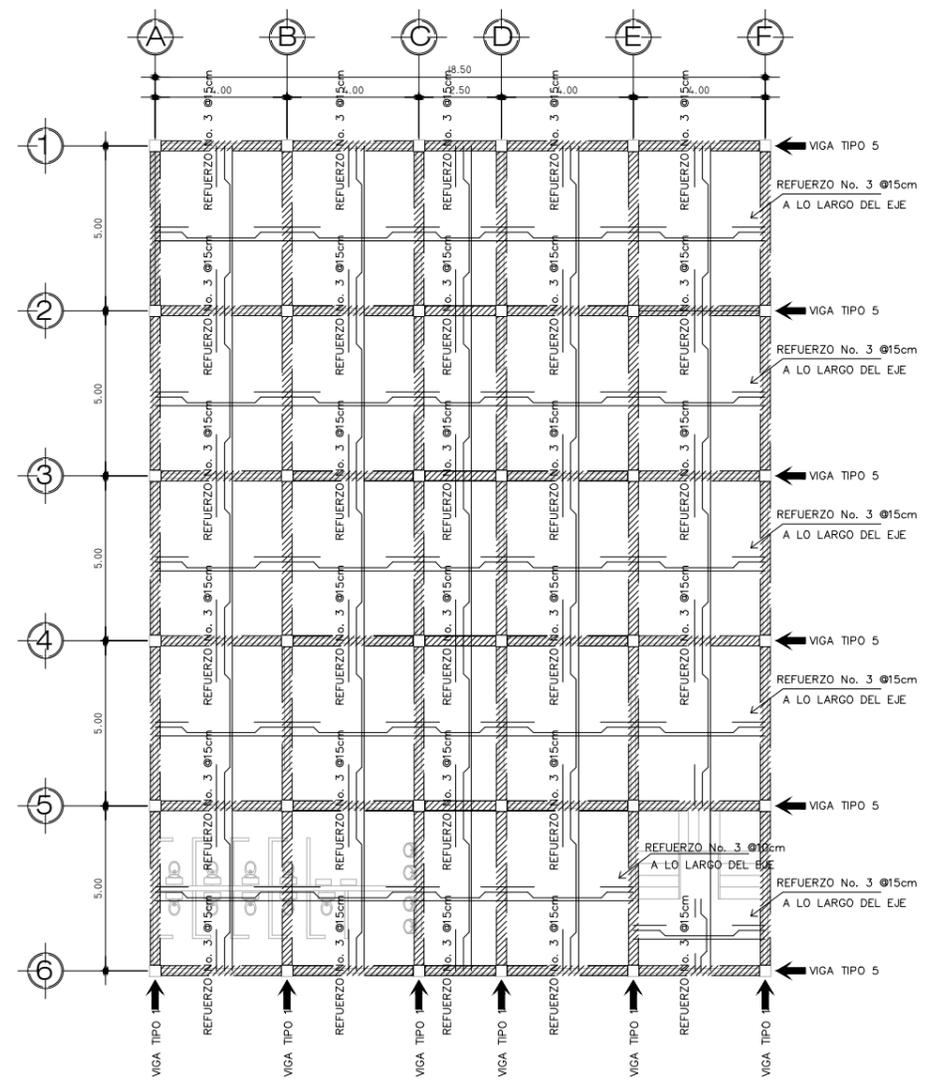
DETALLE EN PLANTA DE CIMENTO CORRIDO CC-2 ESCALA 1:100

- NOTA:
- LA RESISTENCIA DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS SERÁ DE 3000 P.S.I. (210KG/CM²) LA PROPORCIÓN PARA CONCRETO DE 3000 P.S.I. ES DE 1:2:2 (CEMENTO: ARENA: PIEDRÍN)
 - EL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN TODO ELEMENTO SERÁ DE GRADO 40 (40,000 PSI)
 - EL VALOR DE f_m DE LA MAMPOSTERÍA DEBERÁ NO SER MENOR A 25 KG/CM²

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA SANTA CLARA LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ			
UBICACIÓN: SANTA CLARA LA LAGUNA DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ	CONTENIDO: DETALLE CONSTRUCTIVO DE GRADAS DETALLE DE MUROS		
DISEÑO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS	CÁLCULO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS	REVISÓ: INGA. MAYRA GARCÍA DE SIERRA	DIBUJO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS
APROBÓ: USAC-EPS		ESCALA: INDICADA	FECHA: MARZO 2014
			HOJA No. 7 14



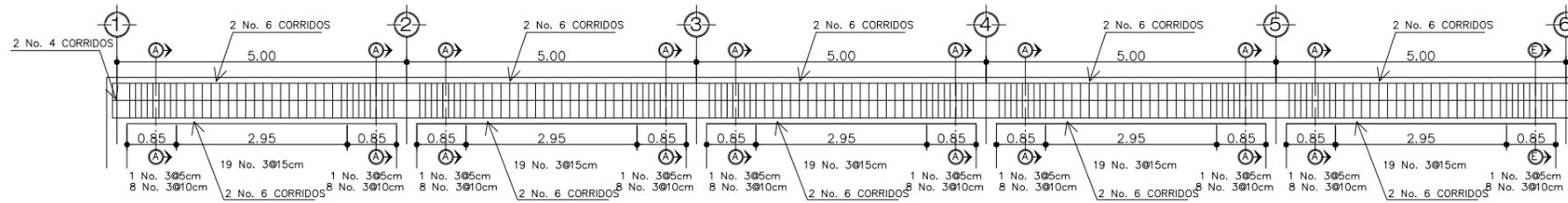
PLANTA PRIMERA NIVEL ESCALA 1:100



PLANTA SEGUNDO NIVEL ESCALA 1:100

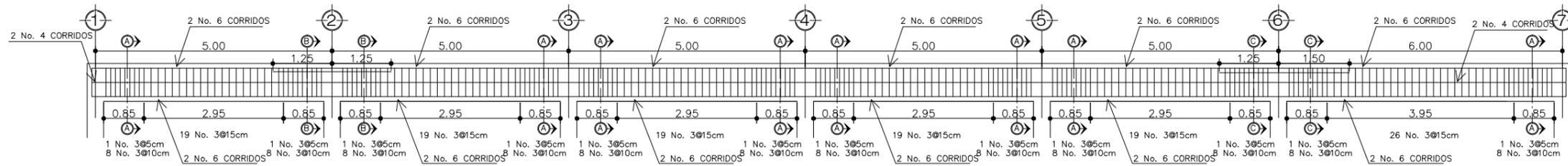
PLANTA ARMADO DE LOSAS

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA SANTA CLARA LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ			
UBICACIÓN: SANTA CLARA LA LAGUNA DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ	CONTENIDO: PLANTA DE LOSAS Y DISTRIBUCIÓN DE VIGAS PRIMERA NIVEL PLANTA DE LOSAS Y DISTRIBUCIÓN DE VIGAS SEGUNDO NIVEL		
DISEÑO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS	CÁLCULO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS	REVISÓ: INGA. MAYRA GARCÍA DE SIERRA	DIBUJO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS
APROBÓ: USAC-EPS		ESCALA: INDICADA	FECHA: MARZO 2014
			HOJA No. 8 / 14
Inga. Mayra García de Sierra Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil		Prof. Pedro Par Par Alcalde municipal	Ing. Silvio Rodríguez Serrano Alcalde municipal

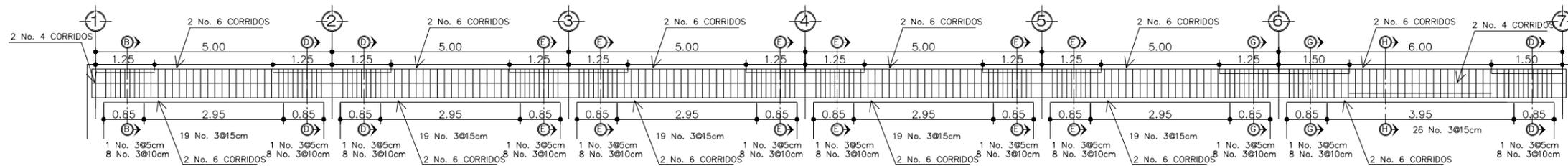


VIGA TIPO 1 (SEGUNDO NIVEL) ESCALA 1:100

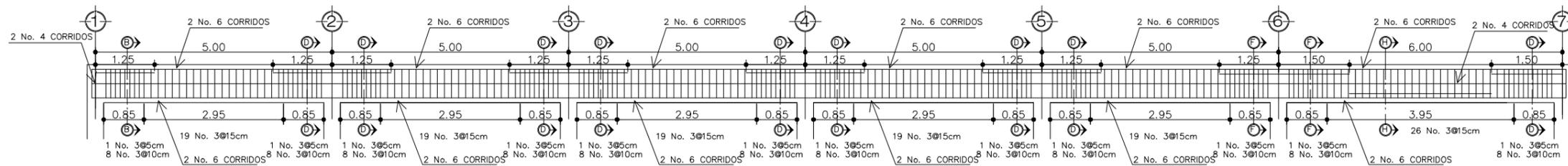
- NOTA:
1. LA RESISTENCIA DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS SERÁ DE 3000 P.S.I. LA PROPORCIÓN PARA CONCRETO DE 3000 P.S.I. ES DE 1:2:2
 2. EL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN TODO ELEMENTO ESTRUCTURAL SERÁ DE GRADO 40 (40,000 PSI)
 3. LA LONGITUD DE DESARROLLO SE CALCULARÁ COMO 38 VECES EL DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL



VIGA TIPO 2 (EJES A Y F) ESCALA 1:100



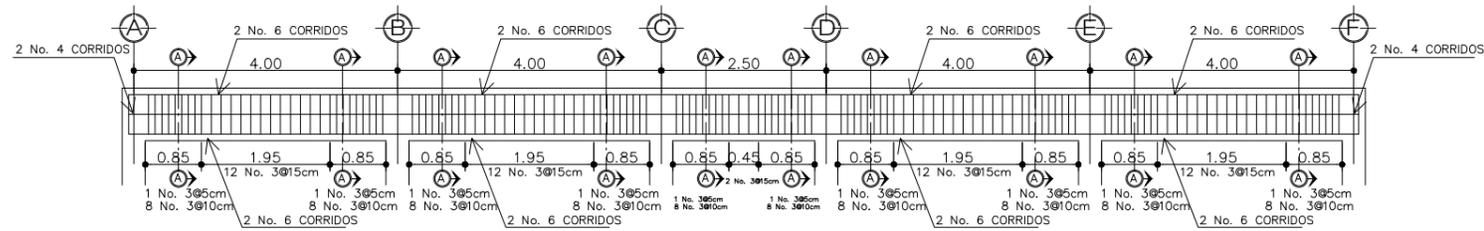
VIGA TIPO 3 (EJES B Y E) ESCALA 1:100



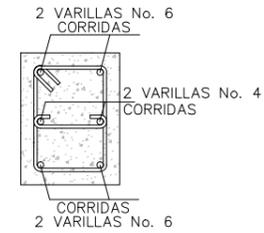
VIGA TIPO 4 (EJES C Y D) ESCALA 1:100



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA SANTA CLARA LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ			
UBICACIÓN: SANTA CLARA LA LAGUNA DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ		CONTENIDO: DETALLE DE VIGAS	
DISEÑO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS	CÁLCULO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS	REVISÓ: INGA. MAYRA GARCÍA DE SIERRA	DIBUJO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS
APROBÓ: USAC-EPS		ESCALA: INDICADA	FECHA: MARZO 2014
Inga. Mayra García de Sierra Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil		Prof. Pedro Par Par Alcalde municipal	Inga. Silvio Rodríguez Serrano Alcalde municipal
HOJA No.			9 14



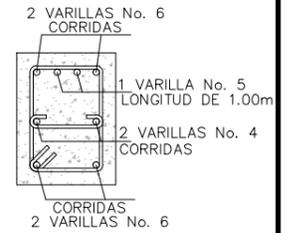
VIGA TIPO 5 (EJE 1-6 SEGUNDO NIVEL)



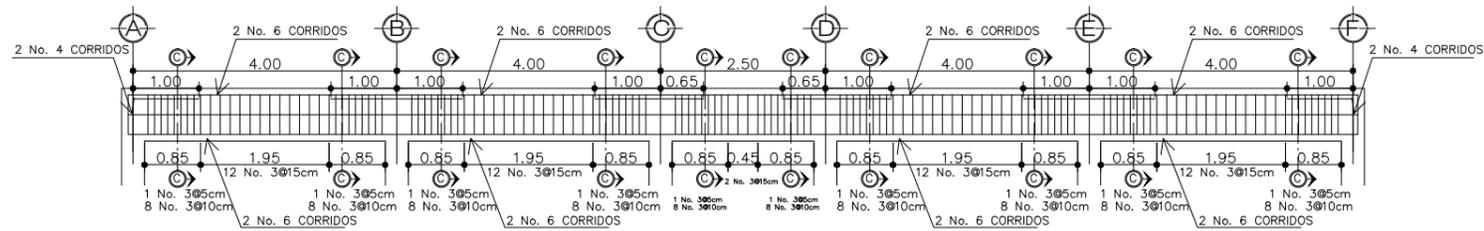
DETALLE A-A



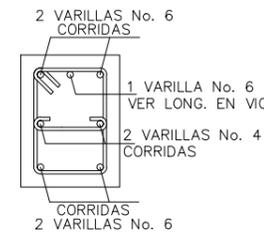
DETALLE B-B



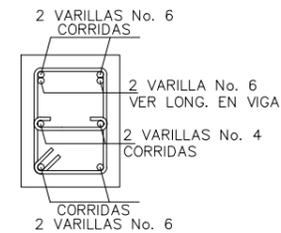
DETALLE C-C



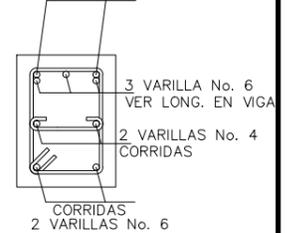
VIGA TIPO 6 (EJE 1)



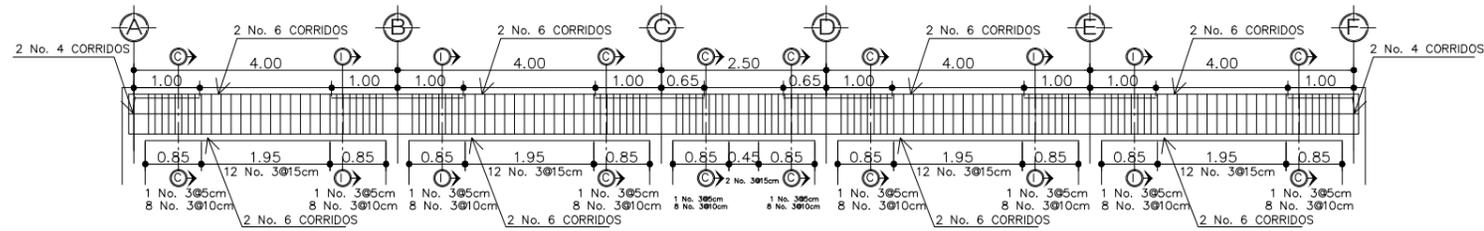
DETALLE D-D



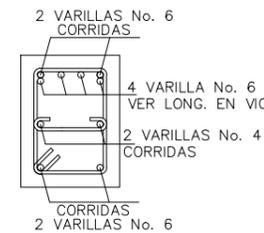
DETALLE E-E



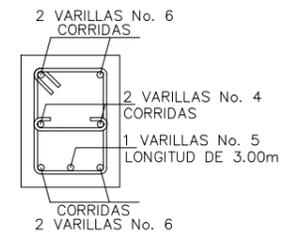
DETALLE F-F



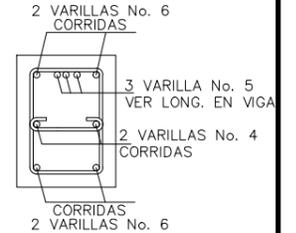
VIGA TIPO 7 (EJE 2)



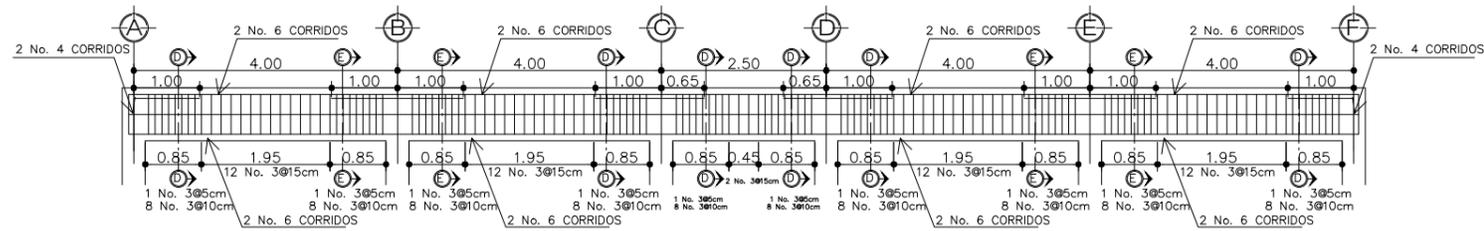
DETALLE G-G



DETALLE H-H



DETALLE I-I



VIGA TIPO 8 (EJE 3-6)

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA SANTA CLARA LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

UBICACIÓN: SANTA CLARA LA LAGUNA
DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO: DETALLE DE VIGAS

DISEÑO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS

CÁLCULO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS

REVISÓ: INGA MAYRA GARCÍA DE SIERRA

DIBUJO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS

APROBÓ: USAC-EPS

ESCALA: INDICADA

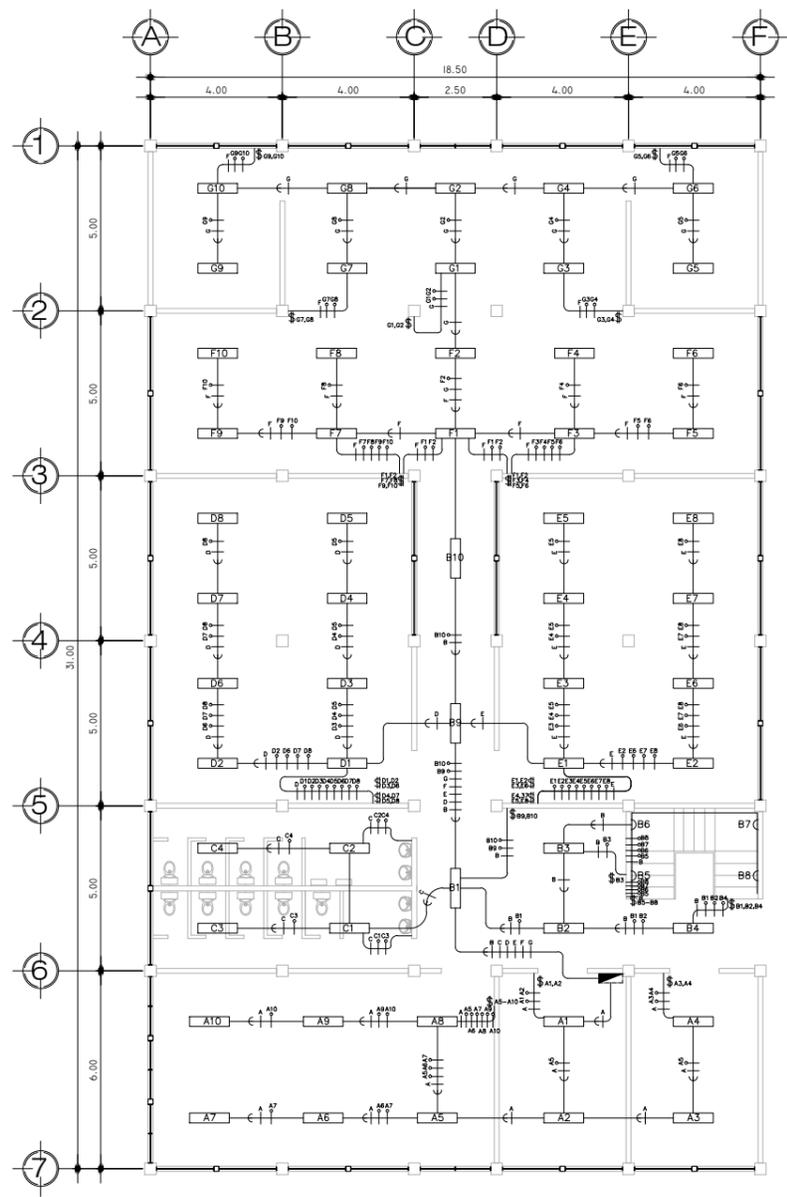
FECHA: MARZO 2014



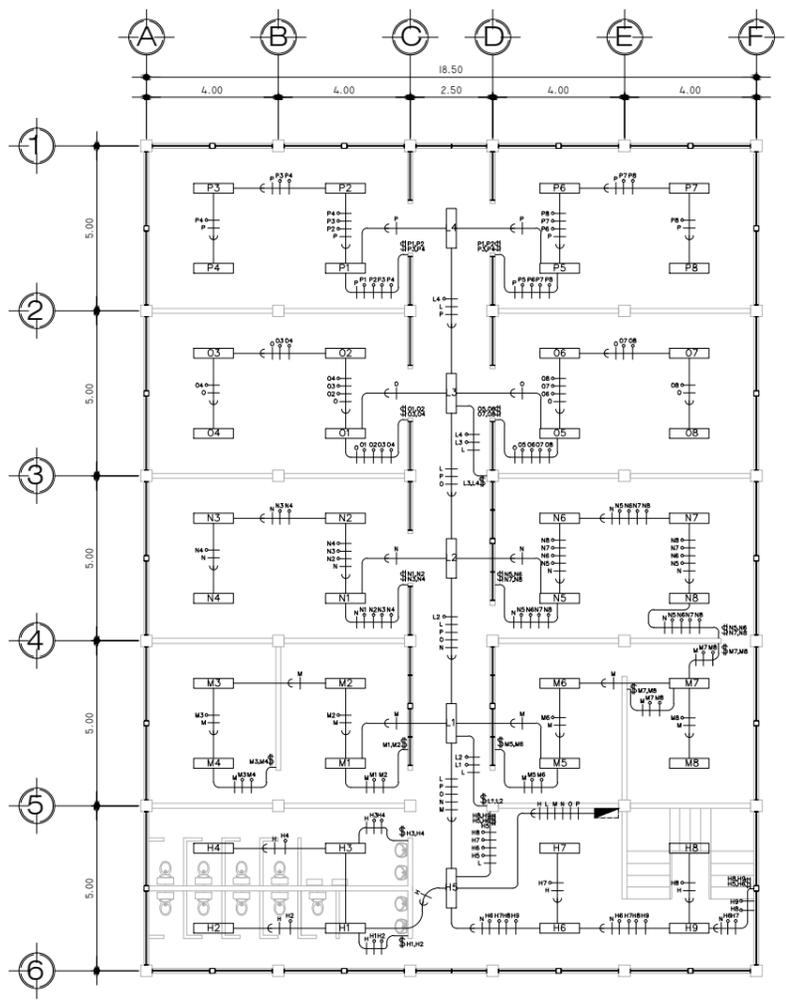
Inga. Mayra Garcia de Sierra
Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil

Prof. Pedro Par Par
Alcalde municipal

Ing. Silvio Rodriguez Serrano
Alcalde municipal



PLANTA PRIMER NIVEL ESCALA 1:100



PLANTA SEGUNDO NIVEL ESCALA 1:100

SIMBOLOGIA

LAMPARA 2X40W	A1
LAMPARA DE PARED	A1
RETORNO	A1
POSITIVO	A
NEUTRO	U
CAJA DE FLIPONES	■
INTERRUPTOR SIMPLE	\$
INTERRUPTOR DOBLE	\$
INTERRUPTOR TRIPLE	\$

NOTA:
 PARA CADA CIRCUITO SE UTILIZARÁ:
 ALAMBRE AWG CALIBRE 14 EN POSITIVO
 ALAMBRE AWG CALIBRE 14 EN NEUTRO
 ALAMBRE AWG CALIBRE 14 EN RETORNO
 UTILIZAR UN FLIPON DE 15 AMPERIOS POR CIRCUITO

PLANTA INSTALACIÓN ELECTRICA DE ILUMINACIÓN



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
 "DISEÑO DE EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA SANTA CLARA LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"

UBICACIÓN:
 SANTA CLARA LA LAGUNA
 DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO:
 PLANTA DE INSTALACIÓN ELECTRICA DE ILUMINACIÓN
 PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

DISEÑO:
 MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS

CÁLCULO:
 MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS

REVISÓ:
 INGA. MAYRA GARCÍA DE SIERRA

DIBUJO:
 MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS

APROBÓ:
USAC-EPS

ESCALA:
 INDICADA

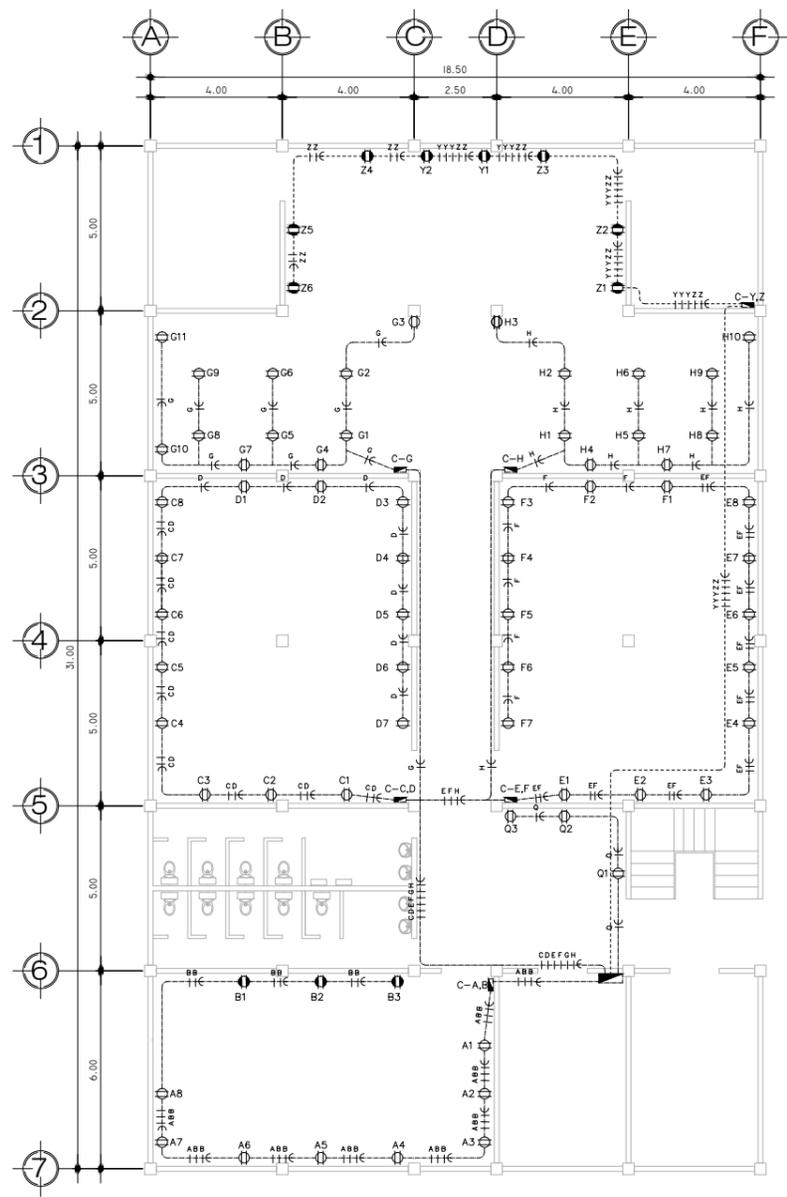
FECHA:
 MARZO 2014

Hoja No. **11** de **14**

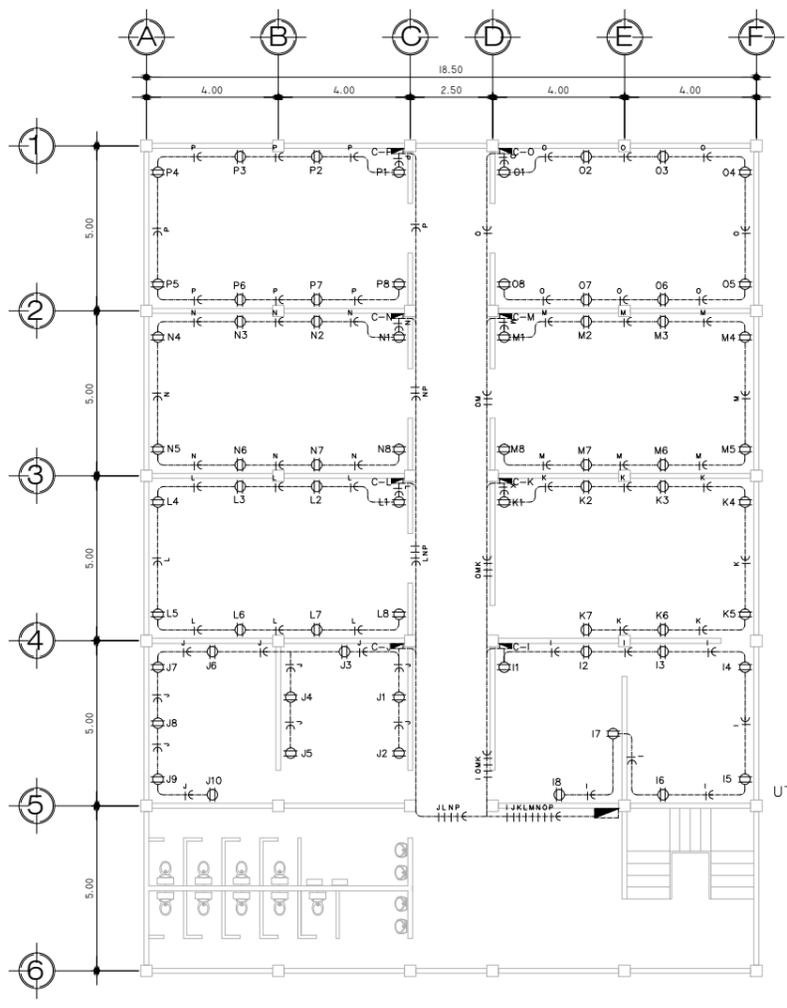
Inga. Mayra García de Sierra
 Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil

Prof. Pedro Par Par
 Alcalde municipal

Ing. Silvio Rodríguez Serrano
 Alcalde municipal



PLANTA PRIMER NIVEL ESCALA 1:100



PLANTA SEGUNDO NIVEL ESCALA 1:100

TALLER DE SOLDADURA

1	1	DOBLADORA DE PERFILES	2.00 X 1.50 X 1.00 M.	
2	1	ESMERILES DE PEDESTAL DE 1.5 HP	0.50 X 0.50 X 70.00 M.	220 V MONOFÁSICO
3	1	ESMERILES DE PEDESTAL DE 2 HP	0.50 X 0.50 X 70.00 M.	220 V
4	2	TALADRO DE PEDESTAL CON ACCESORIOS		220 V.
5	2	CABINAS PARA SOLDADURA		240 V TRIFÁSICO

SIMBOLOGIA

TOMACORRIENTE 220V	
TOMACORRIENTE 120V	
POSITIVO	A —
NEUTRO	—
CAJA DE FLIPONES	

NOTA:
 PARA CIRCUITOS DE 120V SE UTILIZARÁ ALAMBRA AWG CALIBRE 10
 PARA CIRCUITOS DE 220V Y 240V SE UTILIZARÁ ALAMBRA AWG CALIBRE 8
 UTILIZAR UN FLIPON DE 15 AMPERIOS POR CIRCUITO DE 120V
 UTILIZAR UN FLIPON DE 20 AMPERIOS POR CIRCUITO DE 120V CON 10 UNIDADES O MÁS
 UTILIZAR UN FLIPON DE 40 AMPERIOS POR CIRCUITO DE 220V
 CIRCUITO "B" Y "Z" DE SISTEMA 220V MONOFÁSICO
 CIRCUITO "Y" DE SISTEMA 240V TRIFÁSICO
 ALTURA DE INSTALACIÓN DE TOMACORRIENTES DE 120V DE 0.30m
 TOMACORRIENTES EN EL ÁREA DE SOLDADURA IRÁN INSTALADOS A NIVEL DE PISO

PLANTA INSTALACIÓN ELECTRICA DE FUERZA

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA SANTA CLARA LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

UBICACIÓN: SANTA CLARA LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO: PLANTA DE INSTALACIÓN ELÉCTRICA DE FUERZA PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

DISEÑO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS

CÁLCULO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS

REVISÓ: INGA. MAYRA GARCÍA DE SIERRA

DIBUJO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS

APROBÓ: USAC-EPS

ESCALA: INDICADA

FECHA: MARZO 2014

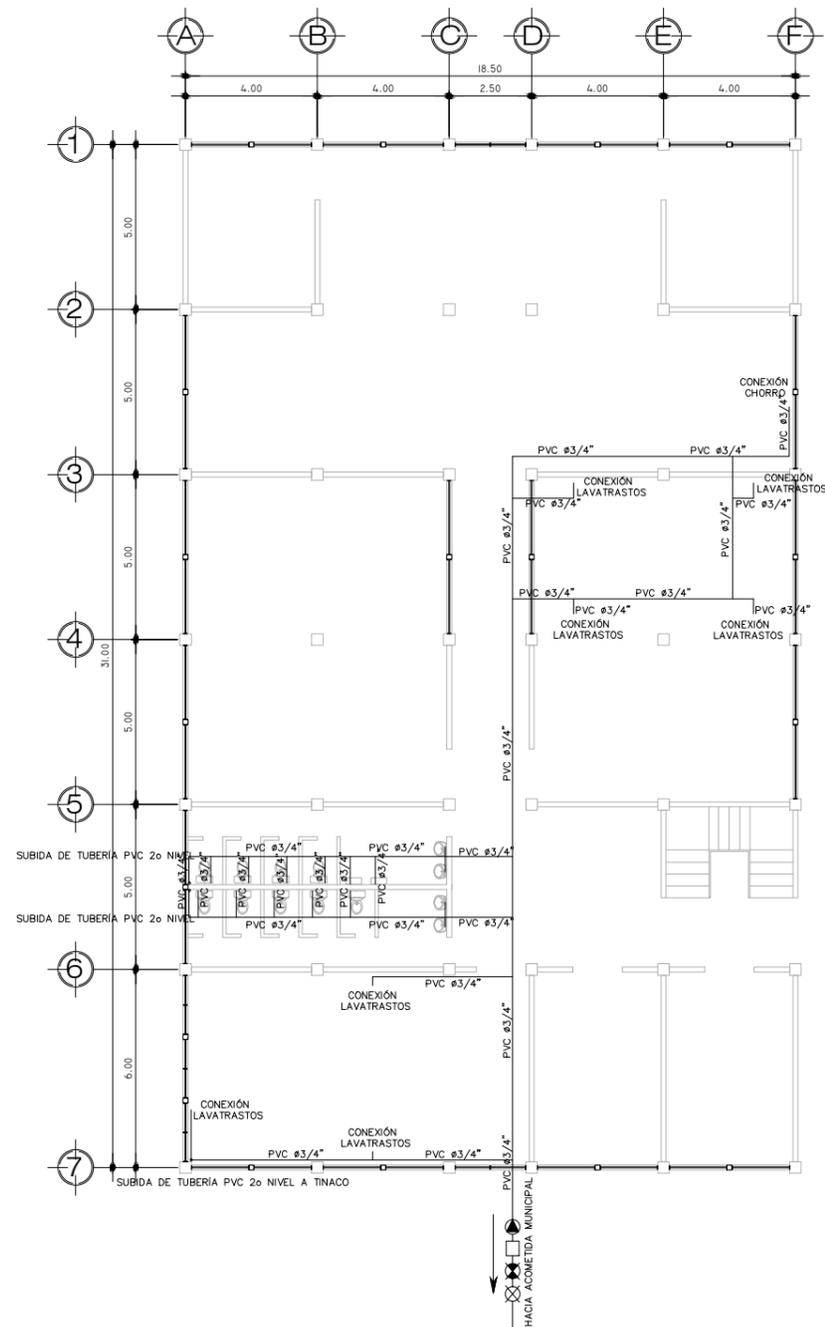
Inga. Mayra García de Sierra
 Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil

Prof. Pedro Par Par
 Alcalde municipal

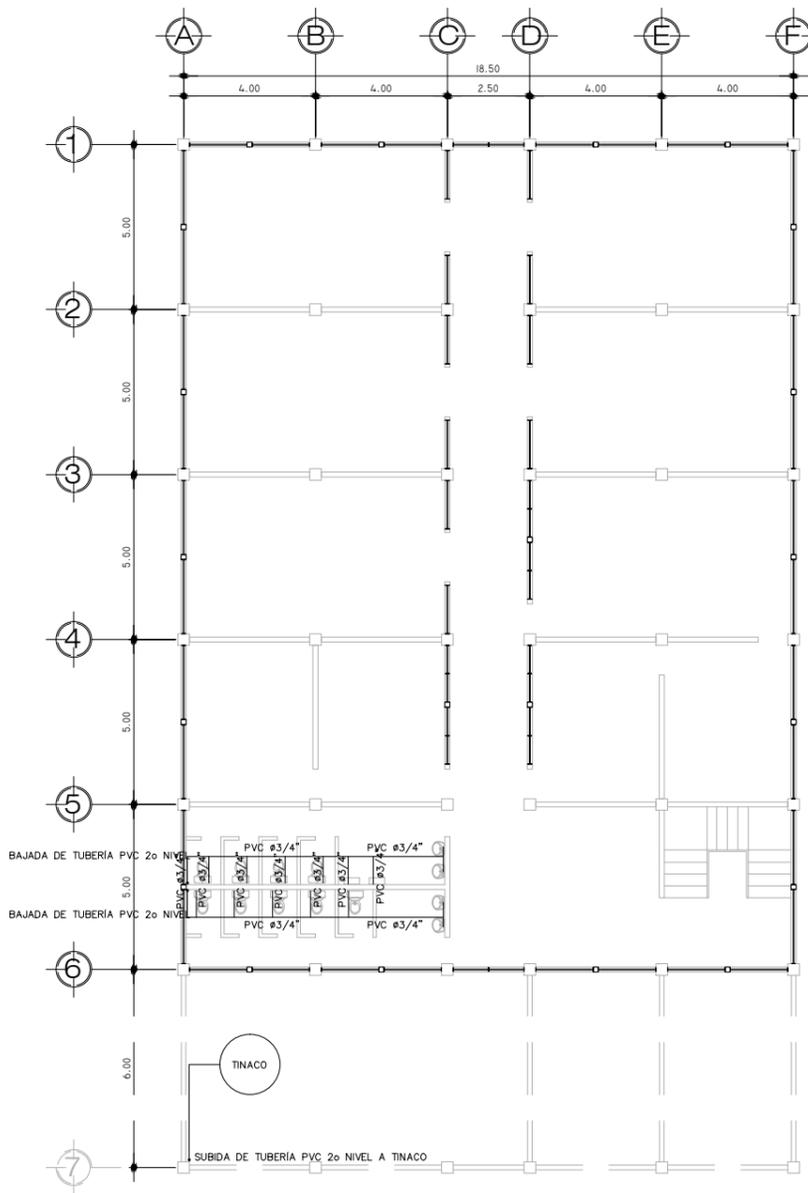
Ing. Silvio Rodríguez Serrano
 Alcalde municipal

HOJA No. 12 14





PLANTA PRIMER NIVEL ESCALA 1:100



PLANTA SEGUNDO NIVEL ESCALA 1:100

ALTURA DE CONEXIÓN EN ARTEFACTOS*

LAVASTASTOS	0.70m
INODOROS	0.25m
LAVAMANOS	0.60m
CHORROS	1.00m

*ALTURA MEDIDA DESDE EL NIVEL DEL PISO

SIMBOLOGÍA DE ARTEFACTOS

CONTADOR	
LLAVE DE PASO	
LLAVE DE COMPUERTA	
CHEQUE	

NOTA:

LA TUBERÍA DE LA RED PRINCIPAL ES DE MATERIAL PVC DE DIÁMETRO DE 3/4"
 LAS TUBERÍA A PARTIR DE LA CONEXIÓN DE ARTEFACTO
 SERÁ DE MATERIAL PVC DE 1/2"
 PARA CADA ARTEFACTO SE EMPLEARÁ UN REDUCIDOR DE 3/4"-1/2"
 LA PROFUNDIDAD DE LA TUBERÍA DEL PRIMER NIVEL, BAJO EL SUELO ES DE 30cm
 LA PROFUNDIDAD DE LA TUBERÍA DEL SEGUNDO NIVEL, BAJO EL SUELO ES DE 10cm
 LA COTA DE LA CONEXIÓN A TINACO DEPENDERÁ DE LAS ESPECIFICACIONES
 DEL PROVEEDOR

PLANTA INSTALACIÓN HIDRÁULICA

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
 *DISEÑO DE EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA SANTA CLARA LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

UBICACIÓN:
 SANTA CLARA LA LAGUNA
 DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO:
 PLANTA DE INSTALACIÓN ELÉCTRICA DE FUERZA
 PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

DISEÑO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

CÁLCULO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

REVISÓ:
 INGA. MAYRA GARCÍA
 DE SIERRA

DIBUJO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

APROBÓ:
 USAC-EPS

ESCALA:
 INDICADA

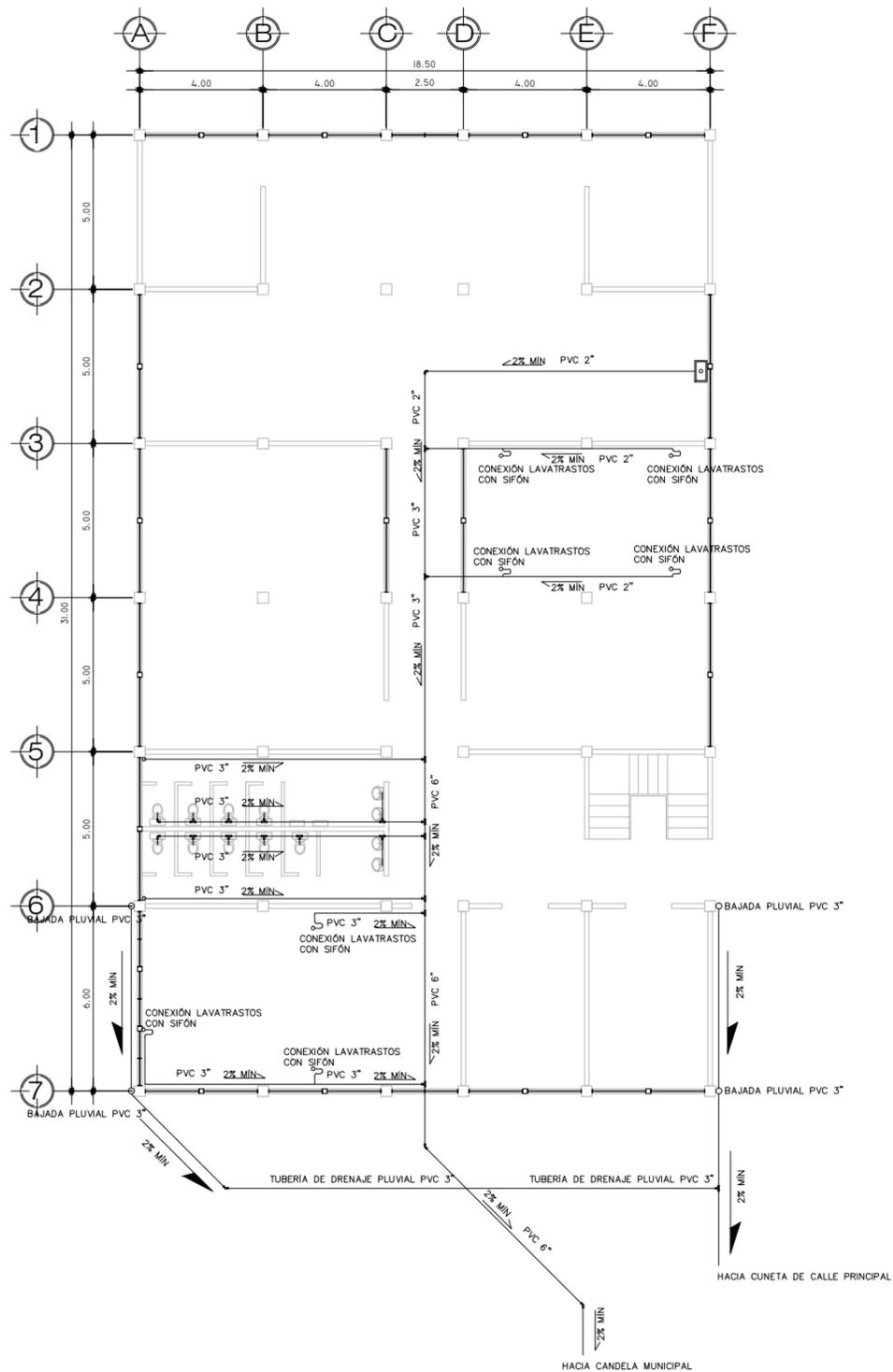
FECHA:
 MARZO 2014



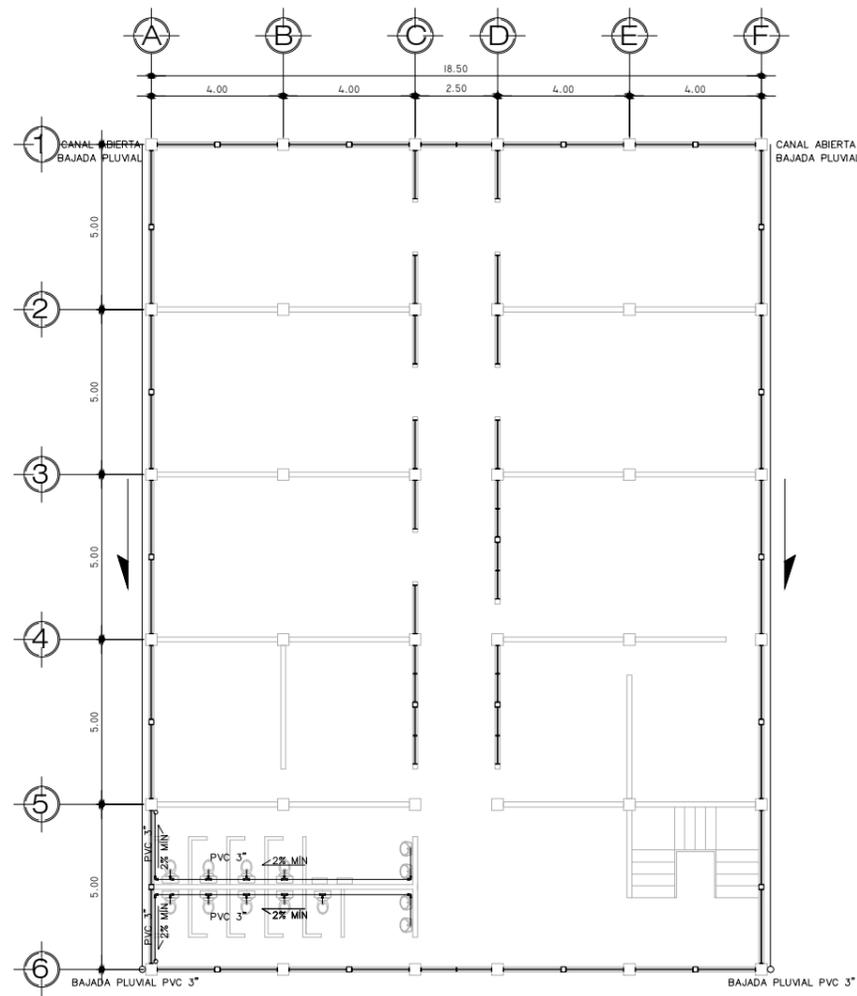
Inga. Mayra Garcia de Sierra
 Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil

Prof. Pedro Par Par
 Alcalde municipal

Ing. Silvio Rodriguez Serrano
 Alcalde municipal



PLANTA PRIMER NIVEL ESCALA 1:100



PLANTA SEGUNDO NIVEL ESCALA 1:100

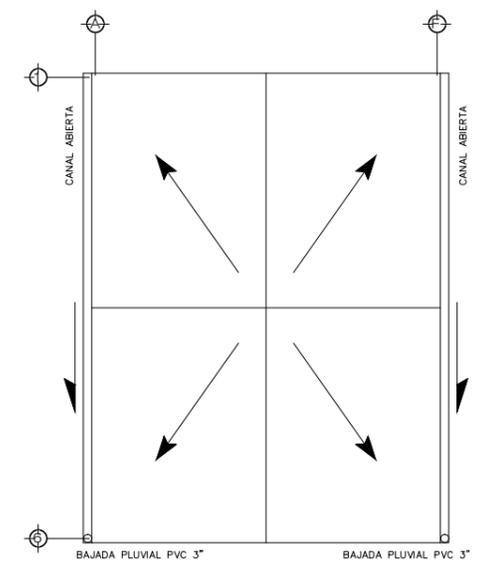
ALTURA DE CONEXIÓN EN ARTEFACTOS*

LAVATRASTOS	0.70m
LAVAMANOS	0.60m

*ALTURA MEDIDA DESDE EL NIVEL DEL PISO

SIMBOLOGIA DE ARTEFACTOS

CAJA DE PILA	
SIFÓN	
BAJADA DE TUBERÍA	
DIRECCIÓN DE PENDIENTE TUBERÍA DE DRENAJE SANITARIO	
DIRECCIÓN DE PENDIENTE TUBERÍA DE DRENAJE PLUVIAL	
CODO A 45°	
CODO A 90°	
T A 90°	



CONFIGURACIÓN DE PAÑUELOS ESCALA 1:100

PLANTA INSTALACIÓN DE DRENAJE SANITARIO Y PLUVIAL

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA SANTA CLARA LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

UBICACIÓN: SANTA CLARA LA LAGUNA
DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO: PLANTA DE INSTALACIÓN ELÉCTRICA DE FUERZA
PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

DISEÑO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS

CÁLCULO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS

REVISÓ: INGA. MAYRA GARCÍA DE SIERRA

DIBUJO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS

APROBÓ: USAC-EPS

ESCALA: INDICADA

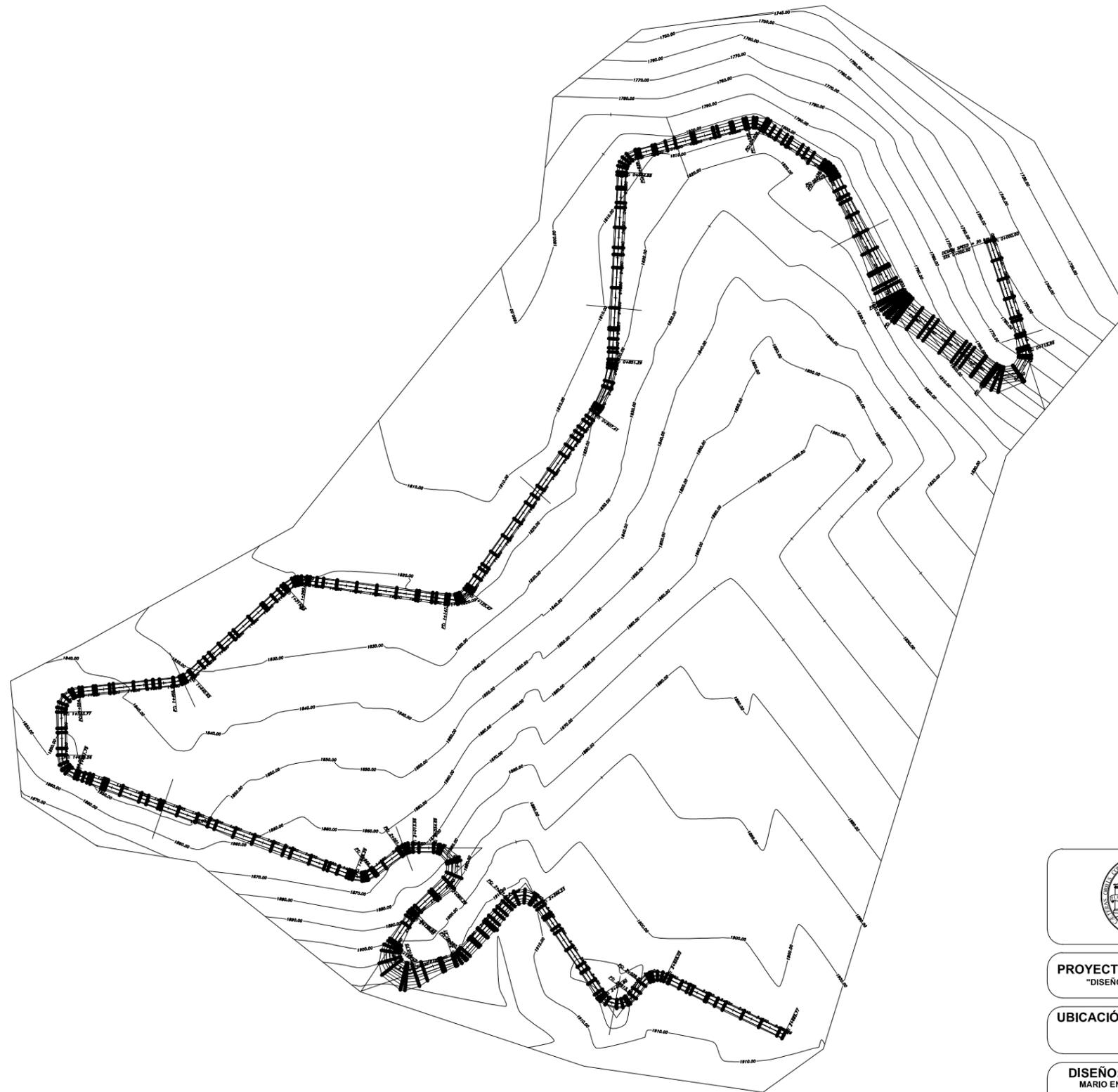
FECHA: MARZO 2014



Inga. Mayra García de Sierra
Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil

Prof. Pedro Par Par
Alcalde municipal

Ing. Silvio Rodríguez Serrano
Alcalde municipal



PLANTA GENERAL



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
 "DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"

UBICACIÓN:
 SAN PEDRO LA LAGUNA
 DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO:
 PLANTA GENERAL

DISEÑO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

CÁLCULO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

REVISÓ:
 INGA. MAYRA GARCÍA
 DE SIERRA

DIBUJO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

APROBÓ:
 USAC-EPS

ESCALA:
 INDICADA

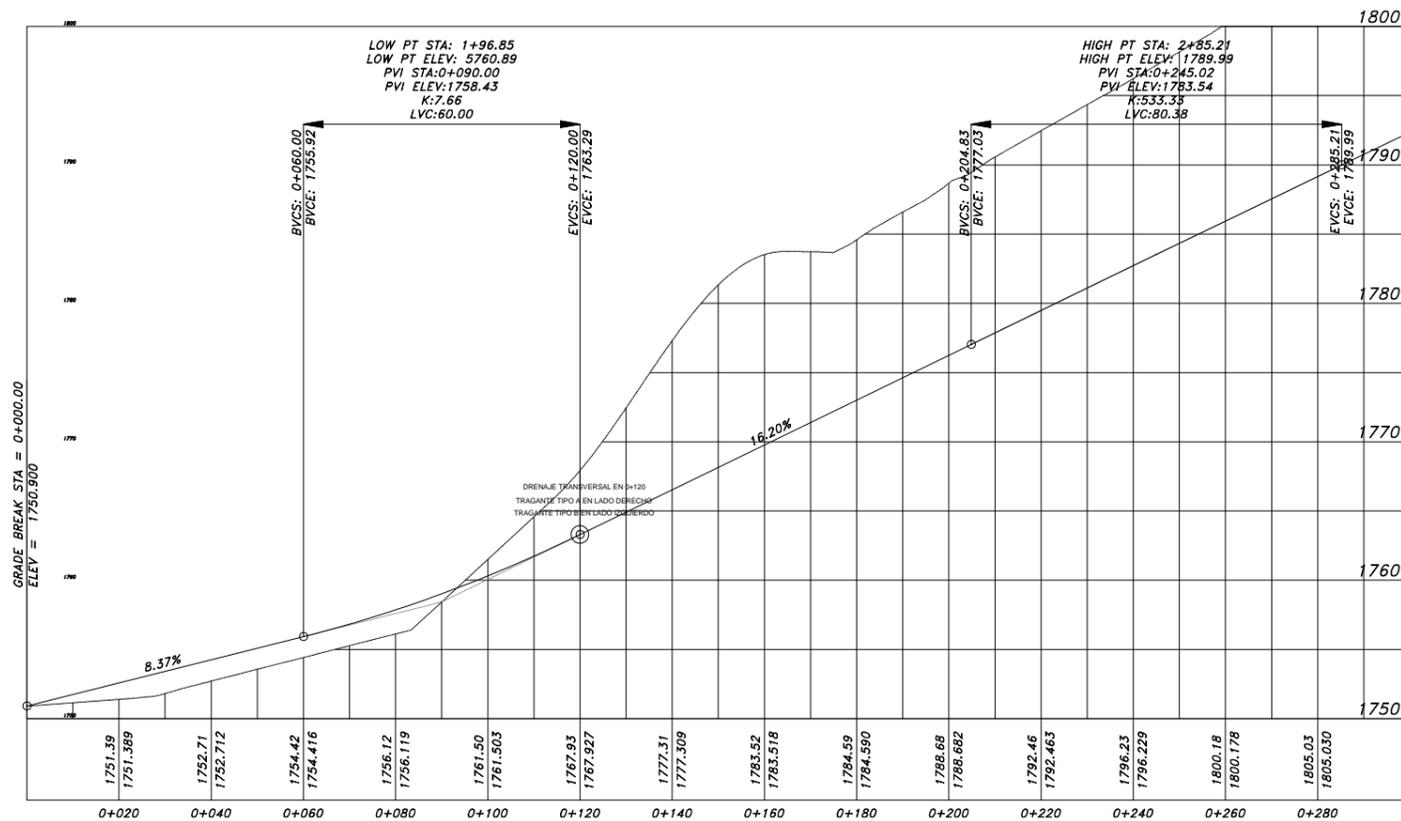
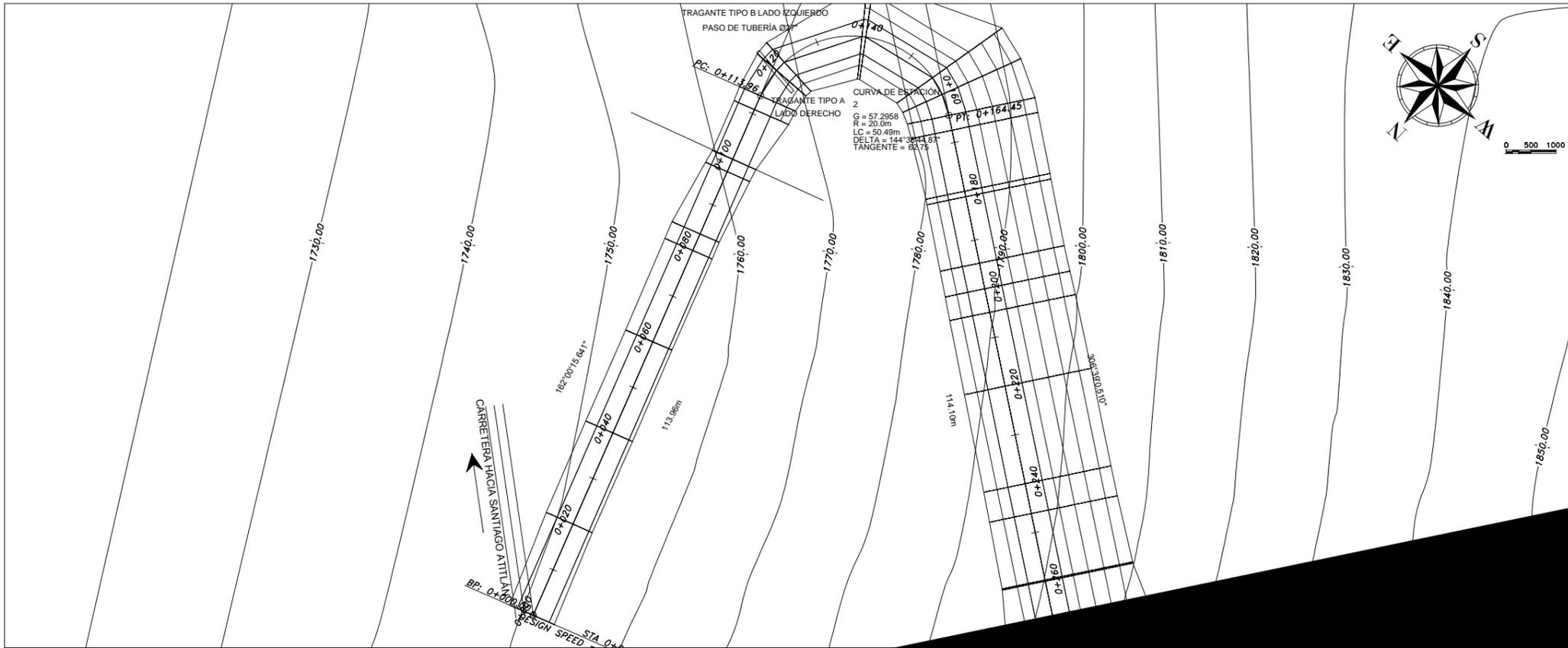
FECHA:
 MARZO 2014

Inga. Mayra García de Sierra
 Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil

Sr. Diego Ixmátá González
 Alcalde municipal

Ing. Silvio Rodríguez Serrano
 Alcalde municipal

HOJA No.
 1 / 18



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
 "DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"

UBICACIÓN:
 SAN PEDRO LA LAGUNA
 DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO:
 PLANTA Y PERFIL DE CARRETERA
 0+000 A 0+265

DISEÑO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

CÁLCULO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

REVISÓ:
 INGA. MAYRA GARCÍA
 DE SIERRA

DIBUJO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

APROBÓ:
USAC-EPS

ESCALA:
 INDICADA

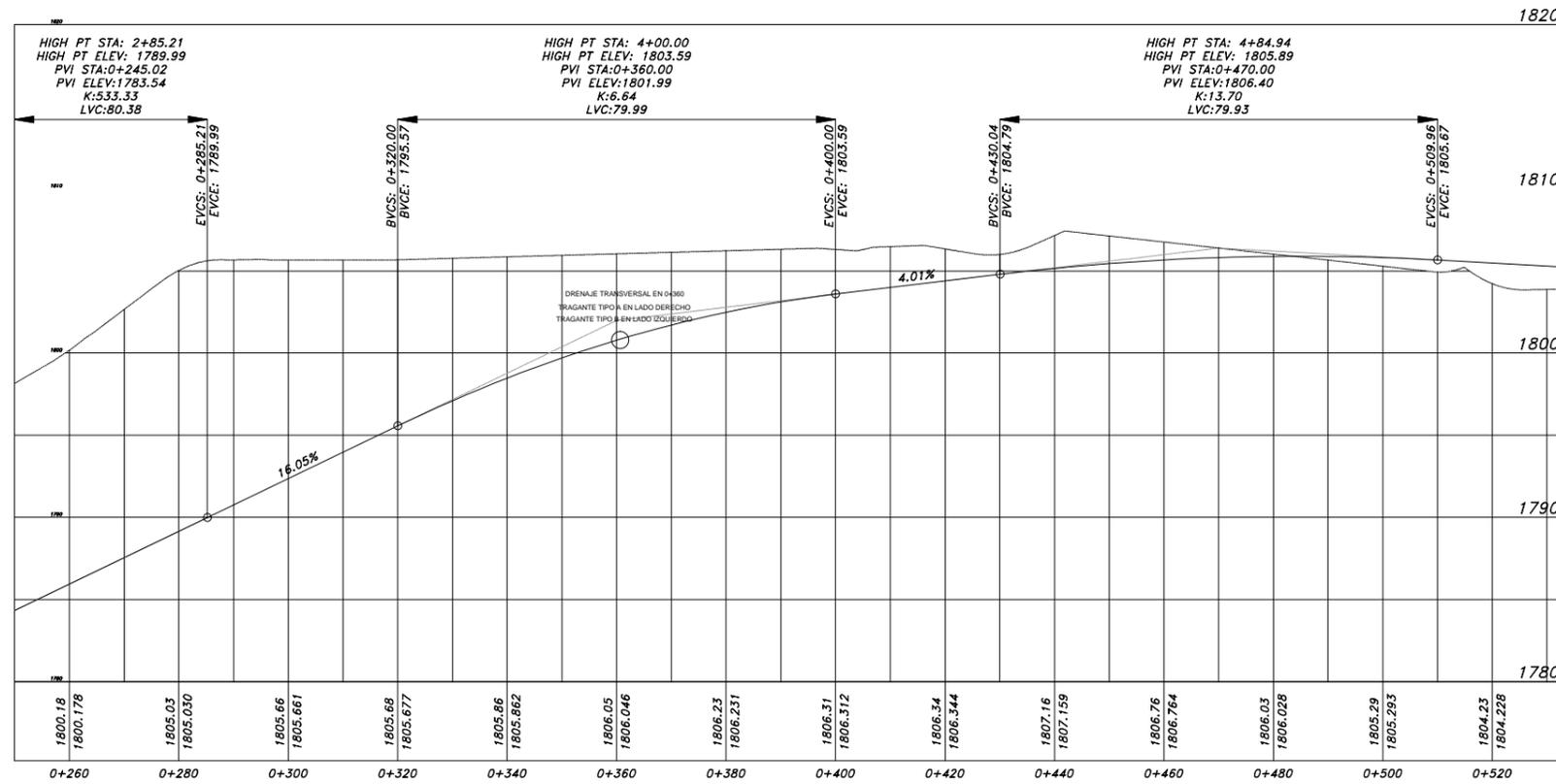
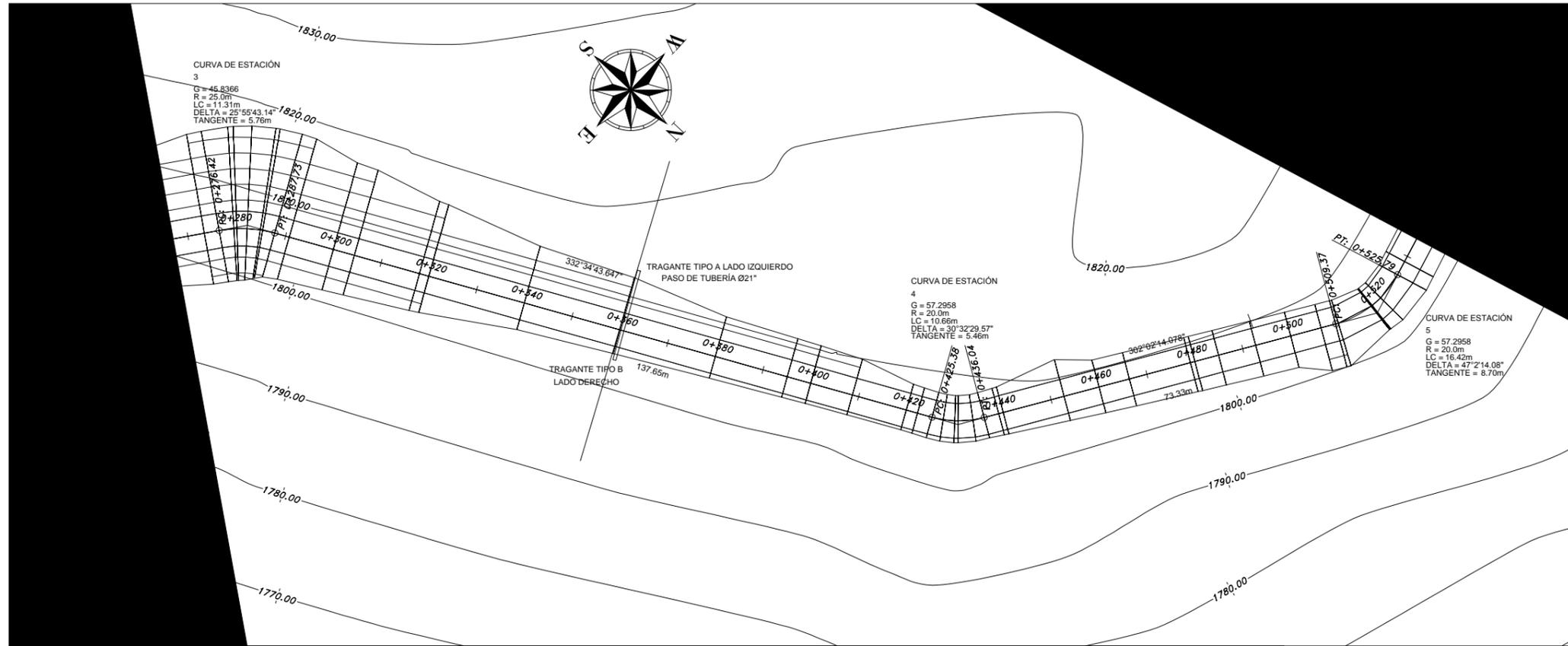
FECHA:
 MARZO 2014

Inga. Mayra García de Sierra
 Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil

Sr. Diego Ixmátá González
 Alcalde municipal

Ing. Silvio Rodríguez Serrano
 Alcalde municipal

HOJA No.
 2 / 18



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
 "DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"

UBICACIÓN:
 SAN PEDRO LA LAGUNA
 DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO:
 PLANTA Y PERFIL DE CARRETERA
 0+265 A 0+535

DISEÑO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

CÁLCULO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

REVISÓ:
 INGA. MAYRA GARCÍA
 DE SIERRA

DIBUJO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

APROBÓ:
USAC-EPS

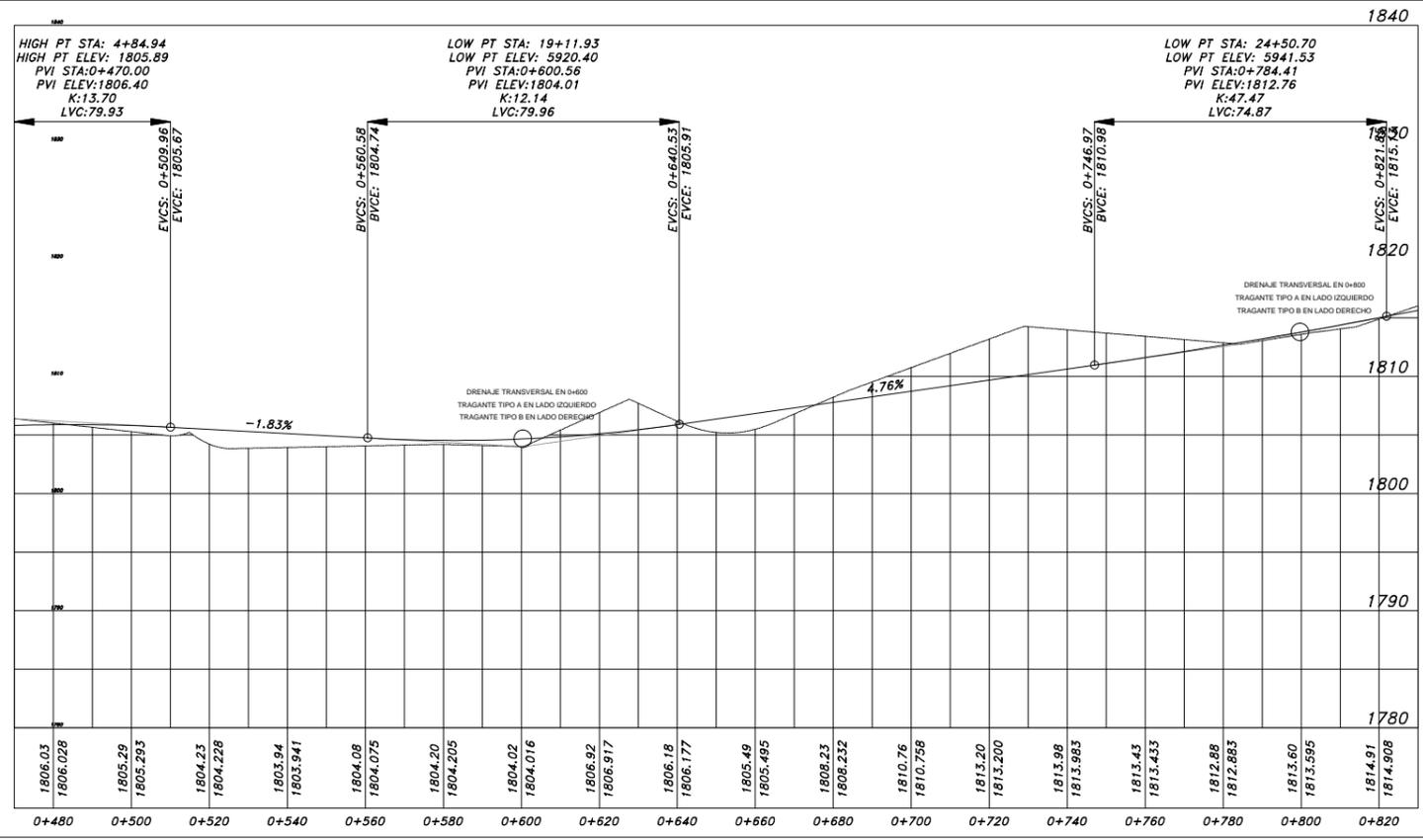
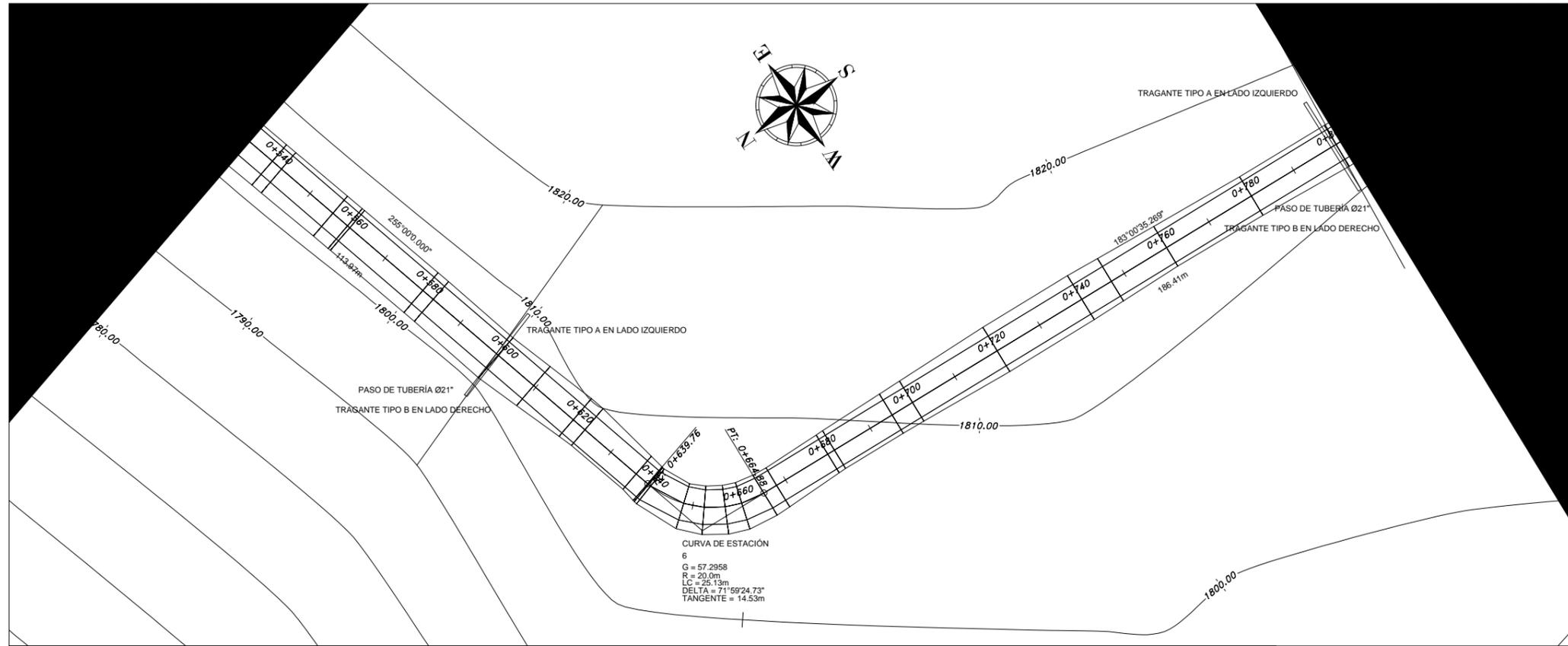
ESCALA:
 INDICADA

FECHA:
 MARZO 2014

Inga. Mayra García de Sierra
 Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil

Sr. Diego Ixmátá González
 Alcalde municipal

Ing. Silvio Rodríguez Serrano
 Alcalde municipal





UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
 "DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"

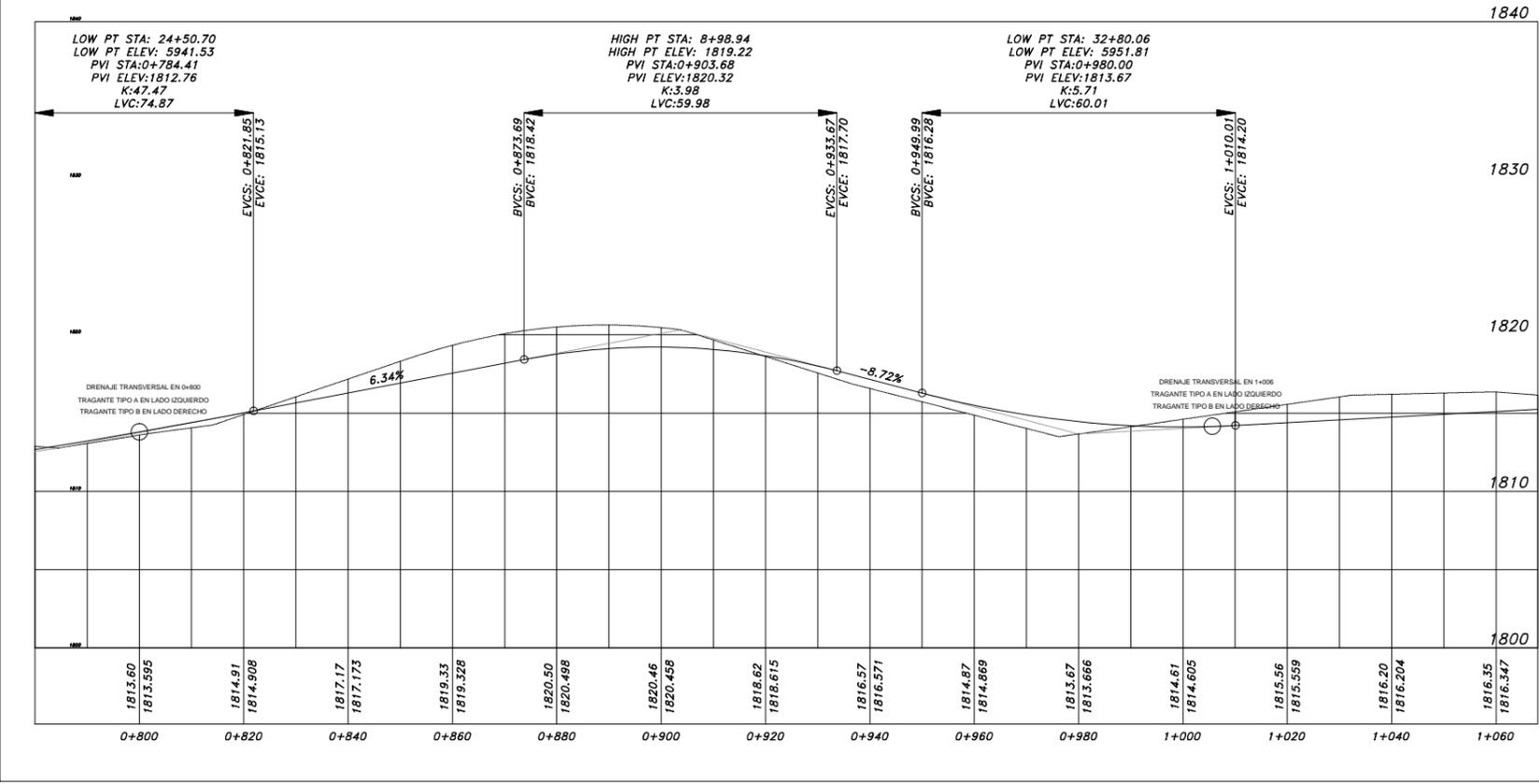
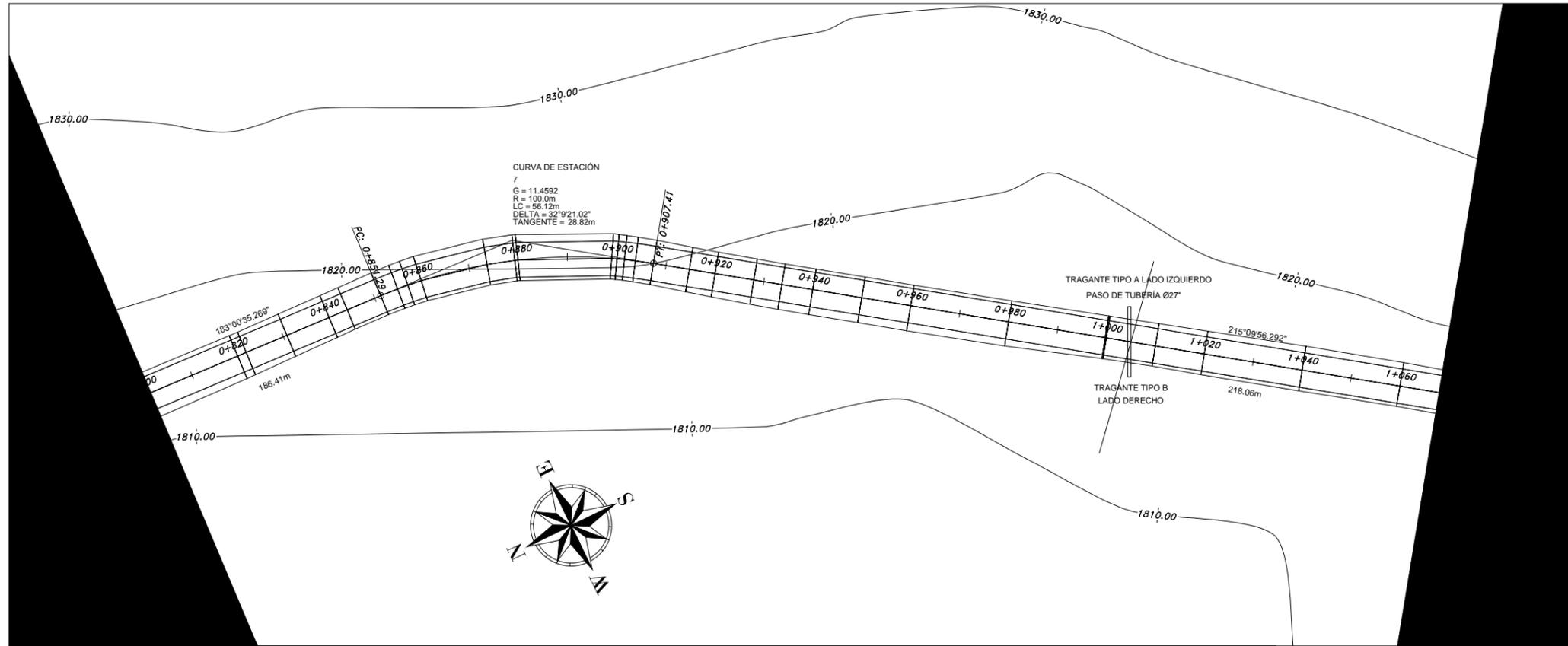
UBICACIÓN:
 SAN PEDRO LA LAGUNA
 DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO:
 PLANTA Y PERFIL DE CARRETERA
 0+535 A 0+800

DISEÑO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS	CÁLCULO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS	REVISÓ: INGA. MAYRA GARCÍA DE SIERRA	DIBUJO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS
APROBÓ: USAC-EPS		ESCALA: INDICADA	FECHA: MARZO 2014

Ing. Mayra García de Sierra Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil	Sr. Diego Ixmátá González Alcalde municipal	Ing. Silvio Rodríguez Serrano Alcalde municipal
---	--	--

HOJA No.
4 / 18





UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
 "DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"

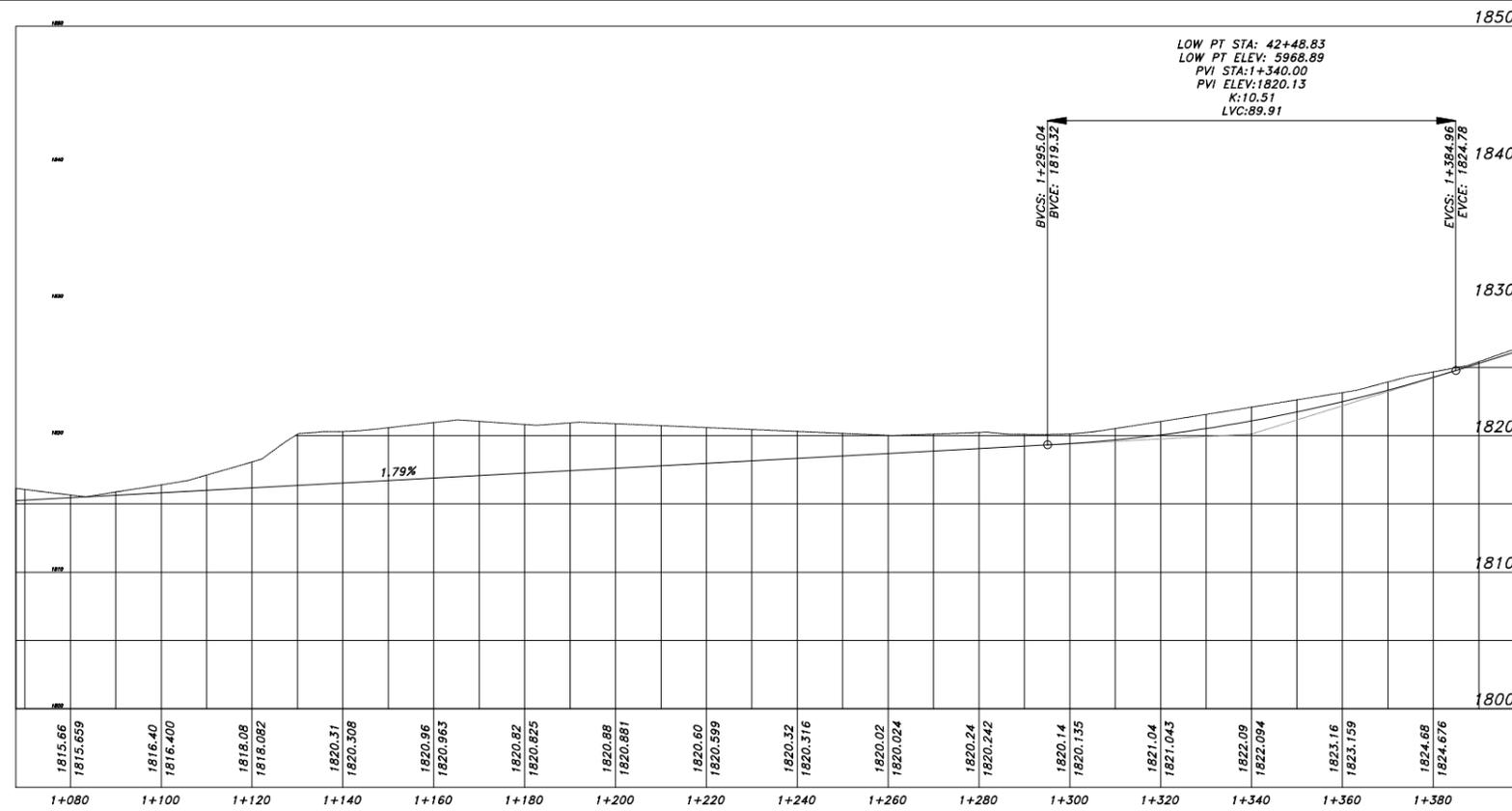
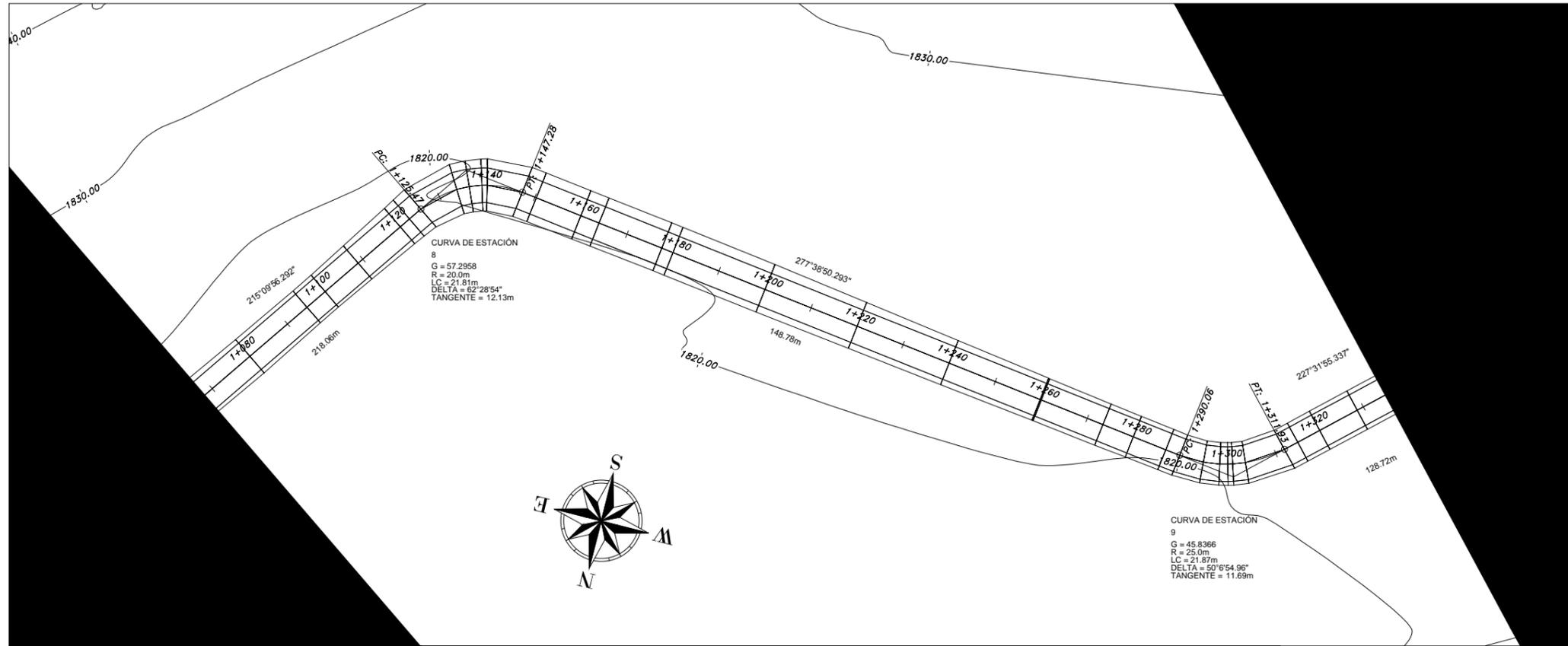
UBICACIÓN:
 SAN PEDRO LA LAGUNA
 DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO:
 PLANTA Y PERFIL DE CARRETERA
 0+800 A 1+070

DISEÑO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS	CÁLCULO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS	REVISÓ: INGA. MAYRA GARCÍA DE SIERRA	DIBUJO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS
APROBÓ: USAC-EPS		ESCALA: INDICADA	FECHA: MARZO 2014

HOJA No.
5 / 18

Inga. Mayra García de Sierra Sr. Diego Ixmátá González Ing. Silvio Rodríguez Serrano
 Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil Alcalde municipal Alcalde municipal



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
 "DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"

UBICACIÓN:
 SAN PEDRO LA LAGUNA
 DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO:
 PLANTA Y PERFIL DE CARRETERA
 1+070 A 1+335

DISEÑO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

CÁLCULO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

REVISÓ:
 INGA. MAYRA GARCÍA
 DE SIERRA

DIBUJO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

APROBÓ:
USAC-EPS

ESCALA:
 INDICADA

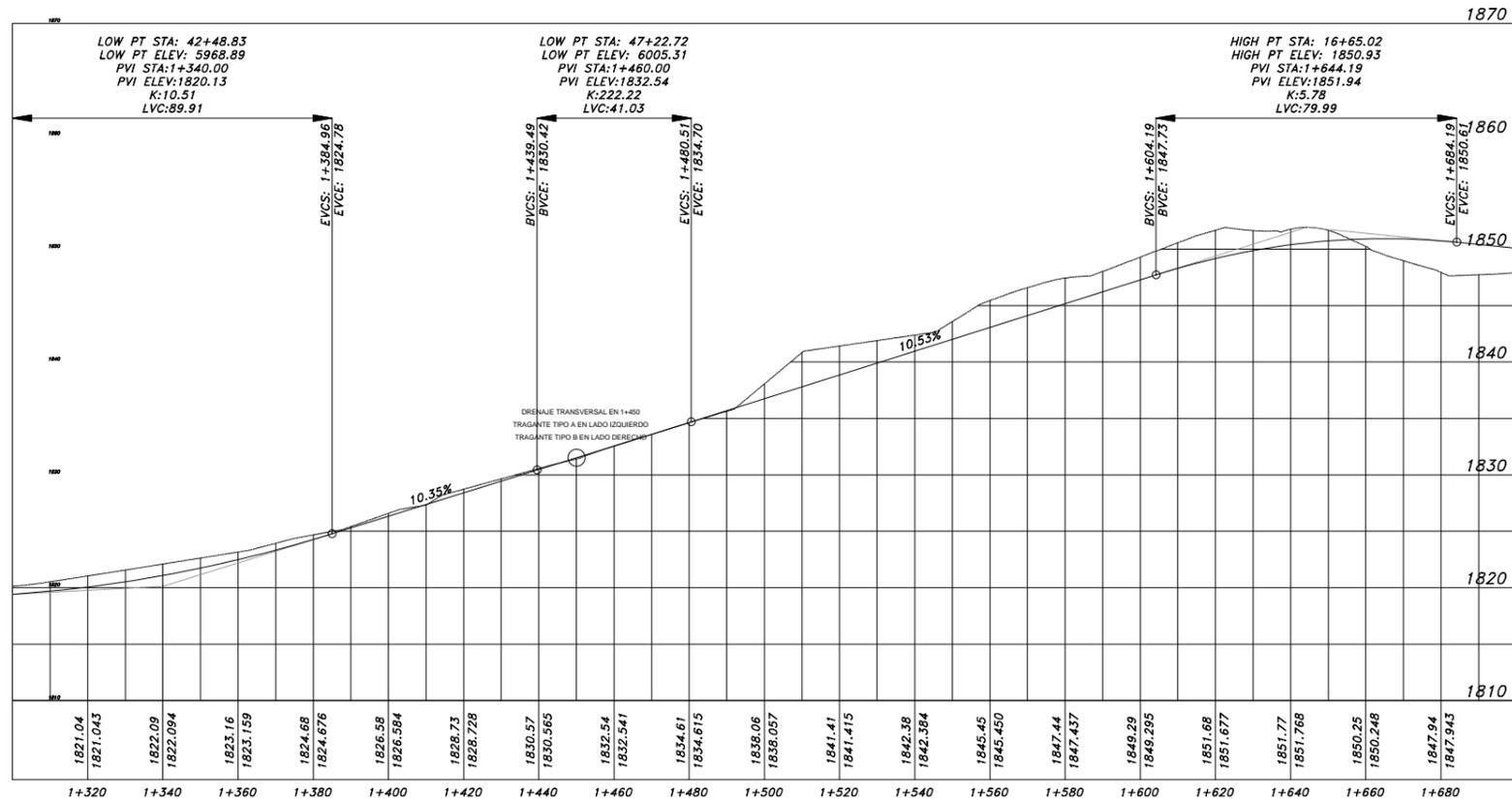
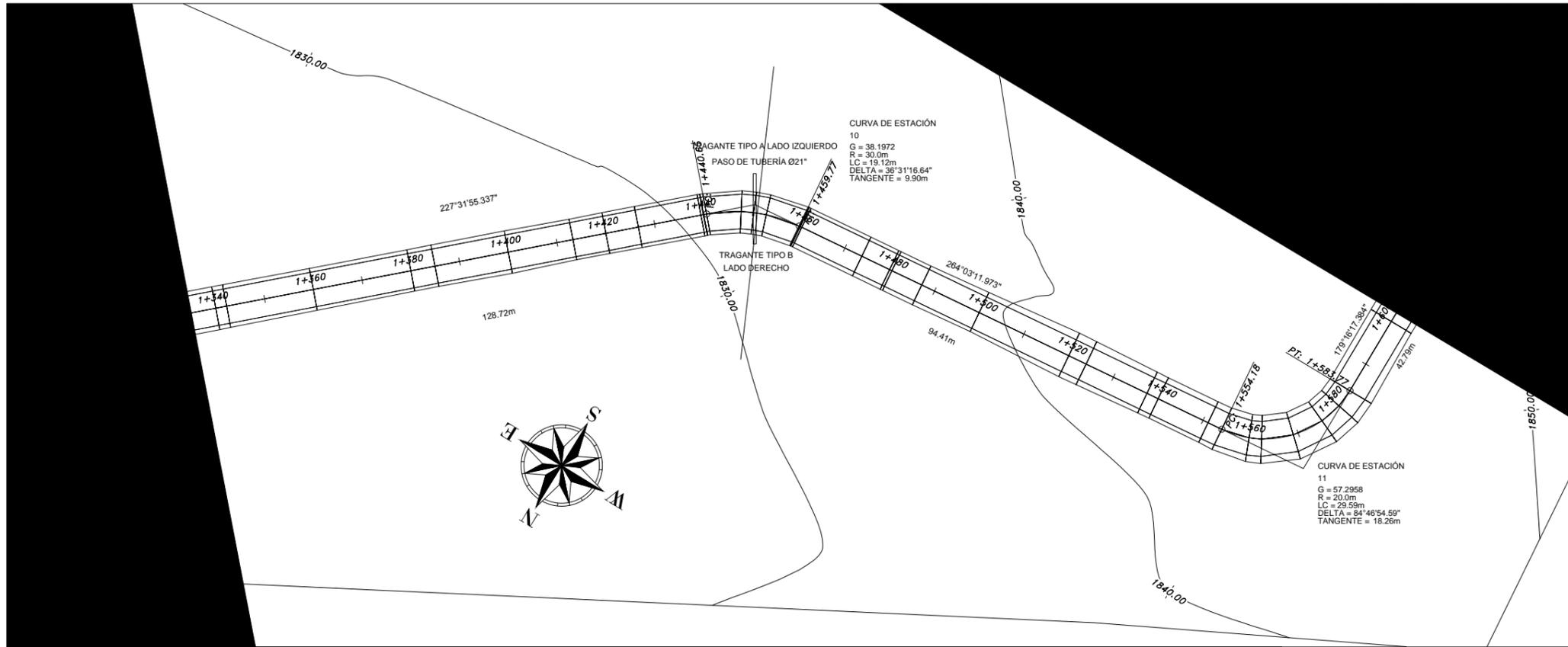
FECHA:
 MARZO 2014

Inga. Mayra García de Sierra
 Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil

Sr. Diego Ixmátá González
 Alcalde municipal

Ing. Silvio Rodríguez Serrano
 Alcalde municipal

HOJA No.
6 / **18**



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
 "DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"

UBICACIÓN:
 SAN PEDRO LA LAGUNA
 DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO:
 PLANTA Y PERFIL DE CARRETERA
 1+335 A 1+600

DISEÑO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

CÁLCULO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

REVISÓ:
 INGA. MAYRA GARCÍA
 DE SIERRA

DIBUJO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

APROBÓ:
USAC-EPS

ESCALA:
 INDICADA

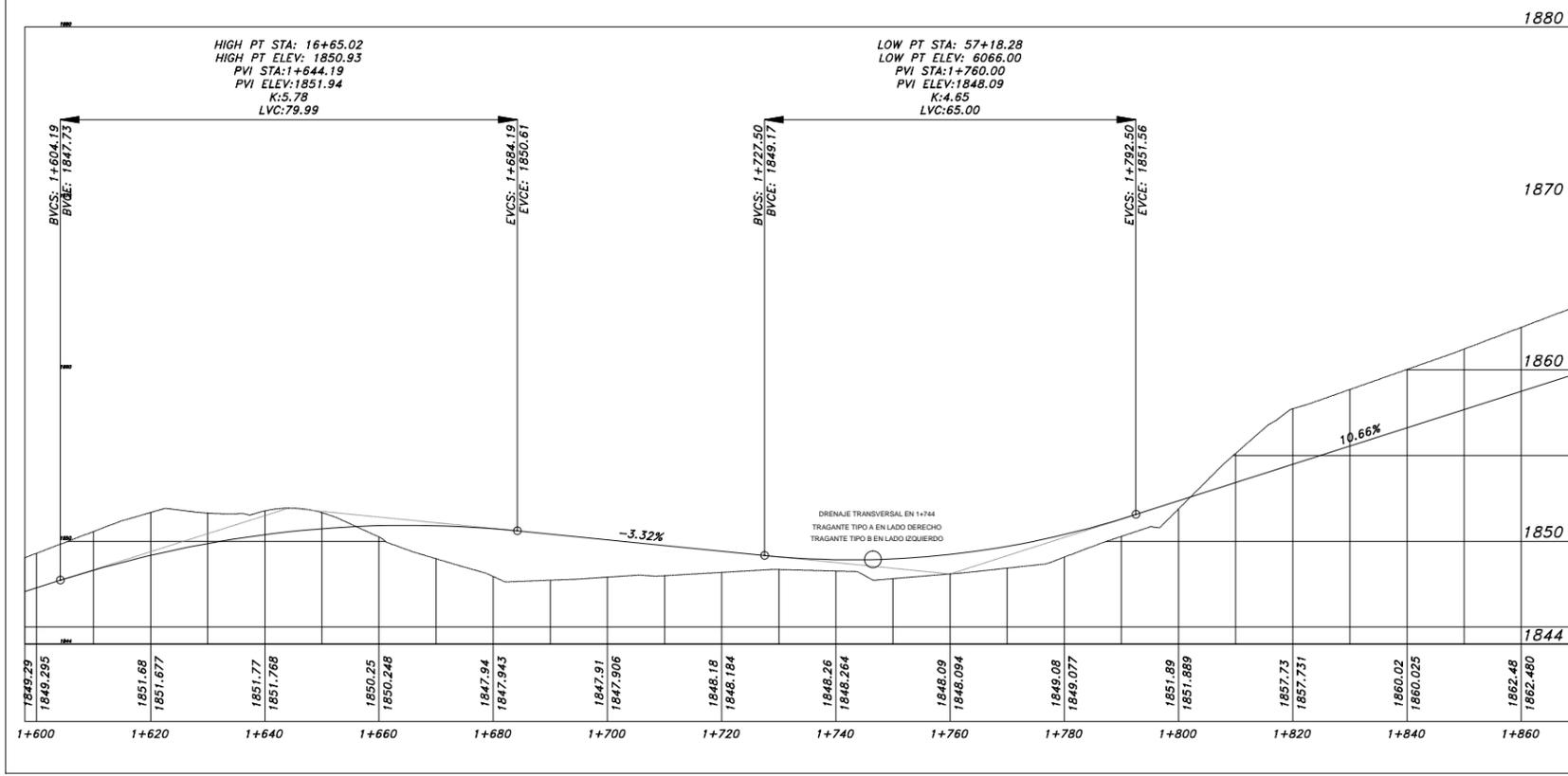
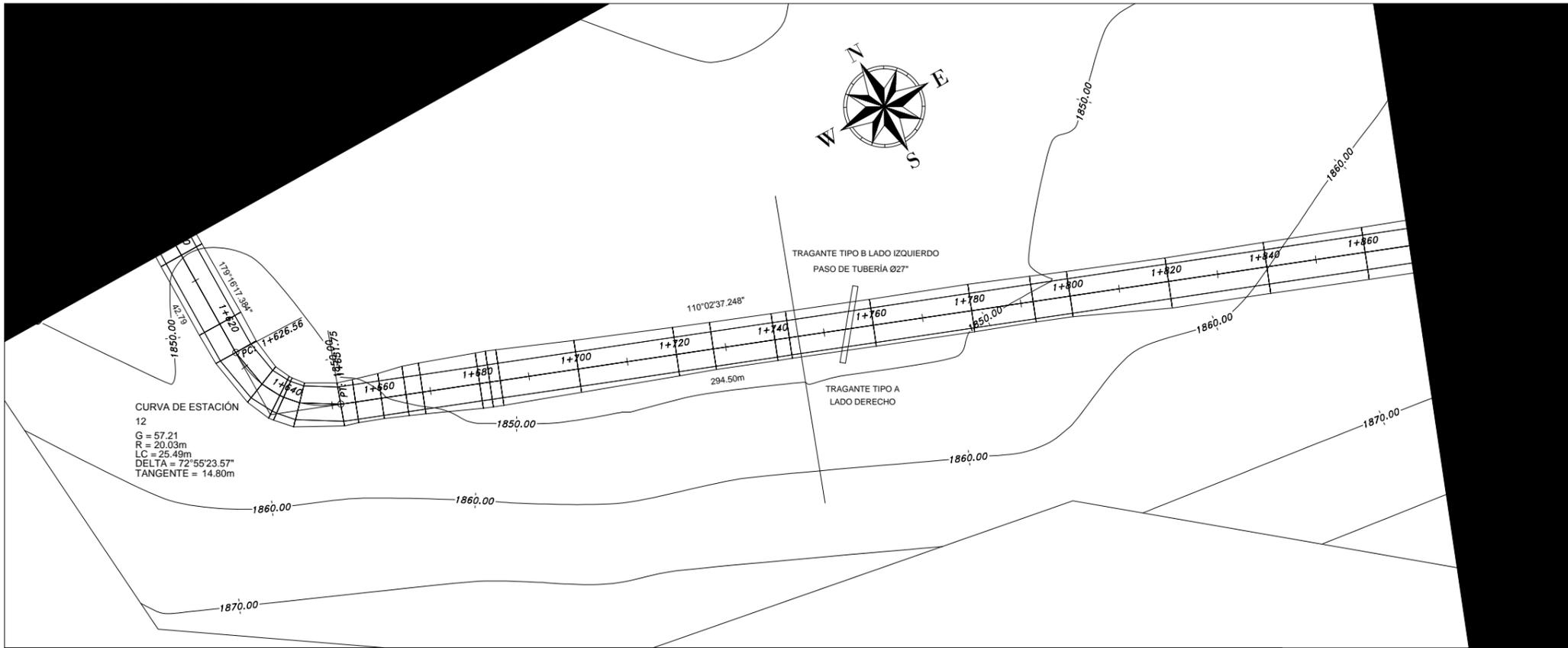
FECHA:
 MARZO 2014

Inga. Mayra García de Sierra
 Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil

Sr. Diego Ixmátá González
 Alcalde municipal

Ing. Silvio Rodríguez Serrano
 Alcalde municipal

HOJA No.
 7 / 18




UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
"DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"

UBICACIÓN:
SAN PEDRO LA LAGUNA
DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO:
PLANTA Y PERFIL DE CARRETERA
1+600 A 1+870

DISEÑO:
MARIO ENRIQUE
REYES CARDENAS

CÁLCULO:
MARIO ENRIQUE
REYES CARDENAS

REVISÓ:
INGA. MAYRA GARCÍA
DE SIERRA

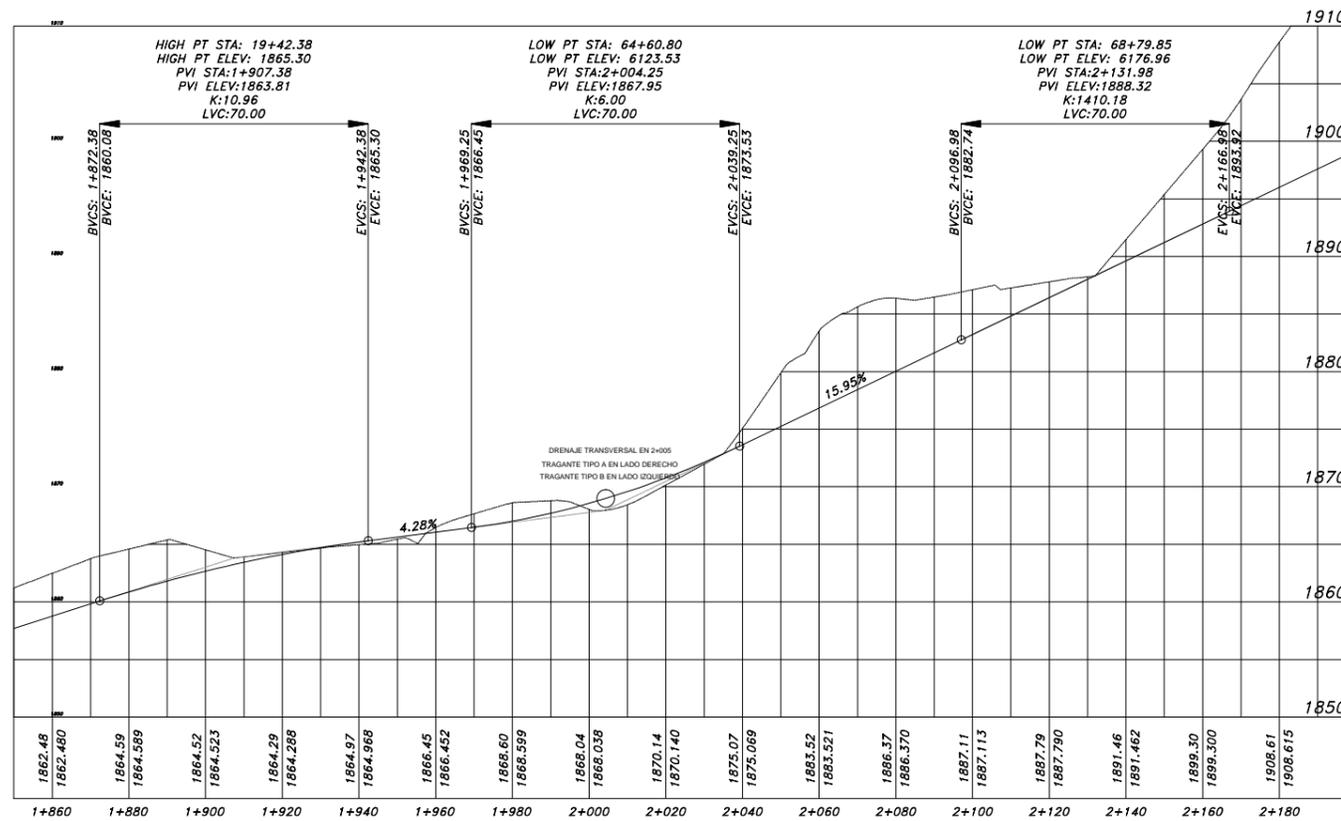
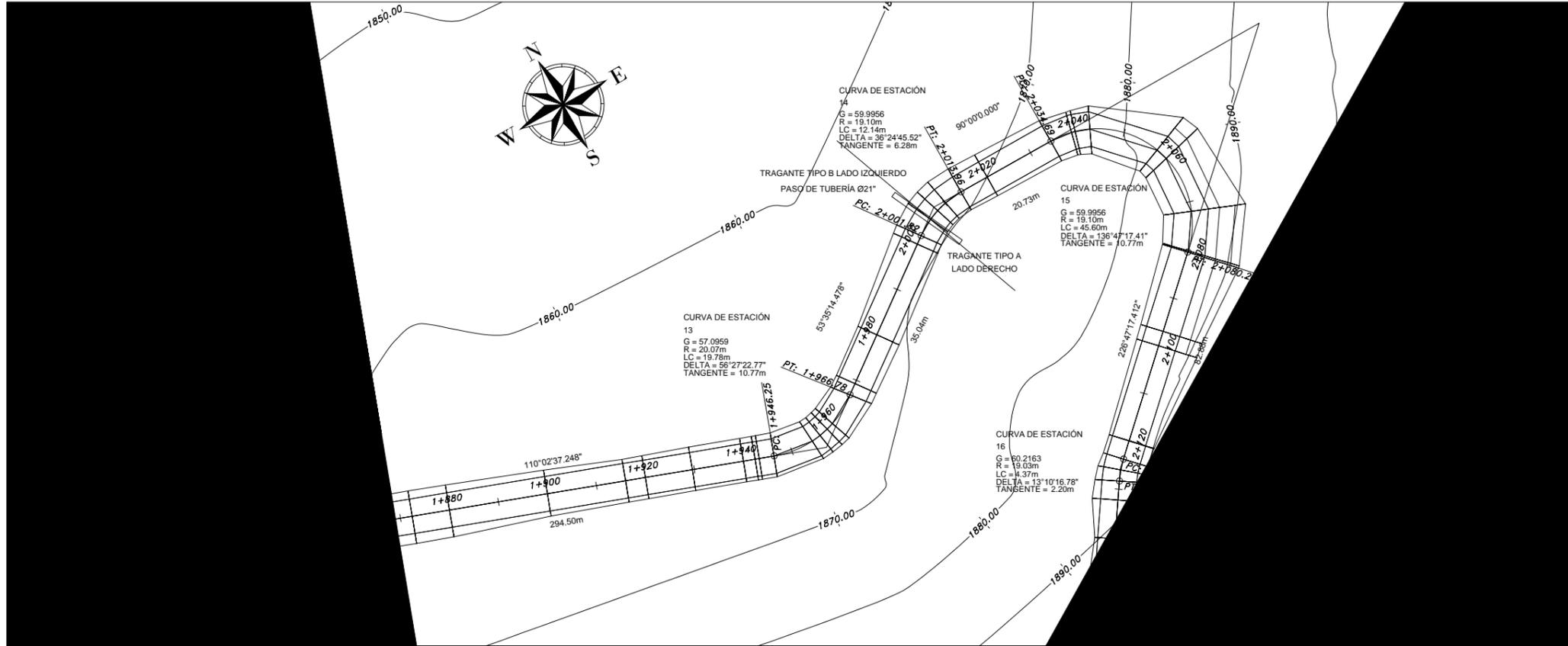
DIBUJO:
MARIO ENRIQUE
REYES CARDENAS

APROBÓ:
USAC-EPS

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
MARZO 2014

Inga. Mayra García de Sierra Sr. Diego Ixmátá González Ing. Silvio Rodríguez Serrano
 Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil Alcalde municipal Alcalde municipal



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
 "DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"

UBICACIÓN:
 SAN PEDRO LA LAGUNA
 DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO:
 PLANTA Y PERFIL DE CARRETERA
 1+870 A 2+135

DISEÑO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

CÁLCULO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

REVISÓ:
 INGA. MAYRA GARCÍA
 DE SIERRA

DIBUJO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

APROBÓ:
USAC-EPS

ESCALA:
 INDICADA

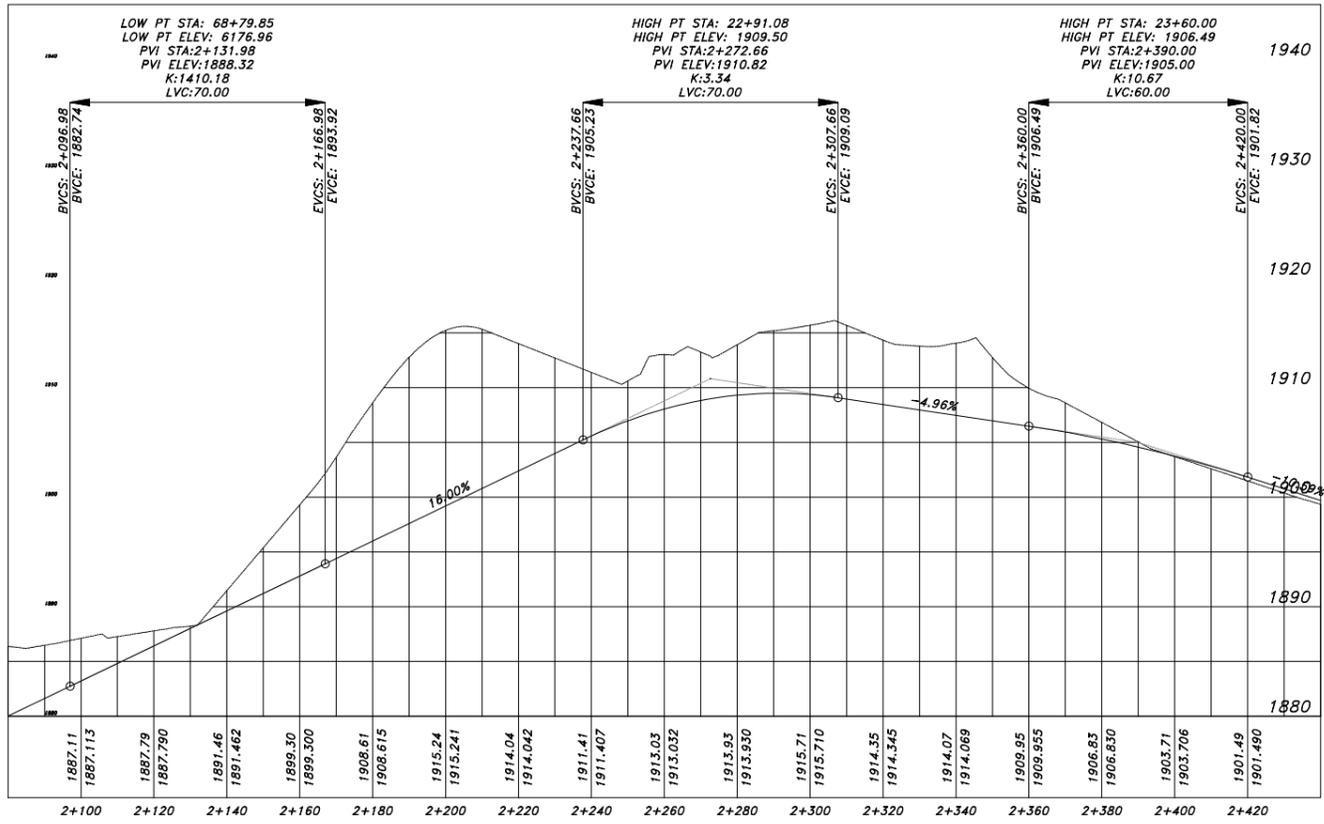
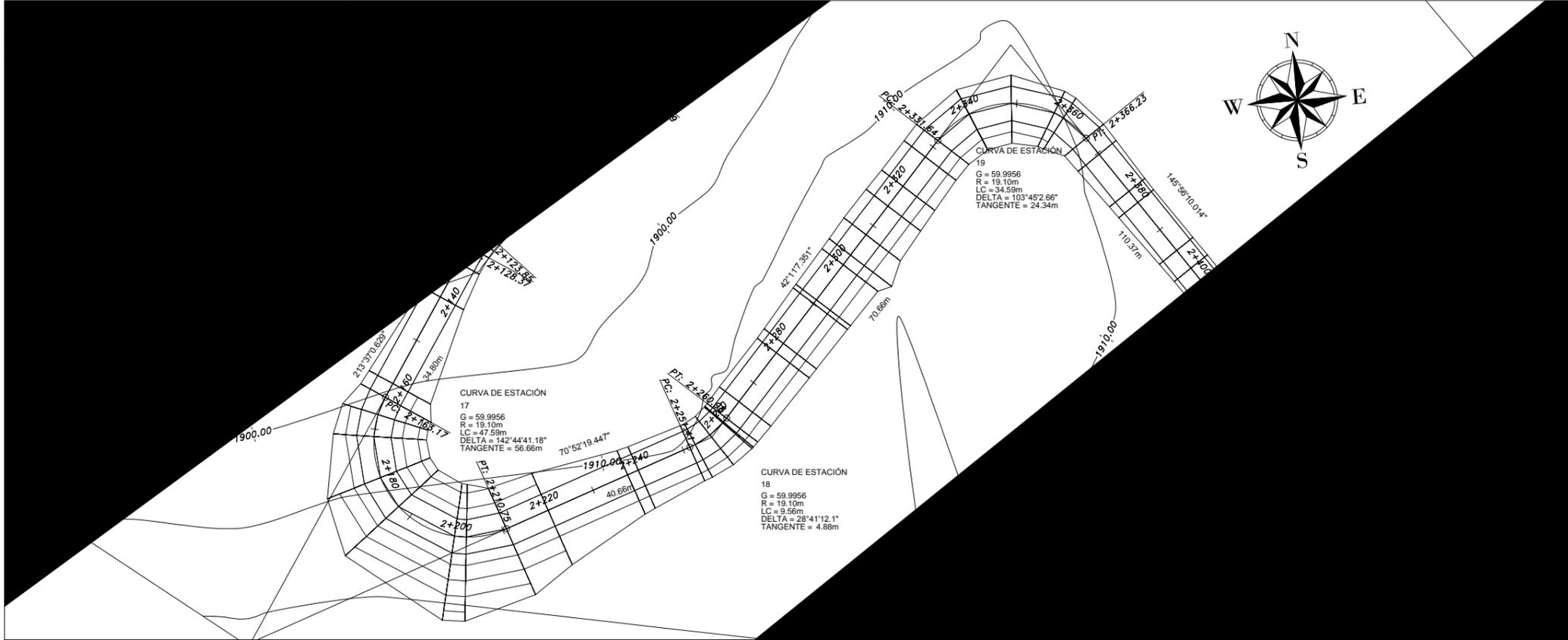
FECHA:
 MARZO 2014

Inga. Mayra García de Sierra
 Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil

Sr. Diego Ixmátá González
 Alcalde municipal

Ing. Silvio Rodríguez Serrano
 Alcalde municipal

HOJA No.
 9 / 18





UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
 "DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"

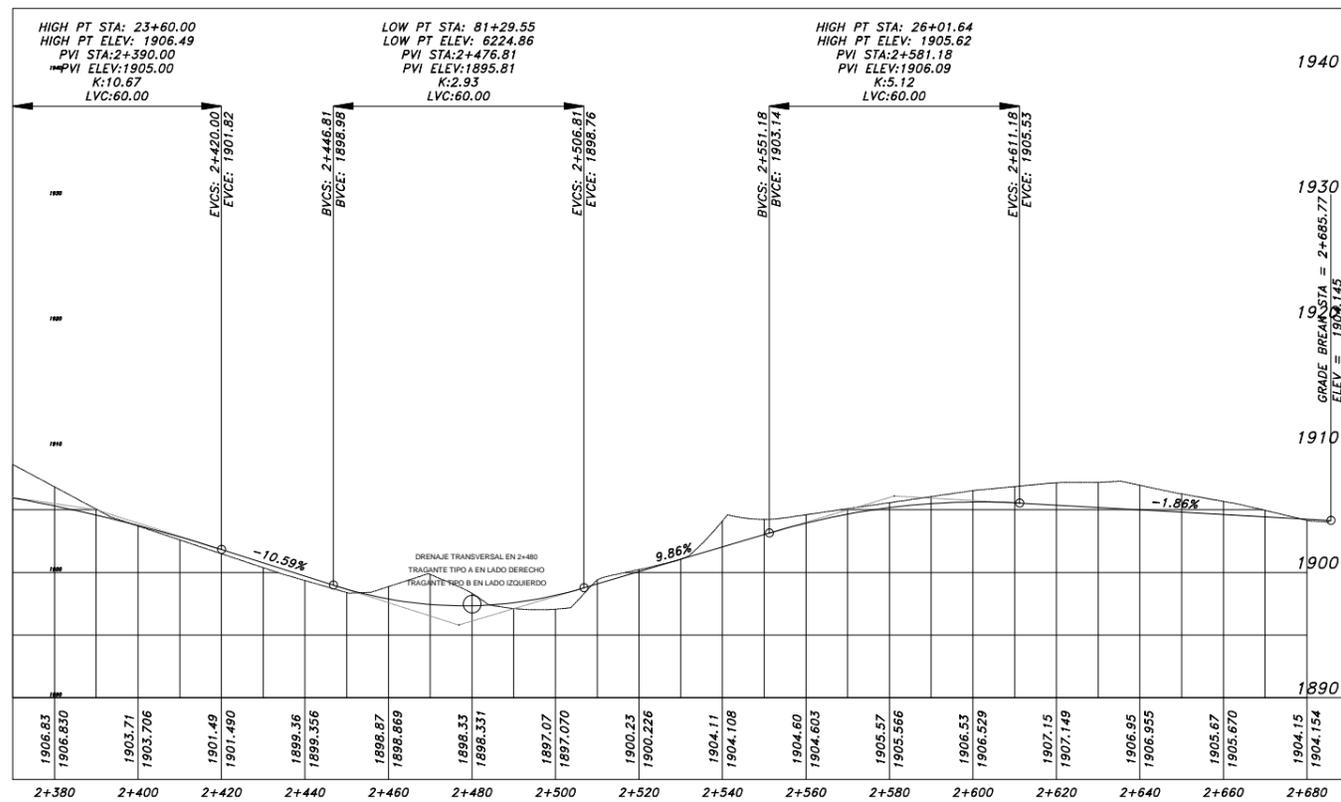
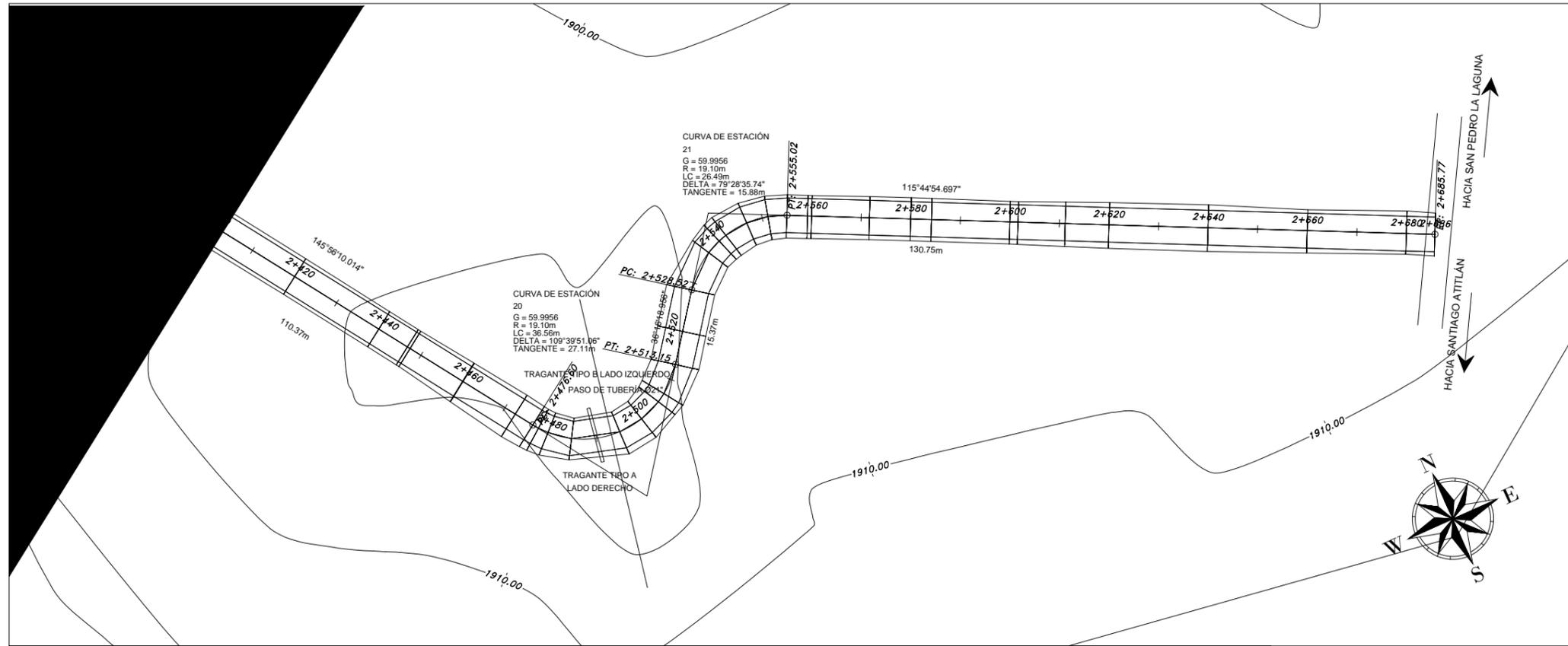
UBICACIÓN: SAN PEDRO LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL DE CARRETERA 2+135 A 2+400

DISEÑO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS	CÁLCULO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS	REVISÓ: INGA. MAYRA GARCÍA DE SIERRA	DIBUJO: MARIO ENRIQUE REYES CARDENAS
APROBÓ: USAC-EPS		ESCALA: INDICADA	FECHA: MARZO 2014

HOJA No. **10** / **18**

Inga. Mayra García de Sierra, Sr. Diego Ixmátá González, Ing. Silvio Rodríguez Serrano
 Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil, Alcalde municipal, Alcalde municipal



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
 "DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"

UBICACIÓN:
 SAN PEDRO LA LAGUNA
 DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO:
 PLANTA Y PERFIL DE CARRETERA
 2+435 A 2+685

DISEÑO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

CÁLCULO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

REVISÓ:
 INGA. MAYRA GARCÍA
 DE SIERRA

DIBUJO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

APROBÓ:
USAC-EPS

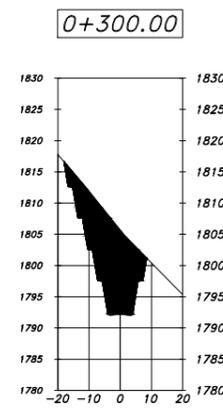
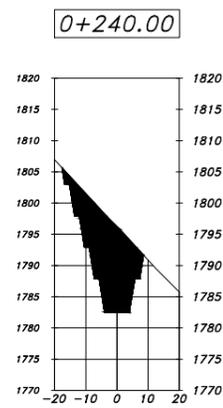
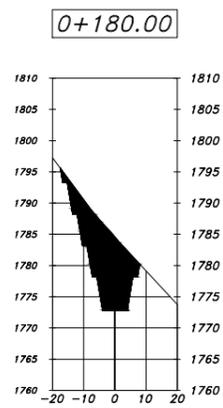
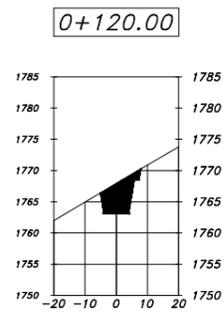
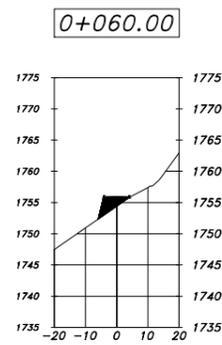
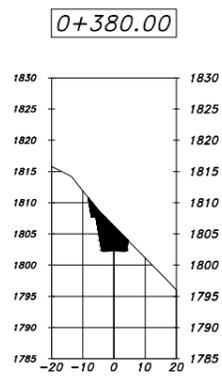
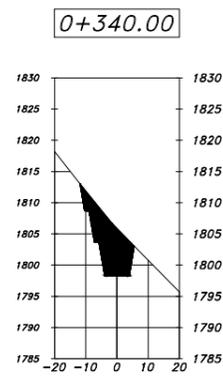
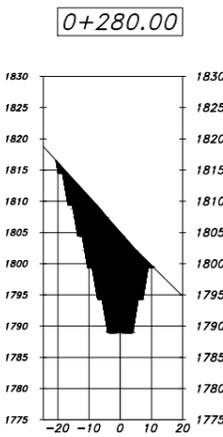
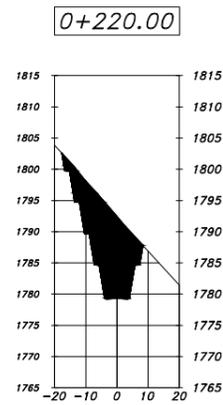
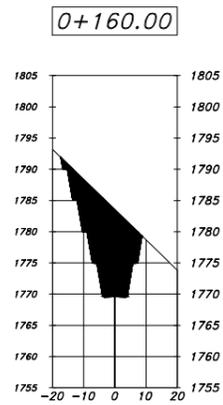
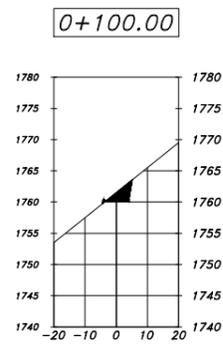
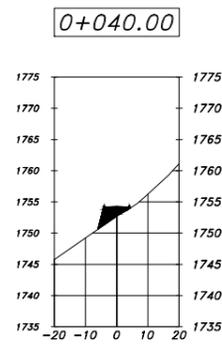
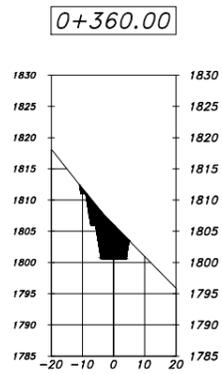
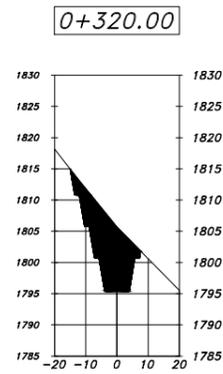
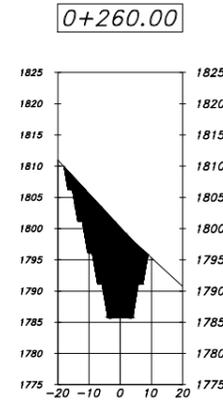
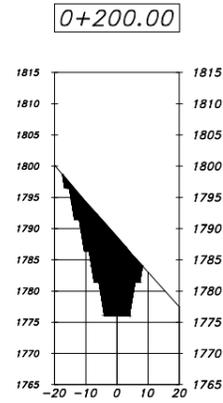
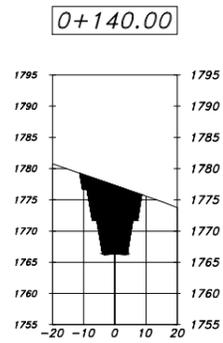
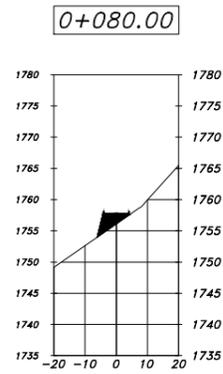
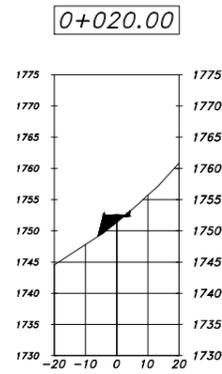
ESCALA:
 INDICADA

FECHA:
 MARZO 2014

Inga. Mayra García de Sierra
 Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil

Sr. Diego Ixmátá González
 Alcalde municipal

Ing. Silvio Rodríguez Serrano
 Alcalde municipal



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
 "DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"

UBICACIÓN:
 SAN PEDRO LA LAGUNA
 DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO:
 PLANTA Y PERFIL DE CARRETERA
 SECCIONES

DISEÑO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

CÁLCULO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

REVISÓ:
 INGA. MAYRA GARCÍA
 DE SIERRA

DIBUJO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

APROBÓ:
USAC-EPS

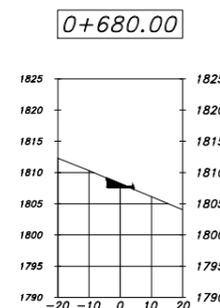
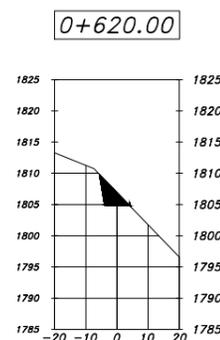
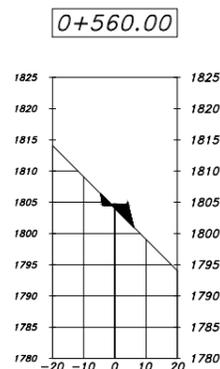
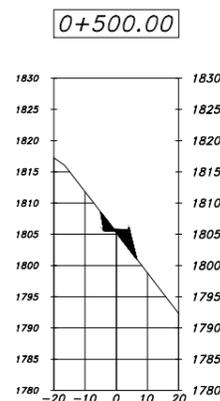
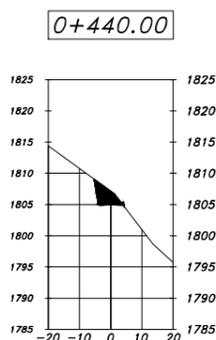
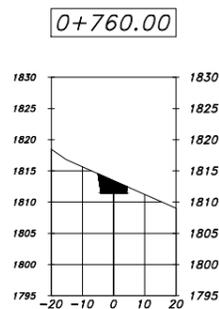
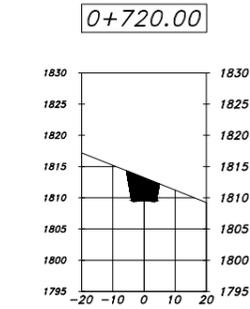
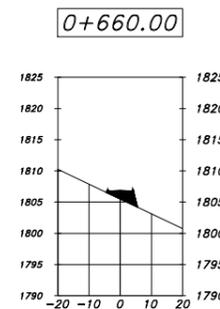
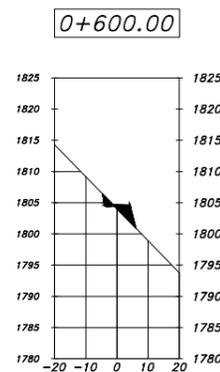
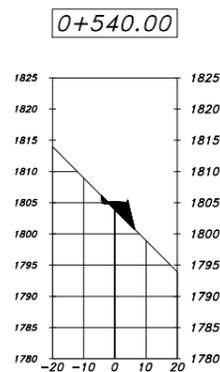
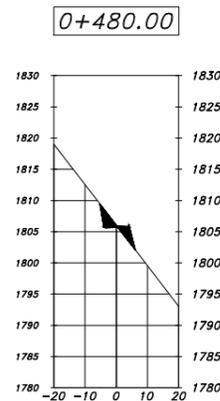
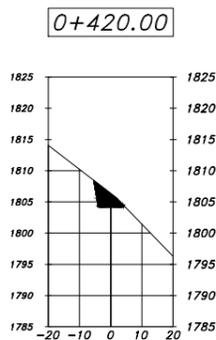
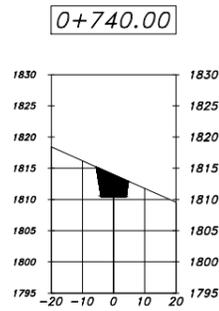
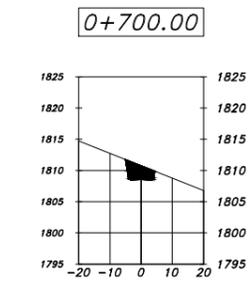
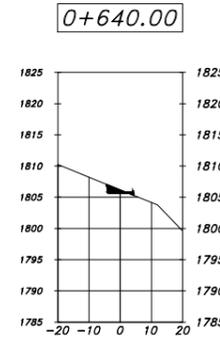
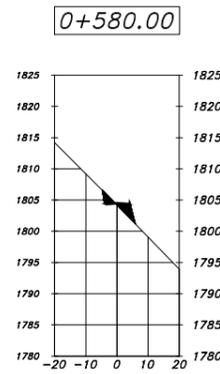
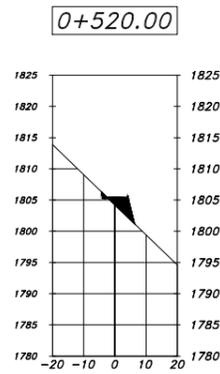
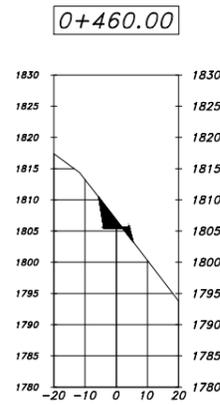
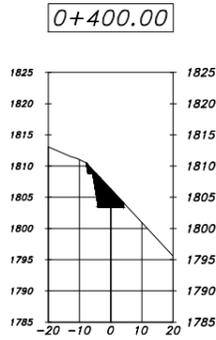
ESCALA:
 INDICADA

FECHA:
 MARZO 2014

Ing. Mayra García de Sierra
 Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil

Sr. Diego Ixmátá González
 Alcalde municipal

Ing. Silvio Rodríguez Serrano
 Alcalde municipal



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
 "DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"

UBICACIÓN:
 SAN PEDRO LA LAGUNA
 DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO:
 PLANTA Y PERFIL DE CARRETERA
 SECCIONES

DISEÑO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

CÁLCULO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

REVISÓ:
 INGA. MAYRA GARCÍA
 DE SIERRA

DIBUJO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

APROBÓ:
USAC-EPS

ESCALA:
 INDICADA

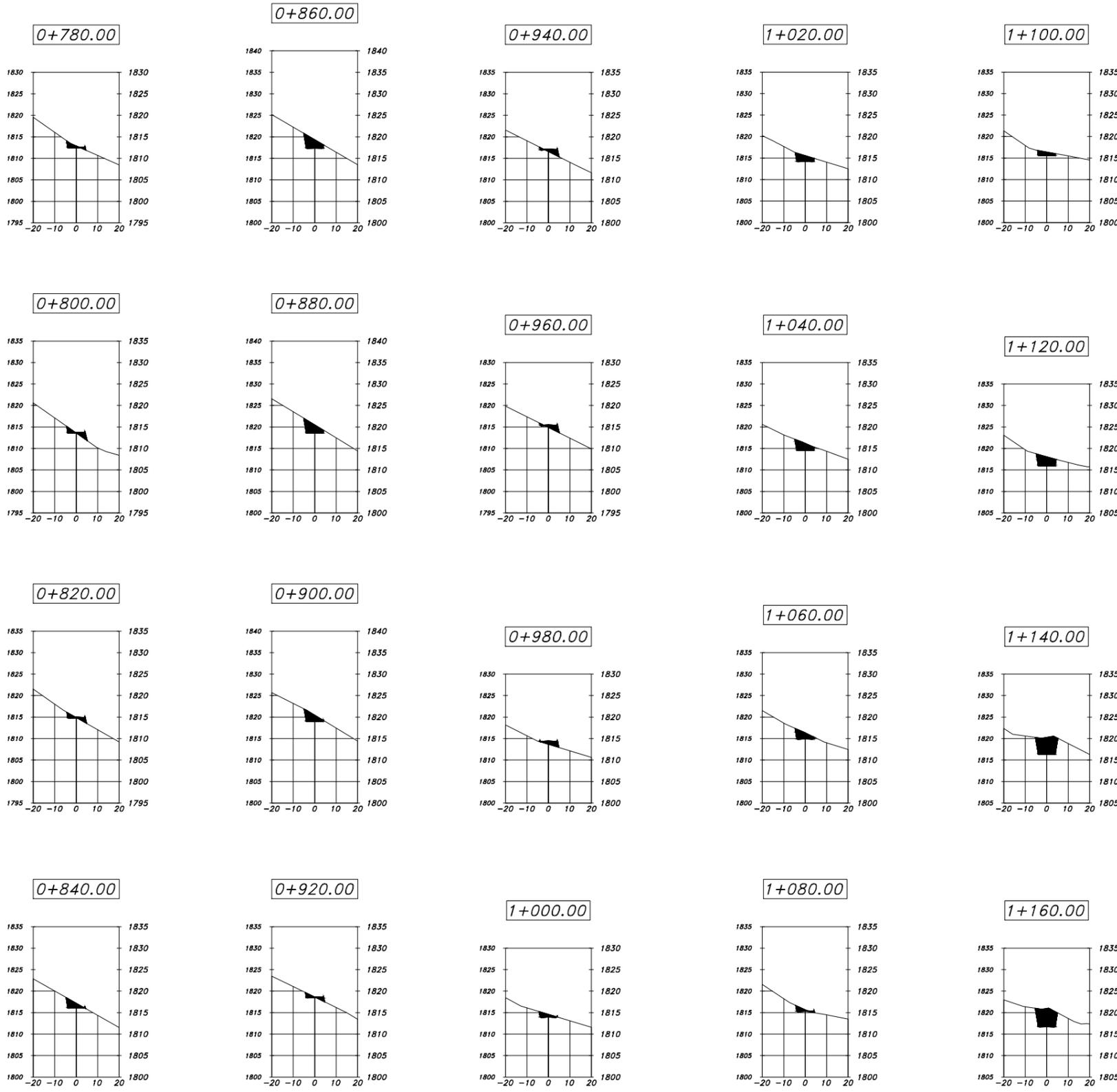
FECHA:
 MARZO 2014

Ing. Mayra García de Sierra
 Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil

Sr. Diego Ixmátá González
 Alcalde municipal

Ing. Silvio Rodríguez Serrano
 Alcalde municipal

HOJA No.
13 / **18**




UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
"DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"

UBICACIÓN:
SAN PEDRO LA LAGUNA
DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO:
PLANTA Y PERFIL DE CARRETERA
SECCIONES

DISEÑO:
MARIO ENRIQUE
REYES CARDENAS

CÁLCULO:
MARIO ENRIQUE
REYES CARDENAS

REVISÓ:
INGA. MAYRA GARCÍA
DE SIERRA

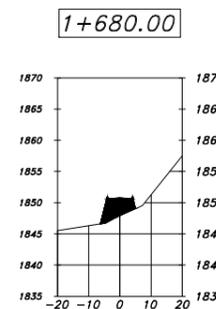
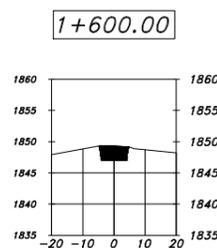
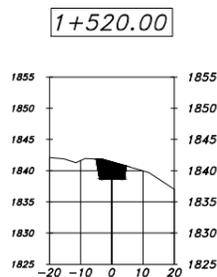
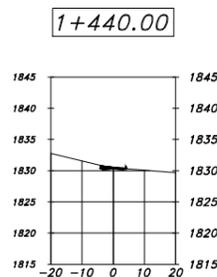
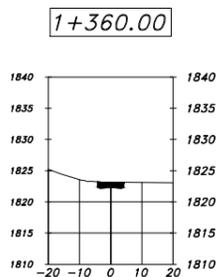
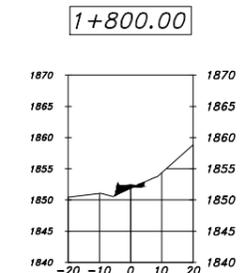
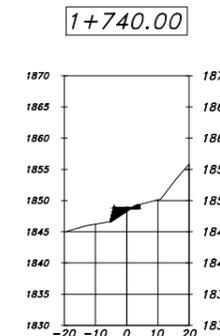
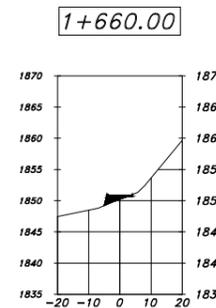
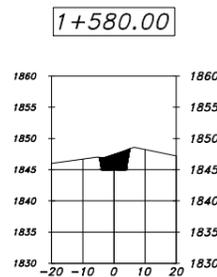
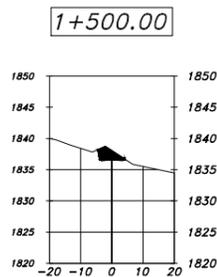
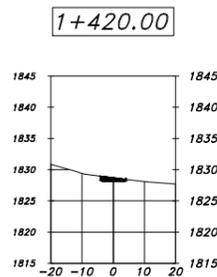
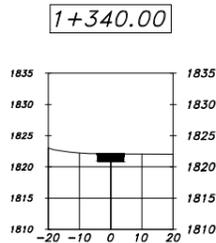
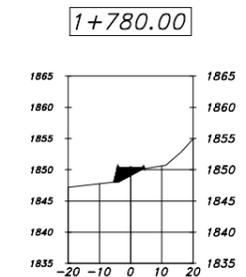
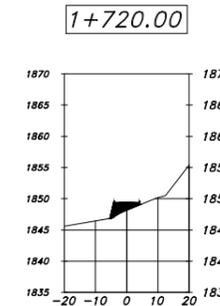
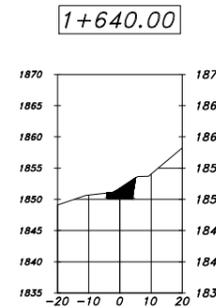
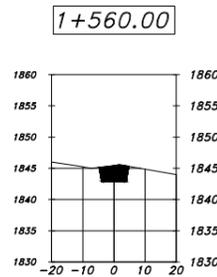
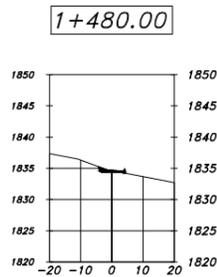
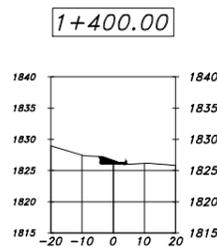
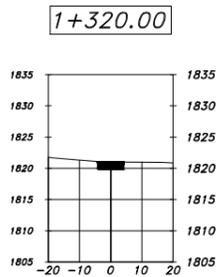
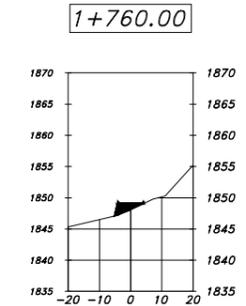
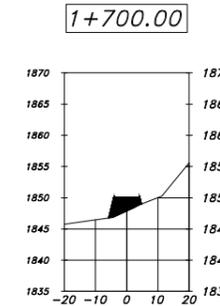
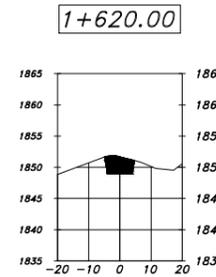
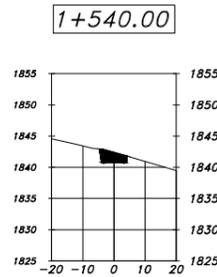
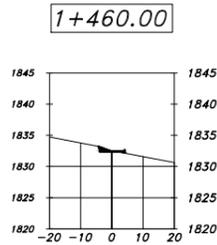
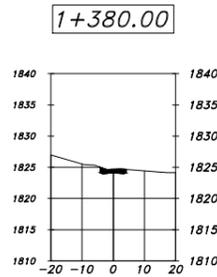
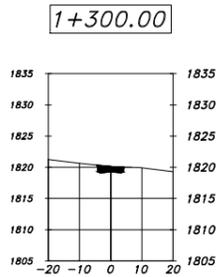
DIBUJO:
MARIO ENRIQUE
REYES CARDENAS

APROBÓ:
USAC-EPS

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
MARZO 2014

Inga. Mayra García de Sierra Sr. Diego Ixmátá González Ing. Silvio Rodríguez Serrano
 Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil Alcalde municipal Alcalde municipal



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
"DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"

UBICACIÓN:
SAN PEDRO LA LAGUNA
DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO:
PLANTA Y PERFIL DE CARRETERA
SECCIONES

DISEÑO:
MARIO ENRIQUE
REYES CARDENAS

CÁLCULO:
MARIO ENRIQUE
REYES CARDENAS

REVISÓ:
INGA. MAYRA GARCÍA
DE SIERRA

DIBUJO:
MARIO ENRIQUE
REYES CARDENAS

APROBÓ:
USAC-EPS

ESCALA:
INDICADA

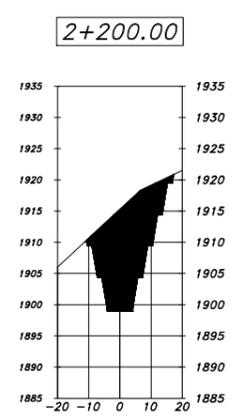
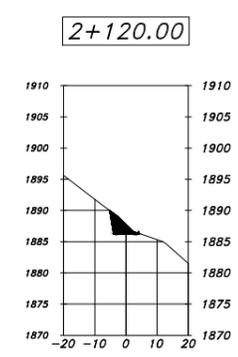
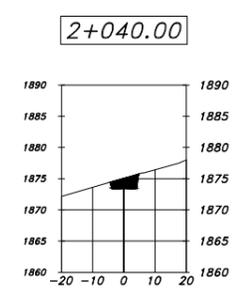
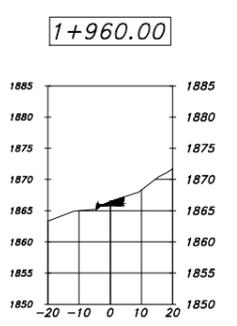
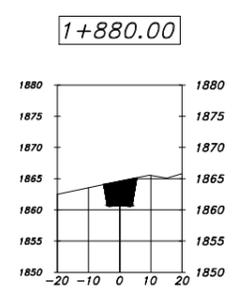
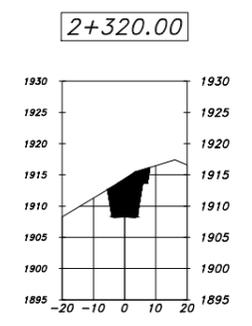
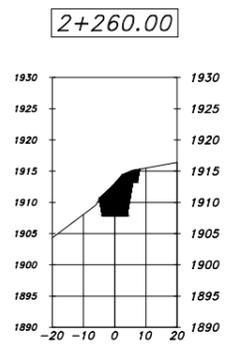
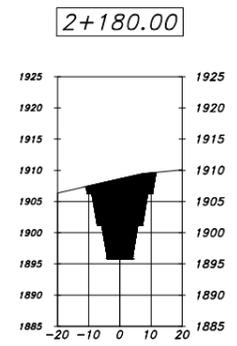
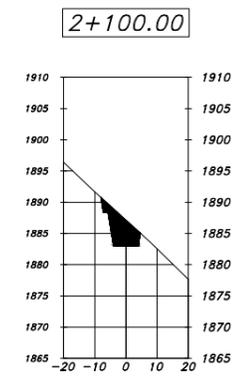
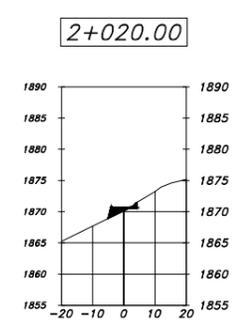
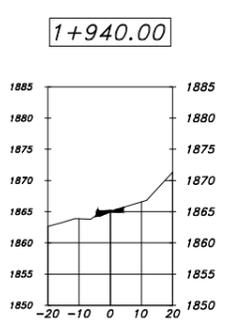
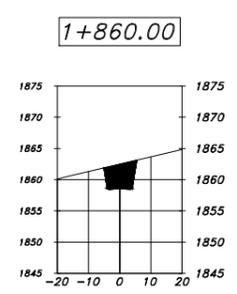
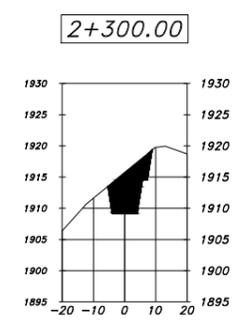
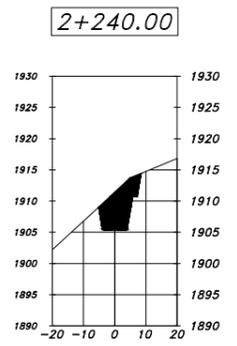
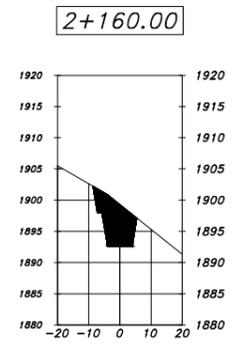
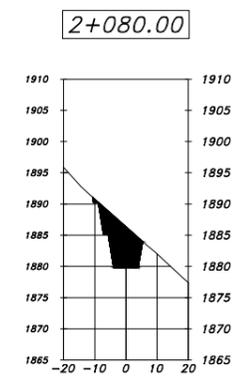
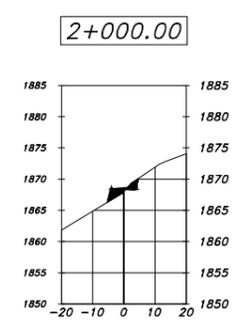
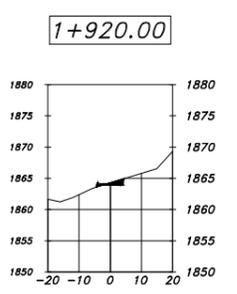
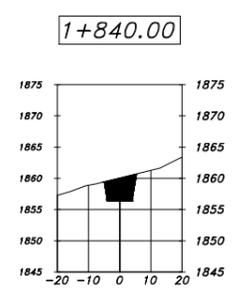
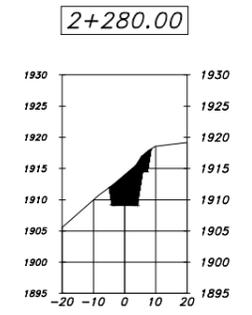
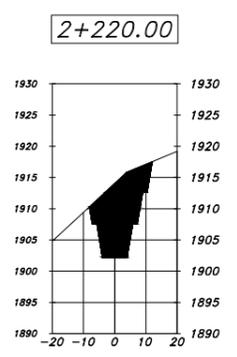
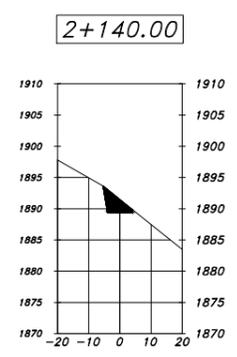
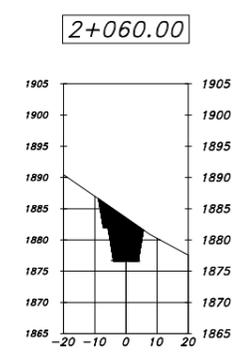
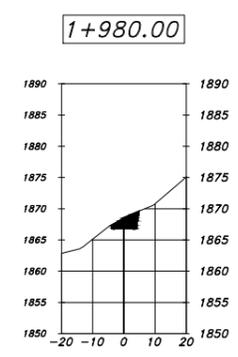
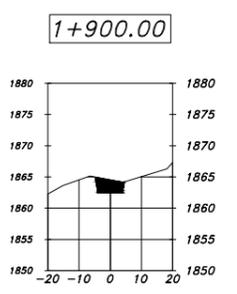
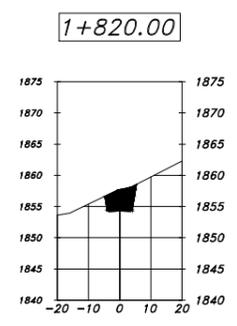
FECHA:
MARZO 2014

Inga. Mayra García de Sierra
Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil

Sr. Diego Ixmátá González
Alcalde municipal

Ing. Silvio Rodríguez Serrano
Alcalde municipal

HOJA No.
15
18



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
 "DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"

UBICACIÓN:
 SAN PEDRO LA LAGUNA
 DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO:
 PLANTA Y PERFIL DE CARRETERA
 SECCIONES

DISEÑO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

CÁLCULO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

REVISÓ:
 INGA. MAYRA GARCÍA
 DE SIERRA

DIBUJO:
 MARIO ENRIQUE
 REYES CARDENAS

APROBÓ:
USAC-EPS

ESCALA:
 INDICADA

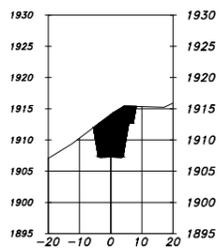
FECHA:
 MARZO 2014

Inga. Mayra García de Sierra
 Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil

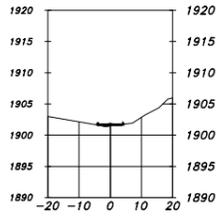
Sr. Diego Ixmata González
 Alcalde municipal

Ing. Silvio Rodríguez Serrano
 Alcalde municipal

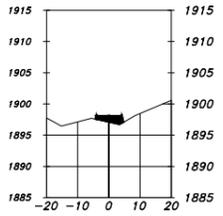
2+340.00



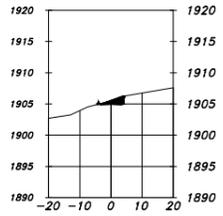
2+420.00



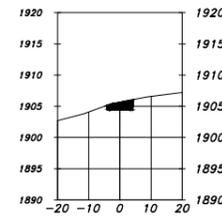
2+500.00



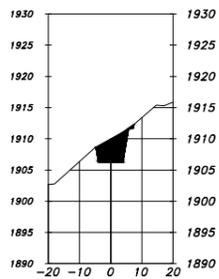
2+580.00



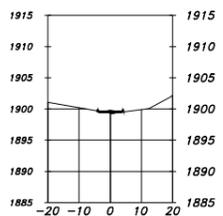
2+660.00



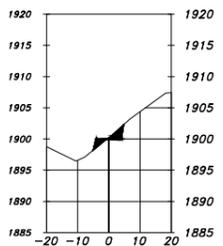
2+360.00



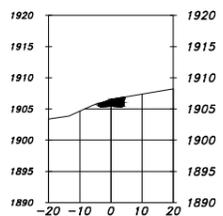
2+440.00



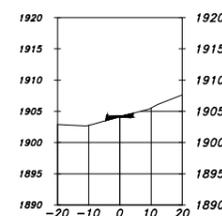
2+520.00



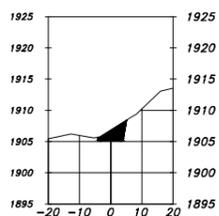
2+600.00



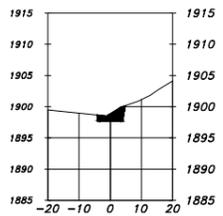
2+680.00



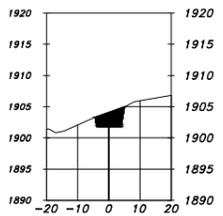
2+380.00



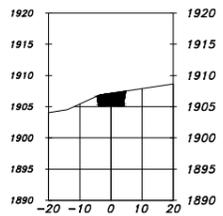
2+460.00



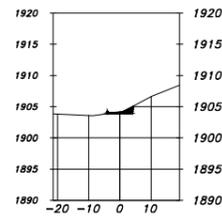
2+540.00



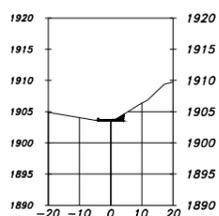
2+620.00



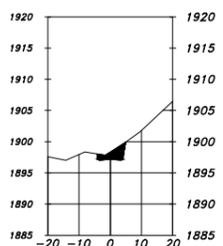
2+685.45



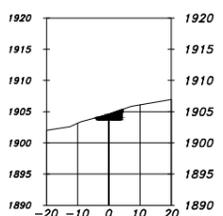
2+400.00



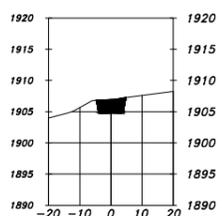
2+480.00



2+560.00



2+640.00



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
"DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"

UBICACIÓN:
SAN PEDRO LA LAGUNA
DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO:
PLANTA Y PERFIL DE CARRETERA
SECCIONES

DISEÑO:
MARIO ENRIQUE
REYES CARDENAS

CÁLCULO:
MARIO ENRIQUE
REYES CARDENAS

REVISÓ:
INGA. MAYRA GARCÍA
DE SIERRA

DIBUJO:
MARIO ENRIQUE
REYES CARDENAS

APROBÓ:
USAC-EPS

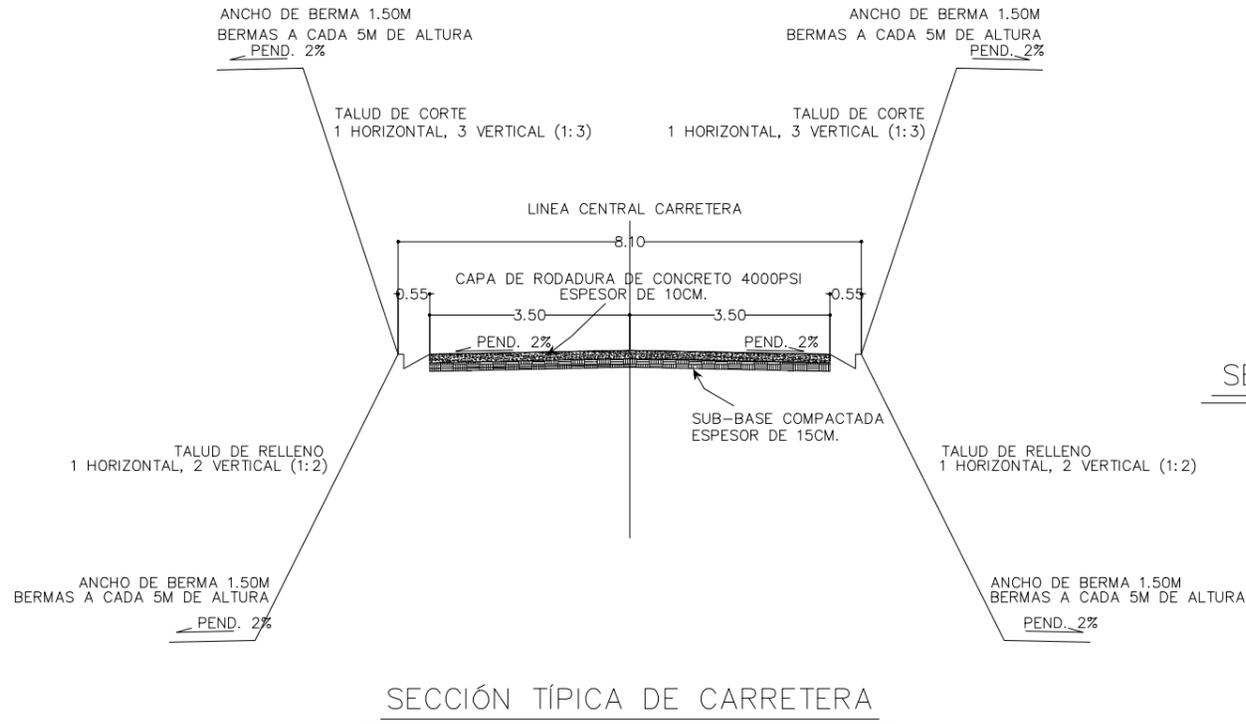
ESCALA:
INDICADA

FECHA:
MARZO 2014

Ing. Mayra García de Sierra
Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil

Sr. Diego Ixmátá González
Alcalde municipal

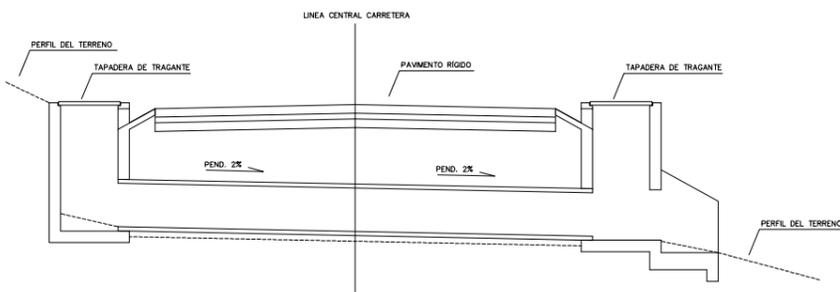
Ing. Silvio Rodríguez Serrano
Alcalde municipal



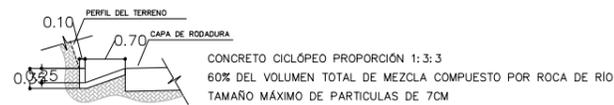
SECCIÓN TÍPICA DE CARRETERA

NOTAS:

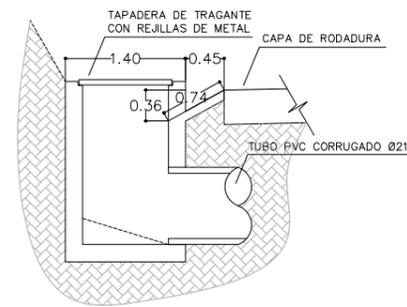
EL CONCRETO EMPLEADO PARA LA CARPETA DE RODADURA DEBERÁ TENER UNA RESISTENCIA MÍNIMA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS DE 4000 PSI (280 KG/CM²)
 LA PROPORCIÓN VOLUMÉTRICA SERÁ DE 1:1 1/2:1 1/2 (CEMENTO:ARENA:GRAVA)
 DEBERÁN EMPLEARSE JUNTAS LONGITUDINALES EN UNA DISTANCIA NO MAYOR A 3.80M CON UNA PROFUNDIDAD MÍNIMA DE 4CM.
 TANTO EN TALUDES COMO EN TERRAPLENES SE RECOMIENDA INSTALAR UNA CUBIERTA VEGETAL PARA UNA MAYOR ESTABILIZACIÓN
 LA PROFUNDIDAD MÍNIMA DE LA TUBERÍA TRANSVERSAL MEDIDA DESDE LA SUB-RASANTE DEBERÁ SER DE 1.20M
 POR DEBAJO DE LA TUBERÍA TRANSVERSAL DEBERÁ COLOCARSE UNA CAPA DE MATERIAL SELECTO COMPACTADO DE 10 CM DE ESPESOR.



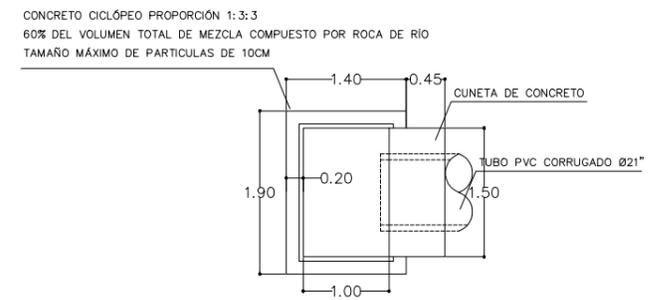
SECCIÓN TÍPICA DE DRENAJE TRANSVERSAL



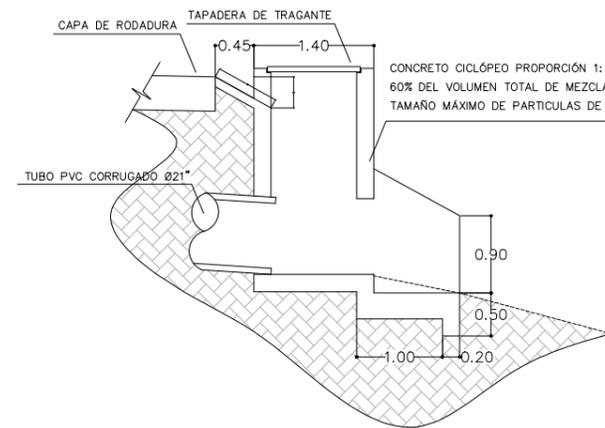
SECCIÓN TÍPICA DE CUNETA



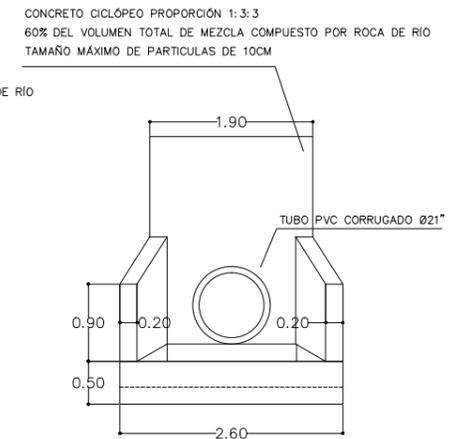
SECCIÓN TRAGANTE TIPO A



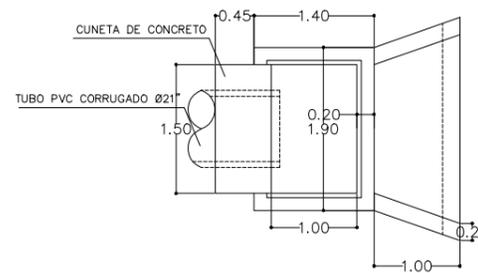
PLANTA TRAGANTE TIPO A



SECCIÓN TRAGANTE TIPO B



ELEVACIÓN TRAGANTE TIPO B



PLANTA TRAGANTE TIPO B



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
"DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"

UBICACIÓN:
SAN PEDRO LA LAGUNA
DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

CONTENIDO:
DETALLES ESTRUCTURALES

DISEÑO:
MARIO ENRIQUE
REYES CARDENAS

CÁLCULO:
MARIO ENRIQUE
REYES CARDENAS

REVISÓ:
INGA. MAYRA GARCÍA
DE SIERRA

DIBUJO:
MARIO ENRIQUE
REYES CARDENAS

APROBÓ:
USAC-EPS

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
MARZO 2014

Ing. Mayra García de Sierra
Asesor Supervisor EPS Ingeniería Civil

Sr. Diego Ixmátá González
Alcalde municipal

Ing. Silvio Rodríguez Serrano
Alcalde municipal

HOJA No.
18
18