



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

**DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE ESCUELA PRIMARIA DEL CASERÍO CHI
IXIM Y DRENAJE SANITARIO DEL CASERÍO POZO VIVO, EN EL
MUNICIPIO DE TACTIC, ALTA VERAPAZ**

Kenny Edward Paz Ortega

Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, mayo de 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



**DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE ESCUELA PRIMARIA DEL CASERÍO CHI
IXIM Y DRENAJE SANITARIO DEL CASERÍO POZO VIVO, EN EL
MUNICIPIO DE TACTIC, ALTA VERAPAZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA

FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

KENNY EDWARD PAZ ORTEGA

ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MAYO DE 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE LA JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarez
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
EXAMINADOR	Ing. Angel Roberto Sic García
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE ESCUELA PRIMARIA DEL CASERÍO CHI IXIM Y DRENAJE SANITARIO DEL CASERÍO POZO VIVO, EN EL MUNICIPIO DE TACTIC, ALTA VERAPAZ,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 17 de abril de 2006.

Kenny Edward Paz Ortega

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios** Por estar conmigo en todo momento, darme sabiduría, guiarme, protegerme y permitirme lograr este triunfo.
- Mis padres** Edgar Eduardo Paz Ocaña
Cecilia Alicia Ortega de Paz
Quienes con su amor, enseñanza, apoyo, dedicación, y la ayuda de Dios, han logrado hacer de mí, lo que ahora soy.
- Mi tía Zoyla Maddaleno** Gracias por su amor, confianza, apoyo y consejos.
- Mis amigos y compañeros** Por los momentos compartidos y el apoyo brindado en distintas actividades.
- Ing. Luis Alfaro Véliz** Por su colaboración y apoyo, como asesor y supervisor.
- La Universidad de San Carlos de Guatemala** Por abrirme las puertas del saber y así poder cumplir una de mis metas.
- La Municipalidad de la Villa de Tactic** Por permitirme realizar mi Ejercicio Profesional Supervisado.
- Mis amigos de Tactic** Por hacer de mi estancia en ese lugar, una de las experiencias más gratificantes en mi vida.

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Fuente de toda sabiduría
Mis padres	Edgar Eduardo Paz Ocaña Cecilia Alicia Ortega de Paz
Mis abuelitas	Antonia Medina García Marta Ocaña Contreras
Mis hermanos	José Manuel Paz Ortega Paola Martha Alicia Paz Ortega Madelin Lucía Paz Ortega
Mis tíos y primos en general, en especial a	Tía Zoila Maddaleno Tía Griselda Paz de Paredes
Mis amigos y compañeros, en especial a	Enrique Acevedo, Nery Contreras, Mayly Gómez, José Letona, Carlos Medina, Pablo Montes, Sindy Paz, Israel Peinado, Sindy Urizar
Mis amigos del Big Rancho	Ana Lucía Canahuí, Ada Lilian Cruz, César Cruz, Adolfo Duarte, Ronald Estrada, Xavier Gálvez, Félix Guerra, Iveth Guerra, Carlos Nájera, Gerardo Robles, Andrea Rodas, Cecilia Ruiz, Astrid Ucelo
Mi patria	Guatemala

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	VII
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XVII
OBJETIVOS	XIX
INTRODUCCIÓN	XXI
1. FASE DE INVESTIGACIÓN: MONOGRAFÍA DEL LUGAR	1
1.1. Aspectos geográficos del municipio y de las comunidades	1
1.1.1. Límites y localización	1
1.1.2. Vías de comunicación	1
1.1.3. Topografía	2
1.1.4. Aspectos climáticos	2
1.1.5. Tipos de suelo	2
1.1.6. Hidrografía	2
1.1.7. Flora y fauna	3
1.2. Aspectos socioculturales comunitarios	4
1.2.1. Población	4
1.2.2. Grupos étnicos	4
1.2.3. Idioma	5
1.2.4. Religión	5
1.3. Infraestructura	5
1.3.1. Servicios	5
1.3.1.1. Salud	6
1.3.1.2. Educación	6

1.3.2. Condiciones sanitarias	6
1.4. Aspectos económicos	6
1.4.1. Producción agrícola	6
1.4.2. Producción artesanal	7
1.4.3. Ganadería	7
1.5. Principales necesidades de las comunidades	7
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	9
2.1. Diseño y planificación de escuela primaria del caserío Chi Ixim, del municipio de Tactic, Alta Verapaz	9
2.1.1. Investigación preliminar	9
2.1.1.1. Antecedentes	9
2.1.1.2. Reconocimiento del terreno	9
2.1.1.3. Capacidad de alumnos	9
2.1.1.4. Tipo de estructura a diseñar	10
2.1.2. Distribución arquitectónica	10
2.1.2.1. Predimensionamiento del edificio	11
2.1.2.2. Dimensionamiento de elementos	11
2.1.2.2.1. Vigas	11
2.1.2.2.2. Columnas	11
2.1.2.2.3. Losas	12
2.1.2.3. Distribución de cargas gravitacionales	13
2.1.2.4. Cargas horizontales en marcos rígidos	14
2.1.3. Análisis estructural	21
2.1.3.1. Modelo matemático	22
2.1.3.2. Diseño de marcos por el método de Kani	22
2.1.3.3. Momentos máximos por envolventes	30
2.1.4. Diseño de elementos	33
2.1.4.1. Losas	34
2.1.4.2. Vigas	41

2.1.4.3.	Columnas	45
2.1.4.4.	Zapatas	55
2.1.4.4.	Gradas	60
2.1.5.	Integración de costos	59
2.1.6.	Cronograma de ejecución	60
2.2.	Diseño y planificación de red de drenaje sanitario del caserío Pozo Vivo, del municipio de Tactic, Alta Verapaz	63
2.2.1.	Descripción del proyecto	63
2.2.2.	Estudios topográficos	63
2.2.2.1.	Planimetría	63
2.2.2.2.	Altimetría	64
2.2.2.3.	Determinación de ruta	65
2.2.3.	Período de diseño	65
2.2.4.	Consideraciones para diseño de la red de drenaje	65
2.2.4.1.	Dotación	65
2.2.4.2.	Población actual y futura	65
2.2.4.3.	Velocidad de flujo	66
2.2.5.	Caudal sanitario	66
2.2.5.1.	Caudal domiciliar	66
2.2.5.1.1.	Factor de retorno	67
2.2.5.2.	Caudal de conexiones ilícitas	67
2.2.5.3.	Caudal de infiltración	67
2.2.5.4.	Caudal comercial	68
2.2.5.5.	Factor de caudal medio	68
2.2.5.6.	Factor de <i>Harmond</i>	69
2.2.5.7.	Determinación de caudal sanitario	69
2.2.6.	Velocidades mínimas y máximas	69
2.2.7.	Diámetros de tuberías	70

2.2.8.	Pozos de visita	70
2.2.9.	Conexiones domiciliarias	71
2.2.9.1.	Candela	71
2.2.9.2.	Tubería secundaria	71
2.2.9.3.	Diseño de la red de drenaje	72
2.2.10.	Integración de costos	76
2.2.11.	Cronograma de ejecución	78
2.2.12.	Estudio de Impacto Ambiental	79
2.2.12.1.	Identificación de los impactos	79
2.2.12.2.	Medidas de mitigación	80
2.2.13.	Estudio Socioeconómico	81
2.2.13.1.	Valor Presente Neto (VPN)	81
2.2.13.2.	Tasa Interna de Retorno (TIR)	82
CONCLUSIONES		85
RECOMENDACIONES		87
BIBLIOGRAFÍA		89
APÉNDICE		91
ANEXO		113

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Planta típica, edificio	12
2	Modelo matemático, marco rígido típico sentido X	14
3	Modelo matemático, marco rígido típico sentido Y	14
4	Mapa de macrozonificación sísmica de la República de Guatemala	16
5	Planta típica (niveles 1 y 2) de distribución de marcos rígidos	19
6	Diagrama de momentos (Kg.m), carga muerta - marco rígido X	28
7	Diagrama de momentos (Kg.m), carga viva - marco rígido X	28
8	Diagrama de momentos (Kg.m), fuerza sísmica - marco rígido	28
9	Diagrama de momentos (Kg.m), carga muerta – marco rígido Y	29
10	Diagrama de momentos (Kg.m), carga viva – marco rígido Y	29
11	Diagrama de momentos (Kg.m), fuerza sísmica – marco rígido Y	30
12	Diagrama de momentos últimos (Kg.m), marco rígido X	31
13	Diagrama de momentos últimos (Kg.m), marco rígido Y	31
14	Diagrama de cortes últimos (Kg), marco rígido X	32
15	Diagrama de cortes últimos (Kg), marco rígido Y	33
16	Planta típica de losas, edificio	35
17	Planta de momentos actuantes en losas típicas, nivel 1	37
18	Esquema de ingresos y egresos económicos para el proyecto	82
19	Variación del VPN debido a la TIR	82
20	Plano de ubicación	95
21	Plano de fachada frontal, lateral, corte A-A´ edificio	96
22	Plano de planta amueblada	97

23	Plano de planta acotada	98
24	Plano de cimentación y columnas	99
25	Plano de detalle de muros y de gradas	100
26	Plano de detalle de vigas	101
27	Plano de planta de losas	102
28	Plano de luz y fuerza	103
29	Plano de acabados	104
30	Plano de densidad de población del caserío Pozo Vivo	105
31	Plano planta-perfil de PV-1.1 a PV-6	106
32	Plano planta-perfil de PV-6 a PV-15	107
33	Plano planta-perfil de PV-12.3 a PV-12 y de PV-11.1 a PV-11	108
34	Plano planta-perfil de PV-12 a PV-8	109
35	Plano planta-perfil de PV-17.1 a PV-15	110
36	Plano planta-perfil de PV-15 a descarga	111
37	Plano de detalles de pozos de visita y conexiones domiciliarias	112
38	Diagrama de Interacción para columna rectangular	113

TABLAS

I	Factor (Z) de zona sísmica	16
II	Datos necesarios para el cálculo de las fuerzas por marco	20
III	Fuerzas por marco en cada nivel, marco rígido sentido X	20
IV	Valor soporte según tipo de suelo	34
V	Presupuesto de edificio escolar	61
VI	Cronograma de ejecución de edificio escolar	62
VII	Presupuesto de drenaje sanitario	76
VIII	Cronograma de ejecución de drenaje sanitario	78
IX	Diseño hidráulico de drenaje sanitario	92

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área
A'	Dimensión del claro corto de la losa vista en planta
a/A	Relación de áreas
A_{CH}	Área chica, área del núcleo de la sección tomada a ejes del refuerzo longitudinal exterior
Ag	Área gruesa, área total de la sección
Ap	Área de punzonamiento
As	Área de acero de refuerzo
AS_{MAX}	Área de acero máximo permitido
AS_{MIN}	Área de acero mínimo permitido
AS_{TEMP}	Área de acero por temperatura
At	Área tributaria
Av	Área de varilla
AV_{MIN}	Área de varilla a utilizar como mínimo
Az	Área zapata
C	Coeficiente de fricción en la tubería
C	Coeficiente para el cálculo de momentos en losas, tomado del ACI
c	Distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro
CG	Centro de gravedad
CM	Carga muerta
CMU	Carga muerta última
CMUU	Carga muerta última unitaria
Cm	Centro de masa
CR	Centro de rigidez
CU	Carga última

CUU	Carga última unitaria
CV	Carga viva
CVU	Carga viva última
CVUU	Carga viva última unitaria
d/D	Relación de diámetros
D	Diámetro nominal de la varilla de acero a utilizar
D	Peralte efectivo del elemento en sección, distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en tensión
DH	Distancia horizontal
Di	Distancia del centro de rigidez al eje del marco rígido considerado
Dx	Diámetro de la varilla colocada en el sentido X
Dy	Diámetro de la varilla colocada en el sentido Y
Dx	Peralte efectivo de la sección de zapata, en el sentido X
Dy	Peralte efectivo de la sección de zapata, en el sentido Y
E	Esbeltez de la columna
E_M	Módulo de elasticidad del material
E_s	Módulo de elasticidad del acero
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
E	Excentricidad
E_x	Excentricidad en el sentido X
E_y	Excentricidad en el sentido Y
EST	Estación
f_{qm}	Factor de caudal medio
F'c	Resistencia a la compresión del concreto
F_y	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
F_{cu}	Factor de carga última
F_{ni}	Fuerza por nivel, en el nivel i
F_T	Fuerza de techo
H	Peralte total del elemento en sección

Hf	Pérdida por fricción en la tubería
Hx	Altura del núcleo de la columna en el sentido X
Hy	Altura del núcleo de la columna en el sentido Y
I o Ig	Inercia de la sección total del concreto respecto al eje centroidal, sin tomar en cuenta el acero de refuerzo
INFOM	Instituto de Fomento Municipal
Kp	Factor de pandeo de la columna
Kx	Coeficiente tomado del diagrama de iteración para el sentido X
Ky	Coeficiente tomado del diagrama de iteración para el sentido Y
L	Longitud del elemento
Lc	Claro corto, (de los claros cortos de todas las losas se toma el mayor)
Ln	Longitud no soportada del estribo
Lo	Longitud de confinamiento de estribos
Lu	Longitud libre de pandeo de la columna
L/seg	Litros por segundo
L/hab/día	Litros por habitante por día
M	Momento
M	Relación entre los claros de la losa, A'/B'
M₍₊₎	Momento positivo
M₍₋₎	Momento negativo
M_{CM}	Momento inducido por la carga muerta
M_{CV}	Momento inducido por la carga viva
M_S	Momento inducido por la fuerza sísmica
M_B	Momento balanceado
M_C	Momento último en la columna
M_{SOP}	Momento soportado usando el As mínimo
Mx	Momento último actuando en el sentido X
My	Momento último actuando en el sentido Y

Md	Momento de diseño (magnificado)
Mdx	Momento de diseño (magnificado) que actúa en el sentido X
Mdy	Momento de diseño (magnificado) que actúa en el sentido Y
M'x	Momento de trabajo que actúa en el sentido X
M'y	Momento de trabajo que actúa en el sentido Y
M_{CG}	Momento en el centro de gravedad
M'x_{CG}	Momento de trabajo en el centro de gravedad, que actúa en sentido X
M'y_{CG}	Momento de trabajo en el centro de gravedad, que actúa en sentido Y
M_{MAX}	Momento máximo factorizado en la sección debido a cargas externas
P	Carga aplicada a la columna
PU	Carga última
P'	Carga de trabajo que actúa en la columna
P_{CG}	Carga aplicada en el centro de gravedad de la zapata
P_{COL}	Peso de la columna
P_{SUELO}	Peso del suelo sobre zapata
P_{CIM}	Peso del cimiento
P_{VIGAS}	Peso de vigas
P_{CR}	Carga crítica de pandeo de Euler
P'u	Carga de resistencia de la columna
P'ux	Carga de resistencia de la columna a una excentricidad ex
P'uy	Carga de resistencia de la columna a una excentricidad ey
P'o	Carga axial de resistencia de la columna
PSI	Libras por pulgada cuadrada
PV	Pozo de visita
PVC	Cloruro de polivinilo
Q	Caudal en litros por segundo

Q_{dom}	Caudal domiciliar
Q_{ilíc}	Caudal de conexiones ilícitas
Q_{inf}	Caudal de infiltración
Q_{med}	Caudal medio
Q	Presión sobre el suelo
Q_u	Presión última sobre el suelo
q/Q	Relación de caudales
q_{MAX}	Presión máxima sobre el suelo
q_{MIN}	Presión mínima sobre el suelo
q_{PROMEDIO}	Presión última promedio sobre el suelo
q_{s+c}	Presión última causada por el peso del suelo y el cimiento
R	Rigidez de un elemento
R_i	Rigidez total del marco rígido i
R'	Resultante de la sumatoria de fuerzas
r	Tasa de crecimiento poblacional
S	Espaciamiento del acero de refuerzo
S_{MIN}	Espaciamiento mínimo del acero de refuerzo por cortante
S_i	Espaciamiento del acero de refuerzo en la longitud confinada
S_x	Módulo de sección en el sentido X
S_y	Módulo de sección en el sentido Y
V_A	Fuerza cortante factorizada actuante, en el elemento
V_C	Fuerza cortante factorizada actuando en columnas
V_{MAX}	Corte máximo actuante
V_R	Resistencia al esfuerzo cortante proporcionado por el concreto
V_s	Valor soporte del suelo
V_V	Fuerza cortante factorizada actuante en vigas
V	Velocidad en metros por segundo
v/V	Relación de velocidades
W	Peso distribuido

W_{CV}	Carga viva distribuida
W_{CM}	Carga muerta distribuida
W_C	Peso volumétrico del concreto
W_S	Peso volumétrico del suelo
W_i	Peso distribuido por nivel
δ	Magnificador de momentos
β_d	Factor de flujo plástico del concreto
ρ_{BAL}	Porcentaje de acero en la falla balanceada
ρ_{MAX}	Porcentaje de acero máximo permitido en un elemento
ρ_{MIN}	Porcentaje de acero mínimo permitido en un elemento
ρ_s	Relación volumétrica del volumen de espiral al volumen total del núcleo de la columna
$\rho_t\mu$	Valor de la curva en el diagrama de iteración
σ	Radio de giro
Ψ_A	Coeficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación, de una columna, en su extremo superior
Ψ_B	Coeficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación, de una columna, en su extremo inferior
Ψ_P	Coeficiente promedio que mide el grado de empotramiento a la rotación
ϕ	Factor de reducción de resistencia
γ	Valor del diagrama de iteración
Σ	Sumatoria de una serie de valores
\emptyset	Diámetro
%	Pendiente del terreno

GLOSARIO

Aguas negras	Se refieren a las aguas de desecho provenientes de usos domésticos, comerciales e industriales.
Altimetría	Parte de la topografía que trata de la medida de longitud vertical del terreno, que indica la diferencia de altitud entre el punto en que se está situado y un punto de referencia.
Candela	Receptáculo donde se reciben las aguas negras provenientes del interior de la vivienda y que los conduce al sistema de drenaje.
Carga muerta	Carga que permanece constante a través del tiempo.
Carga viva	Carga no permanente en la estructura.
Caudal	Es el volumen de agua que pasa por una sección de flujo por unidad de tiempo.
Colector	Tubería generalmente de servicio público, que recibe y conduce las aguas negras indeseables de la población al lugar de descarga.
Colector principal	Sucesión de tramos, que partiendo de la descarga, siguen la dirección de los gastos mayores.

Cota invert	Cota de la parte inferior del tubo ya instalado.
Deflexión	Deformación de los elementos estructurales que se presentan en forma de curvatura del eje longitudinal, al ser cargados.
Descarga	Lugar donde se vierten las aguas negras provenientes de un colector, las que pueden estar crudas o tratadas.
Dotación	Estimación de la cantidad de agua promedio que consume cada habitante por día.
Excentricidad	Distancia comprendida entre el centro de masa y el centro de rigidez de una estructura.
Medidas de mitigación	Conjunto de acciones y obras a implementarse para reducir, atenuar o eliminar el impacto de las amenazas, mediante la disminución de la vulnerabilidad de los sistemas y sus componentes.
Momento	Magnitud resultante del producto del valor de una fuerza por su distancia a un punto de referencia.
Período de diseño	Tiempo durante el cual, la obra diseñada presentará un servicio satisfactorio.
Planimetría	Parte de la topografía que trata de la medida de longitud horizontal del terreno y de la medida de superficies horizontales del mismo.

Punzonamiento	Efecto producido por una fuerza que insiste sobre una superficie pequeña, obligando a ésta a penetrar en el interior del elemento o pieza a que pertenece.
Rigidez	Flexibilidad de una barra, su poca flexibilidad nos da un valor máximo de esfuerzo aplicado a la barra.
Topografía	Es la ciencia que determina las dimensiones y el contorno (o características tridimensionales) de la superficie de la tierra a través de la medición de distancias, direcciones y elevaciones.
Viga	Miembros horizontales usados principalmente para soportar cargas.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), desarrollado en Tactic, Alta Verapaz. Éste, describe la planificación y el procedimiento seguido para diseñar el edificio escolar, de dos niveles para el caserío Chi Ixim, el cual contará con seis aulas y un módulo de gradas. Los datos fueron tomados en cuenta de acuerdo a las necesidades de los maestros y alumnos de la escuela.

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

Para el caserío Pozo Vivo, se presenta el diseño de la red de drenaje; se describen algunas consideraciones para el diseño del sistema, así como el procedimiento para determinar el caudal sanitario, velocidades, diámetros de tubería, cotas invert y la profundidad de los pozos de visita. Además, se presentan las medidas de mitigación al impacto ambiental y un estudio socioeconómico del proyecto.

Para finalizar se dan algunas conclusiones y recomendaciones, así como la integración de costos, el cronograma de ejecución y los planos correspondientes de cada proyecto.

OBJETIVOS

GENERAL

- Diseñar y planificar adecuadamente el edificio para la escuela del caserío Chi Ixim y la red de drenaje sanitario del caserío Pozo Vivo, en el municipio de Tactic, Alta Verapaz.

ESPECÍFICOS

1. Desarrollar una investigación monográfica y diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio, y de las comunidades en las cuales se realizarán los proyectos.
2. Mejorar las condiciones sanitarias y urbanísticas del caserío Pozo Vivo, disminuyendo la contaminación producida por las aguas servidas descargadas a cielo abierto.
3. Contribuir con la reducción de los índices de analfabetismo existente en el Caserío Chi Ixim debido a la falta de estructura física para recibir la formación escolar.

INTRODUCCIÓN

La salud y la educación son dos aspectos fundamentales para el desarrollo de una comunidad. La escasez de los servicios más elementales es un hecho usual en las comunidades de nuestro país, y es un problema con consecuencias sociales, políticas, sanitarias, ambientales, etc. Debido a ésto, es de suma importancia el suplir dichas necesidades, para poder mejorar el nivel y la calidad de vida de los habitantes de una comunidad.

Después de una exhaustiva investigación y observación de las necesidades de las comunidades, se eligieron los proyectos que se verán en este documento.

En el primer capítulo se presenta una breve descripción monográfica del municipio de Tactic, Alta Verapaz.

En el segundo capítulo se presenta la planificación y diseño de un edificio escolar de dos niveles para el caserío Chi Ixim, constituido por 6 aulas. El diseño de la estructura se hará con base en todos los criterios adecuados, investigando previamente los requerimientos necesarios para el diseño de edificios escolares. De la misma manera, contiene el diseño del sistema de drenaje sanitario para el caserío Pozo Vivo, de acuerdo con las consideraciones necesarias para la elaboración del mismo, y conteniendo además, las medidas de mitigación de impacto ambiental, así como el respectivo estudio socioeconómico para dicho proyecto.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN: MONOGRAFÍA DE TACTIC, ALTA VERAPAZ

1.1 Aspectos geográficos del municipio y de las comunidades

1.1.1 Límites y localización

El municipio de Tactic limita al norte con el municipio de Cobán, al sur con el municipio de San Miguel Chicaj Baja Verapaz, al oriente con los municipios de Tamahú Alta Verapaz y Purulhá Baja Verapaz, al poniente con el municipio de Santa Cruz Verapaz.

1.1.2 Vías de comunicación

El municipio es atravesado de Oriente a Poniente por la Ruta Nacional Asfaltada CA-14 que conduce de la ciudad de Guatemala a la ciudad de Cobán, cabecera del departamento de Alta Verapaz. En San Julián entronca la ruta 7-E que conduce al municipio de El Estor, departamento de Izabal.

La mayoría de comunidades rurales del municipio están comunicadas por carreteras de terracería transitables en todo tiempo, y muy pocas por camino de herradura. En la cabecera municipal, un 99% de calles y avenidas está asfaltado, adoquinado o pavimentado.

1.1.3 Topografía

La mayor parte del terreno del municipio es quebrado (70%), con ligera planicie de (30%); es catalogado como un valle, ya que constituye una planicie en la parte central rodeada por una cadena de montañas.

1.1.4 Aspectos climáticos

El clima es templado; mientras el verano se establece por los meses de febrero a junio, el resto, corresponde al invierno. El ciclo de lluvias es abundante aún, con tendencia a aminorar como consecuencia de la deforestación de la región. Las estaciones pluviométricas más cercanas son las de Purulhá (Baja Verapaz), y la de Convocte (Alta Verapaz).

1.1.5 Tipos de suelo

Está constituido por dos tipos de suelos: suelos profundos, sobre caliza y suelos poco profundos, sobre caliza. En la superficie son de color café muy oscuro, de textura y consistencia que van de franca a arcillosa. El subsuelo es de color café oscuro, de consistencia friable y de textura franca arcillosa a arcillosa.

1.1.6 Hidrografía

Los ríos más importantes del municipio son: Cahabón, Polochic, Pantup y Chamche. Además cuenta con innumerables riachuelos, entre ellos están: La Esperanza, Chiji, Pansinic, Río Frío.

El río Cahabón, nace al oriente de la población, en el lugar llamado El Patal; hace un recorrido de 300 kilómetros, pasa por los municipios de Santa Cruz Verapaz, Cobán, Lanquín y Cahabón, hasta unirse con el Polochic, en el municipio de Panzós.

El río Polochic nace en Rocjá, tiene una longitud de 240 kilómetros, su máxima profundidad es de 4 metros y su mayor ancho de 40 metros; pasa por los municipios de Tamahú, Tucurú, Panzós y El Estor; desemboca en el Lago de Izabal.

El río Pantup nace en la Aldea Chiallí, al sur de la población; recorre parte del pueblo y se une al río Cahabón muy cerca del puente El Arco. El río Chamche nace al norte del pueblo, realiza un corto recorrido hasta unirse con el río Cahabón, cerca de la lotificación Villa Florencia.

1.1.7 Flora y fauna

La flora es abundante, existen finas maderas y vistosas orquídeas, entre ellas la Monja Blanca, árboles de encino, guachipilín, laurel, liquidámbar, madre cacao, pino, ciprés y otros.

En cuanto a fauna, se encuentra una variedad como el tepezcuintle, venado, armado, conejo, ardilla, serpiente variada. En sus montañas puede observarse el Quetzal.

1.2 Aspectos socioculturales comunitarios

1.2.1 Población

Según el censo de población y habitación del año 2,002, el municipio de Tactic, se compone de una población de 24,535 habitantes: hombres: 11,852; mujeres: 12,683; concentrados en 5,437 viviendas, en un área de 8.5 kilómetros cuadrados, que componen el municipio. Un 87% de su población, es de raza indígena y un 13%, de raza no indígena o mestiza; el analfabetismo en el municipio, alcanza una cifra del 33%, en niños de 7 años en adelante.

1.2.2 Grupos étnicos

Actualmente en el municipio de Tactic existen 3 grupos étnicos, así: el grupo Achí es el más pequeño y está situado en la comunidad Chacalté al Sur del municipio, los habitantes o integrantes del grupo, son descendientes de familias del municipio de Rabinal del departamento de Baja Verapaz y por razones internas desde hace mucho tiempo emigraron de su lugar de origen, habiéndose situado en terrenos tactiquenses, sector que actualmente ocupan.

El otro grupo indígena es el q'eqchi', localizado en las comunidades El Manantial y la Cumbre, es el grupo intermedio en cuanto a número, tiene características propias, pero mantiene algunas relaciones con los demás grupos del municipio.

El grupo mayoritario es el poqomchi', que ocupa el resto de las comunidades del municipio, asimismo de la cabecera municipal de Tactic. En todo caso las inter-relaciones se dan en los tres grupos.

1.2.3 Idioma

En oriente, centro y occidente del municipio se habla el idioma Poqomchi', las comunidades del norte hablan el idioma Q'eqchi' y en el sur se habla el Achi'.

1.2.4 Religión

Se practica la religión católica en un 75% de la población urbana y rural. Ésta tuvo su arraigo en Tactic con la venida de los misioneros en 1,545, aproximadamente. La Misión Evangélica Nazarena fue organizada formalmente en Tactic el 1 de enero de 1,921 según libros de archivo de la misma iglesia. Actualmente la iglesia católica se dividió en dos líneas de atención: la acción y la carismática.

1.3 Infraestructura

1.3.1 Servicios

La cabecera municipal, (Tactic) cuenta con los servicios de: agua potable, energía eléctrica, servicios de telefonía, dos agencias bancarias (BANRURAL Y AGROMERCANTIL), centro de salud tipo B , escuelas oficiales, mercado municipal, servicios de taxis rotativos, líneas de transporte tanto para el interior del departamento, como para la ciudad capital, así como para las comunidades; en el área rural se cuenta en un 90% con edificios escolares y en algunas localidades, con centros de convergencia; el 75% de la población dispone de energía eléctrica.

El área Urbana se cuenta con Hoteles y Restaurantes, para atender a un grueso de visitantes que visitan el municipio.

1.3.1.1 Salud

La cabecera municipal (Tactic) cuenta con un centro de salud tipo B. Así también existen puestos de salud en Pasmolón, Chiacal y Chacalté.

1.3.1.2 Educación

El área urbana cuenta con institutos, escuelas oficiales y colegios; así también, el área rural cuenta con escuelas oficiales y, actualmente, con escuelas de autogestión comunitaria.

1.3.2 Condiciones sanitarias

El área urbana cuenta con red de alcantarillado sanitario de aguas negras, mas no de aguas pluviales. Ciertas comunidades del área rural poseen letrinas; algunas cuentan con su red de drenaje de aguas negras y otras no, por lo que las mismas corren a flor de tierra.

1.4 Aspectos económicos

1.4.1 Producción agrícola

En la región se cultiva frijol, maíz, caña, tomate, papa, aguacates, pacayas, zanahorias, remolachas, rábano, coliflor, acelga, lechuga, arveja y haba.

El repollo, ejote y brócoli se cultivan en escala que cubre gran parte de la demanda nacional. Se cultivan también frutas de muy buena calidad: naranjas, limas, limones, mandarinas, duraznos, peras, guineo de diferente variedad, etc. Entre las especies silvestres se encuentran nísperos, guayabas, matasanos, manzana-rosa y cujes.

1.4.2 Producción artesanal

La elaboración del güipil constituye la mayor ocupación para la indígena poqomchí tactiquense, es la labor en la que pone todo el corazón; lo que refleja en la belleza del trabajo y los colores que utiliza. Esta actividad se transmite de madres a hijas por generaciones. Ninguna mujer se dedica exclusivamente a esta tarea, ya que la realizan durante momentos libres.

Igualmente, en Tactic se elaboran canastos, petates, mecapales, escobas, suyates, lazos, redes, sombreros de palma, platería y bordado a mano. La orfebrería del municipio es muy apreciada.

1.4.3 Ganadería

Hay una empresa procesadora de lácteos VERALAC (Privada); anualmente hay comercio de ganado durante la feria.

1.5 Principales necesidades de las comunidades

Pozo Vivo:

Esta comunidad tiene como prioridad la construcción de drenaje sanitario y ampliación de alumbrado público.

Chi Ixim:

Entre las prioridades de esta comunidad están: la construcción de una escuela, debido a que la actual está construida con madera y se encuentra en malas condiciones; así también tienen necesidad de pavimentación de caminos peatonales.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño y planificación de escuela primaria del caserío Chi Ixim, del municipio de Tactic, Alta Verapaz

2.1.1 Investigación preliminar

2.1.1.1 Antecedentes

Una de las principales necesidades de la población del caserío Chi Ixim es la construcción de una escuela primaria. Lo que la comunidad pide es un edificio de dos niveles, que cuente con seis aulas; tres en cada nivel.

2.1.1.2 Reconocimiento del terreno

De acuerdo con la información proporcionada por la municipalidad, ésta adquirió un terreno para la construcción de la escuela primaria, a través de una donación. Se procedió a reconocer el lugar, encontrando en el mismo unos salones contruidos con madera y lámina.

2.1.1.3 Capacidad de alumnos

Los espacios educativos son los destinados al ejercicio de la educación; por esa razón, las características de los espacios educativos varían de acuerdo con exigencias académicas de las diferentes asignaturas.

En el reglamento, se describen como espacios educativos característicos para diferentes tipos de aulas; en el proyecto se utilizará la llamada aula teórica, ya que es la que cumple con los requisitos del lugar.

2.1.1.4 Tipo de estructura a diseñar

Como se trata de un edificio de dos niveles y su capacidad en el segundo nivel deberá ser alta, se optó por un edificio de marcos rígidos que permitirán mayor capacidad de soporte y resistencia a sismos; además se asegurará su permanencia con respecto al tiempo de vida útil de 30 a 50 años.

2.1.2 Distribución arquitectónica

La distribución arquitectónica se refiere a darle la forma adecuada y distribuir en conjunto los diferentes ambientes que componen el edificio. Esto se hace para tener un lugar cómodo y funcional para su uso, tanto en iluminación, como en ventilación y distribución. Para lograrlo, se deben tomar en cuenta los diferentes criterios arquitectónicos del Reglamento de Construcción de Edificios Educativos.

Los edificios se deben diseñar de acuerdo con las necesidades que se tengan; además, estarán limitados por el espacio disponible, los recursos materiales y las normas de diseño que existan. La tipología arquitectónica que se va a utilizar es la de marcos rígidos de concreto, losas planas de concreto reforzado y paredes de mampostería de block pómez.

Para el caso de este edificio, se necesitan seis aulas de enseñanza-aprendizaje, y un módulo de gradas.

2.1.2.1 Predimensionamiento del edificio

Predimensionar la estructura es darle medidas preliminares a elementos que la componen, es decir, los que serán utilizados para soportar cargas aplicadas. Para esto, se puede recurrir a la experiencia en obras similares y/o utilizar medios analíticos cortos.

2.1.2.2 Dimensionamiento de elementos

2.1.2.2.1 Vigas

Para predimensionar las vigas, el método utilizado calcula el peralte o altura de la viga, la cual depende de la luz que cubre, la base de la misma queda a criterio del diseñador, aquí se usa el ancho de las columnas. En este caso, sólo se calcula la viga crítica, esto es la de mayor longitud, y las otras quedan con igual sección.

$$t_{\text{VIGA}} = \text{luz libre de viga} * 0.07 = 6.00\text{m} * 0.07 = 0.42\text{m}$$

$$\text{base de viga } b = 0.30\text{m}$$

Entonces se utiliza una sección de viga de 0.30m * 0.40m

2.1.2.2.2 Columnas

Para predimensionar las columnas, se calcula la sección basada en la carga aplicada a ésta. En este caso, se desea guardar simetría en las dimensiones de las columnas; por esa razón se toma la columna crítica, es decir, la que soporta mayor carga. La medida resultante se aplica a todas las demás.

Fórmulas: $P = 0.8(0.225f'_c \cdot A_g + f_y \cdot A_s)$
 $1\%A_g < A_s < 8\%A_g$

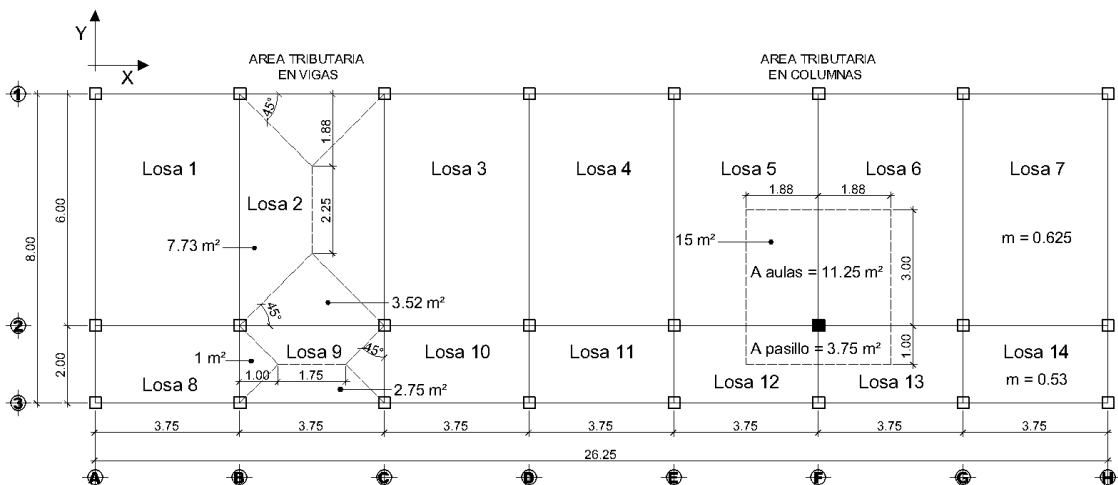
Solución: $P = 38,386.5\text{Kg.}$ (tomado de áreas tributarias)
 $P = 0.8(0.225f'_c \cdot A_g + f_y \cdot A_s)$
 $38,386.5 = 0.8(0.225 \cdot 281 \cdot A_g + 2810 \cdot 0.01A_g)$
 $A_g = 525.41 \text{ cm}^2$

Proponiendo una columna de $30\text{cm} \times 30\text{cm} = 900\text{cm}^2 > A_g$

2.1.2.2.3 Losas

Aquí se predimensiona el peralte o grosor de la losa. El método usa como variables las dimensiones de la superficie de la losa y el tipo de apoyos que tiene. En este caso, todas las losas están apoyadas en cuatro lados; se tienen dos medidas de losas, por tanto, se toma la crítica y el peralte resultante se usa en ambas.

Figura 1. Planta típica de edificio



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

$$t_{\text{LOSA}} = (2*6 + 2*3.75)/180 = 0.108\text{m}$$

$$\text{Usar } t_{\text{LOSA}} = 0.11\text{m}$$

2.1.2.3 Distribución de cargas gravitacionales

Para la distribución de cargas gravitacionales en losas se utilizarán las siguientes:

Carga muerta (CM)

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

$$\text{Peso de acabados} = 90 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso de muros} = 150 \text{ Kg/m}^2$$

Carga viva (CV)

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

$$\text{En pasillos} = 500 \text{ Kg/m}^2$$

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

Las cargas distribuidas que se muestran en los modelos matemáticos fueron calculadas tomando en cuenta los valores anteriores y siguiendo el procedimiento siguiente:

Marco rígido típico sentido X:

Nivel 1

$$\begin{aligned} \text{CM} &= W_{\text{LOSAS}} + W_{\text{VIGAS}} + W_{\text{MUROS}} + W_{\text{ACABADOS}} \\ &= ((3.52+2.75)*0.11*2400/3.45) + (0.3*0.4*2400) \\ &\quad + (150*3.45) + ((3.52+2.75)*90/3.45) \\ &= 1,448.86 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{CV} &= W_{\text{AULA}} + W_{\text{PASILLO}} \\ &= (3.52*200/3.45) + (2.75*500/3.45) \\ &= 602.61 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Nivel 2

$$\text{CM} = 931.36 \text{ Kg/m} \qquad \text{CV} = 181.74 \text{ Kg/m}$$

Figura 2. Modelo matemático, marco rígido típico sentido X

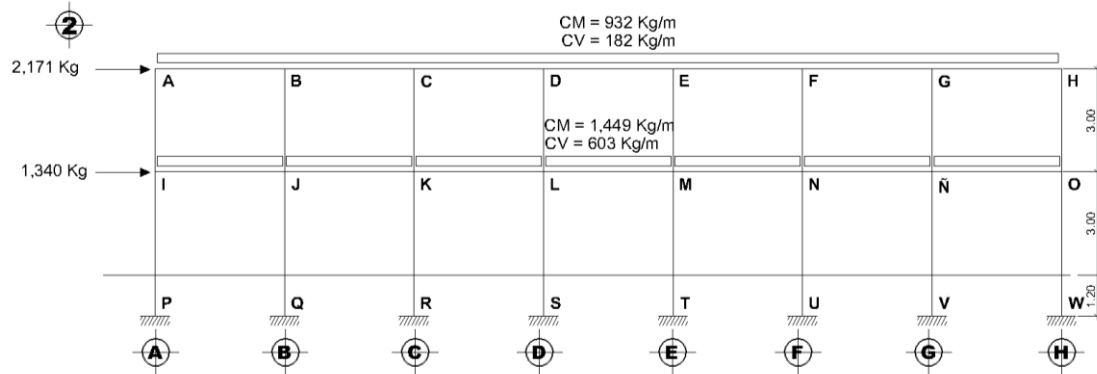
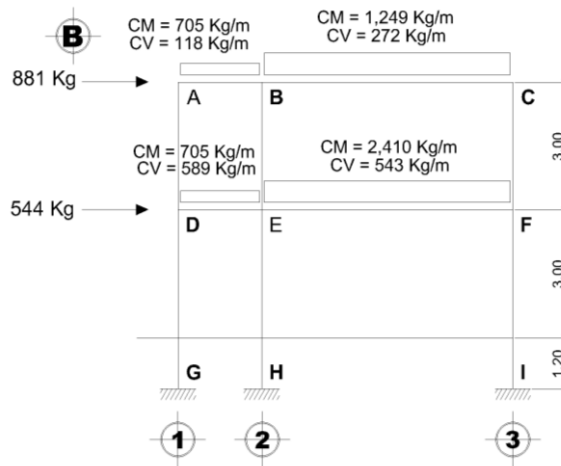


Figura 3. Modelo matemático, marco rígido típico sentido Y



2.1.2.4 Cargas horizontales en marcos rígidos

Existen dos fuerzas horizontales: de viento y de sismo, a las que se encuentra expuesto comúnmente un edificio. Regularmente se considera en el análisis estructural únicamente una de las dos, ya que los fenómenos naturales que la provocan no se presentan simultáneamente. En este caso, se diseñará con la fuerza de sismo, ya que Guatemala es un país con alto riesgo sísmico; por esa razón se diseñan los edificios tomando en cuenta este fenómeno. Para

encontrar las fuerzas sísmicas aplicadas al edificio se utiliza el método SEAOC, de la manera siguiente:

MÉTODO SEAOC – EN EDIFICIO

a) Corte basal (V): es la fuerza que el suelo transmite al edificio en la base.

Para obtener su valor, se usa la fórmula siguiente:

Fórmula: $V = Z * I * C * S * K * W$

Donde: Z = coeficiente que depende de la zona, para Alta Verapaz = 0.3

I = coeficiente de importancia de la obra, para este caso usar 1.25

C = coeficiente que depende del periodo natural de vibración.

Edificio con sistemas de marcos

$$C = \frac{1}{15(t)^{1/2}} \quad C < 0.12$$

Si $C > 0.12$ se debe usar 0.12

$$t = 0.0906 \frac{H}{(B)^{1/2}} \quad H = \text{Altura del edificio}$$

B = Base del edificio, a rostros exteriores, con dirección del análisis; donde H y B = metros.

S = coeficiente, depende del tipo de suelo, si se desconoce usar = 1.5

Si $C * S$ es mayor que 0.14, usar $C * S = 0.14$

K = coeficiente, depende del sistema estructural usado = 0.67

W = peso propio de la estructura + 25% de la carga viva (CV)

Figura 4. Mapa de macrozonificación sísmica de la República de Guatemala

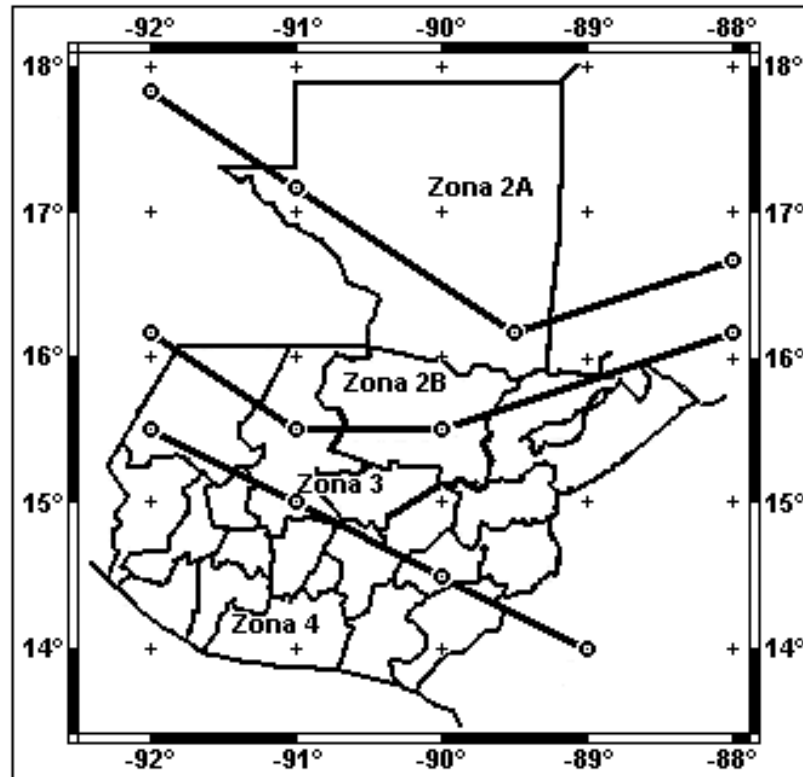


Tabla I. Factor (Z) de zona sísmica (ver figura 4)

Zona	Z
2A	0.15
2B	0.20
3	0.30
4	0.40

NOTA: el sismo no actúa en una dirección determinada respecto al edificio. Por esa razón se necesita evaluar el corte basal en las direcciones X y Y (longitudinal y transversal, respectivamente); con los valores resultantes se puede diseñar el edificio contra un sismo en cualquier dirección.

Solución: $W = W_{NIVEL1} + W_{NIVEL2}$

$$W_{NIVEL1} = W_{LOSAS} + W_{VIGAS} + W_{COLUMNAS} + W_{MUROS} + (0.25 * \text{Carga Viva})$$

$$W_{LOSAS} = (26.25 * 8)m^2 * 0.11m * 2,400Kg/m^3 = 55,440 \text{ Kg}$$

$$W_{VIGAS} = [(0.30 * 0.40)m^2 * 8m * 8u + (0.30 * 0.40)m^2 * 26.25m * 3u] * 2,400Kg/m^3$$

$$= 41,112 \text{ Kg}$$

$$W_{COLUMNAS} = (0.30 * 0.30 * 4)m^3 * 2,400Kg/m^3 * 24u = 20,736 \text{ Kg}$$

$$W_{MUROS} = (26 * 3 + 6 * 8)m * 3.60m * 150Kg/m^2 = 68,526 \text{ Kg}$$

$$C_{VAULAS} = (26.25 * 6)m^2 * 200Kg/m^2 = 31,500 \text{ Kg}$$

$$C_{PASILLOS} = (26.25 * 2)m^2 * 500Kg/m^2 = 26,250 \text{ Kg}$$

$$W_{NIVEL1} = 55,440 + 41,112 + 20,736 + 68,526 + 0.25 * [1.7 * (31,500 + 26,250)]$$

$$W_{NIVEL1} = 210,358 \text{ Kg}$$

$$W_{NIVEL2} = 194,739 \text{ Kg}$$

$$W = 210,358 + 194,739 = 405,097 \text{ Kg}$$

$$t_x = (0.0906 * 7.3) / (26.25)^{1/2} = 0.13 \text{ seg} \quad C_x = 1/15(0.13)^{1/2} = 0.18$$

$$t_y = (0.0906 * 7.3) / (8)^{1/2} = 0.23 \text{ seg} \quad C_x = 1/15(0.23)^{1/2} = 0.14$$

$$CS_x = 0.18 * 1.5 = 0.27 \quad \rightarrow \quad \text{usar} \quad CS_x = 0.14$$

$$CS_y = 0.14 * 1.5 = 0.21 \quad \rightarrow \quad \text{usar} \quad CS_y = 0.14$$

$$V = V_x = V_y = (1) (0.30) (0.14) (0.67) (405,097)$$

$$V = V_x = V_y = 11,400 \text{ Kg}$$

b) Fuerzas por nivel (Fn1):

Fórmula: $F_{ni} = (V - F_T) W_{hi} / \sum W_{hi}$

Donde: F_{ni} fuerza por nivel
 V corte basal
 F_T Fuerza de techo, cuando t (periodo natural de vibración) es menor que 0.25, entonces $F_T = 0$
 W peso propio de la estructura + 25% de las cargas vivas
 W_i peso propio de la estructura + 25% de las cargas vivas por nivel
 h_i altura medida desde la cimentación al nivel considerado

Solución: Como $V_x = V_y$; entonces F_n en X = F_n en Y

Nivel	W_i (Kg)	H_i (m)	V	$W_i H_i$	F_n
1	210,358	4	11,400	841,432	21,755
2	194,739	7	11,400	1,363,173	35,244
				$\Sigma=2,204,605$	

Aplicando la fórmula:

$$F_{ni} = (V - F_T) \frac{W_i h_i}{\Sigma W_i h_i}$$

$$F_{n1} = (11,400 - 0) \cdot \frac{841,432}{2,204,605} = 4,351.04 \text{ Kg}$$

$$F_{n2} = (11,400 - 0) \cdot \frac{1,363,173}{2,204,605} = 7,048.96 \text{ Kg}$$

c) Fuerzas por marco (FM):

Fórmulas: $FM' \pm FM''$

$$FM' = (R \cdot F_{ni}) / \Sigma R$$

$$FM'' = (e \cdot F_{ni}) / [(\Sigma R_i \cdot d_i^2) / (R_i \cdot d_i)]$$

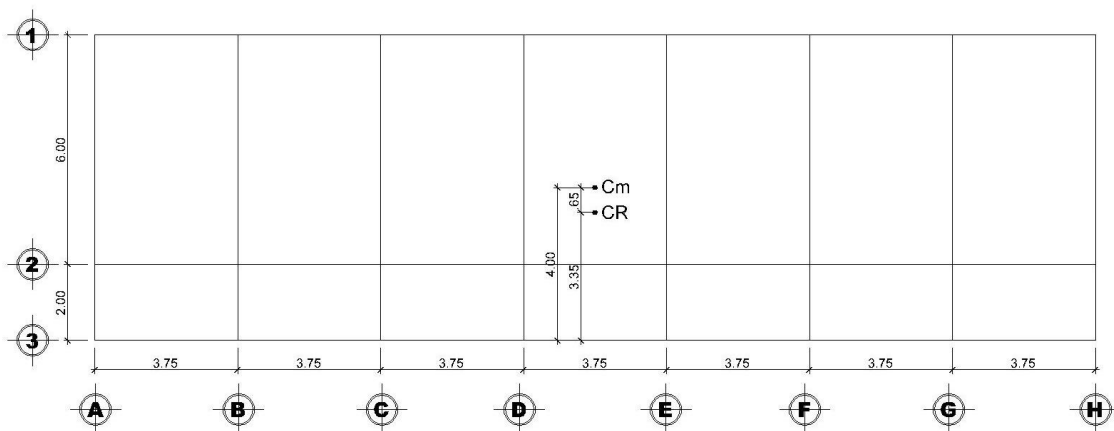
$$e = C_m - C_R ; e_{MINIMA} = 0.05 \cdot \text{Altura total del edificio}$$

$$C_R = (\Sigma R_i \cdot d_i) / \Sigma R_i$$

Donde: R_i rigidez del marco
 d_i distancia de CR a marco considerado
 e excentricidad
 C_m centro de masa
 CR centro de rigidez

Solución: la figura 5 muestra la distribución de los marcos rígidos, que sirve para calcular los valores de R_i , d_i , e , C_m y CR .

Figura 5. Planta típica (niveles 1 y 2) de distribución de marcos rígidos



SENTIDO X: por simetría, la rigidez en los marcos es la misma, y para simplificar los cálculos se usa $R=1$ en todos los marcos Y

$$CR = \frac{(1 \cdot 8 + 1 \cdot 2 + 1 \cdot 0)}{1 \cdot 3} = 3.33 \qquad C_m = \frac{(2 + 6)}{2} = 4$$

$$e = 4 - 3.33 = 0.67$$

$$e_{\text{MÍNIMA}} = 0.05 \cdot 7.2 = 0.36 \rightarrow \text{usar } 0.65$$

Con los datos siguientes se procede a calcular las fuerzas

Tabla II. Datos necesarios para el cálculo de las fuerzas por marco

Marco	Ri	di	Ridi	Ridi ²
3	1	+4.65	+4.65	21.60
2	1	-1.35	-1.35	1.80
1	1	-3.35	-3.35	11.20
$\Sigma =$				34.60

Como $V_x = V_y$, entonces F_n en X = F_n en Y

Nivel 1

$$FM'_3 = FM'_2 = FM'_1 = (1 \cdot 4,351) / (1 \cdot 3) = 1,450.33 \text{Kg}$$

$$FM''_3 = (0.65 \cdot 4,351) / (34.6 / 4.65) = 380.1 \text{ Kg}$$

$$FM''_2 = (0.65 \cdot 4,351) / (34.6 / -1.35) = -110.4 \text{ Kg}$$

$$FM''_1 = (0.65 \cdot 4,351) / (34.6 / -3.35) = -273.8 \text{ Kg}$$

Nivel 2

$$FM'_3 = FM'_2 = FM'_1 = (1 \cdot 7,049) / (1 \cdot 3) = 2,350 \text{ Kg}$$

$$FM''_3 = (0.65 \cdot 7,049) / (34.6 / 4.65) = 615.8 \text{ Kg}$$

$$FM''_2 = (0.65 \cdot 7,049) / (34.6 / -1.35) = -178.8 \text{ Kg}$$

$$FM''_1 = (0.65 \cdot 7,049) / (34.6 / -3.35) = -443.6 \text{ Kg}$$

De lo anterior obtenemos la siguiente tabla de resultados:

Tabla III. Fuerza por marco en cada nivel, marcos rígidos sentido X

Marco	Nivel 1			Nivel 2		
	FM'	FM''	FM	FM'	FM''	FM
3	1,450	380	1,830	2,350	616	2,966
2	1,450	-110	1,340	2,350	-179	2,171
1	1,450	-274	1,176	2,350	-444	1,906

SENTIDO Y: por simetría, se usa $R=1$ en todos los marcos X

$$CR = 13.125m: \quad C_m = 13.125m$$

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

Nivel 1

$$FM' = (1 \cdot 4,351) / (1 \cdot 8) = 543.86 \text{ Kg}$$

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

$$FM'' = 0 ; \text{ esto por no haber excentricidad (e) en Y.}$$

$$FM_{\text{nivel1}} = 543.86 + 0 \approx 544 \text{ Kg}$$

Nivel 2

$$FM' = (1 \cdot 7,049) / (1 \cdot 8) = 881.12 \text{ Kg}$$

Este valor se aplica en todos los marcos Y en el Nivel 2

$$FM'' = 0 ; \text{ esto por no haber excentricidad (e) en Y.}$$

$$FM_{\text{nivel2}} = 881.12 + 0 \approx 881 \text{ Kg}$$

2.1.3 Análisis estructural

Es el proceso que se realiza para determinar respuestas de la estructura ante las acciones exteriores que puedan afectar a la misma; en otras palabras, se determinan los efectos de las cargas aplicadas a la estructura. Para el edificio de aulas, se hace el análisis estructural de la forma siguiente:

2.1.3.1 Modelo matemático

El modelo matemático de un marco rígido es una gráfica que representa tanto la forma como las cargas que soporta el marco, y sirve para hacer el análisis estructural del mismo.

En este caso por la similitud de los marcos rígidos, en geometría y en las cargas aplicadas, se analizan únicamente los críticos en los sentidos X y Y

2.1.3.2 Diseño de marcos por el método de Kani

El siguiente resumen se aplica únicamente para miembros de sección constante; además, no incluye los casos cuando existen columnas de diferente altura en un mismo piso, o cuando hay articulaciones en los apoyos de las columnas.

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

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

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

- **Cálculo de la fuerza cortante en el piso (Q_n):** se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido.

$$Q_n = \Sigma H$$

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

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

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

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

I inercia del elemento

L longitud del elemento

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

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

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

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

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

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

sin ladeo

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

con ladeo

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

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

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

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

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

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

b) Método de Kani - carga muerta - marco rígido típico sentido Y.

- **Cálculo de rigidez de los elementos $K_{ik} = I / L_{ik}$**

Inercia de elementos rectangulares $I = bh^3 / 12$

$$I_{VIGA} = (.30 \cdot .40^3) / 12 = 1.6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{COLUMNA} = (.30 \cdot .30^3) / 12 = 6.75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Inercias relativas

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

$$I_{viga} = \frac{1.6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4}{6.75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4} = 2.37$$

Rígidez

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

$$K_{GD} = K_{DG} = K_{EH} = K_{HE} = K_{FI} = K_{IF} = 1/4.2 = 0.24$$

$$K_{DE} = K_{ED} = K_{AB} = K_{BA} = 2.37/2 = 1.19$$

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

$$K_{EF} = K_{FE} = K_{BC} = K_{CB} = 2.37/6 = 0.40$$

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

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

$$\mu_{GD} = 0$$

$$\mu_{DG} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.24}{0.24 + 1.19 + 0.33} \right) = -0.068$$

$$\mu_{DE} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.95}{1.19 + 0.33 + 0.24} \right) = -0.338$$

$$\mu_{ED} = -\frac{1}{2} \left(\frac{1.19}{1.19 + 0.24 + 0.4 + 0.33} \right) = -0.275$$

Siguiendo el procedimiento anterior obtenemos los coeficientes de reparto restantes.

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

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

NIVEL 1:

$$u_{DG} = u_{EH} = u_{FI} = u_{DG} = -\frac{3}{2} \left(\frac{0.24}{0.24 + 0.24 + 0.24} \right) = -0.5$$

NIVEL 2:

$$u_{AD} = u_{BE} = u_{CF} = u_{AD} = -\frac{3}{2} \left(\frac{0.33}{0.33 + 0.33 + 0.33} \right) = -0.5$$

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

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

$$MF_{AB} = -\frac{\left(705 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}\right)(2\text{m})^2}{12} = -235\text{Kg.m}$$

$$MF_{BA} = +235\text{Kg.m}$$

$$MF_{BC} = -\frac{(1249)(6)^2}{12} = -3,747\text{Kg.m}$$

$$MF_{CB} = +3,747\text{Kg.m}$$

$$MF_{DE} = -\frac{(705)(2)^2}{12} = -235\text{Kg.m}$$

$$MF_{ED} = +235\text{Kg.m}$$

$$MF_{EF} = \frac{(2104)(6)^2}{12} = -6,312\text{Kg.m}$$

$$MF_{FE} = +6,312\text{Kg.m}$$

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

$$\text{Nudo A} = MF_{AB} = -235 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Nudo B} = MF_{BA} + MF_{BC} = 235 - 3747 = 3,512 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Nudo C} = MF_{CB} = 3,747 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Nudo D} = MF_{DE} = -235 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Nudo E} = MF_{ED} + MF_{EF} = 235 - 6,312 = -6,077 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Nudo F} = MF_{FE} = 6,312 \text{ Kg.m}$$

e) Método de Kani - carga viva - marco rígido típico sentido Y

El procedimiento de análisis para carga viva es igual que para carga muerta, los resultados se muestran en la figura 10.

d) Método de Kani fuerza sísmica - marco rígido típico sentido Y

- **Determinación de fuerzas de sujeción $H = FM_{NIVEL\ n}$**

$$NIVEL\ 2 = 544\ Kg \quad H_2 = 3m$$

$$NIVEL\ 1 = 881\ Kg \quad H_1 = 4.2m$$

- **Cálculo de la fuerza cortante en el piso $Q_n = \Sigma H$**

$$Q_{NIVEL\ 2} = 544\ Kg$$

$$Q_{NIVEL\ 1} = 544 + 881 = 1,425\ Kg$$

- **Cálculo de momentos de piso $M_n = (Q_n * h_n) / 3$**

$$M_{NIVEL\ 2} = (544 * 3) / 3 = 544\ Kg\ m$$

$$M_{NIVEL\ 1} = (1,425 * 4.2) / 3 = 1,995\ Kg\ m$$

- **Las rigideces, los factores de giro y los factores de corrimiento,** que se calcularon en el análisis de carga muerta, son los mismos que se utilizan en los análisis de carga viva y fuerza sísmica.

e) Resultados de los análisis de Kani - marco rígido típico - sentido X

Los resultados del análisis estructural por separado de carga muerta, viva y sismo, del marco rígido típico sentido X, se observan en las figuras 6, 7 Y 8.

Figura 6. Diagrama de momentos (Kg.m),- carga muerta - marco rígido X

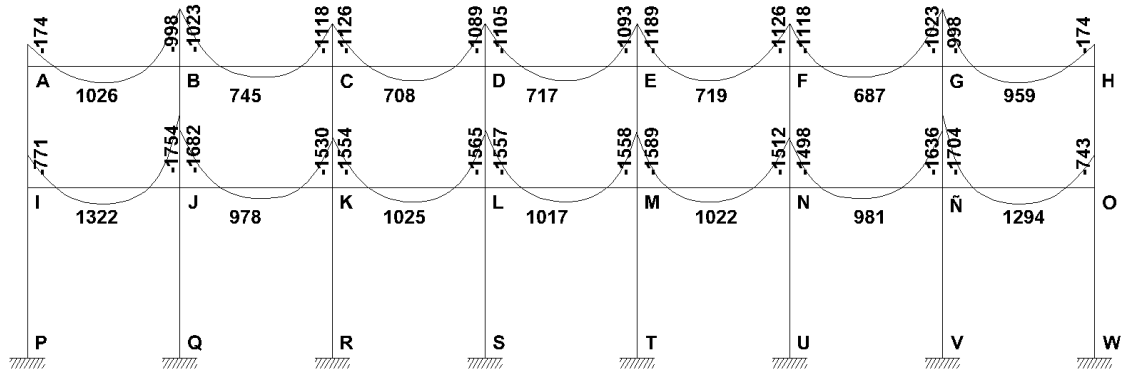


Figura 7. Diagrama de momentos (Kg.m),- carga viva - marco rígido X

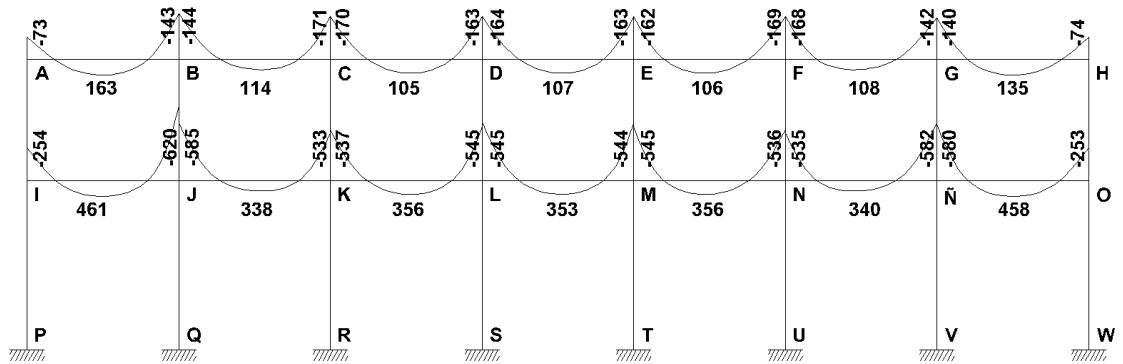
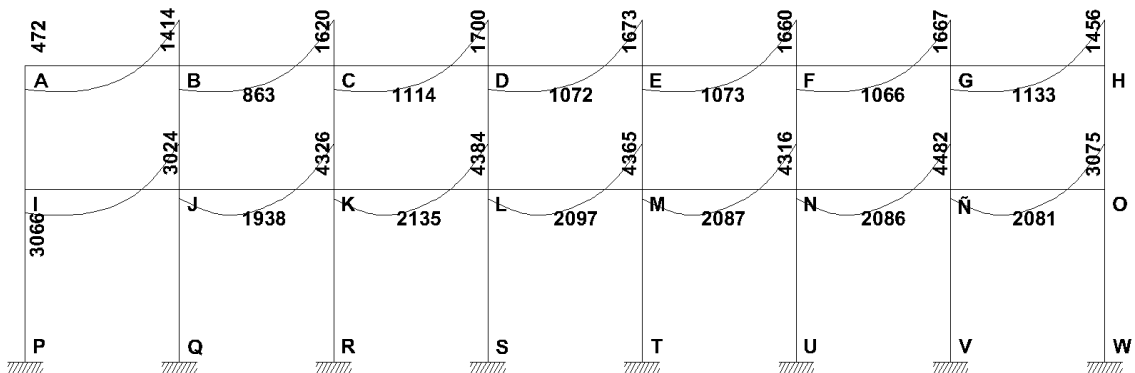


Figura 8. Diagrama de momentos (Kg.m)-fuerza sísmicas-marco rígido X



f) Resultados de los análisis de Kani - marco rígido típico - sentido Y

Los resultados del análisis estructural por separado de carga muerta, viva y sismo, del marco rígido típico sentido Y, se observan en las figuras 9, 10 y 11.

Figura 9. Diagrama de momentos (Kg.m),- carga muerta - marco rígido Y

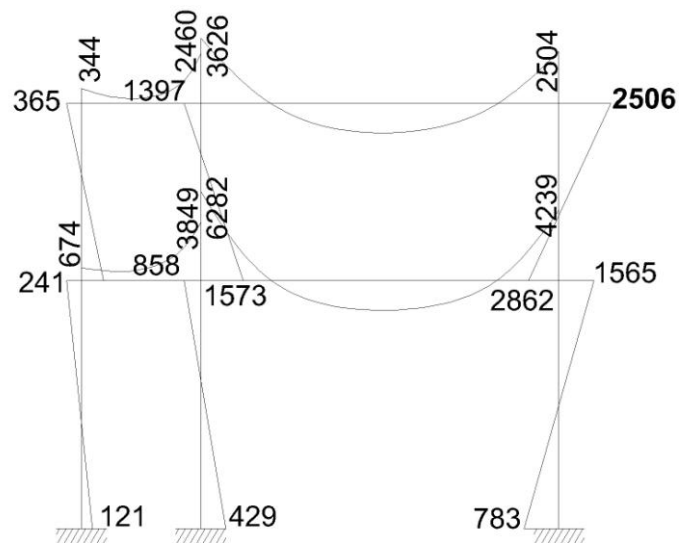


Figura 10. Diagrama de momentos (Kg.m),- carga viva - marco rígido Y

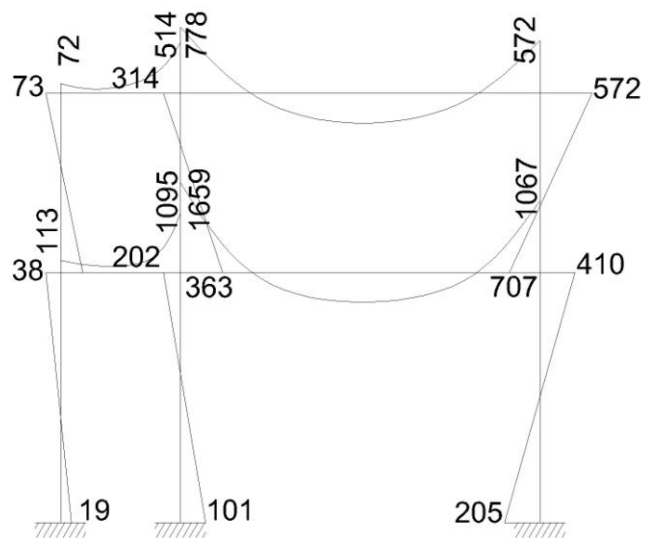
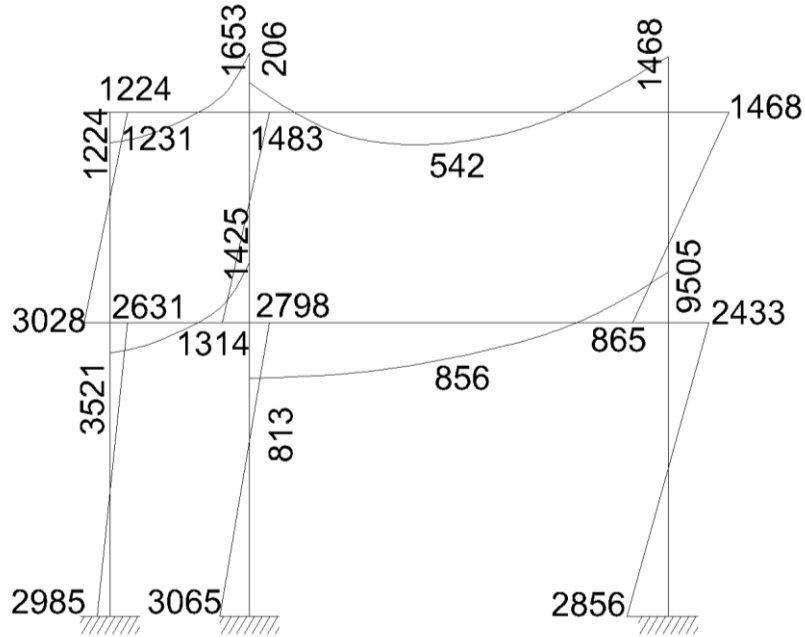


Figura 11. Diagrama de momentos (Kg.m)-fuerza sísmicas- marco rígido Y



2.1.3.3 Momentos máximos por envolventes

La envolvente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos, que pueden ocurrir al superponer los efectos de la carga muerta, la carga viva y la fuerza sísmica. Para considerar la superposición de efectos el código ACI, se proponen las siguientes combinaciones:

a) Fórmulas utilizadas para realizar la envolvente de momentos

- Para los momentos últimos negativos en vigas:

$$M_{(-)} = 0.75(1.4M_{CM} + 1.7M_{cv} + 1.7M_s)$$

$$M_{(-)} = 0.75(1.4M_{CM} + 1.7M_{cv} - 1.7M_s)$$

- Para los momentos últimos positivos en vigas:

$$M_{(+)} = (CU \cdot L^2 / 2) - ((\sum M_{(-)}) / 2) = ((1.4M_{CM} + 1.7M_{CV}) L^2 / 2) - ((\sum M_{(-)}) / 2)$$

- Para los momentos últimos en las columnas:

$$M_c = 0.75(1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} + 1.7M_s)$$

$$M_c = 0.75(1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} - 1.7M_s)$$

d) Resultados de la envolvente de momentos en marcos rígidos típicos

Utilizando las ecuaciones mostradas en el inciso a), se calculan todas las envolventes de momentos para los marcos rígidos X y Y, cuyos resultados pueden observarse en las figuras 12 y 13, respectivamente.

Figura 12. Diagrama de momentos últimos (Kg.m) - marco rígido X

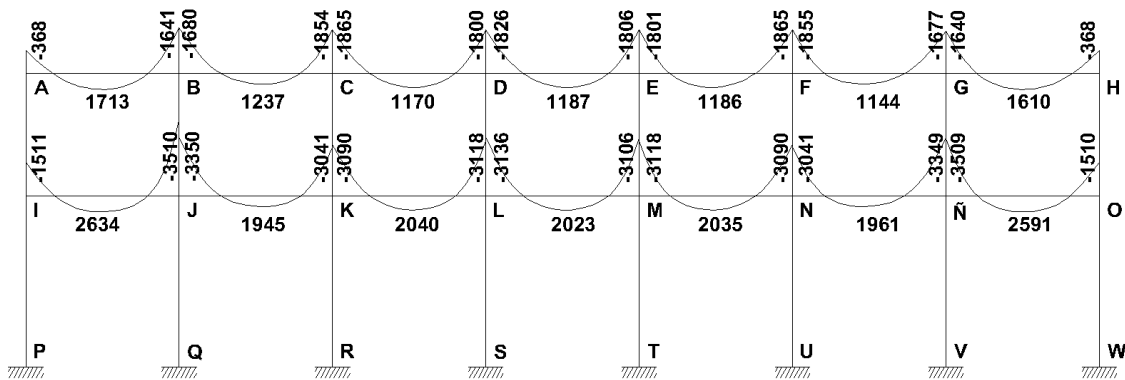
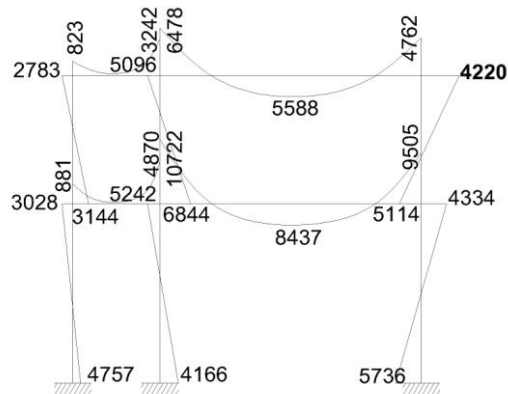


Figura 13. Diagrama de momentos últimos (Kg.m) - marco rígido Y



Diagramas de corte en marcos rígidos típicos

a) **Fórmulas utilizadas:** para calcular los cortes en los marcos, se utilizan las fórmulas siguientes:

- Corte en vigas:

$$V_v = 0.75(1.4((W_{CM} * L) / 2) + 1.7((W_{cv} * L) / 2) + 1.87((\Sigma Ms) / L)$$

- Corte en columnas:

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

Los resultados de los cálculos realizados, para obtener los cortes en los marcos rígidos típicos, en los sentidos X y Y, se observan en las figuras 14 y 15 respectivamente.

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

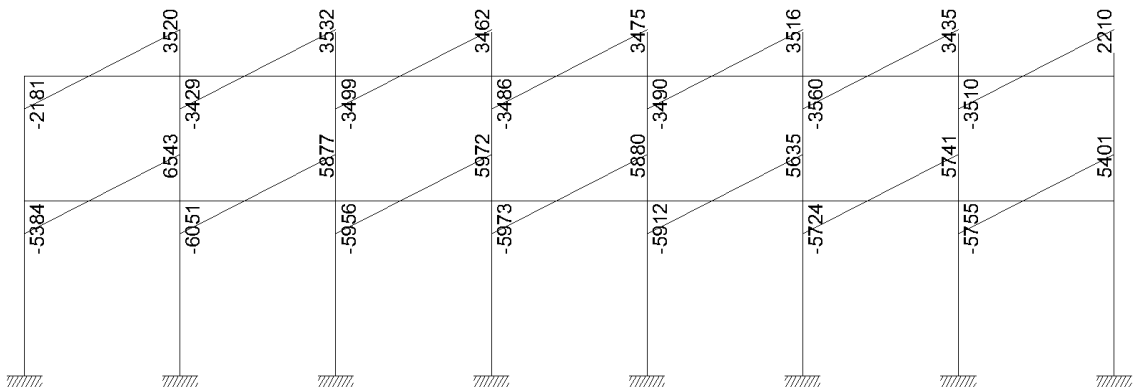
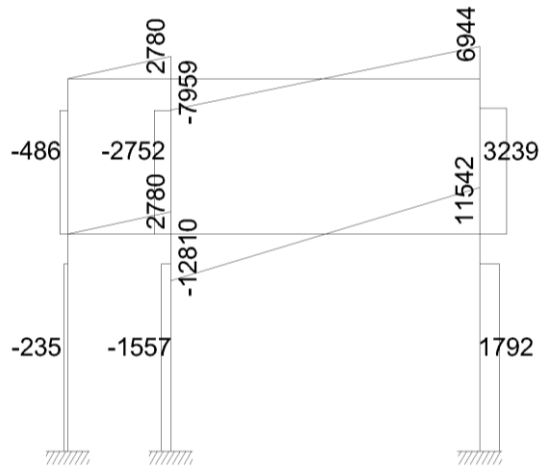


Figura 15. Diagrama de cortes últimos (Kg) - marco rígido Y



2.1.4 Diseño de elementos

Aquí se procede a diseñar estructuralmente, por medio de una serie de cálculos, con el fin de definir las características detalladas de los distintos elementos que constituyen la estructura: es ésta la parte de la edificación que se destina para soportar las cargas que se presentarán en su vida útil.

Para el diseño estructural de este edificio se utilizarán los datos generales siguientes:

MATERIALES: $f_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$ $f'_c = 281 \text{ Kg/cm}^2$
 $E_s = 2.1 \text{ E}6 \text{ Kg/cm}^2$ $E_c = 15,100(f'_c)^{61/2} \text{ Kg/cm}^2$
 $W_c = 2,400 \text{ Kg/m}^3$ $W_s = 1,500 \text{ Kg/m}^3$

RECUBRIMIENTOS: Cimientos = 0.075m Columnas = 0.03m
 Vigas = 0.04m Losas = 0.025m

OTROS: Valor soporte del suelo $V_s = 20 \text{ T/m}^2$

Nota: Luego de realizar una inspección visual del suelo, y de acuerdo al color, textura y consistencia, se determinó que es de tipo arcilloso, y según la tabla IV, el valor soporte asumido es de 20 T/m².

Tabla IV. Valor soporte según tipo de suelo

Material del suelo	Ton/m²	Observaciones
Roca sana no intemperizada	645	No hay estructura de grietas
Roca regular	430	
Roca intermedia	215	
Roca agrietada o porosa	22-86	
Suelos gravillosos	107	Compactados, buena granulometría
Suelos gravillosos	86	
Suelos gravillosos	64	Flojos, mala granulometría
Suelos gravillosos	43	Flojos, con mucha arena
Suelos arenosos	32-64	Densos
Arena fina	22-43	Densa
Suelos arcillosos	53	Duros
Suelos arcillosos	22	Solidez mediana
Suelos limosos	32	Densos
Suelos limosos	16	Densidad mediana

Fuente: Cabrera Seis, Jadenon Vinicio. Guía teórica y práctica del curso de cimentaciones 1. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1994, pág. 44.

2.1.4.1 Losas

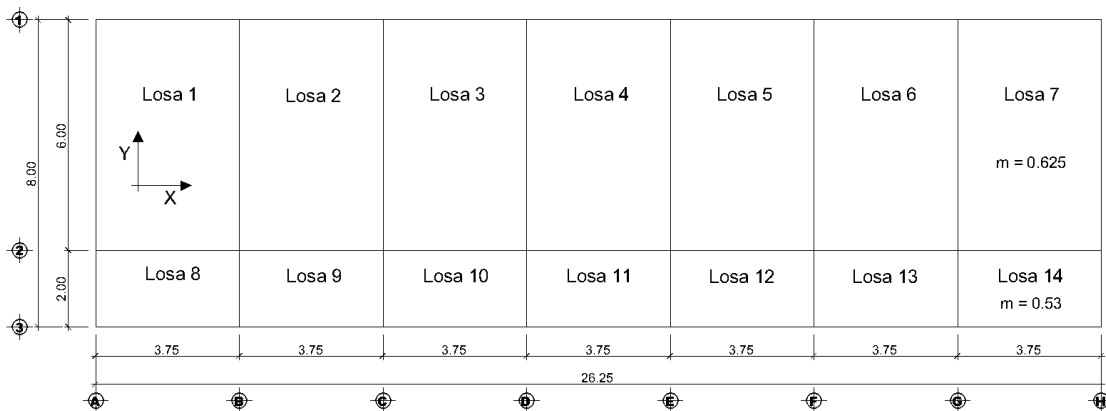
Las losas son elementos estructurales que pueden servir como cubiertas que protegen de la intemperie, como entrepisos para transmitir cargas verticales, o como diafragmas para transmitir cargas horizontales. Para diseñarlas existen varios métodos, en este caso se utiliza el método 3 del ACI descrito en la sección siguiente.

Losas nivel 1 (procedimiento detallado)

En esta sección se detalla el procedimiento seguido para el diseño de las losas del edificio; el procedimiento es el siguiente:

a) **Datos:** los datos geométricos pueden observarse en la figura 16

Figura 16. Planta típica de losas



Carga muerta (CM)

Peso del concreto = 2,400 Kg/m³

Peso de acabados = 90 Kg/m²

Peso de muros = 150 Kg/m²

Carga viva (CV)

En techos = 100 Kg/m²

En pasillos = 500 Kg/m²

En aulas = 200 Kg/m²

b) **Espesor de losa (t):**

Determinando cómo trabaja la losa:

$$m = \frac{a}{b} = \frac{\text{lado corto}}{\text{lado largo}} \quad \begin{array}{l} \text{si } m \geq 0.5 \text{ trabaja en dos direcciones} \\ \text{si } m < 0.5 \text{ trabaja en una dirección} \end{array}$$

Losas 1,2,3,4,5,6 y 7:

$$m = 3.75/6 = 0.625 \text{ (2 direcciones)}$$

Losas 8,9,10,11,12,13 y 14:

$$m = 2/3.75 = 0.53 \text{ (2 direcciones)}$$

Determinando el espesor de la losa:

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

$$t_{1,2,3,4,5,6 \text{ y } 7} = (2*6 + 2*3.75)/180 = 0.108\text{m} \approx 0.11\text{m}$$

$$t_{8,9,10,11,12,13 \text{ y } 14} = (2*2 + 2*3.75)/180 = 0.064\text{m} \approx 0.07\text{m}$$

Por lo que se tomará el peralte de 0.11m

c) Carga última o de diseño:

Losas 1,2,3,4,5,6 y 7: (aulas)

$$CU = 1.4((2,400*0.11) + 90 + 150) + 1.7(200) = 1,045.6 \text{ Kg/m}^2$$

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

$$CUu = 1,045.6 \text{ Kg/m}^2 * 1.00 \text{ m} = 1,045.6 \text{ Kg/m}$$

Losas 8,9,10,11,12,13 y 14: (pasillo)

$$CU = 1.4((2,400*0.11) + 90 + 150) + 1.7(500) = 1,555.6 \text{ Kg/m}^2$$

$$CUu = 1,555.6 \text{ Kg/m}^2 * 1.00 \text{ m} = 1,555.6 \text{ Kg/m}$$

d) Momentos actuantes:

Fórmulas: $M(-) = C \cdot CUu \cdot A^2$

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

Donde: C coeficiente de tablas ACI

A dimensión del lado considerado de la losa

Solución: Losa 1:

$$m = 3.75/6 = 0.625$$

Caso 4

$$M_{(-)x} = 0.087 \cdot 1,045.6 \cdot 3.75^2 = 1,279.23 \text{ Kg.m}$$

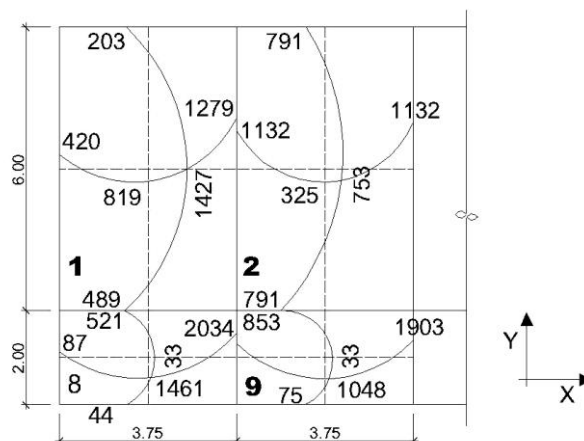
$$M_{(-)y} = 0.013 \cdot 1,045.6 \cdot 6.0^2 = 489.34 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(+)x} = 0.0515 \cdot 705.6 \cdot 3.75^2 + 0.0645 \cdot 340 \cdot 3.75^2 = 819.40 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(+)y} = 0.008 \cdot 705.6 \cdot 6.0^2 + 0.10 \cdot 340 \cdot 6.0^2 = 1,427.21 \text{ Kg.m}$$

Siguiendo el procedimiento anterior, se calculan los momentos en todas las losas, quedando como resultado los datos de la figura 17.

Figura 17. Planta de momentos actuantes en losas típicas – nivel 1



e) Balance de momentos: cuando dos losas están unidas en un lado y tienen momentos diferentes en ese lado, se deben balancear los momentos antes de diseñar el refuerzo. Para este caso, el método elegido es el siguiente:

$$\begin{array}{ll} \text{Si } 0.8 \cdot M_{\text{MAYOR}} \leq M_{\text{MENOR}} & \rightarrow M_B = (M_{\text{MAYOR}} + M_{\text{MENOR}})/2 \\ \text{Si } 0.8 \cdot M_{\text{MAYOR}} > M_{\text{MENOR}} & \rightarrow \text{se balancean proporcionalmente a su rigidez.} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} D_1 \quad D_2 \\ (+) \quad M_1 = M_2 \quad (-) \\ \frac{(M_2 - M_1)D_1}{MB} \quad \frac{(M_2 - M_1)D_2}{MB} \end{array}$$

$D_n = K_1 / (K_1 + K_2)$, $K_1 = 1/L_1$
 L = longitud de losa considerada
 M_B = Momento balanceado
 2 y 1 = índices de M_{MAYOR} y M_{MENOR}

BALANCE DE MOMENTOS ENTRE LOSAS 1 Y 2

Momento I:

$$\begin{array}{l} 0.8 \cdot 1,279 < 1,132 \\ 1,023.9 < 1,132 \end{array}$$

Promedio:

$$M_{B I} = \frac{1,279 + 1,132}{2} = 1,205.5 \text{ Kg.m}$$

Con estos datos se calcula el acero de refuerzo necesario en las losas.

f) Diseño del acero de refuerzo: el refuerzo en las losas se calcula como si fuera una viga, usando el ancho unitario de 1.00 m. El procedimiento seguido es el siguiente:

- **Calculando el peralte (d)**

$$d = t - \text{recubrimiento} = 11 - 2.5 = 8.5 \text{ cm.}$$

- **Calculando los límites de acero**

Tomando en cuenta que $S_{MAX} = 3t$

$S_{MAX} = 3 * 0.11 = 0.33m$, entonces usar $S_{MAX} = 0.30m$.

$A_{SMIN} = 14.5bd/fy = 14.5 * 100 * 8.5 / 2,810 = 4.39 \text{ cm}^2$ para losas en dos sentidos, según Reglamento ACI 318-99, sección 10.5.

- **Calculando momentos soportados usando A_{SMIN}**

$$M_{SOP} = \phi \{A_{SMIN} * fy [d - (A_{SMIN} * fy)/(1.7 * f'c * b)]\}$$

$$M_{SOP} = 0.90 \{4.39 * 2,810 [8.5 - (4.39 * 2,810)/(1.7 * 281 * 100)]\}$$

$$M_{SOP} = 91,502.6 \text{ Kg.cm} = 915 \text{ Kg.m}$$

- **Calculando área de acero**

Para los momentos menores que el M_{SOP} se usa A_{SMIN} y para los momentos mayores que el M_{SOP} , se calcula el área de acero con la siguiente fórmula:

$$\frac{As^2 * fy^2}{1.7 * f'c * b} - As * fy * d + \frac{Mu}{\phi} = 0$$

$$\frac{As^2 * 2,810^2}{1.7 * 210 * 100} - As * 2,810 * 8.5 + \frac{M(\text{Kg.cm})}{0.9} = 0$$

- **Espaciamiento entre varillas para refuerzo**

El espaciamiento entre varillas se calcula con: $S = A_v/A_s$, teniendo en cuenta que el espaciamiento máximo de este refuerzo no deberá exceder lo que sea menor: tres veces el espesor (3t), o 50 cm, según Reglamento ACI, sección 10.5.4.

$$\begin{array}{l} \text{Varilla No.3} \quad A = 0.71 \text{ cm}^2 \\ 4.39\text{cm}^2 \text{ _____ } 100\text{cm} \\ 0.71\text{cm}^2 \text{ _____ } S \qquad S = 16\text{cm}. \end{array}$$

Los resultados de los cálculos de las losas pueden observarse en los planos.

g) Chequeo por corte: todas las losas están sometidas a esfuerzos de corte, los cuales deben ser resistidos por los materiales de las mismas. En este caso, por el tipo de losa que se utiliza, dichos esfuerzos deben resistirse únicamente por el concreto; por esa razón, se debe revisar si el espesor de la losa es el adecuado. El procedimiento es el siguiente:

- **Calculando el corte máximo actuante**

$$V_{MAX} = CUu \cdot L/2 = (1,045.6 \cdot 3.75)/2 = 1,960.5 \text{ Kg}$$

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

- **Calculando el corte máximo resistente**

$$V_R = 45 \cdot t \cdot (f'_c)^{1/2} = 45 \cdot 11 \cdot 281^{1/2} = 8,297.7 \text{ Kg}$$

- **Comparando V_R con V_{MAX}**

Si $V_R \geq V_{MAX}$ el espesor es el adecuado; en caso contrario aumentar t
 Como $V_R > V_{MAX}$ el espesor es el adecuado.

Losas nivel 2

Para el diseño de las losas del nivel 2 se sigue el mismo procedimiento anterior aplicado para las losas del nivel 1.

2.1.4.2 Vigas

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

Viga tipo 1

El procedimiento seguido para diseñar las vigas, se describe a continuación; aplicado en la viga tipo 3:

a) Método de fórmula cuadrática para encontrar A_s :

Sección: 0.30m x 0.40m;

Peralte efectivo: $d = 0.36m$.

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

$F_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$

Fórmula:

$$\frac{A_s^2 \cdot f_y^2}{1.7 f'c \cdot b} - A_s \cdot f_y \cdot d + \frac{M_u}{\phi} = 0$$

Hallando A_s de la ecuación se tiene:

$$\frac{A_s^2 \cdot 2810^2}{1.7 \cdot 281 \cdot 30} - A_s \cdot 2810 \cdot 36 + \frac{10722}{0.9} = 0$$

$$A_s^2 - 183.6A_s + 2,162.21 = 0$$

$$A_s = 12.65 \text{ cm}^2$$

b) Límites de acero: antes de diseñar el acero longitudinal en la viga, se calculan los límites dentro de los cuales debe estar éste; esto se hace usando los criterios siguientes:

Fórmulas: $\rho = A_s/b \cdot d = 12.65/30 \cdot 36 = 0.012$

$$\rho_{\text{MIN}} = 14.5/f_y = 14.5/2,810 = 0.005$$

$$\rho_{\text{BAL}} = \beta_1(0.85)[6120/(6120+F_y)](f'_c/F_y)$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ para } f'_c < 281 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.85^2[6120/(6120+2810)](281/2810) = 0.0495$$

$$\rho_{\text{MAX}} = \Phi \rho_{\text{BAL}} = 0.5 \cdot 0.0495 = 0.0247$$

$$\Phi = 0.5 \text{ en zona sísmica}$$

$$A_{\text{SMIN}} = \text{área de acero mínimo} = 14.5b \cdot d/f_y$$

$$A_{\text{SMIN}} = (14.5 \cdot 30 \cdot 36)/2,810 = 5.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{SMAX}} = \rho_{\text{MAX}} b \cdot d = 0.0247 \cdot 30 \cdot 36 = 26.68 \text{ cm}^2$$

Chequeando límites, $A_{\text{SMIN}} \leq A_s \leq A_{\text{SMAX}}$. Entonces $5.57 \leq 12.65 \leq 26.68$.

Así pues, el armado es correcto.

c) Refuerzo longitudinal del diagrama de envolvente de momentos y cortes últimos en el sentido Y, nivel 1: se procede a calcular lo siguiente:

Momentos negativos

$$M(-) = 9,505 \text{ Kg-m} \rightarrow A_s(-) = 11.11 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{colocar 2 No.7 + 1 No.6 (11.72 cm}^2)$$

$$M(-) = 10,722 \text{ Kg-m} \rightarrow A_s(-) = 12.65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{colocar } 2 \text{ No.7} + 2 \text{ No.6} (13.46 \text{ cm}^2)$$

Momentos positivos

$$M(+) = 8,437 \text{ Kg-m} \rightarrow A_s(+) = 9.72 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{colocar } 2 \text{ No.7} + 1 \text{ No.5} (9.74 \text{ cm}^2)$$

d) Requisitos sísmicos para armado: luego de calcular el A_s , se procede a colocar varillas de acero, de tal forma que el área de ellas supla lo solicitado en los cálculos de A_s ; esto se hace tomando en cuenta los siguientes requisitos sísmicos:

Cama superior en apoyos, A_s para $M(-)$: se deben colocar, como mínimo, dos varillas de acero en forma continua o tomar el mayor de los siguientes valores: a) A_{SMIN} , b) A_s calculada para el $M(-)$, como se presenta a continuación.

$$\left. \begin{array}{l} \text{a) } A_{SMIN} = 5.57 \text{ cm}^2, = 2 \text{ No.6} \\ \text{b) } A_{SM(-)} = 12.65 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ Usar } 2\text{No.7} + 2 \text{ No.6} = 13.7 \text{ cm}^2$$

Cama superior al centro: se deben colocar, como mínimo, dos varillas de acero en forma continua o tomar el mayor de los siguientes valores: a) A_{SMIN} , b) 33% del A_s calculada para el $M(-)$, como se presenta a continuación.

$$\left. \begin{array}{l} \text{a) } A_{SMIN} = 5.57 \text{ cm}^2, \\ \text{b) } 33\% A_{SM(-)} = 0.33(12.65 \text{ cm}^2) = 4.17 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ Usar } 2\text{No.6} (5.70 \text{ cm}^2) \text{ corridas}$$

Cama inferior en apoyos: se toma el armado mínimo longitudinal, 50% del $A_{SM(-)}$ ó 50% del $A_{SM(+)}$; de éstos se selecciona el mayor.

$$A_{SMIN} = 5.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{SM(+)} = 50\% A_{S(+)} = 0.5 (9.74) = 4.87 \text{ cm}^2$$

$$As_{M(-)} = 50\% As_{(-)} = 0.5(12.65 \text{ cm}^2) = 6.33 \text{ cm}^2$$

En este caso se toma el $50\%As_{(-)} = 6.33 \text{ cm}^2$, equivalente a 2 No.7 (7.76cm²)

Cama inferior en el centro, As para M(+): se toma el mayor de los valores: As_{MIN} ; o As calculada para el $M_{(+)}$.

$$As_{MIN} = 5.57 \text{ cm}^2$$

$$As_{M(+)} = 9.72\text{cm}^2 \rightarrow \text{colocar 2 No.7 + 1 No.5 (9.74 cm}^2)$$

e) Acero transversal (estribos): se deben disponer estribos en las siguientes zonas de los elementos:

- En una longitud igual a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hasta la mitad del claro, en ambos extremos del elemento en flexión: $Lo = 2 \cdot h = 2 \cdot 40 = 80\text{cm}$.
- En longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento en ambos lados de una sección, donde pueden ocurrir fluencia por flexión en conexión con desplazamientos laterales inelásticos del marco.

El primer estribo debe estar colocado a no más de 5 centímetros de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento máximo de los estribos no debe exceder de: a) $d/4$, b) ocho veces el diámetro de la varilla de diámetro más pequeño, c) 24 veces el diámetro de la varilla del estribo ó d) 30 cm. según Reglamento ACI 318-99 sección 21.3.3.1, 21.3.3.2.

Cuando no se requieran estribos, éstos deben estar situados a no más de $d/2$ a lo largo de la longitud del elemento, según Reglamento ACI 318-99 sección 21.3.3.4.

Utilizando el corte máximo, se tiene $V_u = 7,595$ Kg.

Corte máximo del concreto (V_R) = $0.85 * 0.53 * (f'c)^{1/2} * b * d$

$V_R = 0.85 * 0.53 * (281)^{1/2} * 30 * 36 = 8,155.9$ Kg.

Si $V_R \geq V_u$, la viga necesita estribos sólo por armado.

Si $V_R < V_u$ se diseñan estribos por corte, usando las expresiones siguientes:

Comparando, $V_u < V_R \rightarrow$ no necesita refuerzo transversal (estribos),

utilizar estribos No.3 @ $d/2 = 36/2 = 18$ cm. en el centro del elemento y

$d/4 = 36/4 = 9$ cm, en los extremos por requisitos sísmicos.

Debido a que en todas las vigas el corte resistente es mayor que el corte actuante, por esa razón el armado general de estribos será igual a $d/2 = 18$ cm.

Para el diseño de las vigas 1, 2 y 4 se sigue el procedimiento descrito anteriormente para la viga 3; los resultados se presentan en los planos, en los anexos al final de este documento.

2.1.4.3 Columnas

Las columnas son elementos estructurales que están sometidos a carga axial y momentos flexionantes. Para el diseño, la carga axial es el valor de todas las cargas últimas verticales que soporta la columna; esta carga se determina por áreas tributarias. Los momentos flexionantes son tomados del análisis estructural, y se selecciona, para diseñar la columna, el mayor de los momentos actuantes en los extremos de la columna.

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

Columna típica nivel 1

a) Datos: éstos son obtenidos del análisis estructural.

Sección: 0.30m x 0.30m

Lu = 3.80 m.

Mx = 6,640 Kg.m Viene de diagrama de momentos últimos sentido X

My = 5,736 Kg.m Viene de diagrama de momentos últimos sentido Y

Vux = 4115 Kg.m Viene de diagrama de cortes últimos sentido X

Vuy = 5972 Kg.m Viene de diagrama de cortes últimos sentido Y

b) Determinación de la carga axial:

- **Calculando la carga última (CU):** $1.4CM + 1.7CV$

$$\text{Nivel 2: } CU = 1.4((0.11*2,400) + 60) + 1.7(100)$$

$$CU = 1.4(324) + 1.7(100) = 623.6 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Nivel 1: } CU = 1.4((0.11*2,400) + 150) + 1.7(500)$$

$$CU = 1.4(414) + 1.7(500) = 1,429.6 \text{ Kg/m}^2$$

- **Calculando el factor de carga última:** $FCU = CU/(CM+CV)$

$$FCU = 623.6/(324+100) = 1.47 \rightarrow \text{Nivel 2}$$

$$FCU = 1,429.6/(414+500) = 1.56 \rightarrow \text{Nivel 1}$$

- **Calculando la carga axial:**

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

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

$A_{LOSAS} = 15.00 \text{ m}^2$ tomado de áreas tributarias.

$$P_{C2} = (15 * 623.6) + (0.3 * 0.4 * 7.75 * 2,400 * 1.47) = 12,635.04 \text{ Kg} = 12.64 \text{ Ton}$$

$$P_U = 12,635.04 + (0.3^2 * 2.6 * 2400 * 1.47) + (0.3 * 0.4 * 7.75 * 2,400 * 1.56) + 15 * 1,429.6$$

$$P_U = 38,386.5 \text{ Kg}$$

c) Clasificar la columna por su esbeltez (E): una columna es esbelta cuando los diámetros de su sección transversal son pequeños en relación con su longitud.

Por el valor de su esbeltez, las columnas se clasifican en cortas ($E < 21$), intermedias ($21 \leq E \leq 100$) y largas ($E > 100$). El objetivo de clasificar las columnas es para ubicarlas en un rango; si son cortas, se diseñan con los datos originales del análisis estructural; si son intermedias, se deben magnificar los momentos actuantes, y si son largas, no se construyen porque fallan por pandeo, según Reglamento ACI 318-99 sección 10.13.2.

La esbeltez de la columna en el sentido X se calcula con el procedimiento siguiente:

Fórmula: $E = (K * L_u) / r$

Donde: $E =$ esbeltez $K =$ factor de pandeo

$L_u =$ longitud entre apoyos = 3.80 m.

$r =$ radio de giro = 0.3* lado menor

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

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

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

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

$$\text{Inercia de vigas} = (1/12)(30)(40)^3 = 160,000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia de columnas} = (1/12)(30)(30)^3 = 67,500 \text{ cm}^4$$

$$\Psi_A = (67500/380) + (67500/260) / [(160000/345) + (160000/345)] = 0.47$$

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

$$\Psi_{\text{PROMEDIO}} = (0.47 + 0) / 2 = 0.24 < 2$$

$$\text{Como } \Psi_{\text{PROMEDIO}} < 2, \text{ entonces } K = ((20 - 0.24)/20) (1 + 0.24)^{1/2} = 1.1$$

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

Calculando la esbeltez de la columna en el sentido Y, se tiene:

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

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

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

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

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

De acuerdo con los valores de esbeltez obtenidos tanto en el sentido X como en el Y, la columna se clasifica dentro de las intermedias, por lo que se deben magnificar los momentos actuantes.

d) Magnificación de momentos:

Fórmulas: $M_d = \delta M_a$

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

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

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

$$\beta_d = CMU / CU$$

Donde: P_u = carga de diseño última

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

β_d = factor de flujo plástico

E_c = módulo de elasticidad del concreto

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

δ = factor de amplificación de momentos

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

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

• Calculando el magnificador de momento en el sentido X:

$$E_c = 15,100 (281)^{1/2} = 253122.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_d = CMU / CU = \frac{1.4(414)}{1.4(414) + 1.7(500)} = 0.40$$

$$EI = [(253122.12 \cdot 67500) / 2.5] / (1 + 0.40) = 4.8816 \cdot 10^9 \text{ Kg-cm}^2$$

$$P_{cr} = \pi^2 (4.8816 \cdot 10^9) / (1.1 \cdot 380)^2 = 303,323.25 \text{ Kg}$$

$$\delta = 1 / [1 - (138,386.51 / (0.70 \cdot 303,323.25))] = 1.22$$

$$M_d = \text{momento de diseño en X} = \delta \cdot M_x = 1.22 \cdot 6,640 = 8,100.8 \text{ Kg.m}$$

- **Calculando el magnificador de momento en el sentido Y:**

$$\beta_d = 0.40$$

$$EI = [(253122.12 \cdot 67500) / 2.5] / (1 + 0.40) = 4.8816 \cdot 10^9 \text{ Kg-cm}^2$$

$$P_{cr} = \pi^2 (4.8816 \cdot 10^9) / (1.08 \cdot 380)^2 = 308,940.3 \text{ Kg}$$

$$\delta = 1 / [1 - (138,386.51 / (0.70 \cdot 308,940.3))] = 1.22$$

$$M_d = \text{momento de diseño en Y} = \delta \cdot M_y = 1.17(5,736) = 6,711.12 \text{ Kg.m}$$

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

Para este caso, todas las columnas son del tipo carga axial y momento biaxial. El diseño exacto de este tipo de columnas requiere un procedimiento difícil, pero existen métodos aproximados que dan buenos resultados; uno de éstos es el método de la carga inversa desarrollado por *Bresler*, un método sencillo, que ha sido comprobado mediante resultados de ensayos y cálculos exactos. El método consiste en que dado un sistema de cargas actuantes, se debe calcular el sistema de cargas resistentes.

La ecuación de la carga inversa se define como:

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

Donde:

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

$P'xo = K'x * f'c * \text{sección del elemento}$ = carga última que resiste la columna cuando se encuentra presente la excentricidad “ e_y ”, ($e_x = 0$).

$P'oy = K'y * f'c * \text{sección del elemento}$ = carga última que resiste la columna cuando se encuentra presente la excentricidad “ e_x ”, ($e_y = 0$).

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

K_x y K_y son coeficientes que se obtienen del diagrama de interacción para diseño de columnas.

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

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

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

En este caso se proponen 8 varillas No. 6 = 22.82 cm²

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

$$\begin{aligned} \text{a) valor de la gráfica } Y_x &= h_{\text{NÚCLEO}}/h_{\text{COLUMNA}} = 24 / 30 = 0.8 \\ Y_y &= h_{\text{NÚCLEO}}/h_{\text{COLUMNA}} = 24 / 30 = 0.8 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b) Valor de la curva } \rho_t \mu &= (A_s * F_y) / (A_g * 0.85 * f'_c) \\ &= (22.8 * 2,810) / ((30 * 30) * 0.85 * 281) = 0.30 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{c) Excentricidades : } e_x &= M_{dx}/P_u = 8,100.8 / 38,386.51 = 0.21 \\ e_y &= M_{dy}/P_u = 6,997.9 / 38,386.51 = 0.18 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{d) Valor de las diagonales: } e_x / h_x &= 0.21/0.30 = 0.70 \\ e_y / h_y &= 0.18/0.30 = 0.61 \end{aligned}$$

Con los datos obtenidos en los incisos a), b) y d) se buscan los valores en el diagrama de interacción, encontrando que: $K_x = 0.32$ y $K_y = 0.24$

Cálculo de cargas:

$$P'_x = 0.32 * 281 * 30 * 30 = 80,928 \text{ Kg}$$

$$P'_y = 0.24 * 281 * 30 * 30 = 60,696 \text{ Kg}$$

$$P'_o = 0.7[(0.85 * 281 * (30 * 30 - 22.8)) + (22.8 * 2810)] = 191,511.05 \text{ Kg}$$

Cálculo de P'_u

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{1}{80,928} + \frac{1}{60,696} - \frac{1}{191,511.05} ; \quad P'_u = 42,353.89 \text{ Kg}$$

Como $P'u > P_u$, el área de acero que se propuso sí soporta los esfuerzos a los que está sometido el elemento. En caso contrario, se debe aumentar el área de acero.

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

- **Refuerzo por corte**

$$\begin{aligned} \text{Corte resistente } V_R &= 0.85 * 0.53 (F'_c)^{1/2} * b * d \\ &= 0.85 * 0.53 (281)^{1/2} * 30 * 27 = 6,116.92 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Comparar V_R con V_u , usando los siguientes criterios:

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

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

Para ambas opciones, se considera que la varilla mínima permitida es la No.3

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

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

- **Refuerzo por confinamiento**

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

- a) Ocho veces el diámetro de la varilla longitudinal confinada más pequeña; varilla más pequeña No. 6 $\rightarrow S_o = 8 * 1.905 = 15.24 \text{ cm}$
- b) 24 veces el diámetro de la varilla de amarre; varilla de amarre No. 3 $\rightarrow S_o = 24 * 0.953 = 22.87 \text{ cm}$

- c) Mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento de marco; menor sección transversal, 30 cm. $\rightarrow S_0 = 30/2 = 15$ cm
- d) 30 cm

Cálculo de espaciamiento entre estribos en zona confinada:

Fórmulas: $S_0 = 2A_v / \rho_s L_n$

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

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

Calculando S_0 para la columna se tiene:

$$\rho_s = 0.45((30^2/24^2) -1) (0.85*281/2,810)=0.02$$

Y por último, suponiendo un estribo No.3 ($A_v = 0.71$ cm²), se tiene:

$$S_0 = (2*0.71)/ (0.02*24) = 2.96$$
 cm

Entonces, colocar estribo No.3 @ 0.05m en la longitud de confinamiento.

- **Longitud de confinamiento ℓ_0 :**

La longitud ℓ_0 no debe ser menor de lo que sea mayor de:

- a) Sexta parte del claro libre del elemento;

Claro libre del elemento $L_u = 260$ cm. Entonces $\ell_0 = 300/6 = 43$ cm.

- b) Mayor dimensión de la sección transversal del elemento, $\ell_o = 30\text{cm}$
- c) De 50 cm, según Reglamento ACI 318-99 sección 21.10.5.1.

2.1.4.4 Zapatas

Los cimientos son elementos de la estructura destinados a recibir las cargas propias y las aplicadas exteriormente a la misma; éstos, a su vez, transmiten la acción de las cargas sobre el suelo. Para elegir el tipo de cimentación que se va a utilizar se deben considerar, principalmente, el tipo de superestructura, la naturaleza de las cargas que se aplicarán, las condiciones del suelo y el costo de la misma.

a) Datos: los datos necesarios para el diseño de las zapatas se toman del análisis estructural y del estudio de suelo realizados en el lugar, aplicando la prueba de campo de plasticidad; a través de cilindro, se logró determinar que el tipo de terreno es una arcilla firme o semidura, para lo cual se tomó un dato del valor soporte de 20 toneladas/metro cuadrado. Los datos por utilizarse para el diseño de esta zapata son los siguientes:

$P_u = 38,386.51 \text{ Kg}$	$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
$M_x = 6,640 \text{ Kg.m}$	$F_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$
$M_y = 5,736 \text{ Kg.m}$	$FCU = 1.56$
$V_s = 20,000 \text{ Kg/m}^2$	Sección de columna $0.30 \times 0.30\text{m}$
$W_s = 1,500 \text{ Kg/m}^3$	$W_c = 2,400 \text{ Kg/m}^3$

b) Área de zapata: la losa de la zapata debe dimensionarse para soportar las cargas aplicadas y las reacciones inducidas. En este inciso se calcula el área de la losa, de la forma siguiente:

- **Cálculo de cargas de trabajo:**

$$P' = Pu/Fcu = 38,386.51/1.56 = 24,606.74 \text{ Kg.}$$

$$M'x = Mx/Fcu = 6,640/1.56 = 4,256.4 \text{ Kg-m/m}$$

$$M'y = My/Fcu = 5,736/1.56 = 3,676.9 \text{ Kg-m/m}$$

- **Predimensionamiento del área de zapata:**

$$Az = 1.5P' / Vs = 1.5 * 24,606.74 / 20,000 = 1.84 \text{ m}^2$$

Iterando dimensiones, se propone usar un $Az = 1.75 * 1.75 \text{ m}^2$

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

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

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

$$Sx = Sy = (1/6)*1.75*1.75^2 = 0.89$$

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

$$P = 24,606.74 + (0.3*0.3*3.8*2400) + (2.89*1*1500) + (2.89*0.3*2400)$$

$$P = 32,220.74$$

$$q_{max/mín} = 32,220.74/1.96 \pm 4,256.4/0.89 \pm 3,676.9/0.89$$

$$q_{max} = 19,443.5 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{Cumple, no excede el Vs}$$

$$q_{min} = 1,615.83 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{Cumple, sólo compresiones en el suelo}$$

c) Presión última: como se observa en los cálculos anteriores, la presión está distribuida de forma variable, pero a efectos de diseño estructural, se toma una presión última usando el criterio:

$$q_{\text{diseñoU}} = q_{\text{max}} * F_{cu} = 19,443.5 * 1.56 = 30,331.86 \text{ Kg/m}^2$$

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

Considerando lo anterior, se acepta $t = 0.35 \text{ m}$; luego se hacen los chequeos siguientes:

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

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

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

$$V_{\text{act}} = A * q_{\text{diseñoU}} = 0.46 * 1.75 * 30,331.86 = 24,417.15 \text{ Kg}$$

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

$V_{\text{act}} < V_R$ sí chequea

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

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

$$V_{act} = A * q_{diseño} U = (1.75^2 - 0.5671^2) * 30,331.86 = 83,136.52 \text{ Kg}$$

$$V_R = 0.85 * 1.06 \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 1.06 \sqrt{(210)} * 246.8 * 26.71 = 79,095.43 \text{ Kg}$$

$V_{act} > V_R$ no chequea, entonces aumentar "t"

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

$$V_{act} = A * q_{diseño} U = (1.75^2 - 0.6171^2) * 30,331.86 = 81,340.57 \text{ Kg}$$

$$V_R = 0.85 * 1.06 \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 1.06 \sqrt{(210)} * 246.8 * 31.71 = 102,198.9 \text{ Kg}$$

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

e) Diseño de refuerzo por flexión: el empuje hacia arriba del suelo produce momento flector en la zapata; por esa razón es necesario reforzarla con acero para soportar los esfuerzos inducidos. Esto se hace de la manera siguiente:

Sentido X

- **Momento último:** éste se define tomando la losa como en voladizo y su $M_u = q_u * L^2 / 2 = (30,331.86 * 0.725^2) / 2 = 7,971.59 \text{ Kg-m/m}$

Donde L es la distancia medida del rostro de la columna al final de la zapata.

- **Área de acero:** el área de acero se define por la fórmula:

$$A_s = [b * d - \sqrt{(b * d)^2 - (M_u * b / 0.003825 * f'c)}] * 0.85 * f'c / f_y$$

Donde: $b = 100 \text{ cm}$ $d = 31.71 \text{ cm}$
 $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ $Fy = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$
 $Mu = 7,971.59 \text{ Kg.m}$

$$ASREQ = [100 * 31.71 - \sqrt{[(100 * 31.71)^2 - 7971.59 * 100 / 0.003825 * 2810]}] * 0.85 * 2810 / 210$$

$$ASREQ = 10.08 \text{ cm}^2$$

$$ASMIN = 14.5 / fy (b * d) = 14.5 / 2810 * 100 * 31.71 = 16.36 \text{ cm}^2$$

Como $ASMIN < ASREQ$, entonces utilizar $ASMIN$.

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

Sentido Y

$$Mu = (30,331.86 * 0.725^2) / 2 = 7,971.9 \text{ Kg-m/m}$$

Donde el peralte en el sentido Y cambia,

$$dy = dx - \emptyset x / 2 - \emptyset y / 2 = 31.71 - 1.59 / 2 - 1.59 / 2 = 30.12 \text{ cm}$$

$$ASREQ = 10.63 \text{ cm}^2$$

$$ASMIN = 14.5 / 2810 * 100 * 30.12 = 15.54 \text{ cm}^2$$

$ASREQ < ASMIN \rightarrow$ usar $ASMIN$

$$S = 1.98 / 15.54 = 0.13 \text{ cm}$$

Colocar varillas No.5 @ 0.13m en el sentido Y

El armado final de la zapata se detalla en los planos anexos al final de este documento.

2.1.4.5 Gradadas

Éstas se diseñan del mismo modo que una losa tradicional. Su armado final se puede observar en los planos.

2.1.5 Integración de costos

Tabla V. Presupuesto de edificio escolar

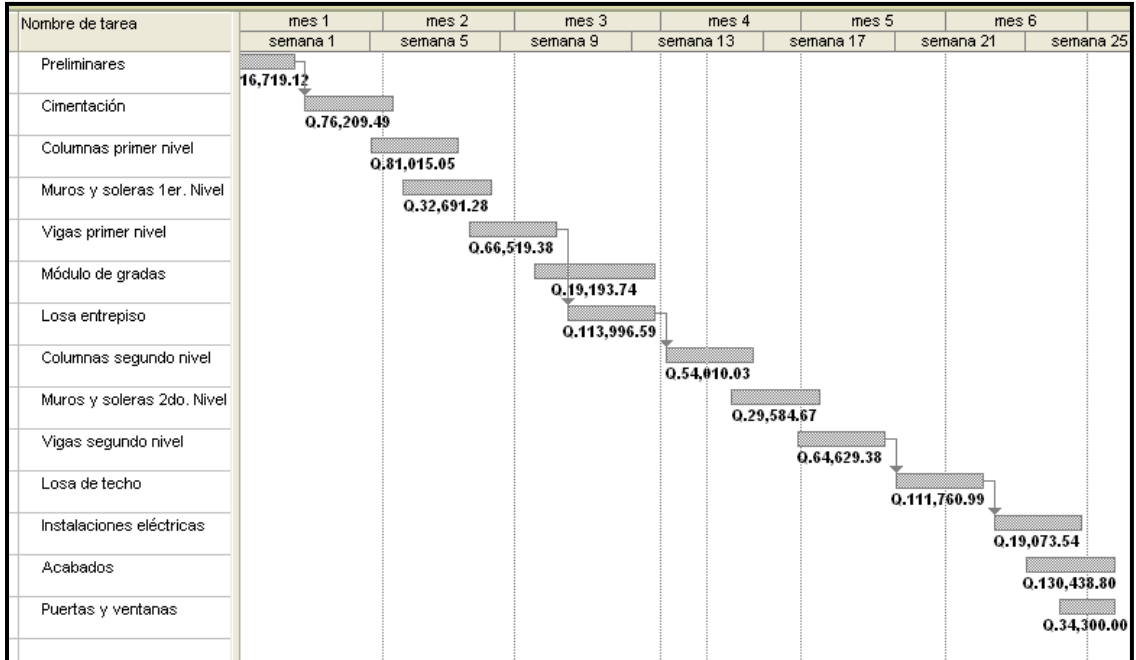
No.	REGLÓN	CANT.	UNIDAD	PRECIO U.	SUB TOTAL	TOTAL REGLÓN
1	Preliminares	440.00	m ²	Q 38.00	Q 16,719.12	Q 16,719.12
2	Cimentación					
	Zapatas	24.00	u	Q 1,989.48	Q 47,747.63	
	Cimiento corrido	78.75	u	Q 153.62	Q 12,097.25	
	Cortina de block (0.15*0.20*0.40m)	47.25	m ²	Q 99.97	Q 4,723.38	
	Solera de humedad	78.75	ml	Q 147.83	Q 11,641.23	Q 76,209.49
3	Columnas					
	Columna tipo A (0.30*0.30m)	172.80	ml	Q 625.96	Q 108,166.31	
	Columna tipo B (0.15*0.15m)	80.60	ml	Q 140.75	Q 11,344.05	
	Columna tipo C (0.10*0.15m)	204.60	ml	Q 75.83	Q 15,514.72	Q 135,025.08
4	Muros y soleras					
	Levantado de muro (0.15*0.20*0.40m)	241.00	m ²	Q 119.16	Q 28,718.06	
	Levantado de muro (0.10*0.20*0.40m)	30.70	m ²	Q 85.90	Q 2,637.00	
	Solera intermedia	157.50	ml	Q 87.13	Q 13,723.66	
	Solera de corona	60.45	ml	Q 113.80	Q 6,879.35	Q 51,958.07
5	Vigas					
	Viga tipo 1 (0.30*0.40m)	78.75	ml	Q 435.58	Q 34,301.54	
	Viga tipo 2 (0.30*0.40m)	78.75	ml	Q 425.98	Q 33,545.54	
	Viga tipo 3 (0.30*0.40m)	64.00	ml	Q 503.40	Q 32,217.84	
	Viga tipo 4 (0.30*0.40m)	64.00	ml	Q 485.69	Q 31,083.84	Q 131,148.77
6	Losas					
	Losa de entrepiso	210.00	m ²	Q 542.84	Q 113,996.59	
	Losa de techo	210.00	m ²	Q 532.20	Q 111,760.99	Q 225,757.58
7	Instalaciones eléctricas	1.00	global	Q 19,073.54	Q 19,073.54	Q 19,073.54
8	Acabados					
	Piso	362.00	m ²	Q 224.67	Q 81,329.40	
	Repello + cernido vertical	539.60	m ²	Q 47.73	Q 25,752.60	
	Cernido en cielo	425.00	m ²	Q 54.96	Q 23,356.80	Q 130,438.80
9	Puertas y ventanas					
	Puerta de metal	6.00	u	Q 450.00	Q 2,700.00	
	Ventanería de metal	79.00	m ²	Q 400.00	Q 31,600.00	Q 34,300.00
10	Gradas	1.00	global	Q 19,193.74	Q 19,193.74	Q 19,193.74
11	Sillares y dinteles					
	Sillares y dinteles	102.60	ml	Q 78.06	Q 8,008.57	
	Remate de muro de balcón	29.90	ml	Q 77.23	Q 2,309.30	Q 10,317.87
TOTAL						Q 850,142.06
						\$ 112,155.94

**Son: Ochocientos cincuenta mil, ciento cuarenta y dos quetzales con 06/100
Ciento doce mil, ciento cincuenta y cinco dólares con 94/100**

COSTO POR METRO CUADRADO	Q 1,852.16
	\$ 244.35

2.1.6 Cronograma de ejecución

Tabla VI. Cronograma de ejecución de edificio escolar



2.2 Diseño y planificación de red de drenaje sanitario del caserío Pozo Vivo, del municipio de Tactic, Alta Verapaz

2.2.1 Descripción del proyecto

El proyecto de introducción de drenaje sanitario del caserío Pozo Vivo tiene una capacidad de servicio para un total de 420 habitantes (100% de la población), y se espera que dentro de 20 años rodee los 768 habitantes.

Debido a la topografía de la región (casi plana en su mayoría), se hace imposible la construcción de una planta de tratamiento para la descarga, por lo que se presentan dos opciones de tratamiento: La implementación de un biodigestor clarificador para cada vivienda, el cual le da tratamiento bacteriológico a las aguas residuales de cada una, luego el agua ya tratada es conducida por la tubería principal hasta el punto de descarga; y la posible conexión de esta tubería a un colector principal que recaudará todas las aguas residuales de las comunidades de Tactic, conduciendo las mismas hasta una planta de tratamiento para todo el municipio.

2.2.2 Estudios topográficos

Es el proceso de trabajo que se realiza previo a un estudio de proyecto de pre-inversión de una infraestructura básica, el cual conlleva dos actividades en el campo: el trazo planimétrico y el trazo altimétrico, utilizando para los mismos, aparatos de precisión.

2.2.2.1 Planimetría

En el levantamiento topográfico se utilizó el siguiente equipo:

- ✓ Un teodolito
- ✓ Estadal
- ✓ Cinta métrica
- ✓ Plomada
- ✓ Machete, trompos, pintura acrílica, mazo

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

2.2.2.2 Altimetría

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

- ✓ Un teodolito
- ✓ Estadal
- ✓ Cinta métrica
- ✓ Plomada
- ✓ Machete, trompos, pintura acrílica, mazo

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

2.2.2.3 Determinación de ruta

Para este sistema, el colector principal irá al centro de las calles que conforman la comunidad para descargar en el río Cahabón.

2.2.3 Período de diseño

Es el período de funcionamiento eficiente del sistema. Pasado éste, es necesario rehabilitarlo. Este sistema de alcantarillado será proyectado para llenar adecuadamente su función durante un período de 20 años, a partir de la fecha de su construcción.

2.2.4 Consideraciones para diseño de la red de drenaje

En el sistema de alcantarillado sanitario, la red de drenaje será diseñada de acuerdo con los parámetros siguientes:

2.2.4.1 Dotación

Es la cantidad de agua asignada en un día a cada usuario. Se expresa en litros por habitante, por día. Se estimó una dotación de agua potable de 125 litros/habitante/día.

2.2.4.2 Población actual y futura

Para la estimación del número de habitantes de la población futura se utilizó el método del incremento geométrico, siendo su fórmula la siguiente:

$$P_n = P_o(1 + r / 100)^n$$

Donde: P_n = Población futura
 P_o = Población actual = 420 habitantes
 r = Tasa de crecimiento = 3.05%
 n = número de años de diseño = 20 años

2.2.4.3 Velocidad de flujo

Para este proyecto, la tubería a usar es PVC norma ASTM 3034; se aconseja que la velocidad para sección parcialmente llena esté comprendida entre 0.40 m/s y 3 m/s.

2.2.5 Caudal sanitario

En el sistema de alcantarillado sanitario, el caudal sanitario será determinado de acuerdo con los parámetros siguientes:

2.2.5.1 Caudal domiciliar

Es el caudal que después de haber sido utilizado por los humanos, para la limpieza o producción de alimentos, es desechado y conducido hacia la red de alcantarillado; es decir, el agua de desecho doméstico está relacionada con la dotación del suministro del agua potable, menos una porción que no será vertida al drenaje de aguas negras, como la que se usa para los jardines y el lavado de vehículos.

Para tal efecto, la dotación de agua potable es afectada por un factor que puede variar entre 0.75 a 0.95. De esta forma, el caudal domiciliar o doméstico quedaría integrado de la siguiente forma:

$$Q_{dom} = \frac{\text{Dotación} * \text{No. Habitantes} * \text{factor de retorno}}{86,400}$$

2.2.5.1.1 Factor de retorno

Se considera que entre el 75% al 95% del consumo de agua de una población retorna al alcantarillado.

Sabiendo que el 100% de la dotación de agua potable que entra a una vivienda no regresa al alcantarillado sanitario por razones de uso en riego de terrenos agrícolas, patios y considerando que se pierde un 5% por evaporación, se tomó para este proyecto un valor de 95%.

2.2.5.2 Caudal de conexiones ilícitas

Este caudal es producido por las viviendas que conectan las tuberías del sistema de agua pluvial al alcantarillado sanitario.

Según el INFOM puede tomarse como un porcentaje del caudal domiciliar equivalente al 10% o mayor, según las condiciones. Para efectos de diseño, debe estimarse que un porcentaje de las viviendas de la localidad hará conexiones ilícitas; entonces se manejará un 20% del caudal domiciliar que haya en el sector, que pueda conectarse ilícitamente.

2.2.5.3 Caudal de infiltración

Para la estimación del caudal de infiltración que entra en los alcantarillados, se toma en cuenta la profundidad del nivel freático del agua

subterránea con relación a la profundidad de las tuberías, la permeabilidad del terreno, el tipo de junta usada en las tuberías y la calidad de la mano de obra y supervisión con que se cuenta en la construcción.

Existen dos formas de medir el caudal: en litros diarios por hectáreas y en litros diarios por kilómetro de tubería. Se incluye la longitud de la tubería de los entronques domiciliarios, para lo cual se asumirán 6 metros lineales por cada vivienda. Este factor puede variar entre 12,000 y 20,000 litros diarios por kilómetro de tubería.

Como se menciona anteriormente, para prevenir los casos que se puedan dar, se manejó un caudal de infiltración de 12,000 litros diarios por kilómetro de tubería.

2.2.5.4 Caudal comercial

Este caudal es producido por los comercios que conectan las tuberías del sistema de agua pluvial al alcantarillado sanitario. Para este caso, no se tomó en cuenta, debido a que el sector es de uso habitacional.

2.2.5.5 Factor de caudal medio

Este factor regula la aportación del caudal en la tubería. Es la suma de los caudales domésticos, de infiltración, por conexión ilícita, comercial e industrial. Este factor debe estar entre un rango de 0.002 a 0.005. Si da un valor menor, se tomará 0.002 y si fuera mayor se tomará 0.005.

Este factor se calcula de la siguiente forma:

$$f_{qm} = \frac{Q_{\text{medio}}}{\text{No. habitantes}}$$

Donde,

$$Q_{\text{medio}} = Q_{\text{dom}} + Q_{\text{inf}} + Q_{\text{ilíc}}$$

En este caso los caudales de comercio e industrial no se tomaron en cuenta puesto que actualmente no existe este tipo de edificaciones, ya que el sector es de uso habitacional.

2.2.5.6 Factor de *Harmond*

También conocido como factor de flujo instantáneo, éste es un factor que está en función del número de habitantes localizados en el área de influencia. Regula un valor máximo de las aportaciones por uso doméstico.

Se calcula por medio de la fórmula de *Harmond*:

$$FH = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

Donde: FH = Factor de *Harmond*

P = Población en miles

2.2.5.7 Determinación de caudal sanitario

Este se determina realizando la sumatoria de los caudales domiciliar, de conexiones ilícitas y el de infiltración.

2.2.6 Velocidades mínimas y máximas

La velocidad de flujo está determinada por la pendiente del terreno, el diámetro de la tubería y el tipo de tubería que se utiliza. La velocidad del flujo se

puede determinar por la fórmula de *Manning* y las relaciones hidráulicas de v/V , donde v es la velocidad del flujo y V es la velocidad a sección llena, v por norma ASTM 3034 debe ser mayor de 0.40 metros/seg., para que no exista sedimentación en la tubería y por lo tanto algún taponamiento, y menor o igual que 3.00 metros/seg., para que no exista erosión o desgaste; estos datos son aplicables para tubería de PVC.

2.2.7 Diámetros de tuberías

Nunca se debe descargar el gasto de tuberías mayores a menores, aún cuando la capacidad de éstas pueda ser mayor (pendientes más pronunciadas o coeficientes de fricción menores), para evitar posibles obstrucciones en la entrada de la tubería chica.

El diámetro mínimo a utilizar para el proyecto es de 6 pulgadas para el inicio de los tramos, y 4 pulgadas para las conexiones domiciliarias.

2.2.8 Pozos de visita

Sirven para verificar el buen funcionamiento de la red de tubería, así como para efectuar operaciones de limpieza y mantenimiento; se pueden construir de cualquier material, siempre que sea impermeable y duradero dentro del periodo de diseño.

Los pozos de visita son estructuras caras, por lo que deben estudiarse las diversas alternativas que existen para su construcción; el material más utilizado es el ladrillo tayuyo de punta, fundidos en obra, o bien de tubería de 36 pulgadas de diámetro.

La diferencia de cotas invert entre las tuberías que entran y salen de un pozo de visita será, como mínimo, de 0.03 m.

Cuando el diámetro interior de la tubería que entra a un pozo de visita sea menor que el diámetro interior de la que sale, la diferencia de cotas invert será, como mínimo, la diferencia de dichos diámetros. Cuando la diferencia sea mayor que 0.70 metros, deberá diseñarse un accesorio especial que encauce el caudal con un mínimo de turbulencia.

2.2.9 Conexiones domiciliarias

Tienen la finalidad de descargar las aguas provenientes de las casas o edificios y llevarlas al alcantarillado central. Constan de las siguientes partes:

2.2.9.1 Candela

Para la candela domiciliar se empleará un tubo de concreto cuyo diámetro sea de 12 pulgadas, el mismo deberá estar impermeabilizado por dentro y tener una tapadera para realizar inspecciones.

2.2.9.2 Tubería secundaria

La conexión de la candela domiciliar con la tubería central se hará por medio de la tubería secundaria, la cual tiene un diámetro de 4 pulgadas en tubería de PVC; debe tener una pendiente mínima de 2% y una máxima de 6%, a efecto de evacuar adecuadamente el agua, y que forme un ángulo con respecto a la línea central de aproximadamente 45 grados, en sentido contrario a la corriente del líquido

2.2.9.3 Diseño de la red de drenaje

Parámetros de diseño:

Población actual	420 habitantes
Población futura	766 habitantes
Tasa de crecimiento	3.05 %
Periodo de diseño	20 años
Densidad de vivienda	6 hab/vivienda
Dotación de agua potable	125 lts/hab/día
Factor de retorno	0.95
Material a utilizar	tubería de PVC
Coeficiente de rugosidad (n)	0.01
Análisis del tramo PV-1.1 a PV-1	
Cota terreno inicio	120.50 m.
Cota terreno final	112.37 m.
Distancia	55.06 m.
Viviendas del tramo	5

Población actual = 5 x 6 = 30 habitantes

Población futura = $30 \times (1 + 3.05/100)^{20} = 55$ habitantes

Pendiente del terreno = $(120.50 - 112.37) / 55.06 = 14.77\%$

Se utilizaron las poblaciones actuales y futuras, para que el sistema funcione correctamente al inicio y al final del periodo de diseño, cumpliendo con los criterios adoptados.

- Análisis de situación actual:

$Q_{dom} = (125 \text{ lts/hab/día} \times 30 \text{ hab} \times 0.95) / 86,400 = 0.0412 \text{ lts/seg}$

$$Q_{inf} = \frac{1200 \times (55.06 + (6 \times 5))}{86,400 \times 1000} = 0.0098 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{ilic} = 0.2 \times 0.0412 = 0.0082 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{med} = 0.0412 + 0.0098 + 0.0082 = 0.0592 \text{ lts/seg}$$

$$f_{qm} = 0.0592/30 = 0.002 \geq 0.002 \rightarrow \text{OK}$$

$$FH = \frac{18 + \sqrt{30/1000}}{4 + \sqrt{30/1000}} = 4.35$$

$$Q_{dis} = 0.002 \times 4.35 \times 30 = 0.2613 \text{ lts/seg}$$

- Análisis de situación actual:

$$Q_{dom} = \frac{125 \text{lt/hab/día} \times 55 \text{hab} \times 0.95}{86,400} = 0.076 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{inf} = \frac{1200 \times (55.06 + (6 \times 10))}{86,400 \times 1000} = 0.0127 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{ilic} = 0.2 \times 0.076 = 0.0151 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{med} = 0.076 + 0.0127 + 0.0151 = 0.1038 \text{ lts/seg}$$

$$f_{qm} = 0.1038/30 = 0.0019 < 0.002 \rightarrow \text{utilizar } f_{qm} = 0.002$$

$$FH = \frac{18 + \sqrt{55/1000}}{4 + \sqrt{55/1000}} = 4.31$$

$$Q_{dis} = 0.002 \times 4.31 \times 55 = 0.4712 \text{ lts/seg}$$

Utilizando tubería de PVC de un diámetro de 6 pulgadas y una pendiente igual a la del terreno, que en este caso es de 14.77%, para evitar exceso de excavación, se tiene, que utilizando la fórmula de *Manning*, se calcula la velocidad y el caudal a sección llena del tubo, donde:

$$v = \frac{0.03429 \times D^{2/3} \times s^{1/2}}{0.01} = \frac{0.03429 \times 6^{2/3} \times .1477^{1/2}}{0.01} = 4.35 \text{ m/s}$$

$$Q = V \times A = 4.35 \times (\pi \times (6/2)^2) \times 0.64516 = 79.37 \text{ lts/seg}$$

$$q/Q_{\text{actual}} = 0.2613/79.37 = 0.003292$$

$$v/V = 0.229291$$

$$V_{\text{actual}} = 0.229291 \times 4.35 = 1.00 \text{ m/s}$$

$$q/Q_{\text{futuro}} = 0.4712/79.37 = 0.005937$$

$$v/V = 0.273304$$

$$V_{\text{futuro}} = 0.273304 \times 4.35 = 1.19 \text{ m/s}$$

De acuerdo con estos resultados, se comprueba que se cumplen los rangos de velocidades mínimas y máximas.

$$\text{Cota invert inicial} = \text{cota de terreno inicial} - \text{altura de pozo}$$

$$= 120.50 - 1.00 = 119.50 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Cota invert final} &= \text{cota invert inicial} - (\text{Distancia horizontal} \times \text{S\% tubo}) \\ &= 119.50 - (55.06 \times 0.1477) = 111.37 \text{ m.} \end{aligned}$$

El ancho de la zanja depende de la profundidad de los pozos.

El volumen de excavación es igual al producto del ancho de zanja, por el promedio de la altura de pozos, por la distancia horizontal.

$$\text{Volumen} = 0.60 \times [(1.00+1.00)/2] \times 55.06 = 55.04 \text{ m}^3$$

Los demás tramos se diseñan de la misma forma. (Ver en anexos el cuadro del cálculo hidráulico).

2.2.10 Integración de costos

Tabla VII. Integración de costos de drenaje sanitario

CUANTIFICACIÓN DE MATERIALES						
No.	RENGLÓN	CANT.	UNIDAD	PRECIO U.	SUB TOTAL	TOTAL
1	Preliminares	1575.11	ml			
2	Línea de drenaje de 6"	1193.23	ml			
	Tubería PVC 6"	209.00	tubos	Q 402.00	Q 84,018.00	
	Pegamento PVC 1/4 Gal	24.00	u	Q 94.17	Q 2,260.08	Q 86,278.08
3	Línea de drenaje de 8"	157.49	ml			
	Tubería PVC 8"	28.00	tubos	Q 660.78	Q 18,501.84	
	Pegamento PVC 1/4 Gal	4.00	u	Q 94.17	Q 376.68	Q 18,878.52
4	Línea de drenaje de 10"	224.39	ml			
	Tubería PVC 10"	39.00	tubos	Q 929.40	Q 36,246.60	
	Pegamento PVC 1/4 Gal	3.00	u	Q 94.17	Q 282.51	Q 36,529.11
5	Conexiones domiciliarias de 6"	40.00	unidades			
	Yee de 6"x4"	40.00	unidad	Q 116.00	Q 4,640.00	
	Tubo de concreto de 12"	40.00	unidad	Q 45.00	Q 1,800.00	
	Tubería PVC 4"	20.00	unidad	Q 171.80	Q 3,436.00	
	Cemento	20.00	sacos	Q 45.00	Q 900.00	
	Arena	0.80	m ³	Q 70.00	Q 56.00	
	Piedrín	1.20	m ³	Q 140.00	Q 168.00	
	Hierro No.3	40.00	varilla	Q 25.00	Q 1,000.00	Q 12,000.00
6	Conexiones domiciliarias de 8"	4.00	unidades			
	Yee de 8"x4"	4.00	unidad	Q 206.00	Q 824.00	
	Tubo de concreto de 12"	4.00	unidad	Q 45.00	Q 180.00	
	Tubería PVC 4"	20.00	unidad	Q 171.80	Q 3,436.00	
	Cemento	2.00	sacos	Q 45.00	Q 90.00	
	Arena	0.08	m ³	Q 70.00	Q 5.60	
	Piedrín	0.12	m ³	Q 140.00	Q 16.80	
	Hierro No.3	40.00	varilla	Q 25.00	Q 1,000.00	Q 5,552.40
7	Conexiones domiciliarias de 10"	5.00	unidades			
	Yee de 10"x4"	5.00	unidad	Q 280.00	Q 1,400.00	
	Tubo de concreto de 12"	5.00	unidad	Q 45.00	Q 225.00	
	Tubería PVC 4"	20.00	unidad	Q 171.80	Q 3,436.00	
	Cemento	2.50	sacos	Q 45.00	Q 112.50	
	Arena	0.10	m ³	Q 70.00	Q 7.00	
	Piedrín	0.15	m ³	Q 140.00	Q 21.00	
	Hierro No.3	40.00	varilla	Q 25.00	Q 1,000.00	Q 6,201.50
8	Pozos de visita	27.00	unidades			
	Cemento	216.00	sacos	Q 45.00	Q 9,720.00	
	Arena	13.50	unidad	Q 70.00	Q 945.00	
	Piedrín	13.50	m ³	Q 140.00	Q 1,890.00	
	Ladrillo tayuyo	23,625.00	unidad	Q 1.50	Q 35,437.50	
	Acero No. 6	40.50	varilla	Q 60.00	Q 2,430.00	

Continuación

	Acero No. 4	81.00	varilla	Q	40.00	Q	3,240.00	
	Acero No. 2	54.00	varilla	Q	11.00	Q	594.00	
	Alambre de amarre	27.00	lb	Q	5.00	Q	135.00	
	Cal hidratada	54.00	bolsa	Q	24.00	Q	1,296.00	
	Regla de 2" x 3" x 8'	270.00	p-t	Q	35.00	Q	9,450.00	
	Tabla de 1" x 12" x 6'	324.00	p-t	Q	40.00	Q	12,960.00	
	Clavo de 3"	27.00	lb	Q	5.00	Q	135.00	
	Clavo de 2 1/2"	27.00	lb	Q	5.00	Q	135.00	Q 78,367.50
TOTAL DE MATERIALES								Q 243,807.11

CUANTIFICACIÓN DE MANO DE OBRA						
No.	REGLÓN	CANT.	UNIDAD	PRECIO U.	SUB TOTAL	TOTAL
1	Preliminares	1575.11	ml			
	Replanteo topográfico	1575.11	ml	Q 1.80	Q 2,835.20	Q 2,835.20
2	Línea de drenaje de 6"	1193.23	ml			
	Excavación de zanja de 0.60m de	1324.49	m ³	Q 25.00	Q 33,112.25	
	Colocación de tubería	1193.50	ml	Q 3.00	Q 3,580.50	
	Relleno compactado	1288.69	m ³	Q 12.00	Q 15,464.28	Q 52,157.03
3	Línea de drenaje de 8"	157.49	ml			
	Excavación de zanja de 0.60m de	245.97	m ³	Q 25.00	Q 6,149.25	
	Colocación de tubería	157.50	ml	Q 4.00	Q 630.00	
	Relleno compactado	240.80	m ³	Q 12.00	Q 2,889.60	Q 9,668.85
4	Línea de drenaje de 10"	224.39	ml			
	Excavación de zanja de 0.60m de	220.96	m ³	Q 25.00	Q 5,524.00	
	Colocación de tubería	224.50	ml	Q 5.00	Q 1,122.50	
	Relleno compactado	209.58	m ³	Q 12.00	Q 2,514.96	Q 9,161.46
5	Conexiones domiciliars de 6"	40.00	unidades			
	Instalacion candela	40.00	unidad	Q 25.00	Q 1,000.00	
	Colocación de tubería	40.00	unidad	Q 10.00	Q 400.00	
	Excavación de zanja	60.00	m ³	Q 25.00	Q 1,500.00	Q 2,900.00
6	Conexiones domiciliars de 8"	4.00	unidades			
	Instalación candela	4.00	unidad	Q 25.00	Q 100.00	
	Colocación de tubería	40.00	unidad	Q 10.00	Q 400.00	
	Excavación de zanja	6.00	m ³	Q 25.00	Q 150.00	Q 650.00
7	Conexiones domiciliars de 10"	5.00	unidades			
	Instalacion candela	5.00	unidad	Q 25.00	Q 125.00	
	Colocación de tubería	40.00	unidad	Q 10.00	Q 400.00	
	Excavación de zanja	7.50	m ³	Q 25.00	Q 187.50	Q 712.50
8	Pozos de visita	27.00	unidades			
	Excavación	122.58	m ³	Q 25.00	Q 3,064.50	
	Fundición de base	27.00	u	Q 50.00	Q 1,350.00	
	Levantado de ladrillo de punta	202.50	m ²	Q 51.50	Q 10,428.75	
	Repello	202.50	m ²	Q 11.50	Q 2,328.75	
	Relleno compactado	27.00	m ³	Q 12.00	Q 324.00	Q 17,496.00
SUB TOTAL MANO DE OBRA						Q 95,581.04

Continuación

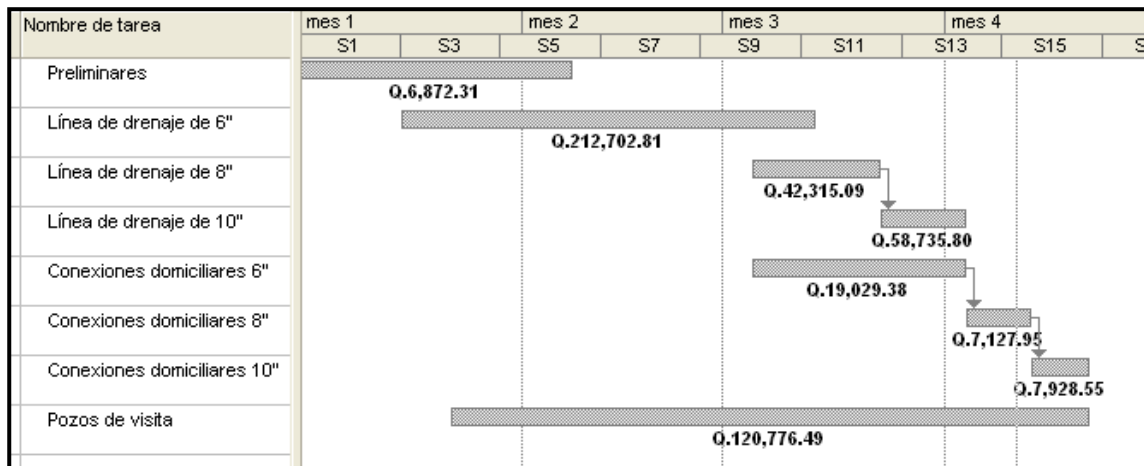
RESUMEN		
TOTAL DE MATERIALES		Q 243,807.11
TOTAL DE MANO DE OBRA		Q 95,581.04
FACTOR AYUDANTE	35%	Q 33,453.36
PRESTACIONES	71%	Q 91,614.43
GRAN TOTAL		Q 464,455.94
		\$61,273.87

Son: Cuatrocientos sesenta y cuatro mil, cuatrocientos cincuenta y cinco quetzales con 94/100
 Sesenta y un mil, doscientos setenta y tres dólares con 87/100

\$1.00 = Q.7.58 según publicación de fecha 18/08/06

2.2.11 Cronograma de ejecución

Tabla VIII. Cronograma de ejecución de drenaje sanitario



2.2.12 Estudio de Impacto Ambiental

2.2.12.1 Identificación de los impactos

Un impacto ambiental es una alteración significativa del medio, causado por una acción humana o natural y está referido a la vulnerabilidad del área de estudio.

La descarga de las aguas residuales en esta región, tiene un impacto negativo sobre los ríos, vegetación y la sociedad humana; el impacto que tendrá desembocar en un solo lugar las aguas tratadas provenientes de la planta de tratamiento, disminuirá la influencia negativa que tiene el agua residual no tratada, ya que tendrá menos contaminantes.

Actualmente se han visto afectados los ríos que rodean a la comunidad, ya que la población dirige sus aguas residuales a zanjones que van a dar a ellos; por lo que la población tiene una participación negativa para el ambiente.

Este proyecto no tendrá impacto ambiental negativo permanente, ya que sólo sucederá durante la época de construcción, donde el suelo sufrirá un leve cambio por ser removido al momento de la excavación y éste a su vez provocará polvo en ocasiones, debido a las condiciones del clima, como el viento, evaporación, etc.

Como impacto ambiental positivo se podría mencionar la eliminación de aguas servidas que fluyen sobre la superficie del suelo del lugar y la eliminación de fuentes de proliferación de mosquitos y zancudos, y la consecuente disminución de enfermedades que éstos puedan transmitir a los habitantes del lugar.

Otro impacto positivo que generará este proyecto, es que el lugar mejorará visualmente; es decir, que el panorama general será más agradable, limpio y conjugará más con el entorno natural que rodea a la localidad.

El área de influencia del proyecto abarca totalmente a la población en estudio, por lo tanto el impacto en toda la comunidad es positivo.

El agua es uno de los requisitos indispensables para una vida saludable. Y es que su demanda está aumentando en distintos sectores; tanto la que se utiliza para beber (necesidades domésticas), como para la elaboración de alimentos (agricultura) y la fabricación de productos (industria). Al contaminar los recursos hídricos, éstos se irán agotando y no se les podrá dar el uso mencionado anteriormente; por lo tanto es necesario hacer frente a este problema que cada vez aumenta, promoviendo el reciclado de las aguas gracias a la construcción de plantas adecuadas para su tratamiento.

2.2.12.2 Medidas de mitigación

Las medidas de mitigación son consideraciones expuestas en forma de planes descriptivos sobre las acciones a tomar, para contrarrestar y mitigar los efectos causados por los impactos negativos.

Uno de los factores importantes es la protección a los trabajadores, para lo cual se deberá disminuir la exposición de éstos a las aguas residuales, ya que los efectos pueden ser dañinos a la salud. Por lo tanto deberán emplear durante sus labores: mascarilla para el polvo y olores, protectores auditivos tipo tapón, guantes de caucho y botas de caucho antideslizantes.

Para evitar accidentes de trabajo y enfermedades, los trabajadores deben ser instruidos en normas de seguridad industrial e higiene, debido a que en numerosas ocasiones ellos cuentan con el equipo de seguridad pero por comodidad o simplemente por no creerlo necesario, no los emplean.

El mantenimiento o supervisión de cada una de las partes del sistema de la red de drenaje sanitario, deberá ser de manera periódica, ya que lo que se pretende es disminuir el riesgo de que pueda colapsar. Para ello, se deberá contar con un trabajador o miembro de la comunidad que realice inspecciones mensuales en el sistema de alcantarillado, verificando que su funcionamiento sea el adecuado.

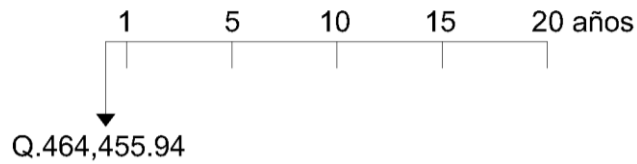
2.2.13 Estudio Socioeconómico

2.2.13.1 Valor Presente Neto (VPN)

El método del Valor Presente Neto es muy utilizado por dos razones: la primera porque es de muy fácil aplicación y la segunda porque todos los ingresos y egresos futuros se transforman al presente y así puede verse fácilmente, si los ingresos son mayores que los egresos. Cuando el VPN es menor que cero implica que hay una pérdida a una cierta tasa de interés o por el contrario si el VPN es mayor que cero se presenta una ganancia

Proyecto de drenaje sanitario del caserío Pozo Vivo:

Figura 18. Esquema de ingresos y egresos económicos para el proyecto



$$\text{VPN} = \text{Ingresos} - \text{Egresos}$$

$$\text{VPN} = 0 - 464,455.94$$

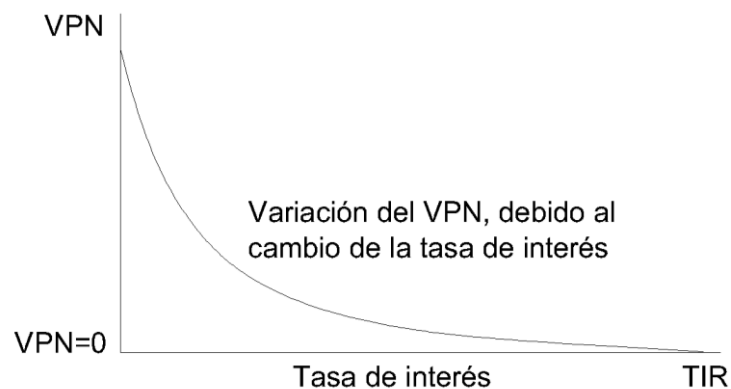
$$\text{VPN} = -464,455.94$$

Como el VPN es menor que cero, nos indica que el proyecto no es rentable. Esto es debido a que, por ser un proyecto de carácter social, no se estipulan ingresos.

2.2.13.2 Tasa Interna de Retorno (TIR)

La tasa interna de retorno, como su nombre lo indica es el interés que hace que los ingresos y los egresos tengan el mismo valor, cuando se analiza una alternativa de inversión.

Figura 19. Variación del VPN debido a la TIR



La tasa interna de retorno puede calcularse mediante las ecuaciones siguientes:

a) $(P-L) * (R/P, i\%, n) + L*i + D = I$

Donde: P = Inversión inicial

L = Valor de rescate

D = Serie uniforme de todos los costos

I = Ingresos anuales

b) Valor Presente de Costos = Valor Presente de Ingresos

c) Costo anual = Ingreso anual

En las tres formas, el objetivo es satisfacer la ecuación, a través de la variación de la tasa de interés. La tasa de interés que cumpla con la igualdad, es la tasa interna de retorno del proyecto que se está analizando.

Como puede observarse en las tres fórmulas mencionadas anteriormente, todas requieren de un valor de ingreso, y para este proyecto, por ser de carácter social, no se prevé ningún tipo de ingreso, por lo que no se puede hacer el cálculo de la TIR mediante el uso de estas fórmulas. Lo que procede para este caso, es tomar el valor de la TIR igual a 4.5%, la cual representa el costo que el Estado debe desembolsar para la ejecución de dicho proyecto.

Esta tasa fue calculada tomando en cuenta la tasa libre de riesgo de Guatemala que corresponde a la inversión en títulos públicos que actualmente pagan esa cantidad y es lo que le cuesta al Estado captar esos fondos para invertirlos en obra pública.

CONCLUSIONES

1. La realización del Ejercicio Profesional Supervisado contribuye a la formación del estudiante como futuro Ingeniero, ya que se adquiere criterio y experiencia, al llevar a la práctica los conocimientos teóricos adquiridos durante la carrera.
2. Para el diseño de un edificio escolar es importante tomar en cuenta ciertas normas establecidas para que el mismo pueda proporcionar a los usuarios el máximo beneficio en cuanto a la distribución de ambientes, espacios adecuados, ventilación e iluminación se refiere; no olvidando que debe cumplirse con criterios de funcionalidad, seguridad, economía y comodidad.
3. Debido a la zona sísmica en que se encuentra Guatemala, los edificios escolares deben ser diseñados estructuralmente para que soporten los movimientos sísmicos, a los cuales están propensos.
4. El diseño de la red de drenaje mejorará las condiciones sanitarias y urbanísticas del caserío Pozo Vivo, eliminando la contaminación producida por las aguas servidas descargadas a cielo abierto, y por ende, disminuyendo las enfermedades gastrointestinales que afectan a la población.

RECOMENDACIONES

1. Garantizar la supervisión técnica profesional durante la ejecución de los proyectos de construcción de la escuela y drenaje, para que se cumpla con todas las especificaciones y requerimientos contenidos en los planos y, para que se verifique que los materiales a utilizar sean de calidad.
2. Orientar a la población para que haga buen uso de los proyectos diseñados, para garantizar el buen funcionamiento de los mismos.
3. Dar el mantenimiento respectivo al sistema de drenaje sanitario, una vez construido, para que no se acumulen materiales que puedan obstruir el colector y los pozos de visita.
4. Gestionar la adquisición de un terreno a la par del de la escuela de Chi Ixim, para construir un espacio de recreación.

BIBLIOGRAFÍA

1. Alvarez Alvarez, Henry. Diseño de dos edificaciones escolares de dos niveles para las aldeas Chajabal y Palomora, del municipio de San Andrés Xecul, Totonicapán. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2005.
2. Baldelomar Rivera, Juan Carlos. Normas de diseño de edificios escolares, aplicación en el diseño de la escuela para párvulos y diseño de muro en el municipio de San Miguel Tucuru, Alta Verapaz. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1994.
3. Estrada Godínez, Lauren. Planificación y diseño de la red de drenaje sanitario del cantón Pueblo Nuevo, del municipio de Palencia. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2003.
4. López Cantoral, Carlos S. **Monografía de Tactic, A.V.**, Segunda edición, 1999.
5. Méndez Ramos, Ligia Milithza. Diseño de edificio escolar de dos niveles Aldea Nuevo San Antonio y sistema de abastecimiento de agua potable Aldea Chiquival Viejo, municipio de San Carlos Sija, Quetzaltenango. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2004.
6. Nilson, Arthur H. Darwin. **Diseño de estructuras de concreto.** Editorial McGraw-Hill, 1999.

7. Reglamento para las construcciones de concreto estructural y Comentarios. American Concrete Institute, ACI 318-99.

8. Simmons, Charles S. **Clasificación de reconocimiento de los suelos de la República de Guatemala.** Ministerio de Agricultura, Guatemala, 1959.

APÉNDICE

Tabla IX. Diseño hidráulico de drenaje sanitario

DE	A	COTAS DE TERRENO		DH (M)	S (%) TERRENO	No. DE CASAS		HAB SERVIDR		FA CT. HARMONDI		Q dom actual	Qlrf act	Qlil act	Q san act	f qm actual
		INICIO	FINAL			LOCAL	ACUM.	A CT.	FUT.	A CT.	FUT.					
PV-1.1	PV-1	120.50	112.37	55.06	14.77	5	5	30	55	4.355	4.307	0.0412	0.0098	0.0082	0.0593	0.00198
PV-1	PV-2	112.37	103.46	60.00	14.85	3	8	48	88	4.318	4.259	0.0660	0.0090	0.0132	0.0882	0.00184
PV-2	PV-3	103.46	101.66	40.00	4.50	2	10	60	109	4.298	4.233	0.0825	0.0060	0.0165	0.1050	0.00175
PV-3	PV-4	101.66	101.26	46.07	0.35	1	11	66	120	4.289	4.221	0.0907	0.0060	0.0181	0.1149	0.00174
PV-4	PV-5	101.26	101.50	72.01	-1.51	1	12	72	131	4.280	4.209	0.0990	0.0090	0.0198	0.1278	0.00177
PV-5	PV-6	101.50	102.35	72.01	-1.18	2	14	84	153	4.264	4.188	0.1155	0.0097	0.0231	0.1483	0.00177
PV-6	PV-7	102.35	100.91	70.00	2.06	2	16	96	175	4.248	4.169	0.1319	0.0095	0.0264	0.1678	0.00175
PV-7	PV-8	100.91	101.28	84.90	-0.44	2	18	108	197	4.234	4.150	0.1484	0.0112	0.0297	0.1893	0.00175
PV-11.1	PV-11	102.62	101.26	31.50	4.32	4	4	24	44	4.369	4.326	0.0330	0.0064	0.0066	0.0460	0.00192
PV-12.3	PV-12.2	114.38	106.30	44.08	18.33	3	3	18	33	4.366	4.348	0.0247	0.0072	0.0049	0.0369	0.00205
PV-12.2	PV-12.1	106.30	103.96	30.00	7.80	1	4	24	44	4.369	4.326	0.0330	0.0042	0.0066	0.0438	0.00182
PV-12.1	PV-12	103.96	103.27	50.00	1.38	1	5	30	55	4.355	4.307	0.0412	0.0065	0.0082	0.0560	0.00187
PV-12	PV-11	103.27	101.26	93.92	2.14	5	10	60	109	4.298	4.233	0.0825	0.0143	0.0165	0.1133	0.00189
PV-11	PV-10	101.26	100.78	51.56	0.93	2	16	96	175	4.248	4.169	0.1319	0.0074	0.0264	0.1657	0.00173
PV-10	PV-9	100.78	100.85	73.99	-0.09	5	21	126	230	4.215	4.125	0.1732	0.0120	0.0346	0.2198	0.00174
PV-9	PV-8	100.85	101.28	70.00	-0.61	2	23	138	252	4.203	4.110	0.1897	0.0095	0.0379	0.2371	0.00172
PV-8	PV-13	101.28	99.84	50.03	2.88	2	43	258	471	4.106	3.988	0.3546	0.0072	0.0709	0.4327	0.00168
PV-13	PV-14	99.84	100.44	57.44	-1.04	1	44	264	481	4.102	3.983	0.3628	0.0073	0.0726	0.4428	0.00168
PV-14	PV-15	100.44	100.27	50.02	0.34	1	45	270	492	4.098	3.978	0.3711	0.0065	0.0742	0.4518	0.00167
PV-17.2	PV-17	100.22	100.32	31.95	-0.31	4	4	24	44	4.369	4.326	0.0330	0.0065	0.0066	0.0461	0.00192
PV-17.1	PV-17	100.00	100.32	72.00	-0.44	6	6	36	66	4.341	4.289	0.0495	0.0125	0.0099	0.0719	0.00200
PV-17	PV-16	100.32	99.96	70.00	0.51	4	14	84	153	4.264	4.188	0.1155	0.0109	0.0231	0.1494	0.00178
PV-16	PV-15	99.96	100.27	74.18	-0.42	6	20	120	219	4.221	4.134	0.1649	0.0128	0.0330	0.2107	0.00176
PV-15	PV-18	100.27	98.93	60.00	2.23	1	66	396	722	4.024	3.887	0.5443	0.0076	0.1089	0.6608	0.00167
PV-18	PV-19	98.93	98.00	70.00	1.33	3	69	414	755	4.015	3.875	0.5690	0.0102	0.1138	0.6930	0.00167
PV-19	PV-20	98.00	97.88	57.58	0.21	1	70	420	766	4.012	3.872	0.5773	0.0074	0.1155	0.7001	0.00167
PV-20	PV-21	97.88	97.30	18.12	3.20	0	70	420	766	4.012	3.872	0.5773	0.0021	0.1155	0.6948	0.00165
PV-21	DESCARGA	97.30	97.54	18.69	-1.28	0	70	420	766	4.012	3.872	0.5773	0.0022	0.1155	0.6949	0.00165

Continuación

DE	PV	A	fgrm act. Corr.	Q dom fut	Q inf fut	Q ilic fut	Q san fut	fgrm fut.	fgrm fut. Corr.	q dis. (L/s)		Coef rug. n	DIAM. plg.	S(%) TUBO	SECC. LLENA	
										ACT.	FUT.				V (m/s)	Q(l/s)
PV-1.1	PV-1		0.0020	0.08	0.0127	0.02	0.10	0.0019	0.0020	0.2613	0.4712	0.01	6	14.77	4.35	79.37
PV-1	PV-2		0.0020	0.12	0.0171	0.02	0.16	0.0018	0.0020	0.4146	0.7456	0.01	6	14.85	4.36	79.59
PV-2	PV-3		0.0020	0.15	0.0173	0.03	0.20	0.0018	0.0020	0.5158	0.9263	0.01	6	4.50	2.40	43.81
PV-3	PV-4		0.0020	0.17	0.0193	0.03	0.22	0.0018	0.0020	0.5661	1.0160	0.01	6	0.95	1.10	20.13
PV-4	PV-5		0.0020	0.18	0.0235	0.04	0.24	0.0018	0.0020	0.6163	1.1054	0.01	6	0.71	0.95	17.40
PV-5	PV-6		0.0020	0.21	0.0261	0.04	0.28	0.0018	0.0020	0.7163	1.2832	0.01	6	0.47	0.78	14.16
PV-6	PV-7		0.0020	0.24	0.0284	0.05	0.32	0.0018	0.0020	0.8157	1.4596	0.01	6	0.42	0.73	13.38
PV-7	PV-8		0.0020	0.27	0.0326	0.05	0.36	0.0018	0.0020	0.9146	1.6350	0.01	6	0.40	0.72	13.06
PV-11.1	PV-11		0.0020	0.06	0.0087	0.01	0.08	0.0018	0.0020	0.2097	0.3787	0.01	6	4.32	2.35	42.93
PV-12.3	PV-12.2		0.0020	0.05	0.0089	0.01	0.06	0.0019	0.0020	0.1617	0.2855	0.01	6	18.33	4.85	88.42
PV-12.2	PV-12.1		0.0020	0.06	0.0085	0.01	0.08	0.0018	0.0020	0.2097	0.3787	0.01	6	4.50	2.40	43.81
PV-12.1	PV-12		0.0020	0.08	0.0121	0.02	0.10	0.0019	0.0020	0.2613	0.4712	0.01	6	2.00	1.60	29.21
PV-12	PV-11		0.0020	0.15	0.0235	0.03	0.20	0.0019	0.0020	0.5158	0.9263	0.01	6	1.95	1.58	28.84
PV-11	PV-10		0.0020	0.24	0.0262	0.05	0.31	0.0018	0.0020	0.8157	1.4596	0.01	6	1.30	1.29	23.55
PV-10	PV-9		0.0020	0.32	0.0352	0.06	0.41	0.0018	0.0020	1.0621	1.8960	0.01	6	0.55	0.84	15.32
PV-9	PV-8		0.0020	0.35	0.0372	0.07	0.45	0.0018	0.0020	1.1599	2.0687	0.01	6	0.50	0.80	14.60
PV-8	PV-13		0.0020	0.65	0.0602	0.13	0.84	0.0018	0.0020	2.1185	3.7526	0.01	8	0.65	1.11	35.86
PV-13	PV-14		0.0020	0.66	0.0624	0.13	0.86	0.0018	0.0020	2.1656	3.8350	0.01	8	0.65	1.11	35.86
PV-14	PV-15		0.0020	0.68	0.0628	0.14	0.87	0.0018	0.0020	2.2127	3.9172	0.01	8	0.60	1.06	34.45
PV-17.2	PV-17		0.0020	0.06	0.0088	0.01	0.08	0.0018	0.0020	0.2097	0.3787	0.01	6	1.40	1.34	24.44
PV-17.1	PV-17		0.0020	0.09	0.0159	0.02	0.12	0.0019	0.0020	0.3126	0.5632	0.01	6	0.90	1.07	19.59
PV-17	PV-16		0.0020	0.21	0.0258	0.04	0.28	0.0018	0.0020	0.7163	1.2832	0.01	6	0.65	0.91	16.65
PV-16	PV-15		0.0020	0.30	0.0339	0.06	0.39	0.0018	0.0020	1.0131	1.8092	0.01	6	0.45	0.76	13.85
PV-15	PV-18		0.0020	0.99	0.0905	0.20	1.28	0.0018	0.0020	3.1872	5.6139	0.01	10	0.15	0.62	31.23
PV-18	PV-19		0.0020	1.04	0.0955	0.21	1.34	0.0018	0.0020	3.3244	5.8520	0.01	10	0.15	0.62	31.23
PV-19	PV-20		0.0020	1.05	0.0953	0.21	1.36	0.0018	0.0020	3.3701	5.9311	0.01	10	0.21	0.73	36.96
PV-20	PV-21		0.0020	1.05	0.0908	0.21	1.35	0.0018	0.0020	3.3701	5.9311	0.01	10	3.00	2.76	139.68
PV-21	DESCARGA		0.0020	1.05	0.0908	0.21	1.35	0.0018	0.0020	3.3701	5.9311	0.01	10	2.00	2.25	114.05

Continuación

DE	PV	A	q/Q		v/V		v dis. (ms)		d/D		tirante en plg		COTA IN/ERT		PROF. POZO		ANCHO ZANJA	EXC. (M3)
			actual	futuro	actual	futuro	ACT.	FUT.	actual	futuro	ACT.	FUT.	INICIO	FINAL	INICIO	FINAL		
PV-1.1	PV-1		0.0033	0.0059	0.2293	0.2733	1.00	1.19	0.042	0.055	0.25	0.33	119.50	111.37	1.00	1.00	0.60	33.08
PV-1	PV-2		0.0052	0.0094	0.2635	0.3135	1.15	1.37	0.052	0.068	0.31	0.41	111.34	102.43	1.03	1.03	0.60	37.17
PV-2	PV-3		0.0118	0.0211	0.3368	0.4037	0.81	0.97	0.076	0.101	0.46	0.61	102.40	100.60	1.06	1.06	0.60	25.50
PV-3	PV-4		0.0281	0.0505	0.4405	0.5231	0.49	0.58	0.116	0.153	0.70	0.92	100.57	100.13	1.09	1.13	0.60	30.72
PV-4	PV-5		0.0354	0.0635	0.4707	0.5598	0.45	0.53	0.129	0.171	0.77	1.03	100.10	99.59	1.16	1.91	0.65	71.88
PV-5	PV-6		0.0506	0.0906	0.5231	0.6205	0.41	0.48	0.153	0.203	0.92	1.22	99.56	99.22	1.94	3.13	0.70	127.81
PV-6	PV-7		0.0609	0.1091	0.5518	0.6558	0.40	0.48	0.167	0.223	1.00	1.34	99.19	98.90	3.16	2.01	0.70	126.75
PV-7	PV-8		0.0700	0.1252	0.5755	0.6828	0.41	0.49	0.179	0.239	1.07	1.43	98.87	98.53	2.04	2.75	0.65	132.36
PV-11.1	PV-11		0.0049	0.0088	0.2569	0.3105	0.60	0.73	0.050	0.067	0.30	0.40	101.42	100.06	1.20	1.20	0.60	22.69
PV-12.3	PV-12.2		0.0018	0.0032	0.1919	0.2293	0.93	1.11	0.032	0.042	0.19	0.25	113.38	105.30	1.00	1.00	0.60	26.45
PV-12.2	PV-12.1		0.0048	0.0086	0.2569	0.3075	0.62	0.74	0.050	0.066	0.30	0.40	104.30	102.95	2.00	1.01	0.65	29.34
PV-12.1	PV-12		0.0089	0.0161	0.3105	0.3725	0.50	0.60	0.067	0.089	0.40	0.53	102.92	101.92	1.04	1.35	0.60	35.85
PV-12	PV-11		0.0179	0.0321	0.3831	0.4570	0.61	0.72	0.093	0.123	0.56	0.74	101.89	100.06	1.38	1.20	0.60	72.73
PV-11	PV-10		0.0346	0.0620	0.4662	0.5559	0.60	0.72	0.127	0.169	0.76	1.01	100.03	99.36	1.23	1.42	0.60	41.03
PV-10	PV-9		0.0693	0.1238	0.5736	0.6795	0.48	0.57	0.178	0.237	1.07	1.42	99.33	98.92	1.45	1.93	0.65	81.28
PV-9	PV-8		0.0794	0.1417	0.5984	0.7071	0.48	0.57	0.191	0.254	1.15	1.52	98.89	98.54	1.96	2.74	0.70	115.08
PV-8	PV-13		0.0591	0.1046	0.5478	0.6472	0.61	0.72	0.165	0.281	1.32	2.25	98.48	98.15	2.80	1.69	0.65	73.04
PV-13	PV-14		0.0604	0.1069	0.5518	0.6524	0.61	0.72	0.167	0.221	1.34	1.77	98.12	97.75	1.72	2.69	0.65	82.33
PV-14	PV-15		0.0642	0.1137	0.5618	0.6644	0.60	0.71	0.172	0.228	1.38	1.82	97.72	97.42	2.72	2.85	0.65	90.61
PV-17.2	PV-17		0.0086	0.0155	0.3075	0.3672	0.41	0.49	0.066	0.087	0.40	0.52	98.82	98.37	1.40	1.95	0.65	34.76
PV-17.1	PV-17		0.0160	0.0287	0.3699	0.4405	0.40	0.47	0.088	0.116	0.53	0.70	99.00	98.35	1.00	1.97	0.65	69.45
PV-17	PV-16		0.0430	0.0771	0.4996	0.5928	0.46	0.54	0.142	0.188	0.85	1.13	98.32	97.87	2.00	2.09	0.65	93.07
PV-16	PV-15		0.0731	0.1306	0.5832	0.6910	0.44	0.52	0.183	0.244	1.10	1.46	97.84	97.50	2.12	2.77	0.65	117.89
PV-15	PV-18		0.1020	0.1797	0.6437	0.7574	0.40	0.47	0.216	0.287	2.16	2.87	97.37	97.28	2.90	1.65	0.70	95.63
PV-18	PV-19		0.1064	0.1874	0.6507	0.7661	0.40	0.47	0.220	0.293	2.20	2.93	97.25	97.14	1.68	0.66	0.70	62.21
PV-19	PV-20		0.0912	0.1605	0.6223	0.7335	0.45	0.53	0.204	0.271	2.04	2.71	97.11	96.99	0.89	0.89	0.70	35.77
PV-20	PV-21		0.0241	0.0425	0.4187	0.4953	1.15	1.37	0.107	0.140	1.07	1.40	96.96	96.42	0.92	0.88	0.70	11.41
PV-21	DESCARGA		0.0295	0.0520	0.4453	0.5273	1.00	1.19	0.118	0.155	1.18	1.55	96.39	96.01	0.91	1.53	0.70	15.94

Figura 20. Plano de ubicación

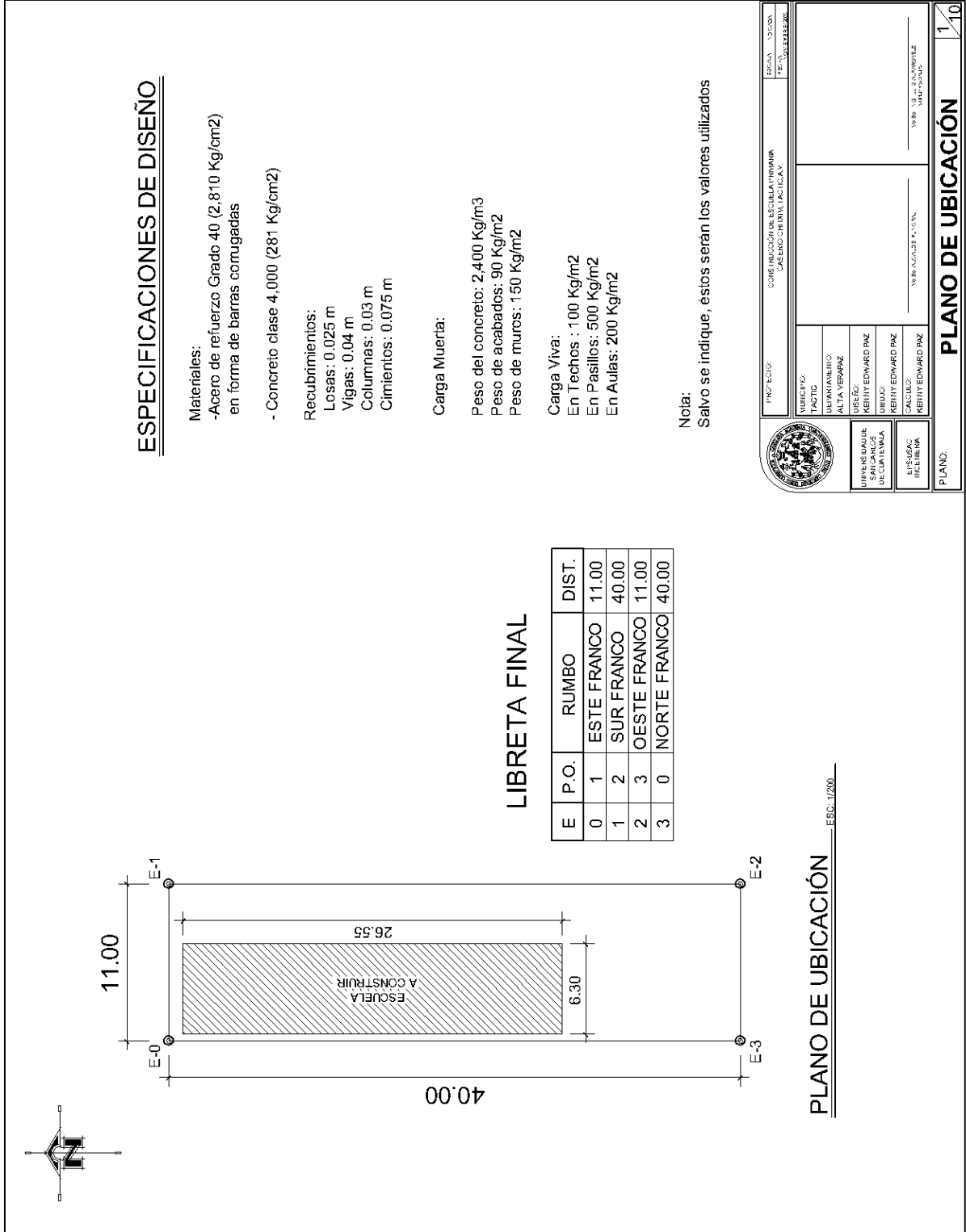


Figura 21. Plano de fachada frontal, lateral, corte A-A' edificio

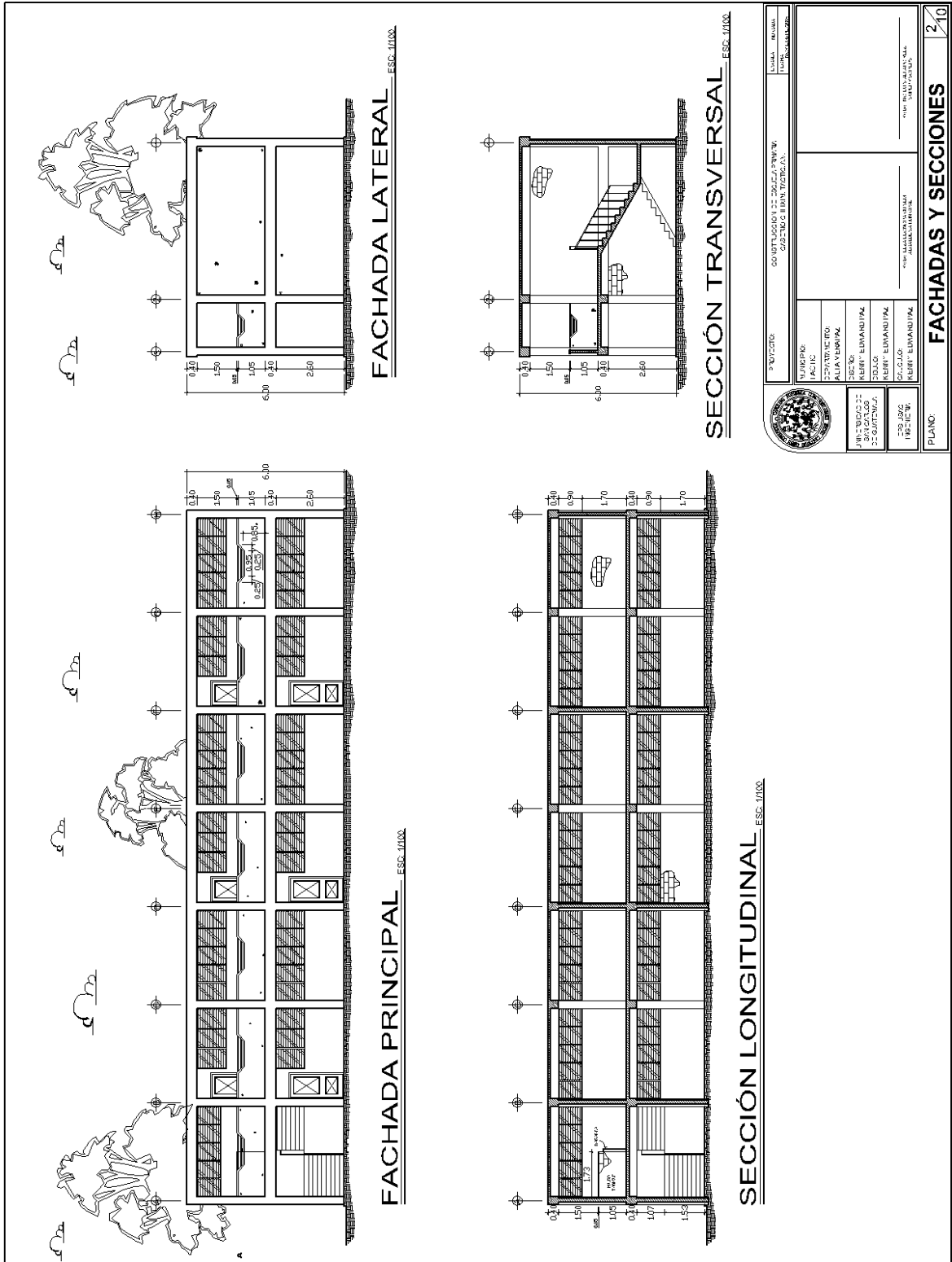


Figura 22. Plano de planta amueblada

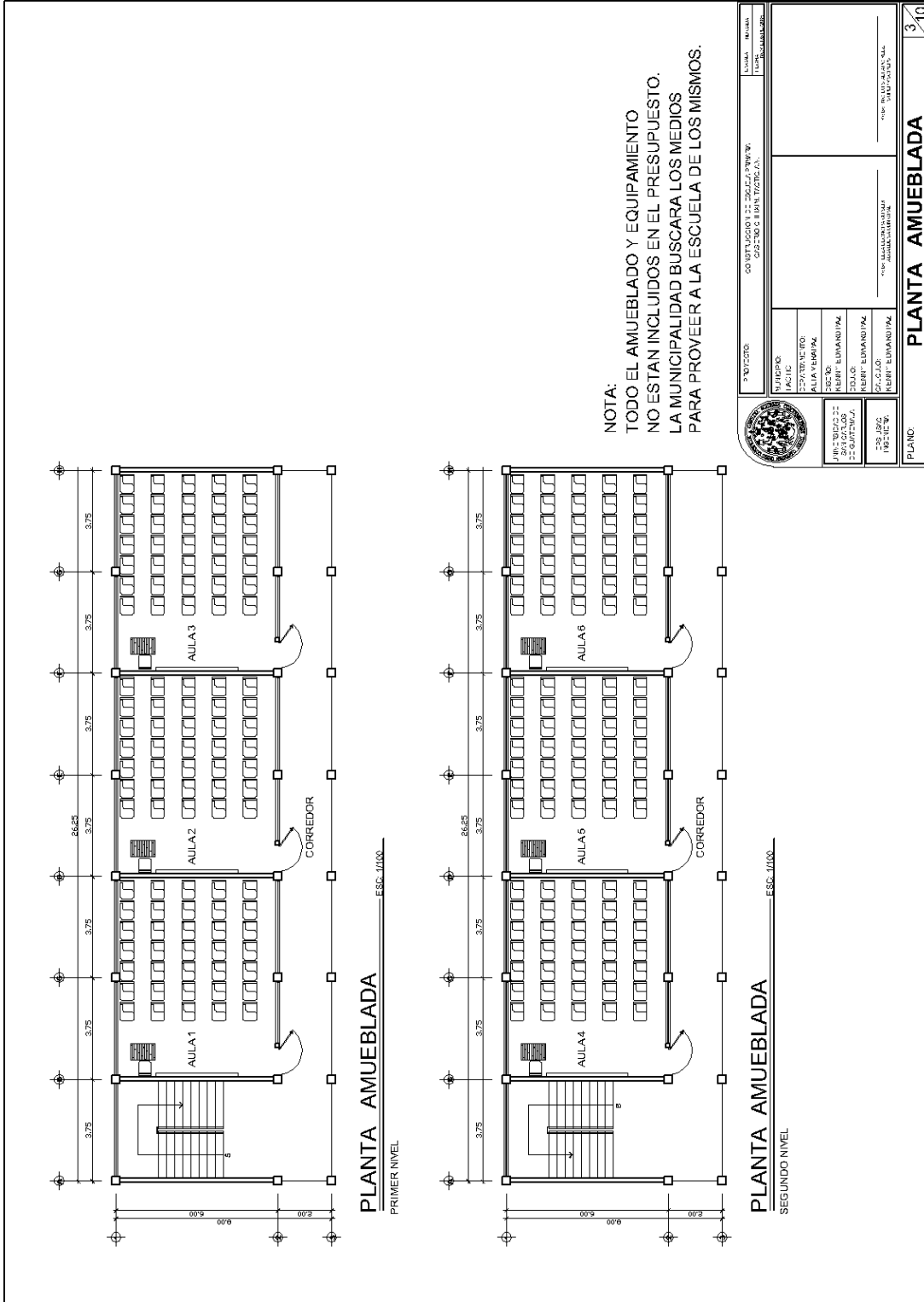


Figura 23. Plano de planta acotada

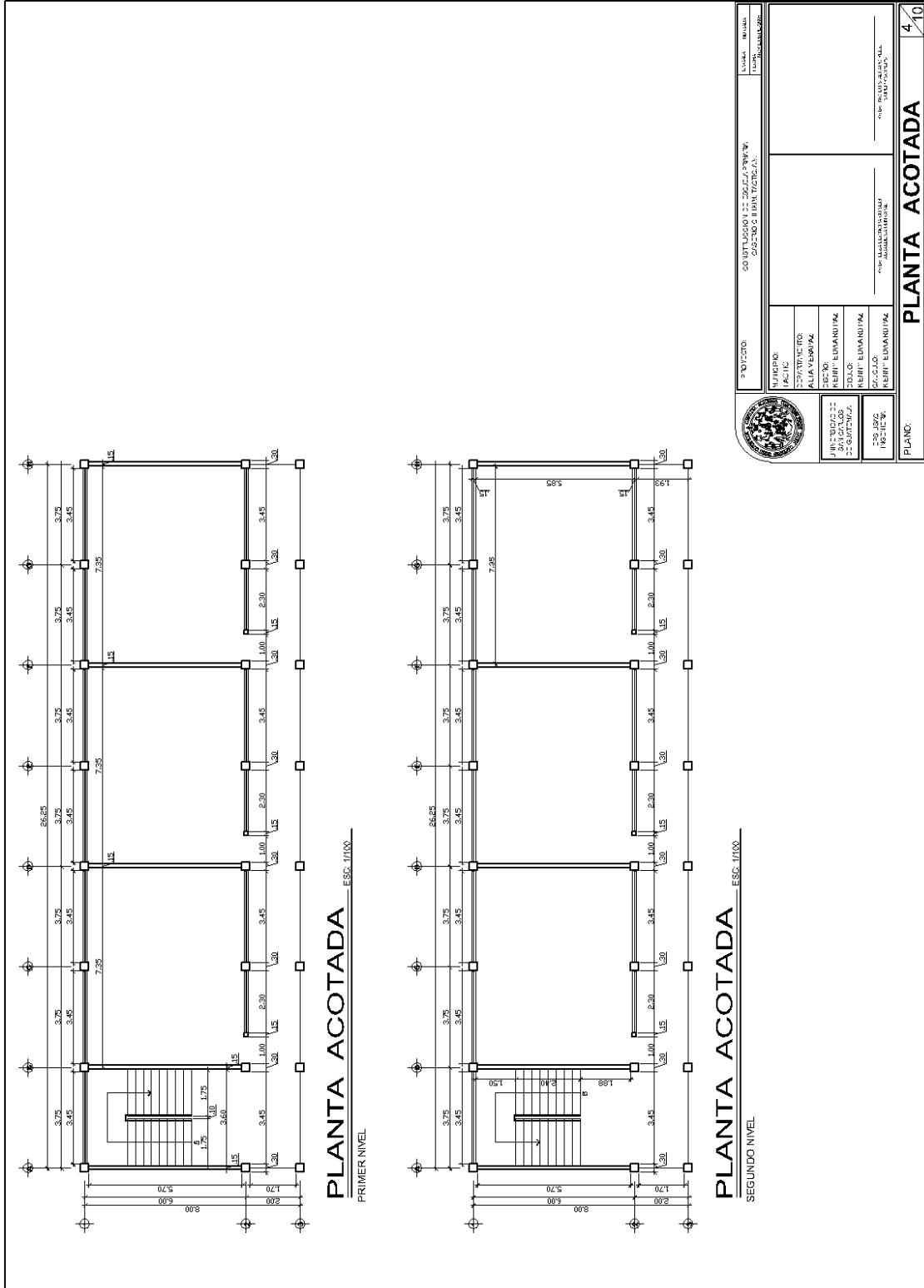


Figura 24. Plano de cimentación y columnas

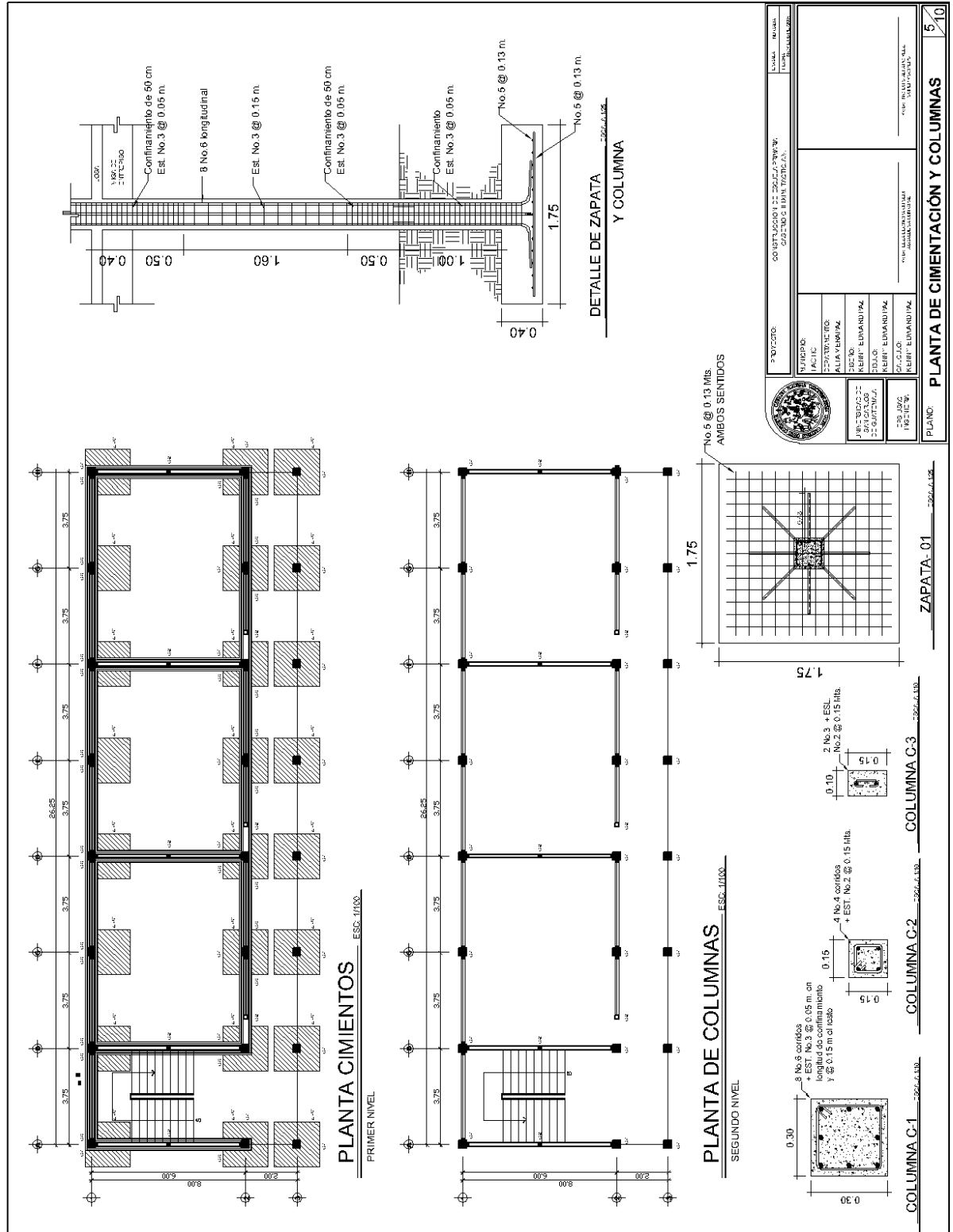


Figura 25. Plano de detalle de muros y de gradas

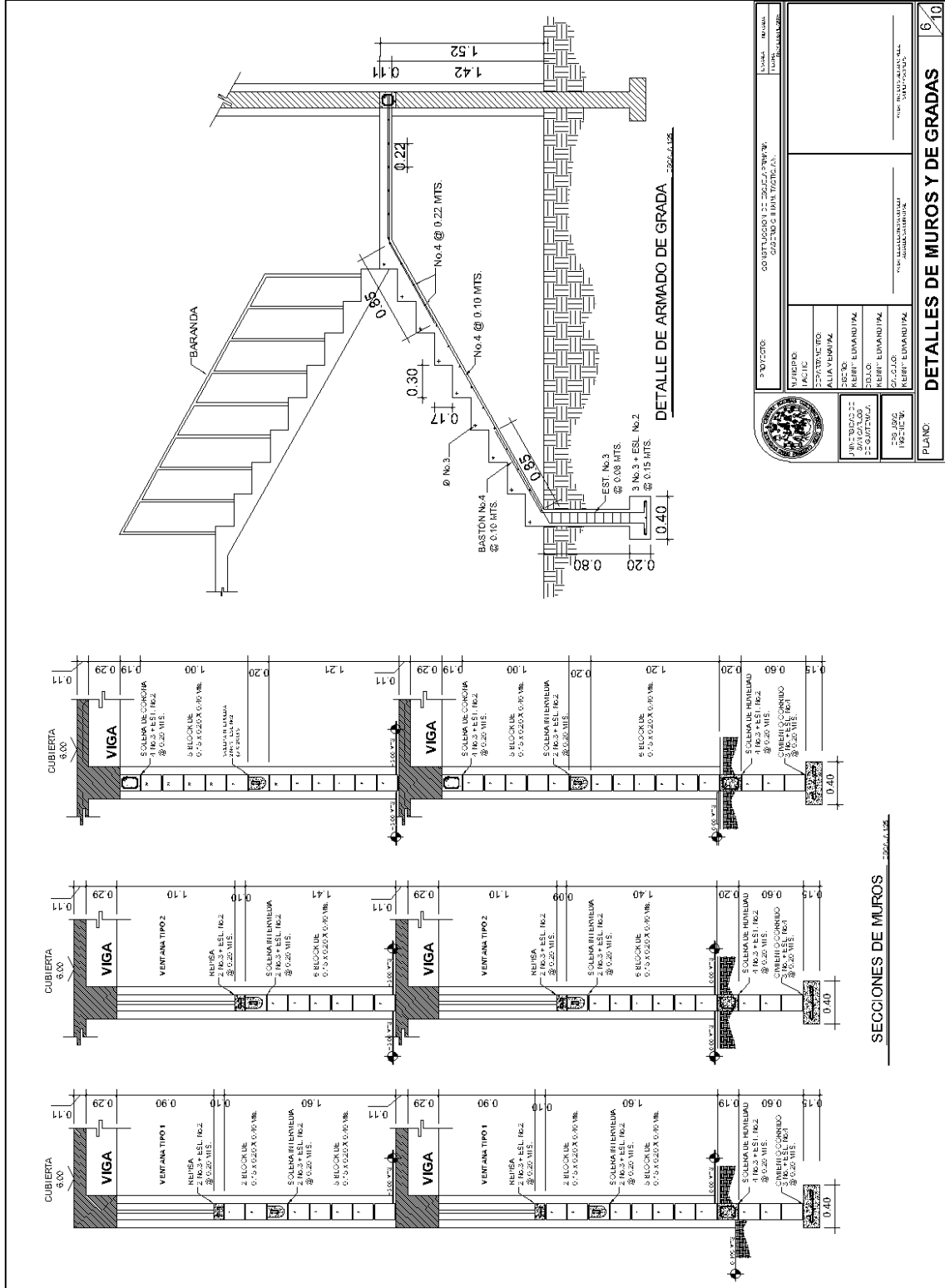


Figura 26. Plano de detalle de vigas

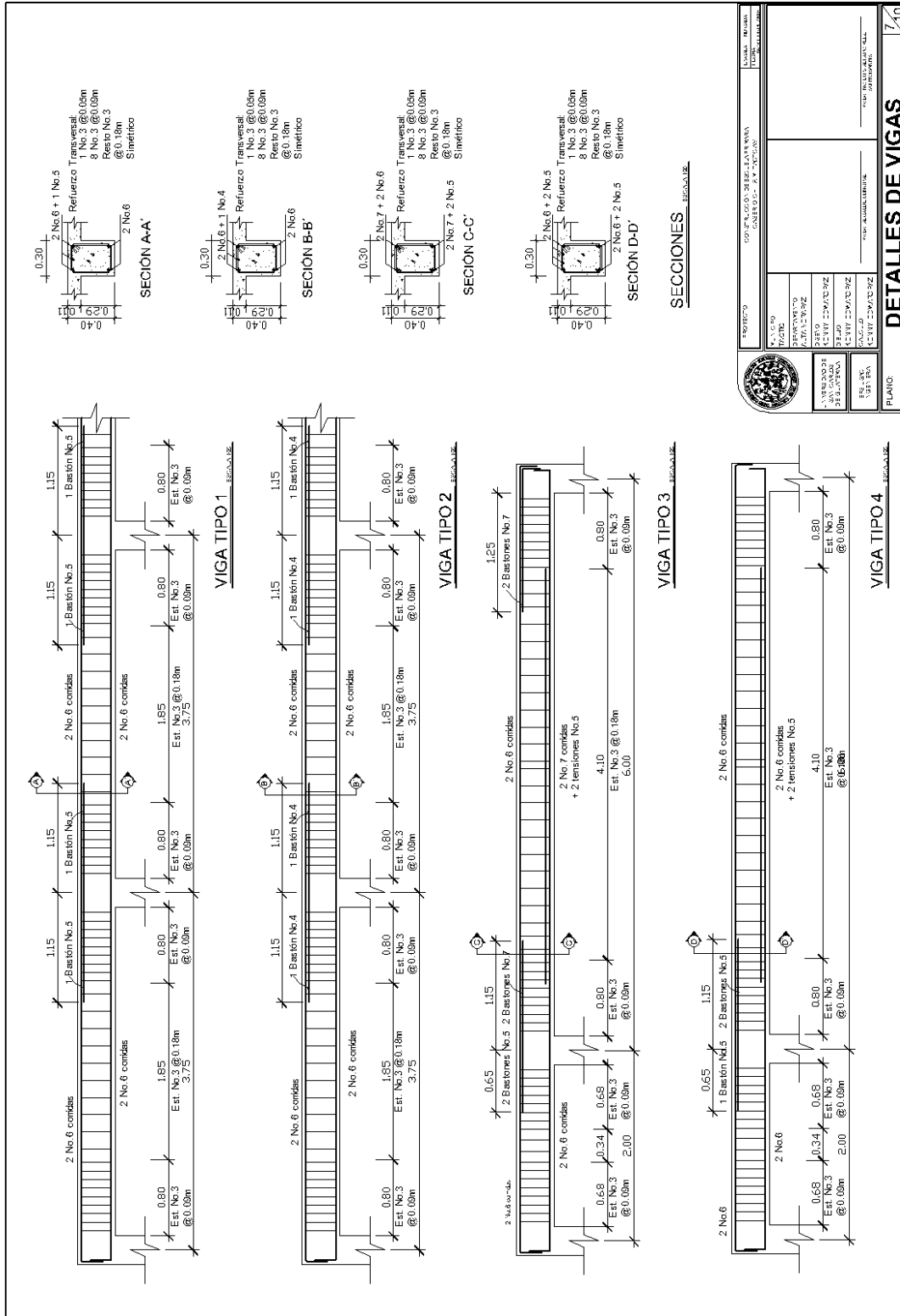
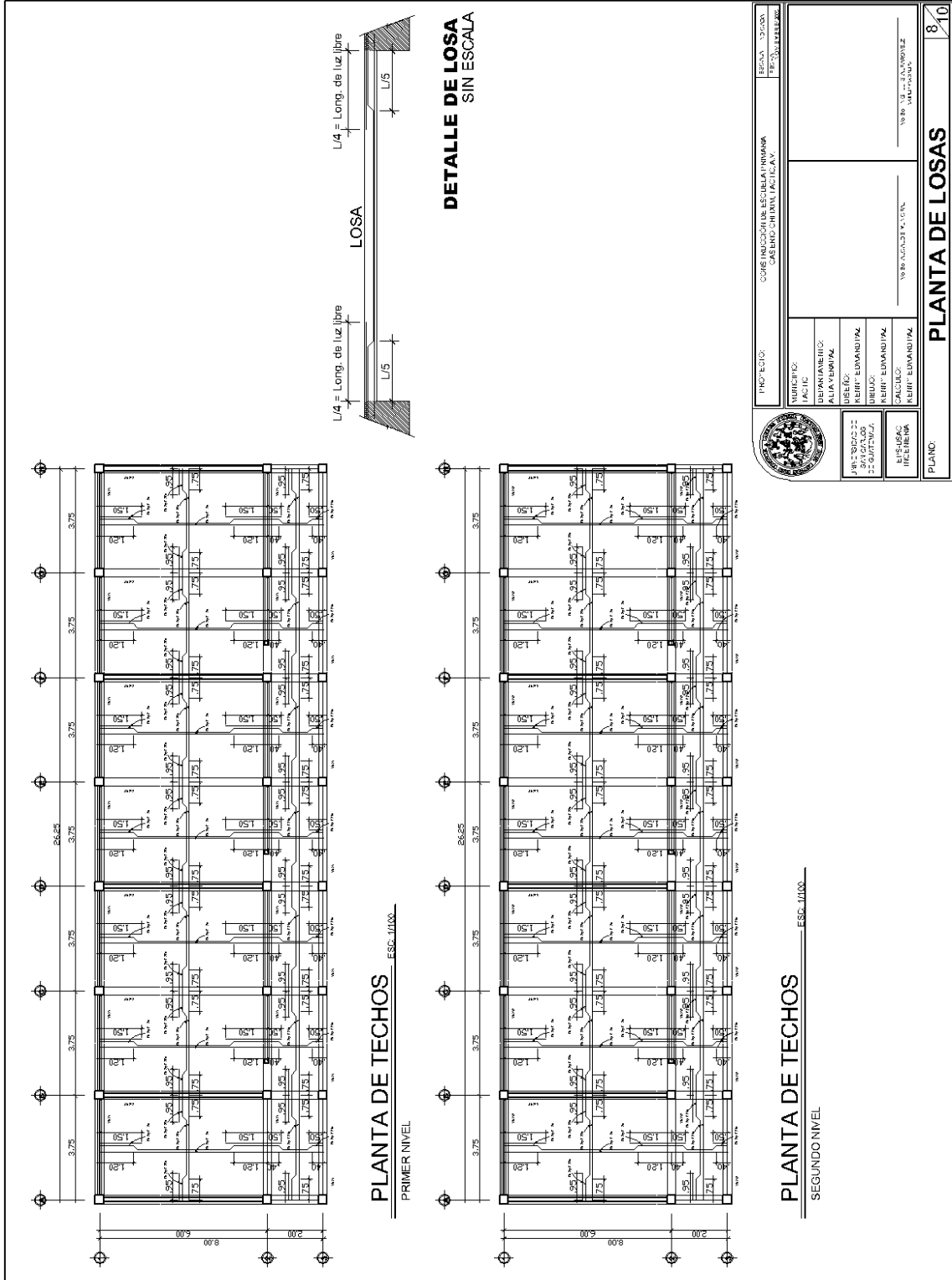


Figura 27. Plano de planta de losas




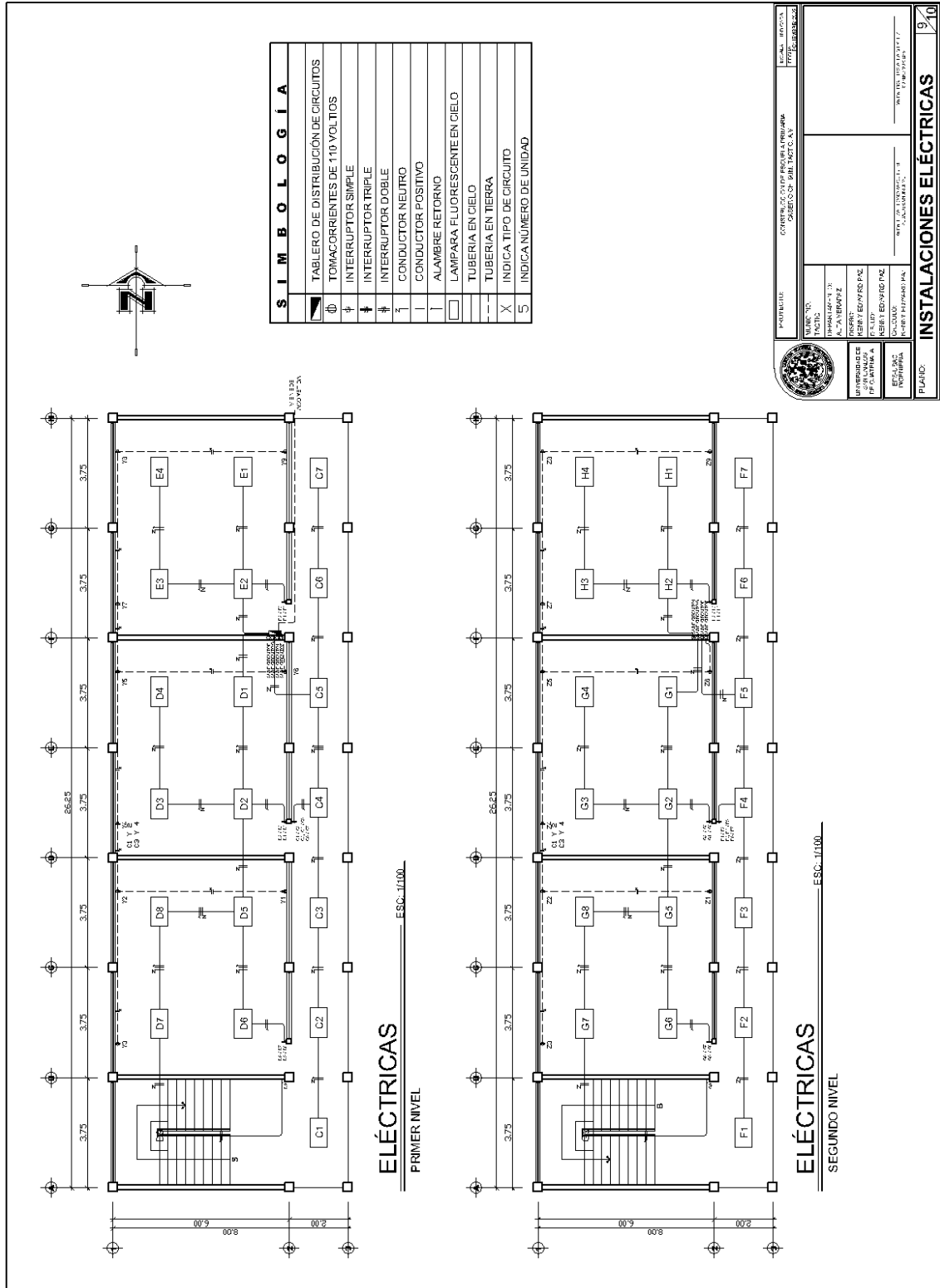
		PROYECTO: COMISIÓN DE ESCUELA PRIMARIA CASERIO CHENTALLICAY.		ESCALA: 1/50
INGENIERO: PABLO DE LA ROSA	DEPARTAMENTO: DE INGENIERIA	INGENIERO: KERRY ELVANDUYAL	INGENIERO: KERRY ELVANDUYAL	INGENIERO: KERRY ELVANDUYAL
J. R. TOROZA 2010/01/08 2:50 PM	INGENIERO: KERRY ELVANDUYAL	INGENIERO: KERRY ELVANDUYAL	INGENIERO: KERRY ELVANDUYAL	INGENIERO: KERRY ELVANDUYAL
PLANO:				8/10

Figura 28. Plano de luz y fuerza




PROYECTANTE: CONSTRUCION PROFESIONAL ARRIABARRA		Escala: 1:100	
PROYECTO: PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DE LA ESCUELA Nº 1003		Fecha: 2017-08-17	
			
INGENIERO(A): ALVARO RIVERA INGENIERO(A) EN ELECTRÓNICA: RUBÉN EDUARDO PASCUAL DISEÑO: RICARDO DIBUJO: RUBÉN EDUARDO PASCUAL REVISIÓN: RUBÉN EDUARDO PASCUAL		PROFESIONISTA Nº: 1003-17-00001 PROFESIONISTA Nº: 1003-17-00001	
PLAN: INSTALACIONES ELÉCTRICAS			Hoja: 9 / 10

Figura 29. Plano de acabados

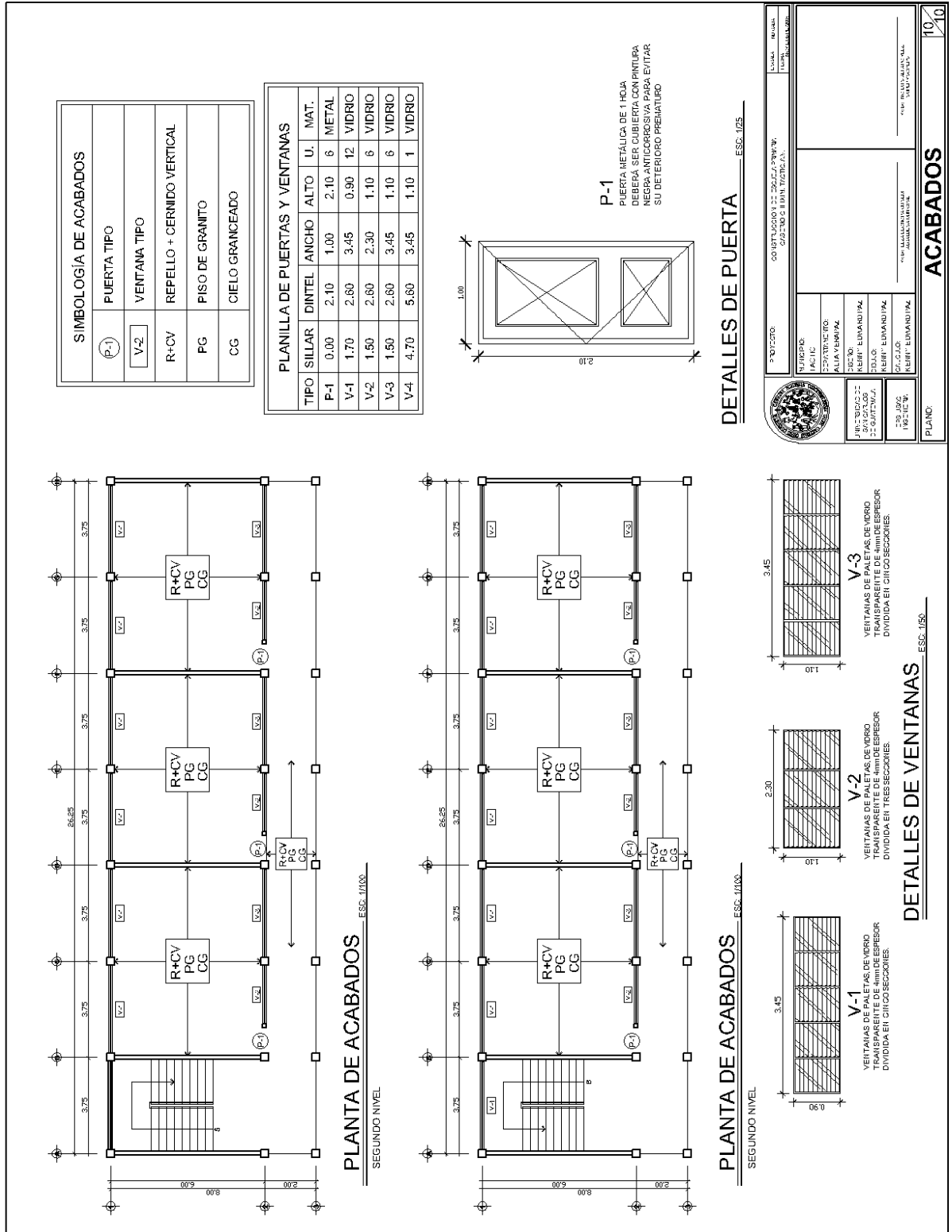


Figura 30. Plano de densidad de población del caserío Pozo Vivo

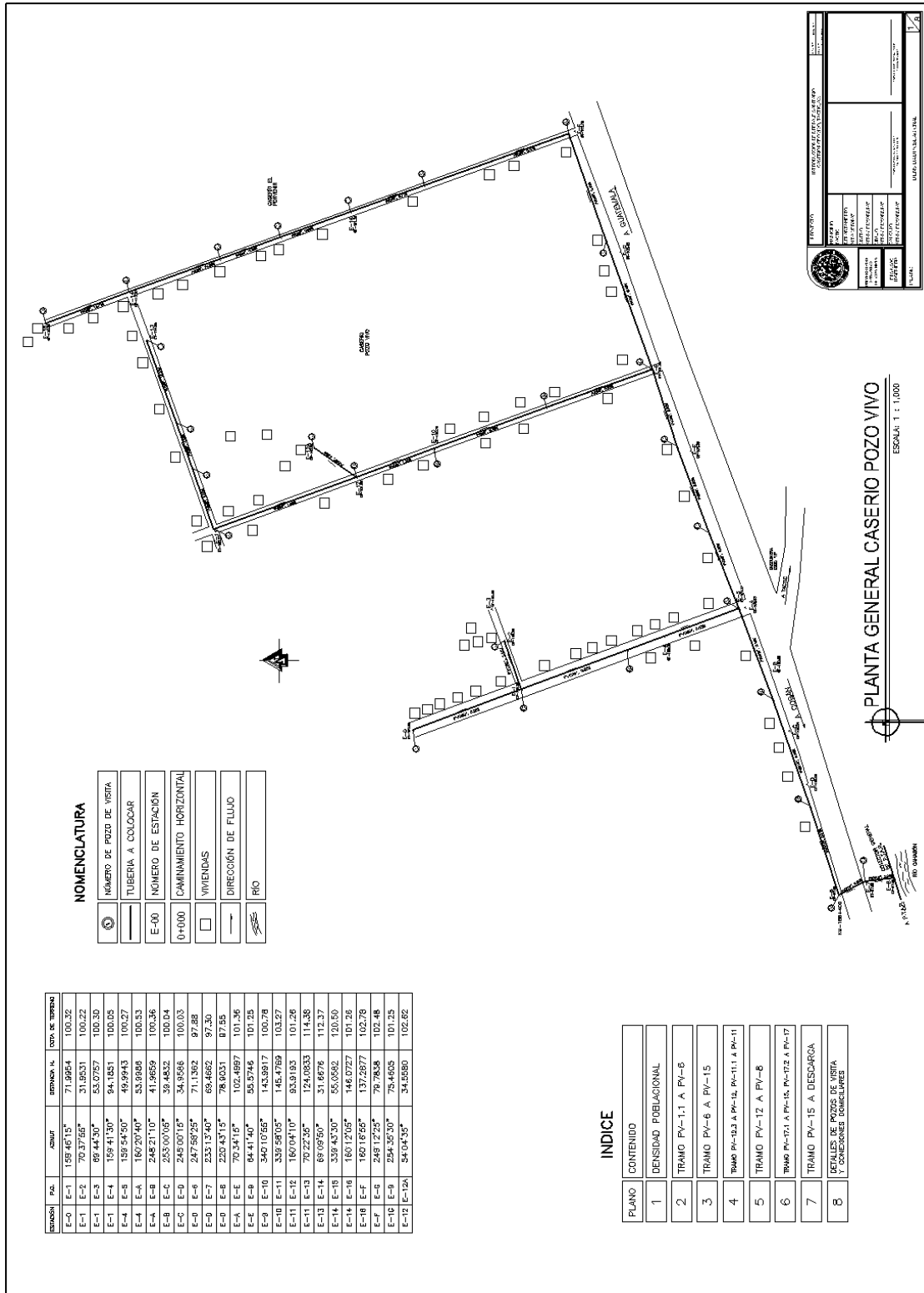


Figura 31. Plano planta-perfil de PV-1.1 a PV-6

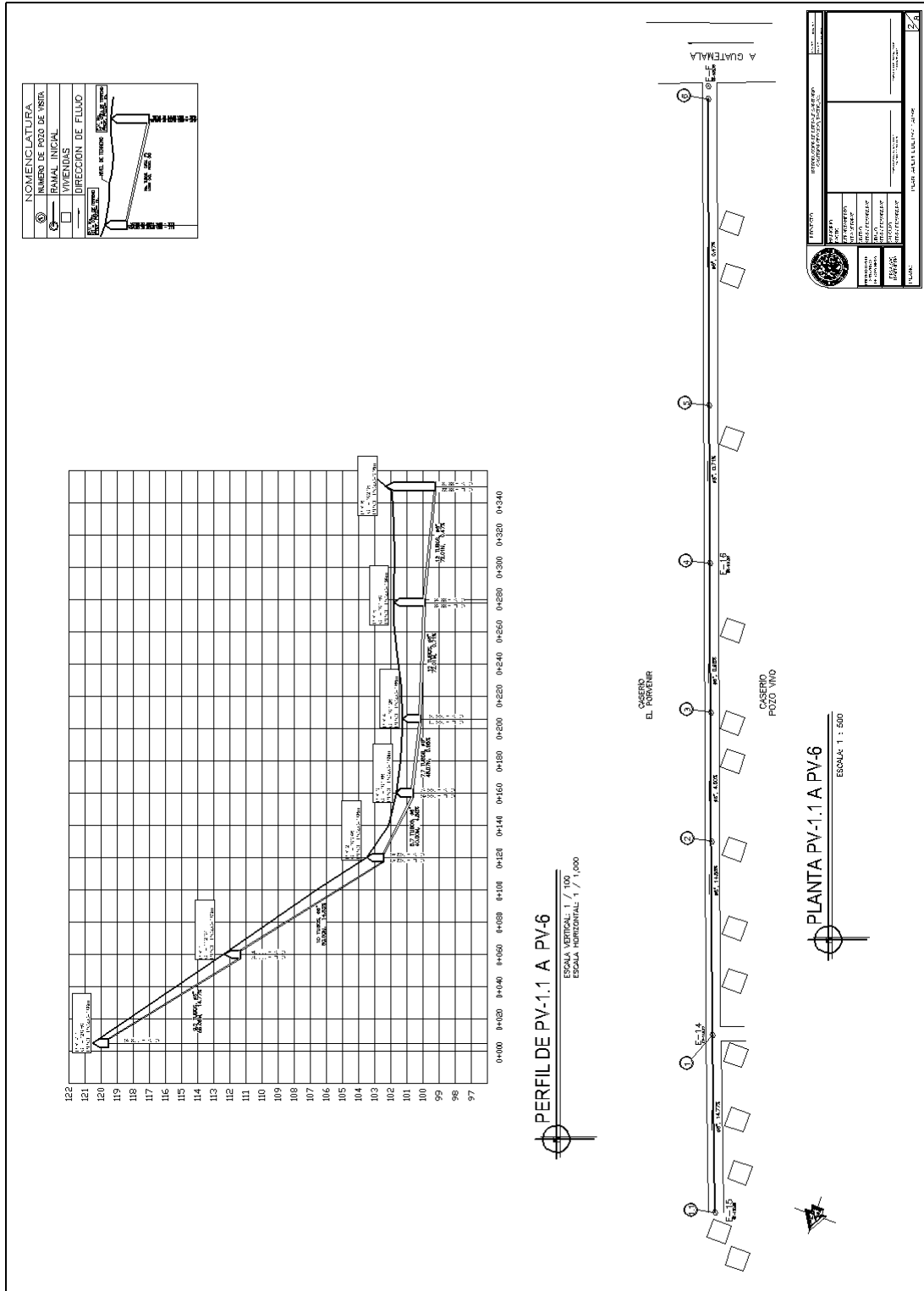


Figura 32. Plano planta-perfil de PV-6 a PV-15

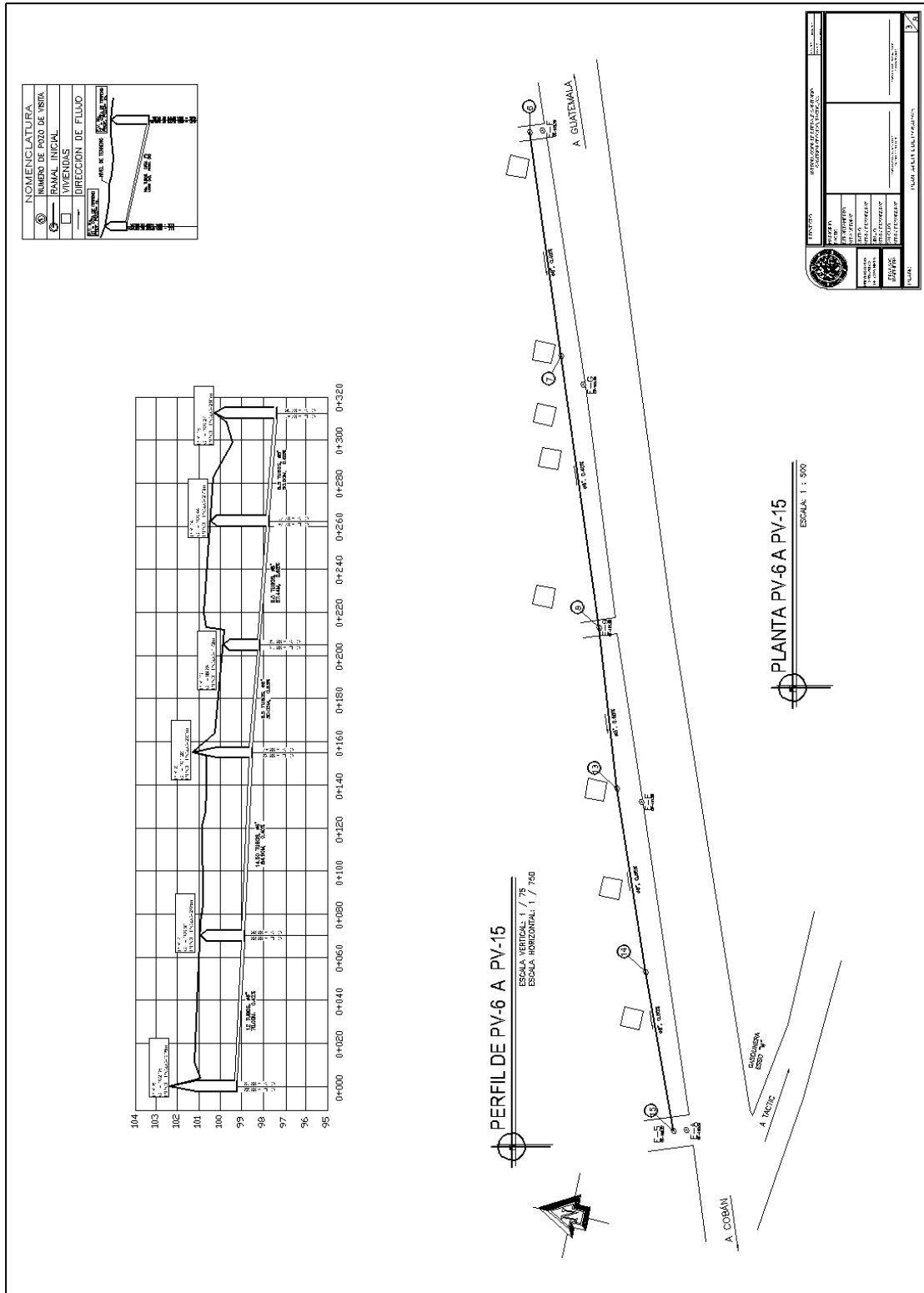


Figura 33. Plano planta-perfil de PV-12.3 a PV-12 y de PV-11.1 a PV-11

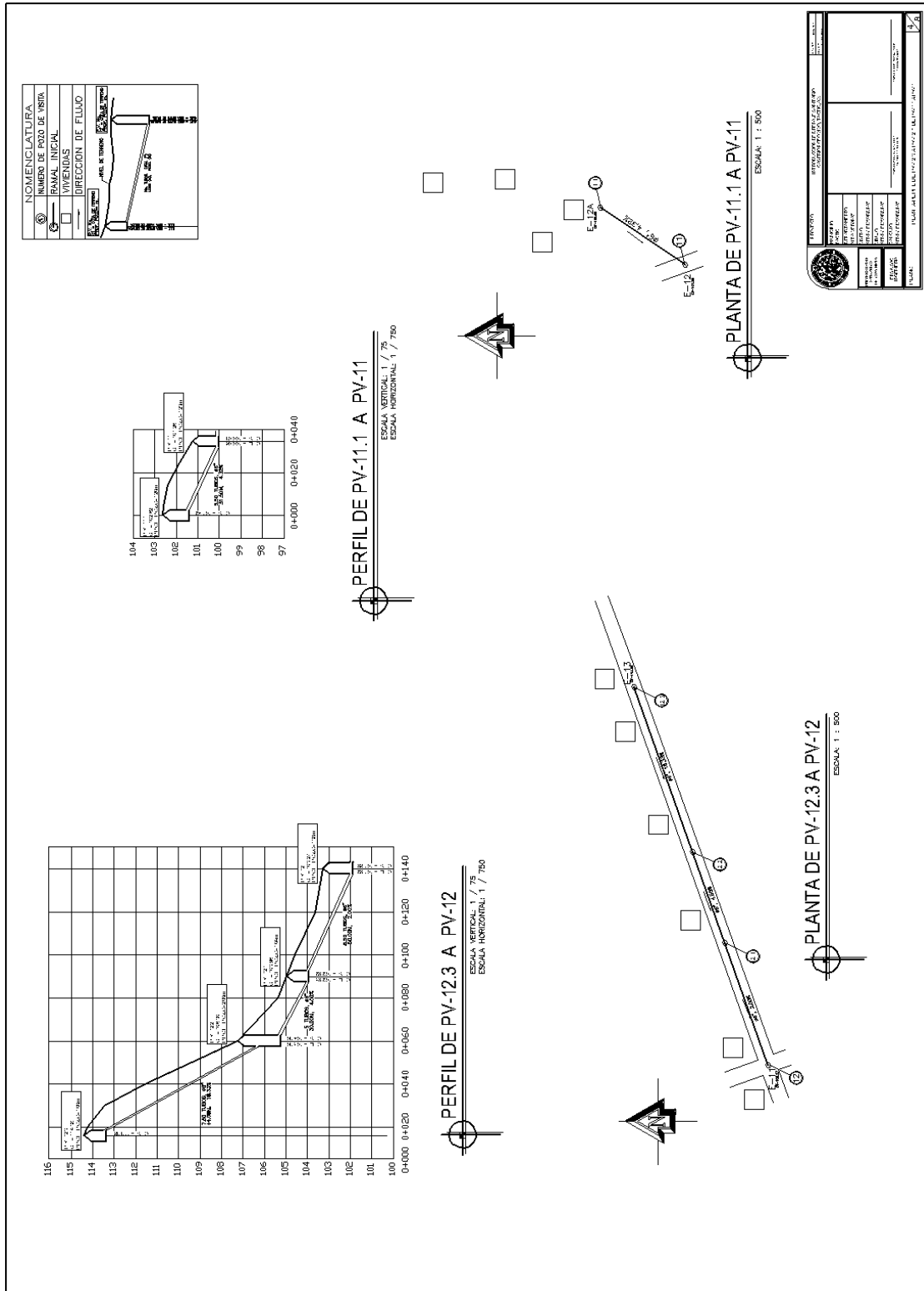


Figura 34. Plano planta-perfil de PV-12 a PV-8

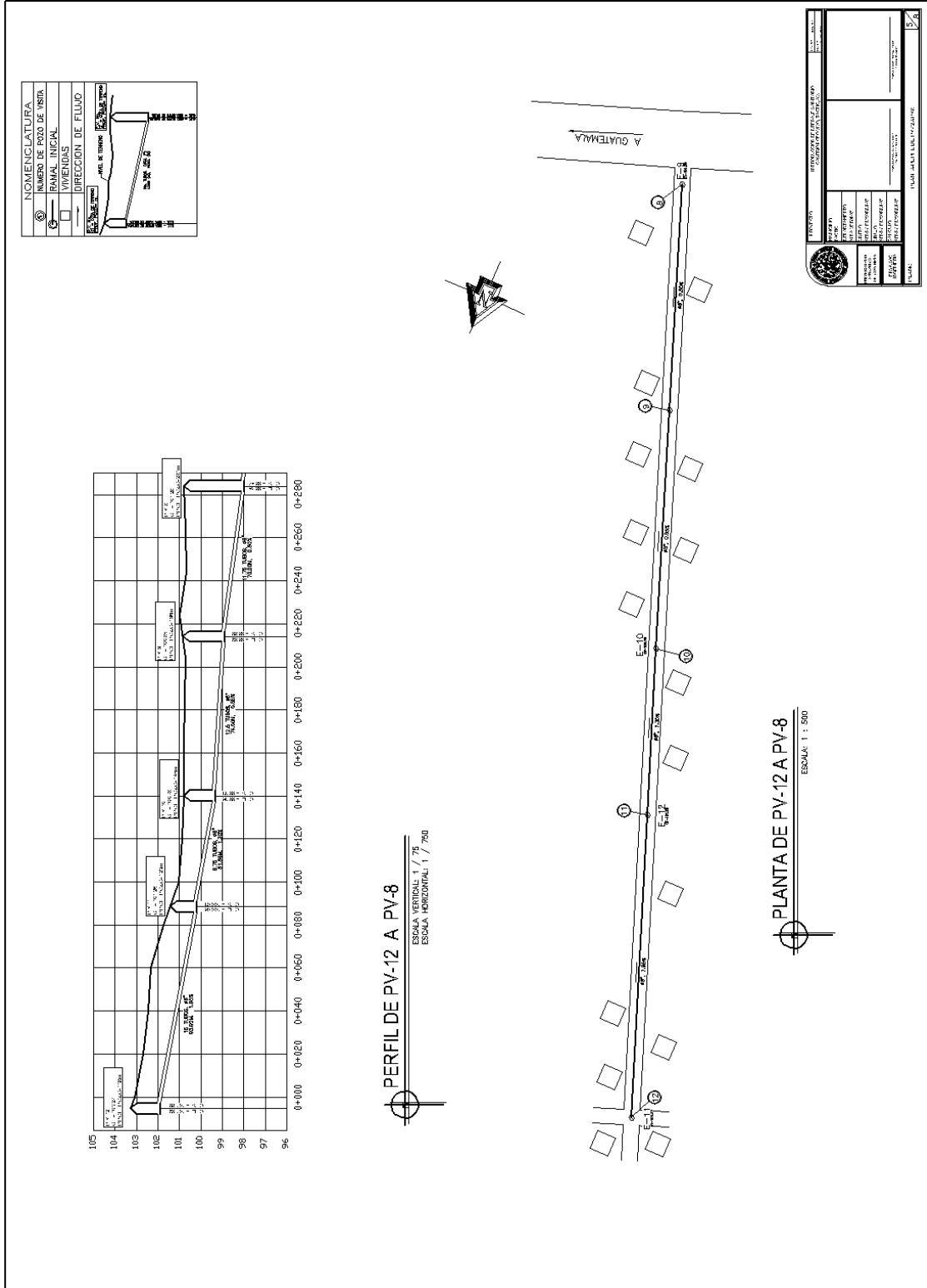


Figura 35. Plano planta-perfil de PV-17.1 a PV-15

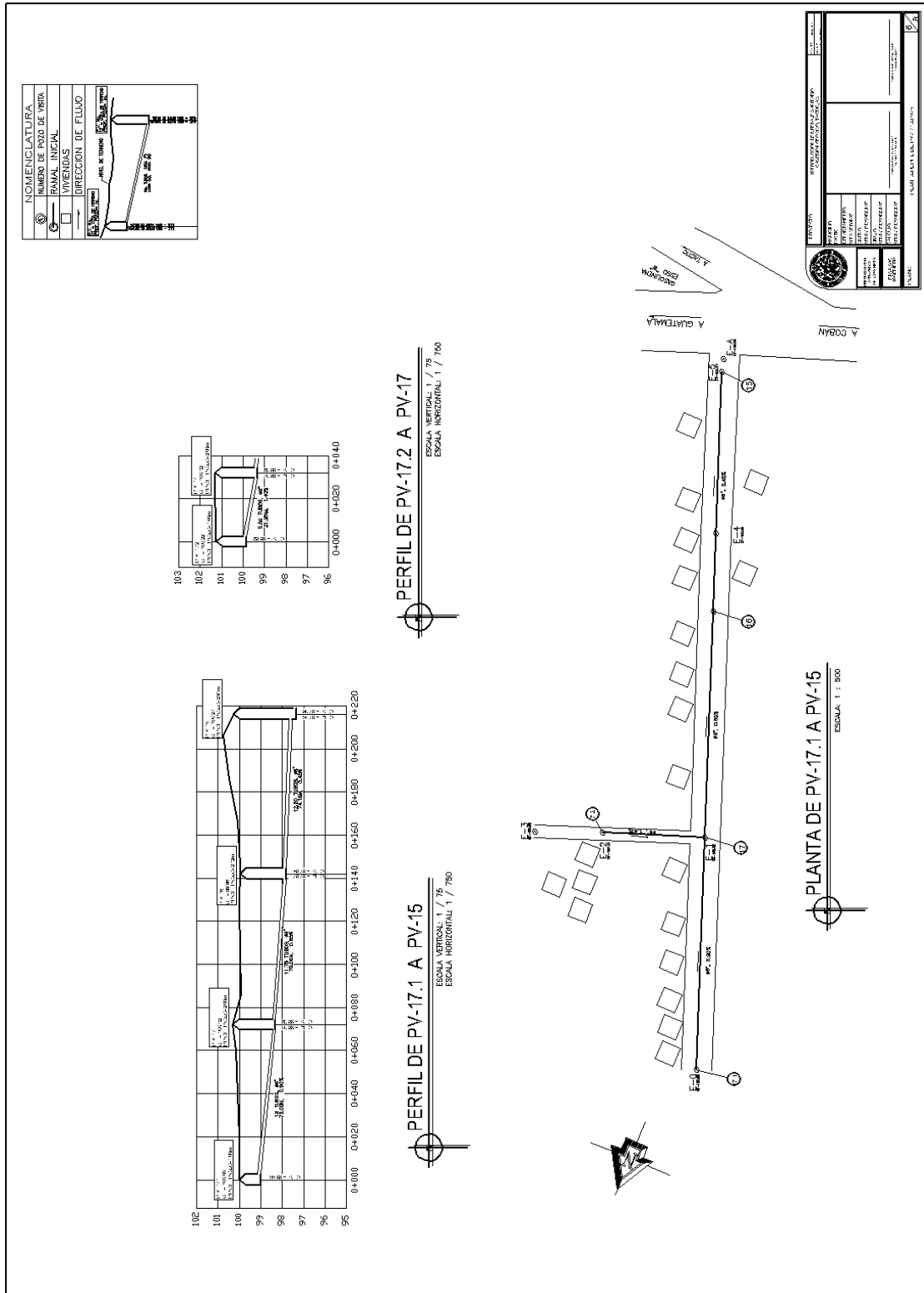


Figura 36. Plano planta-perfil de PV-15 a descarga

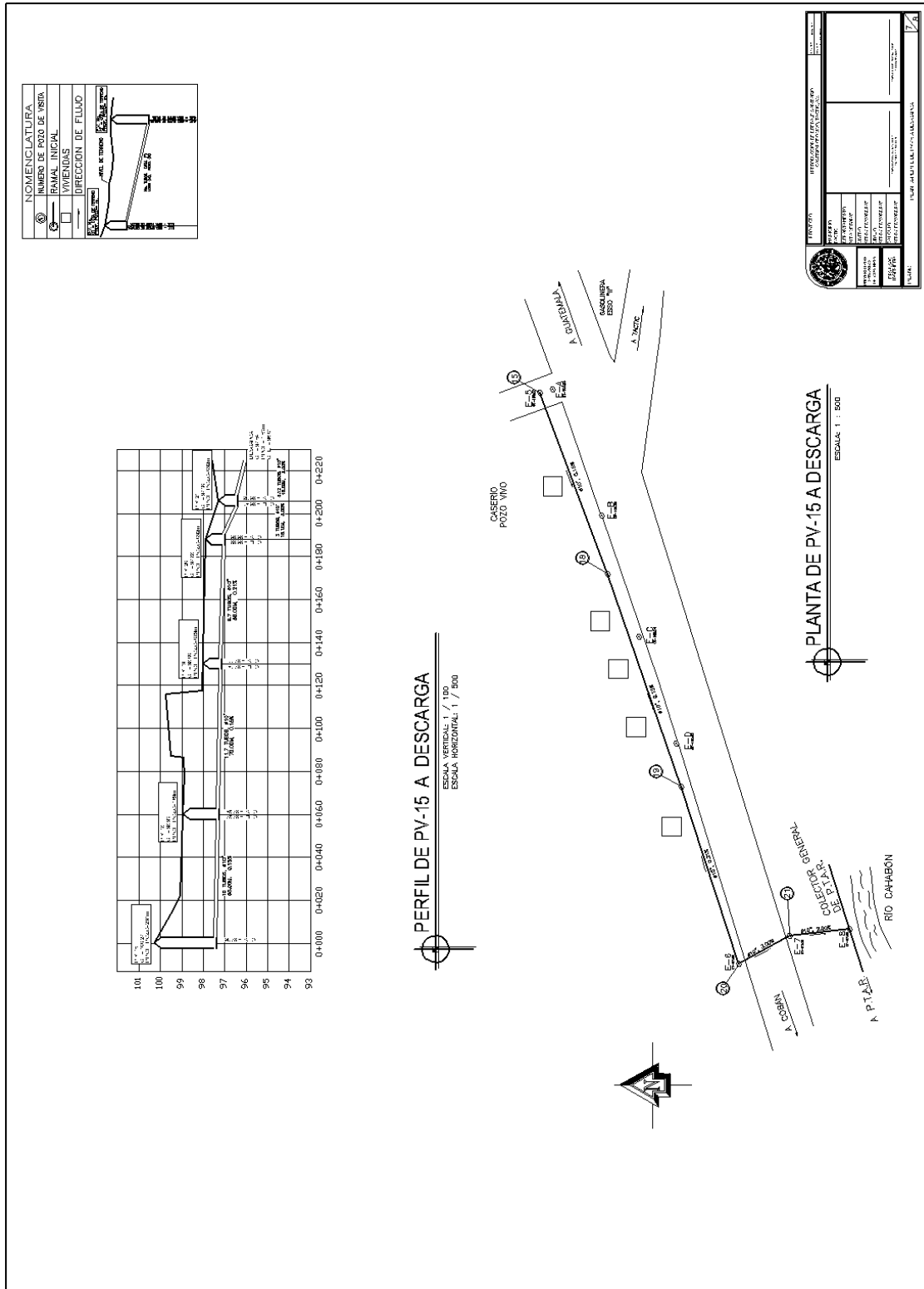
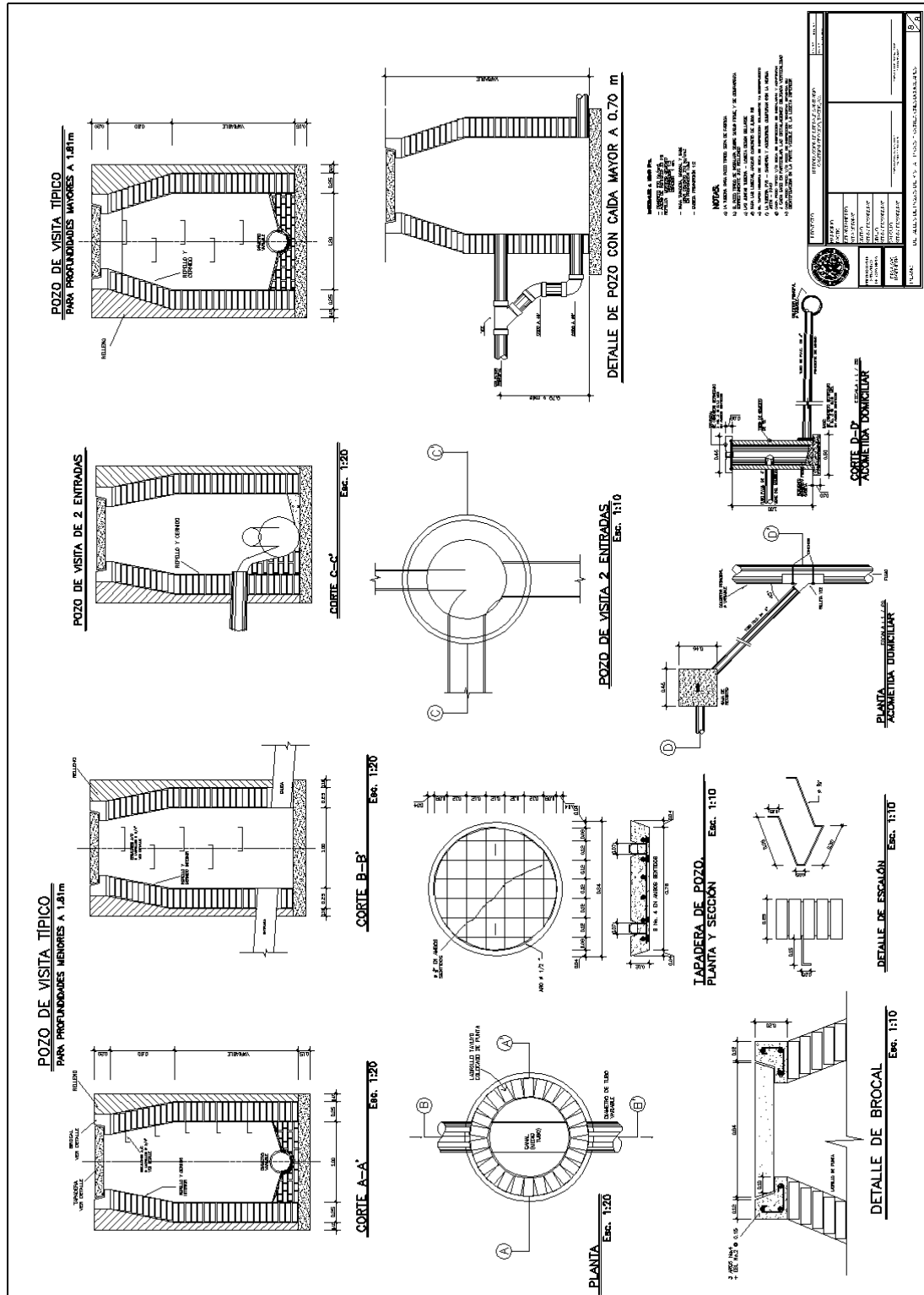
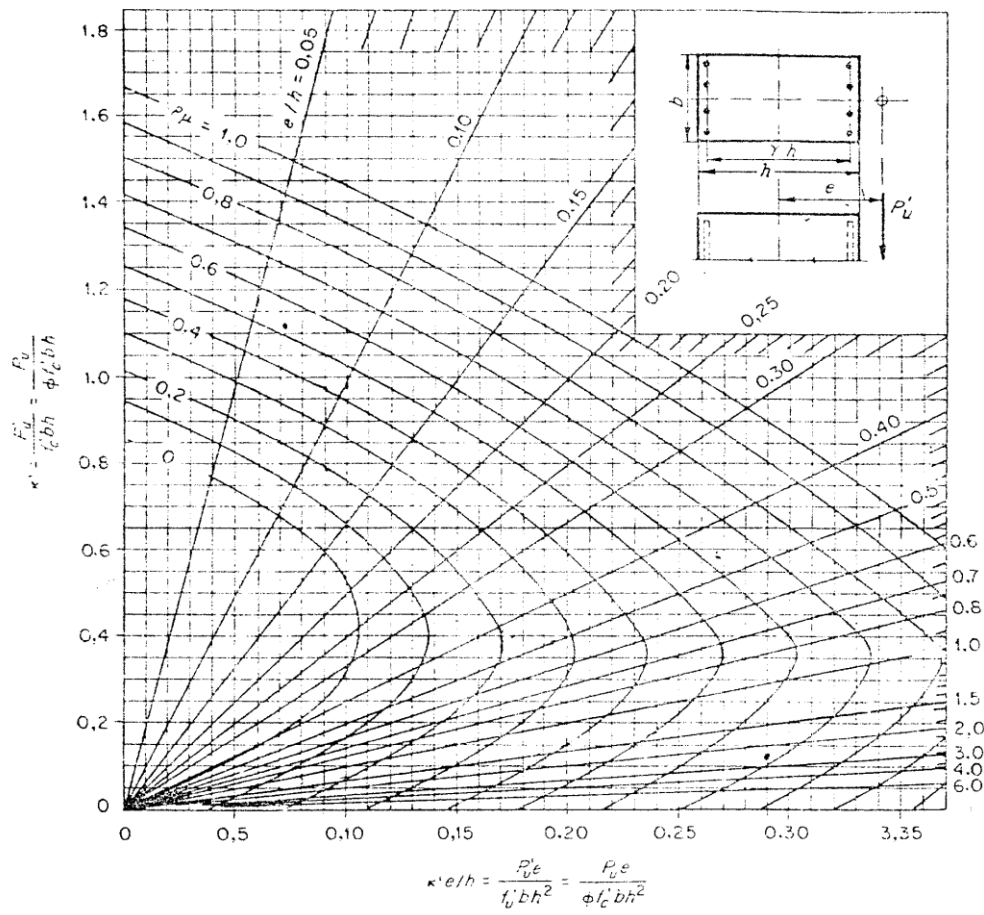


Figura 37. Plano de detalles de pozos de visita y conexiones domiciliarias



ANEXO

Figura 38. Diagrama de Interacción para columna rectangular



Fuente: Winter, George y Arthur Nilson. **Proyecto de estructuras de hormigón**, Pág. 704