



**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**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.**

LIGGIA MILITHZA MÉNDEZ RAMOS

Asesorado por Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, junio de 2004

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

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

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA

FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

LIGGIA MILITHZA MÉNDEZ RAMOS

ASESORADO POR ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERA CIVIL

GUATEMALA, JUNIO DE 2004

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
VOCAL I	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL II	Lic. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Carlos Salvador Gordillo
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco.

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DE 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.

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 21 de enero de 2004.

Liggia Milithza Méndez Ramos

ACTO DE QUE DEDICO

A MI PATRIA	Guatemala
A LA UNIVERSIDAD	San Carlos de Guatemala.
A MIS PADRES	Ader René Méndez Urízar Luisa Ramos Quiñónez Quienes con su amor, enseñanza, apoyo, dedicación, y la ayuda de Dios, han logrado hacer de mí, lo que ahora soy.
A MIS HERMANOS	Danilo, Ronald, Omar (Q.E.P.D.), por sus cuidados y amor.
A MIS SOBRINOS	Corin, Cristian, Josbill y Anthony con cariño.
A MI FAMILIA EN GENERAL	En especial a Jorge Ernesto, Florencia Ramos, Gloria Urízar.
A MIS AMIGOS	Por los momentos compartidos
AL INGENIERO	Juan Merck Cos Quien me brindó su colaboración y apoyo como asesor y supervisor.

AGRADECIMIENTO ESPECIAL

A DIOS

Por estar conmigo en todo momento, guiarme, darme vida, luz y fuerza, para culminar mi carrera.

“Mira que te mando que te esfuerces y seas valiente; no temas ni desmayes porque Jehová tú Dios estará contigo en dondequiera que vayas.” Josué 1:9

ACTO DE QUE DEDICO

A MI PATRIA	Guatemala
A LA UNIVERSIDAD	San Carlos de Guatemala.
A MIS PADRES	Ader René Méndez Urízar Luisa Ramos Quiñónez Quienes con su amor, enseñanza, apoyo, dedicación, y la ayuda de Dios, han logrado hacer de mí, lo que ahora soy.
A MIS HERMANOS	Danilo, Ronald, Omar (Q.E.P.D.), por sus cuidados y amor.
A MIS SOBRINOS	Corin, Cristian, Josbill y Anthony con cariño.
A MI FAMILIA EN GENERAL	En especial a Jorge Ernesto, Florencia Ramos, Gloria Urízar.
A MIS AMIGOS	Por los momentos compartidos
AL INGENIERO	Juan Merck Cos Quien me brindó su colaboración y apoyo como asesor y supervisor.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	IV
LISTA DE SIMBOLOS	VII
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XV
OBJETIVOS	XVII
INTRODUCCIÓN	XVIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía de San Carlos Sija	1
1.1.1. Localización geográfica	1
1.1.2. Accesos y comunicaciones	2
1.1.3. Topografía del lugar	2
1.1.4. Aspectos climatológicos	3
1.1.5. Actividades económicas	3
1.1.6. Autoridades y servicios públicos	3
1.1.7. Generalidades	3
1.1.8. Censos anteriores	4
1.1.9. Información del censo actual	5
1.1.10. Determinación de la población futura	5
1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicio básico e Infraestructura	6
1.2.1. Descripción de las necesidades	6
1.2.2. Priorización de las necesidades	6
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	7
2.1. Diseño de edificación escolar de nivel secundario	7

2.1.1.	Investigación preliminar	7
2.1.1.1.	Capacidad	7
2.1.1.2.	Terreno disponible	9
2.1.1.3.	Diseño arquitectónico	9
2.1.1.4.	Ubicación del edificio en el terreno	10
2.1.1.5.	Distribución de ambientes	10
2.1.1.6.	Altura del edificio	10
2.1.1.7.	Selección del sistema estructural a Usar	11
2.1.2.	Análisis estructural	11
2.1.2.1.	Pre-dimensionamiento estructural	12
2.1.2.2.	Modelos matemáticos de marcos Rígidos	15
2.1.2.3.	Cargas aplicadas a los marcos rígidos	16
2.1.2.3.1.	Cargas verticales en marcos rígidos	16
2.1.2.3.2.	Cargas horizontales en marcos rígidos	18
2.1.2.3.3.	Análisis de marcos rígidos por un método de análisis estructural	24
2.1.3.	Diseño estructural	51
2.1.3.1.	Losas	51
2.1.3.2.	Vigas	63
2.1.3.3.	Columnas	69
2.1.3.4.	Cimientos	79
2.1.4.	Planos constructivos	90
2.1.4.1.	Presupuesto	90
2.2.	Diseño del sistema de abastecimiento de agua	93

potable para aldea Chiquival Viejo, San Carlos Sija, Quetzaltenango	
2.2.1. Descripción del proyecto	93
2.2.1.1. Criterio de diseño	93
2.2.1.2. Periodo de diseño	94
2.2.1.3. Población futura	94
2.2.1.4. Forma de captación	95
2.2.1.5. Calidad del agua	96
2.2.1.6. Dotación, factores, caudales	97
2.2.1.7. Captación	105
2.2.1.8. Topografía	105
2.2.1.9. Línea de conducción	108
2.2.1.10. Tratamiento de agua	111
2.2.2. Red de distribución	114
2.2.2.1. Tanque de distribución	114
2.2.2.2. Red de distribución	117
2.2.2.3. Obras hidráulicas	121
2.2.2.4. Presupuesto	143
2.2.2.5. Planos	144
CONCLUSIONES	145
RECOMENDACIONES	146
REFERENCIAS	148
BIBLIOGRAFÍA	150
APÉNDICE 1	151
APÉNDICE 2	164
ANEXO	185

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Planta típica, edificio	14
2	Marco rígido típico sentido X, edificio	14
3	Marco rígido típico sentido Y, edificio	15
4	Modelo matemático, marco rígido típico sentido X	16
5	Modelo matemático, marco rígido típico sentido Y	16
6	Planta típica (niveles 1 y 2) de distribución de marcos rígidos	21
7	Diagrama de momentos (Kg.m), carga muerta - marco rígido X	39
8	Diagrama de momentos (Kg.m), carga viva - marco rígido X	40
9	Diagrama de momentos (Kg.m), fuerza sísmica - marco rígido	41
10	Diagrama de momentos (Kg.m), carga muerta – marco rígido Y	42
11	Diagrama de momentos (Kg.m), carga viva – marco rígido Y	43
12	Diagrama de momentos (Kg.m), fuerza sísmica – marco rígido Y	44
13	Diagrama de momentos últimos (Kg.m), marco rígido X	46
14	Diagrama de momentos últimos (Kg.m), marco rígido Y	47
15	Diagrama de cortes últimos (Kg), marco rígido X	49
16	Diagrama de cortes últimos (Kg), marco rígido Y	50
17	Planta típica de losas, edificio	53
18	Planta de momentos actuantes en losas típicas, nivel 1	55
19	Planta de momentos balanceados en losas típicas, nivel 1	57
20	Diagrama de momentos y cortes últimos en viga 1	63
21	Dimensiones del tanque de Chiquival Viejo	122
22	Dimensiones y cargas del muro del tanque de Chiquival Viejo	128
23	Plano de ubicación edificio	153
24	Plano planta amueblada, planta acotada edificio	154

25	Plano de fachada frontal, lateral, corte A-A' edificio	155
26	Plano de cimentación	156
27	Plano de detalles de cimentación	157
28	Plano de techos	158
29	Plano de detalle de vigas	159
30	Plano de luz y fuerza	160
31	Plano de acabados	161
32	Plano de detalle de gradas	162
33	Plano de la planta general agua, aldea Chiquival Viejo	165
34	Plano de línea de conducción de E-0 a E-48	166
35	Plano de línea de conducción de E-48 a E-80	167
36	Plano de línea de conducción de E-81 a E-34	168
37	Plano de línea de conducción de E-131 a E-48	169
38	Plano de línea de distribución de E-80 a E-191	170
39	Plano de línea de distribución de E-80 a E-237	171
40	Plano de línea de distribución de E-218 a E-261	172
41	Plano de pasos aéreos, aldea Chiquival Viejo	173
42	Plano de caja de válvulas	174
43	Plano de captación	175
44	Plano de conexiones domiciliarias	176
45	Plano de caja rompe presión	177
46	Plano uno del tanque de distribución	178
47	Plano dos del tanque de distribución	179

TABLAS

I	Fuerzas por marco en cada nivel, marcos rígidos sentido X	22
II	Áreas de acero requeridas en las losas típicas del nivel 1	60
III	Áreas de acero requerido en losa de techo de escaleras	62
IV	Acero que se va a utilizar en viga 1	66
V	Cálculo de vigas, edificio	68
VI	Cálculo de columnas, edificio	79
VII	Diseño de zapatas 1 y 2, edificio	86
VIII	Presupuesto edificio	91
IX	Dotación de agua recomendada	98
X	Determinación de momentos en losa de tanque de distribución	124
XI	Áreas de aceros requeridas en losa del tanque de distribución	126
XII	Determinación de momentos en el muro del tanque	129
XIII	Relación para calcular la flecha en puentes colgantes	133
XIV	Presupuesto de abastecimiento de agua potable	143
XV	Diagrama de Interacción para columna rectangular	152
XVI	Cronograma de ejecución de edificio	163
XVII	Parámetros de diseño aldea Chiquival Viejo	180
XVIII	Cálculo hidráulico	181
XIX	Cronograma de ejecución de agua potable	184

ISTA DE SÍMBOLOS

A	Área
A'	Dimensión del claro corto de la losa vista en planta
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
B'	Dimensión del claro largo de la losa vista en planta
B	Ancho del elemento en sección
C	Coefficiente 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	Diámetro nominal de la varilla de acero a utilizar
Dx	Diámetro de la varilla colocada en el sentido X
Dy	Diámetro de la varilla colocada en el sentido Y
D	Peralte, efectivo del elemento en sección, distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en tensión
Dx	Peralte efectivo de la sección de zapata, en el sentido X
Dy	Peralte efectivo de la sección de zapata, en el sentido Y
Di	Distancia del centro de rigidez al eje del marco rígido considerado
Dm	Diferencia que existe entre los valores de dos momentos
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
Ex	Excentricidad en el sentido X
Ey	Excentricidad en el sentido Y
F'c	Resistencia a la compresión del concreto
Fy	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
Fcu	Factor de carga última
Fni	Fuerza por nivel, en el nivel i
F_T	Fuerza de techo
H	Peralte total del elemento en sección
Hx	Altura del núcleo de la columna en el sentido X
Hy	Altura del núcleo de la columna en el sentido Y
I o I_g	Inercia de la sección total del concreto respecto al eje centroidal, sin tomar en cuenta el acero de refuerzo
Kp	Factor de pandeo de la columna

K_x	Coeficiente tomado del diagrama de iteración para el sentido X
K_y	Coeficiente tomado del diagrama de iteración para el sentido Y
L	Longitud del elemento
L.c	Claro corto, de los claros cortos de todas las losas se toma el mayor
L_n	Longitud no soportada del estribo
L_o	Longitud de confinamiento de estribos
L_u	Longitud libre de pandeo de la columna
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
M_x	Momento último actuando en el sentido X
M_y	Momento último actuando en el sentido Y
M_d	Momento de diseño (magnificado)
M_{dx}	Momento de diseño (magnificado) que actúa en el sentido X
M_{dy}	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'_{xCG}	Momento de trabajo en el centro de gravedad, que actúa en sentido X
M'_{yCG}	Momento de trabajo en el centro de gravedad, que actúa en sentido Y

M_{MAXIMO}	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
Q	Presión sobre el suelo
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
Qu	Presión última sobre el suelo
R	Rigidez de un elemento
Ri	Rigidez total del marco rígido i
R'	Resultante de la sumatoria de fuerzas
S	Espaciamiento del acero de refuerzo
S_{MIN}	Espaciamiento mínimo del acero de refuerzo por cortante
Si	Espaciamiento del acero de refuerzo en la longitud confinada
Sx	Módulo de sección en el sentido X
Sy	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
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 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
PVC	Cloruro de polivinilo
HG	Hierro galvanizado
Q	Caudal en litros por segundo
C	Coeficiente de fricción en la tubería
PSI	Libras por pulgada cuadrada
m.c.a	Metros columna de agua
V	Velocidad en metros por segundo
Hf	Pérdida por fricción en la tubería
\emptyset	Diámetro
EST	Estación
PO	Punto observado
INE	Instituto Nacional de Estadística
Mm	Milímetros
Msnm	Metros sobre el nivel del mar
E.P.S.	Ejercicio Profesional Supervisado
MI	Metros lineales
Gal	Galones
Sg	Segundos
L/sg	Litros por segundo
L/hab/día	Litros habitante día

GLOSARIO

Acueducto	Obra para conducir agua, también se denomina a un conjunto de obras de abastecimiento de agua.
Aforo	Consiste en medir un caudal, utilizando un método.
Agua potable	Es el agua sanitariamente segura, para la salud y agradable a los sentidos. Agua incapaz de transmitir enfermedades.
Análisis del agua	Es el conjunto de parámetros, que tienen por objeto definir la calidad del agua, al relacionarlos con normas, las cuales establecen los valores de las concentraciones máximas aceptables y/o permisibles, para el uso benéfico, al cual se destine.
Carga axial	Carga aplicada en el eje longitudinal de un elemento.
Caudal	Es el volumen de agua que pasa por una sección de flujo por unidad de tiempo.
Deflexión	Deformación de los elementos estructurales que se presentan en forma de curvatura del eje longitudinal, al ser cargados.
Dotación	Volumen de agua consumida por un habitante en un día.

- Excentricidad** Distancia comprendida entre el centro de masa y el centro de rigidez de una estructura.
- Viga** Miembros horizontales usados principalmente para soportar cargas.
- Zapata** Tipo de cimentación superficial adecuado, cuando el terreno tiene propiedades de soporte, adecuados.

RESUMEN

En este trabajo de graduación, se describe el proceso seguido para diseñar la infraestructura necesaria para el funcionamiento de un instituto básico, en la aldea Nuevo San Antonio, la cual contará con una biblioteca, cuatro aulas, y dirección.

Dicha estructura consiste en una serie de partes conectadas con el fin de soportar una carga. El proceso de crear cualquiera de estas estructuras requiere planeación, análisis, diseño y construcción. Al crear una estructura que cumpla con una función específica de uso público, primero debe considerarse la selección de una forma estructural que sea segura, estética y económica. Esta es la fase más difícil y a la vez más importante de la Ingeniería Civil.

Una vez tomada esta decisión, se especifican entonces las cargas, materiales, disposición de los miembros y sus dimensiones de conjunto. Está claro que la habilidad necesaria para llevar a cabo esas actividades se adquiere normalmente después de varios años de experiencia. Una vez obtenidas las cargas internas de un miembro, el tamaño de éste puede determinarse de manera que se satisfagan los criterios de resistencia, estabilidad y deflexión, como está asentado en las normas y códigos en vigor.

La fase final requiere ordenar los diversos componentes de la estructura y planear las actividades que implican el montaje real de ésta. Respecto a esto, todas las fases de la construcción deben inspeccionarse para garantizar que la estructura está siendo construida de acuerdo con los planos de diseño elaborados para el efecto.

El proyecto que se tiene contemplado para la aldea Chiquival Viejo, municipio de San Carlos Sija, departamento de Quetzaltenango, es la introducción de agua potable, por medio de la captación de 5 nacimientos, que provienen de la parte alta de la comunidad, a los cuales es necesario realizarle análisis físico-químico y examen bacteriológico, para su posterior desinfección. Se tiene una línea de conducción por gravedad y distribución por gravedad, a través de un tanque semienterrado de 35 m³, hacia la red de distribución. Con este proyecto, se beneficiará a la comunidad con el abastecimiento de agua, ya que actualmente no satisfacen las necesidades de tener agua potable.

OBJETIVOS

GENERAL

- Diseñar la infraestructura necesaria para el funcionamiento de un instituto básico, en la aldea Nuevo San Antonio, que cumpla con una función específica de uso público, de una forma estructural que sea segura, estética y económica.
- Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable la aldea Chiquival Viejo, de manera que garantice tanto cantidad como calidad y continuidad, para proveer así una dotación del vital líquido en forma continua y disminuir las enfermedades gastrointestinales.

ESPECÍFICOS

- Diseñar la infraestructura necesaria para el funcionamiento de un instituto básico educativo, en un terreno localizado en la aldea, Nuevo San Antonio.
- Proveer los planos, presupuesto y cronograma de ejecución necesarios para la construcción del instituto básico de la aldea Nuevo San Antonio y el abastecimiento de agua potable en la aldea Chiquival Viejo.
- Crear conciencia a la población para hacer uso adecuado del agua, para garantizar la dotación y continuidad del servicio, mediante la educación de las personas.

INTRODUCCIÓN

El Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) ofrece la oportunidad de aplicar los conocimientos adquiridos durante la formación académica, con el planteamiento de soluciones a problemas reales, que contribuyen a resolver algunas de las necesidades de las comunidades .

En coordinación con la Oficina Municipal de Planificación, las autoridades municipales y el ejercicio profesional supervisado, se determinó que es necesario contar con la planificación y diseño de dos proyectos, por lo que se realizó el “Diseño de edificio escolar de dos niveles, aldea Nuevo San Antonio, y del sistema de abastecimiento de Agua Potable, aldea Chiquival Viejo, municipio de San Carlos Sija, Quetzaltenango”.

En el presente trabajo de graduación, se da una explicación de los tipos de carga que deben considerarse, para llevar a cabo un análisis y diseño estructural apropiado, asimismo se proporcionan aspectos generales del diseño de elementos estructurales, a fin de establecer parámetros que permitan determinar las cargas que actúan sobre las estructuras y de diseñar los elementos que puedan soportar, sin ningún peligro de falla. Una vez determinada la forma, se especifican entonces las cargas, materiales, disposición de los miembros y sus dimensiones de conjunto.

Uno de los propósitos de este documento es servir de apoyo y consulta al profesional que ejecute proyectos de este tipo, de acuerdo con criterios y lineamientos de diseño para su correcta ejecución.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía de San Carlos Sija

1.1.1. Localización geográfica

El municipio de San Carlos Sija se encuentra situado en la parte norte del departamento de Quetzaltenango, en la región VI o Región Sur-Occidental. Se localiza en la latitud 14 grados 59 minutos 04 segundos y en la longitud 91 grados 32 minutos 55 segundos. Limita al norte con los municipios de Malacatancito (Huehuetenango) y Sipacapa (San Marcos); al sur con los municipios de Cantel y Quetzaltenango; al este con los municipios de Sibilia y San Francisco La Unión y al oeste con los municipios de Momostenango, San Francisco el Alto y San Bartolo (Totonicapán). Cuenta con una extensión territorial de 148 kilómetros cuadrados, se encuentra a una altura de 2,642.13 metros sobre el nivel del mar, por lo que su clima es frío, y se encuentra a 23 kilómetros de la Cabecera Departamental de Quetzaltenango y a 226 kilómetros, de la ciudad capital de Guatemala.

San Carlos Sija cuenta con 20 aldeas y 78 caseríos. Las aldeas son: Recuerdo A Barrios, San José Chicalquix, San Francisco Chuatuj, Panorama, Nuevo Panorama, El Progreso, Las Cruces, Chiquival Nuevo, Chiquival Viejo, Saquicol, Estancia de la Virgen, Calel, Esquipulas Seque, El Rodeo, Agua Caliente, Mogotillos, Pachuté, Barranca grande, La Libertad, Nuevo San Antonio.

1.1.2. Accesos y comunicaciones

La vía de acceso a San Carlos Sija es por una carretera asfaltada de 24 kilómetro, desde el municipio de Quetzaltenango y por la carretera interamericana que se dirige a Huehuetenango. También se puede ingresar por el municipio de Sibilia, pasando por la aldea Las Cruces.

Distancia del Municipio de San Carlos Sija a otros municipios:

<i>MUNICIPIO</i>	<i>KILÓMETROS</i>
Quetzaltenango	23
Olintepeque	19
San Francisco La Unión	11
Sibilia	10
Huitán	17
Cabricán	23
Palestina de los Altos	25
Cajolá	19
San Vicente Buenabaj	8
San Andrés Xecul	15

1.1.3. Topografía del lugar

La topografía es quebrada y muy montañosa; el centro está ubicado en un pequeño valle. Existen planicies en las Aldeas, en donde regularmente están asentados los centros de las mismas.

1.1.4. Aspectos climatológicos

El clima es frío en un alto porcentaje, pero también posee clima templado como en las aldeas de Saquicol, Agua Caliente, Estancia de la Virgen y la Libertad. Su temperatura máxima es 16 grados centígrados y la mínima es de 4 a 6 grados centígrados bajo cero.

1.1.5. Actividades económicas

Su economía se basa en la producción agrícola de maíz, frijol y trigo, crianza de animales domésticos, entre los cuales se encuentran caballos, vacas, cerdos, ovejas, pollos, patos y pavos.

1.1.6. Autoridades y servicios públicos

Cuenta con las autoridades y servicios públicos siguientes: Corporación Municipal, Juzgado de Paz, Policía Nacional Civil, Supervisión Educativa 96-26, International Postal Services, Comité Nacional de Alfabetización CONALFA, Centro de Salud, Banco de Desarrollo Rural, Banco Reformador S.A. Iglesia católica San Carlos Borromeo, Iglesias Evangélicas.

1.1.7. Generalidades

El 8 de diciembre de 1776 la Real Audiencia de Guatemala ordenó la reducción de Sija a poblado como lo está en la actualidad, y con fecha 18 de diciembre de 1778 se autorizó la fundación con el nombre de San Carlos Sija.

San Carlos Sija lleva este nombre en honor del Monarca Carlos III.

San Carlos Sija se segregó del departamento de Totonicapán y pasó al departamento de Quetzaltenango, por Acuerdo Gubernativo del 26 de Agosto de 1,882.

El idioma predominante es el Quiché y también se habla el Español.

1.1.8. Censos anteriores

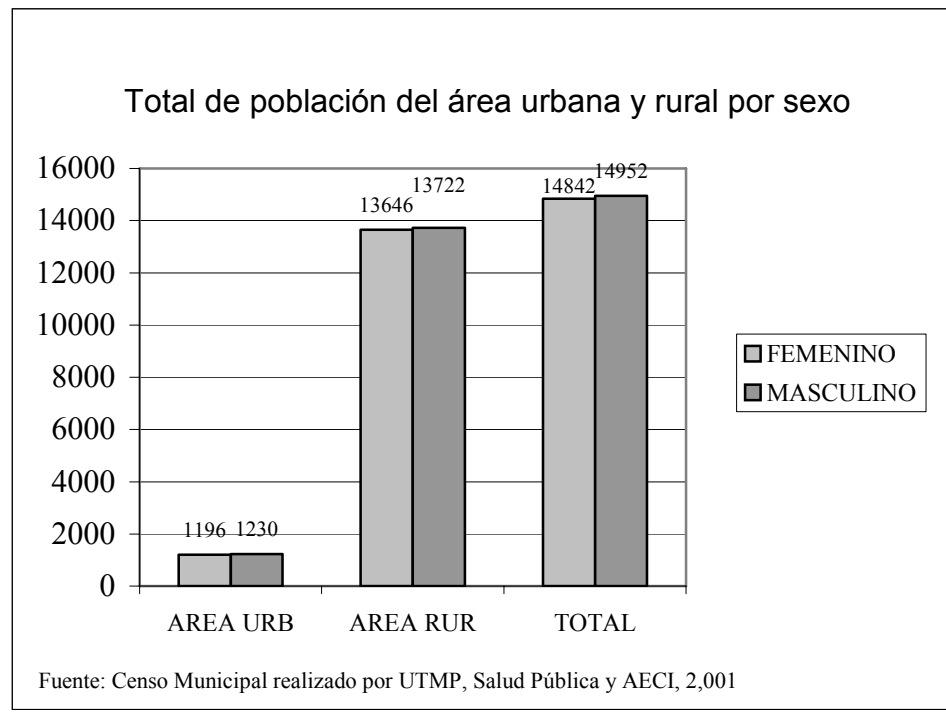
Se consultó el censo urbano y rural, el cual permitió obtener información de población, que es la tabla que se presenta a continuación:

Población San Carlos Sija, (proyecciones):

Año	Población
1995	27,305
1996	27,577
1997	27,999
1998	28,472
1999	28,994
2000	29,794

1.1.9. Información del censo actual

Población total por sexo, edades y grupo étnico del área urbana y rural.



Como puede verse, la mayor parte de la población está concentrada en el área rural.

1.1.10. Determinación de la población futura

En esta área geográfica nacional, con base en los censos realizados, se obtiene una tasa de crecimiento de la población del 3.0 % anual, por lo que para determinar la población futura, se aplicó el método de incremento geométrico, para el cual utiliza la fórmula siguiente:

$$Pf = Pa (1 + i)^n$$

Donde:

Pf = Población futura

Pa = Población Actual

i= Tasa de crecimiento poblacional

n = Número de años para el cual se necesita calcular la población futura.

1.2 Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e Infraestructura.

1.2.1. Descripción de las necesidades

Las necesidades, que se encuentran en el municipio de San Carlos Sija, son las de agua potable, educación, drenajes, vías de comunicación, electrificación, salud, centros de convergencia, etc.

1.2.2. Priorización de las necesidades

Una de las necesidades, que se localizaron en la Aldea Nuevo San Antonio, es la infraestructura en Educación, ya que actualmente no cuentan con instalaciones para el funcionamiento de un instituto básico. En la Aldea Chiquival Viejo, existe un sector que no tiene acceso al proyecto de abastecimiento de agua anterior, por lo que es urgente realizar un nuevo proyecto que incluya la casas que no cuentan con este servicio básico.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de edificación escolar de nivel secundario

En esta primera fase, se debe cubrir la necesidad de infraestructura para la educación básica. Para lograr esto, se propone construir un edificio con los siguientes ambientes: cuatro aulas para enseñanza - aprendizaje (30 alumnos c/u), dirección, biblioteca, módulo de gradas y cuarto de limpieza .

2.1.1. Investigación preliminar

2.1.1.1. Capacidad

Los espacios educativos son la totalidad de espacios 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; la que se utilizará en el proyecto será la llamada aula teórica, ya que es la que cumple con los requisitos del lugar.

Aula teórica

La función del aula teórica es proporcionar a los maestros y alumnos un espacio para desarrollar, en forma agradable, las actividades del proceso enseñanza aprendizaje, ya sea de la manera tradicional expositiva o para desarrollar otras técnicas didácticas.

Debido a que el nivel de escolaridad que se prestará en el centro educativo, las recomendaciones para el diseño de un aula teórica, aquí se generalizan, ya que en los niveles primario, básico y diversificado son similares. Dichas recomendaciones generalizadas son las siguientes:

- La capacidad óptima en el nivel básico es de 30 alumnos, pero se permite un máximo de 40.
- El área óptima por alumno es de 1.50 m^2 , pero si el espacio no lo permite se acepta un mínimo de 1.30 M^2 .
- Para la superficie total del aula debe considerarse el caso crítico, es decir, cuando se da la capacidad máxima de 40 alumnos. pero podrá ser diseñada de acuerdo a los requerimientos existentes.
- La forma del aula será cuadrada o rectangular, y se recomienda que el lado mayor no exceda 1.5 veces el lado menor.

2.1.1.2. Terreno disponible

Para la construcción del centro educativo, se dispone de un terreno en aldea Nuevo San Antonio, municipio de San Carlos Sija, departamento de Quetzaltenango, ubicado frente a la escuela Rural Mixta Nuevo San Antonio.

La forma del terreno es rectangular, con las medidas de frente 20.50 metros y fondo de 12.50 metros, lo que da un área de 256.25 m².

2.1.1.3. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico 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 la 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 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 reforzado, losas planas de concreto reforzado y paredes de mampostería de block pómez.

Para el caso de este edificio, se necesitan 4 aulas de enseñanza aprendizaje, biblioteca, dirección, módulo de gradas y área de limpieza.

En el apéndice 1 (figura 24), se muestran los planos de la distribución de dichos ambientes, así como las fachadas respectivas, lo cual se realizó con base en requisitos del Reglamento de Construcción de Edificios Educativos y requerimientos de los vecinos del lugar.

2.1.1.4. Ubicación del edificio en el terreno

El edificio de aulas se ubica en el extremo norte del terreno, para lograr una mejor ventilación e iluminación, según lo sugiere el Reglamento. Además, se quiere aprovechar la ubicación de este edificio, en relación con las edificaciones existentes, para que quede espacio disponible (área libre) para una cancha polideportiva que se tiene contemplada realizar, lo cual se puede observar en el apéndice 1, figura 23.

2.1.1.5. Distribución de ambientes

La forma de los ambientes y su distribución dentro del edificio se hace del modo tradicional de edificios educativos (ver apéndice 1, figura 24), por ser ésta la que más se ajusta a las necesidades existentes y al espacio disponible.

2.1.1.6. Altura del edificio

Se prefiere hacer el edificio de dos niveles, para tener espacio disponible; esto cumple con la norma de tres niveles máximo,

La altura de todos los ambientes es de 3.00 metros para proporcionar una temperatura adecuada en las aulas (ver planos en apéndice 1, figura 25).

2.1.1.7. Selección del sistema estructural a usar

No se requieren fórmulas matemáticas para seleccionar un sistema estructural; todo es conceptual. Luego se hace el cálculo, que comprueba el sistema que garantiza su seguridad y economía.

En la elección del sistema estructural, influyen, en la toma de decisiones, factores de resistencia, economía, estética, los materiales disponibles en el lugar y la técnica para realizar la obra. El resultado debe comprender el tipo estructural, formas y dimensiones, los materiales y el proceso de ejecución.

Se ha elegido un sistema estructural del tipo de marcos rígidos de concreto reforzado, con losas planas y tabiques de mampostería de block pómez; además, todo el sistema se construirá en obra usando los métodos tradicionales.

2.1.2. Análisis estructural

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

2.1.2.1. Pre-dimensionamiento estructural

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 métodos analíticos cortos. En este caso, se aplican los métodos siguientes:

a) Columnas: El método que se utiliza para predimensionar las columnas; se calcula la sección y se basa 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: $P = 0.8 (0.225F'cAg + FyAs)$

$1 \%Ag < As < 8 \%Ag$

Solución $P = 33,872.34 \text{ Kg, (tomado de áreas tributarias)}$

$P = 0.8 (0.225F'cAg + FyAs)$

$33,872.34 = 0.8 (0.225 \cdot 210 \cdot Ag + 2810 \cdot .01Ag)$

$Ag = 561.92 \text{ cm}^2$

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

b) 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 viga; la base de la viga 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.

$$t_{VIGA} = \text{luz libre de viga} * 0.08 = 5.00\text{m} * 0.08 = 0.4\text{m}$$

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

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

c) 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 las cuales se usa en ambas.

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

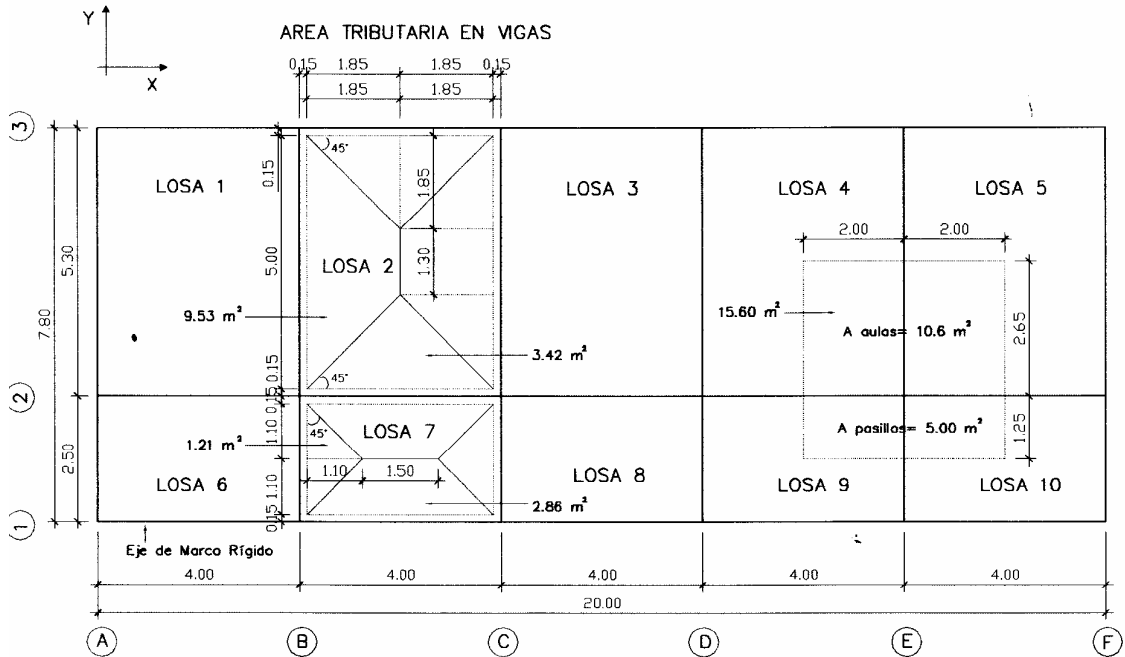
$$t_{LOSA} = (4.00+5.30+4.00+5.30)/180=.103 \text{ m}$$

Usar $t_{LOSA} = .10 \text{ m}$

d) Cimientos: para la cimentación, se usan zapatas aisladas. El método de predimensionamiento se incluye en el diseño de las zapatas.

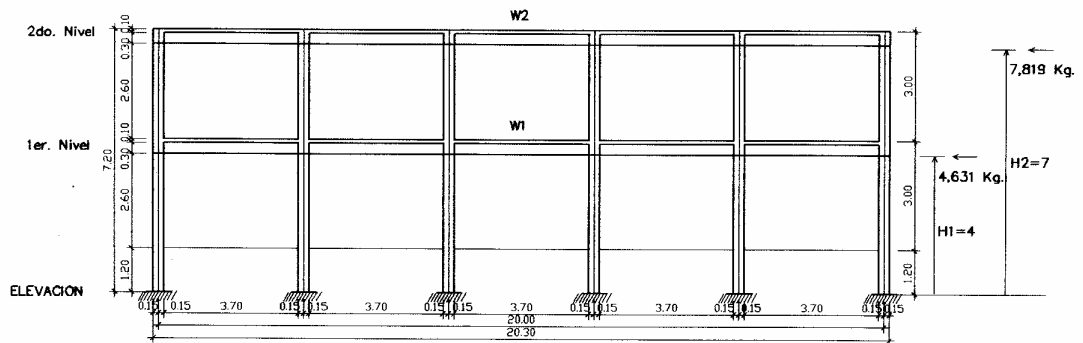
Con los resultados obtenidos anteriormente, se presentan a continuación las figuras 1, 2 y 3, que muestran la distribución de las columnas y las vigas con sus respectivas medidas, del edificio de aulas que se analiza y diseña estructuralmente en el resto del capítulo.

Figura 1. Planta típica



PLANTA TÍPICA, NIVELES 1 Y 2

Figura 2. Marco rígido típico sentido X



ELEVACIÓN -MARCO RÍGIDO TÍPICO SENTIDO X

Figura 4. Modelo matemático, marco rígido típico sentido X

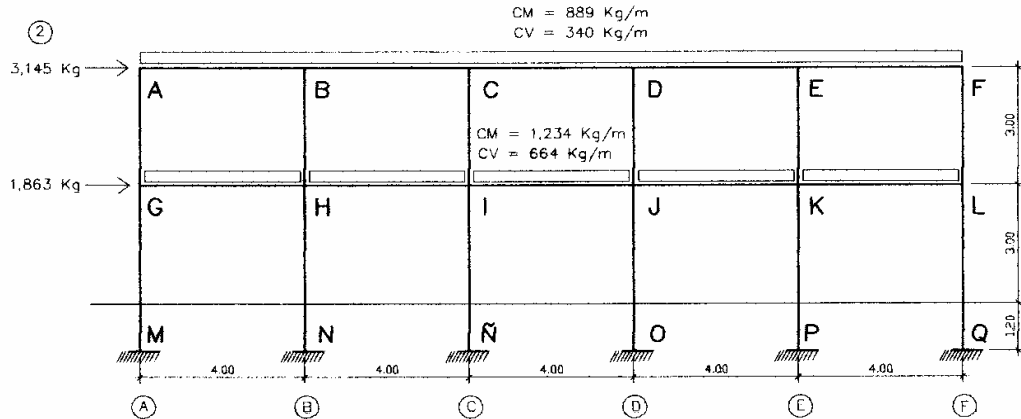
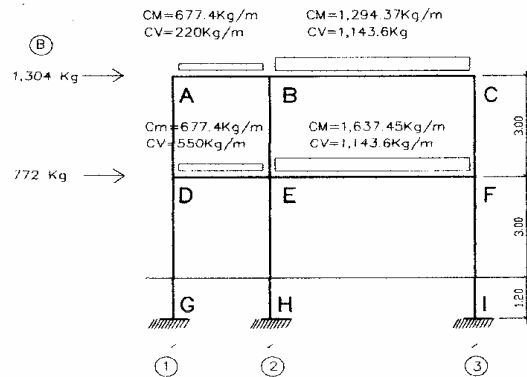


Figura 5. Modelo matemático, marco rígido típico sentido Y



2.1.2.3. Cargas aplicadas a los marcos rígidos.

Las estructuras están sometidas a cargas de diferente índole; para clasificarlas existen varios criterios; aquí se hace una distinción de acuerdo con la dirección de su aplicación.

2.1.2.3.1. Cargas verticales en marcos rígidos.

Los valores, que se usan en este caso para las cargas verticales, son los siguientes:

CARGA MUERTA (CM)Peso del concreto = 2,400 Kg/m³Peso de acabados = 90 Kg/m²Peso de muros 150 Kg/m²**CARGA VIVA (CV)**En techo = 200 Kg /m²En pasillos = 500 Kg/m²En aulas = 300 Kg/m²

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:

$$\begin{aligned}
 \text{Nivel 1} \quad CM &= W_{\text{LOSAS}} + W_{\text{VIGAS}} + W_{\text{MUROS}} + W_{\text{ACABADOS}} \\
 &= ((3.42+2.86)*0.11*2400/3.70) + (0.30*0.40*2400) \\
 &\quad + (2.30*150) + ((3.42+2.86)*90/3.70) \\
 &= 1,233.84 \text{ Kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 CV &= W_{\text{AULA}} + W_{\text{PASILLO}} \\
 &= (3.42*300/3.70) + (2.86*500/3.70) \\
 &= 663.78 \text{ Kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Nivel 2} \quad CM = 888.84 \text{ Kg/m}; \quad CV = 339.46 \text{ Kg/m}$$

Los valores de cargas distribuidas, que se observan en el marco rígido típico sentido Y, que aparecen en la figura 5, página 18, se calcularon usando el procedimiento anterior.

2.1.2.3.2. 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 ⁽¹⁾

a) Corte basal (V): es la fuerza sísmica 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 Quetzaltenango = 0.25
I coeficiente de importancia de la obra, para este caso usar = 1.3
C coeficiente que depende del período natural de vibración.

Edificio con sistemas de marcos

$$C = \frac{1}{15 (T)^{1/2}}$$

$$C < 0.12$$

Si $C > 0.12$ se debe usar 0.12

$$T = 0.0906 \frac{H}{(B)^{1/2}}$$

H = 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 = 1
- W peso propio de la estructura + 25% de las cargas vivas

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

$$W_{NIVEL1} = (W_{COLUMNAS} + W_{PAREDES} + W_{VIGAS} + W_{LOSAS} + W_{ACABADOS} + (0.25 * CARGA VIVA))$$

$$W_{NIVEL1} = 139,260.2 \text{ Kg}$$

$$W_{NIVEL2} = 134,354.6 \text{ Kg}$$

$$W = 139,260.2 + 134,354.6 = 273,614.8 \text{ Kg}$$

$$t_x = (0.0906 * 7.2) / (20.3)^{1/2} = 0.14 \text{ seg} \quad \left\{ \begin{array}{l} C_x = 1 / 15 (0.14)^{1/2} = 0.18 \\ C_y = 1 / 15 (0.23)^{1/2} = 0.14 \end{array} \right.$$

$$CS \left\{ \begin{array}{l} CS_x = (.12 * 1.5) = .18 \quad \rightarrow \quad \text{usar} \quad CS_x = .14 \\ CS_y = (.12 * 1.5) = .18 \quad \rightarrow \quad \text{usar} \quad CS_y = .14 \end{array} \right.$$

$$V = V_x = V_y = (0.25) (1.3) (1) (0.14) (273,615) = 12,449.48 \text{ Kg}$$

$$V = V_x = V_y = (0.05) (273,615) = 12,449.48 \text{ Kg}$$

b) Fuerzas por nivel (F_{n1}):

Fórmula: $F_{n1} = (V - F_T) W h_i / \sum W_i h_i$

Donde: F_{ni} fuerza por nivel
 V corte basal
 F_T fuerza de techo, cuando t (período 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)	$W_i H_i$
1	139,260	4	557,040 Kg.
2	134,355	7	940,485 Kg.
			$\Sigma=1,497,525$ Kg

Aplicando la fórmula:

$$F_i = \frac{(V - Ft)W_i H_i}{\Sigma W_i H_i}$$

W_i = Peso de cada Nivel i.

H_i =Altura de cada Nivel i.

$$F_1 = \frac{(12,450.0)557,040}{1,497,525} = 4,631.07\text{Kg.}$$

$$F_2 = \frac{(12,450.0)940,485}{1,497,525} = 7,818.93\text{Kg.}$$

c) Fuerzas por marco (FM)⁽²⁾:

Fórmulas: $FM' \pm FM''$

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

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

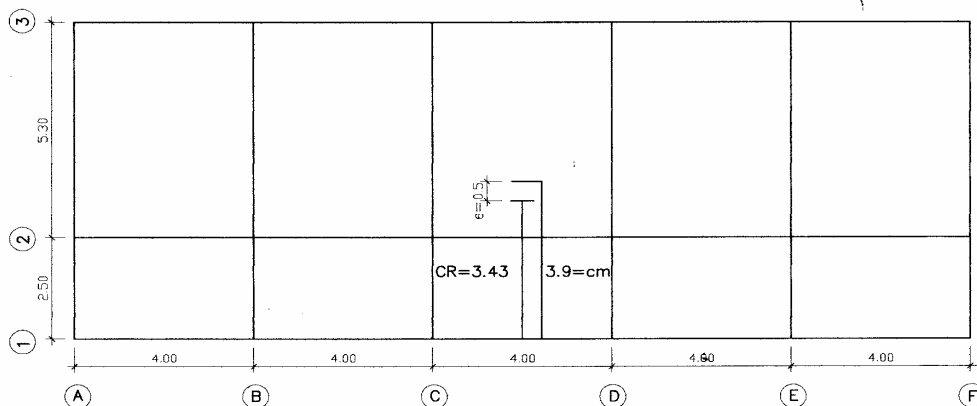
$$e = C_m - C_R; \quad e_{\text{MINIMA}} = 0.05 \cdot \text{ALTURA TOTAL DEL EDIFICIO}$$

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

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

Solución: La figura 6 muestra la distribución de los marcos rígidos, que sirve para calcular los valores de R_i , d_i , e , C_m , y C_R .

Figura 6. 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

$$CR = \frac{(1 \times 7.8 + 1 \times 2.5 + 1 \times 0)}{3 \times 1} = 3.43 \text{ m.}$$

$$Cm = \frac{(2.5 + 5.3)}{2} = 3.9 \text{ m.}$$

$$e = 3.9 - 3.43 = 0.47 \text{ m}$$

$$e_{\text{MINIMA}} = 0.05 \times 6.4 = 0.32 \text{ m,} \quad \text{usar } e = 0.50 \text{ m}$$

Con los valores obtenidos, se procede a calcular los datos de la siguiente tabla1:

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

FUERZA POR MARCO EN EL SENTIDO X

Marco	R_i	di	$R_i d_i$	$R_i d_i^2$	Nivel 1			Nivel 2		
					FM'	FM''	FM	FM'	FM''	FM
3	1	+ 4.4	+ 4.4	19.1	1,544	319	1,863	2,606	538	3,145
2	1	- 0.9	- 0.9	0.9	1,544	- 68	1,476	2,606	- 115	2,492
1	1	- 3.4	- 3.4	11.8	1,544	-250	1,293	2,606	- 423	2,184
				$\Sigma =$	31.73					

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

PRIMER NIVEL:

$$FM'_3 = \frac{(1 \times 4,631.07)}{1 \times 3} = 1,543.69$$

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

$$FM'_2 = FM'_1 = FM'_3$$

$$FM'_3 = \frac{(0.5 \times 4,631.07)}{\frac{31.73}{4.37}} = 318.91 \text{Kg.}$$

$$FM''_2 = \frac{(0.5 \times 4,631.07)}{\frac{31.73}{-0.93}} = -67.87 \text{Kg.}$$

$$FM''_1 = \frac{(0.5 \times 4,631.07)}{\frac{31.73}{-3.43}} = -250.31 \text{Kg.}$$

SEGUNDO NIVEL:

$$FM'_3 = \frac{(1 \times 7,818.93)}{1 \times 3} = 2,606.31 \text{Kg.}$$

$$FM'_2 = FM'_1 = FM'_3$$

$$FM''_3 = \frac{(0.5 \times 7,818.93)}{\frac{31.73}{4.37}} = 538.43 \text{Kg.}$$

$$FM''_2 = \frac{(0.5 \times 7,818.93)}{\frac{31.73}{-0.93}} = -114.59 \text{Kg.}$$

$$FM''_1 = \frac{(0.5 \times 7,818.93)}{\frac{31.73}{-3.43}} = -422.61 \text{Kg.}$$

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

$$CR = 10 \text{ m.}$$

$$Cm = 10 \text{ m.}$$

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

NIVEL 1:

$$FM' = \frac{(1 \times 4,631.09)}{1 \times 6} = 771.85 \text{ Kg.}$$

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

$FM'' =$ esto por no haber excentricidad (e) en Y.

$$FM_{\text{nivel 1}} = 771.85 \text{ Kg.} + 0 = 771.85 \text{ Kg.}$$

NIVEL 2:

$$FM' = \frac{(1 \times 7,818.91)}{1 \times 6} = 1,303.15$$

$$FM_{\text{nivel 2}} = 1,303.15 + 0 = 1,303.15 \text{ Kg.}$$

2.1.2.3.3. Análisis de marcos rígidos por un método de análisis

a) Resumen general del 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. $H = FMNIVEL_n$ (fuerza por marco del nivel n, tomada del análisis sísmico)
- **Cálculo de la fuerza cortante en el piso(Q_n);** se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido.

$$Q_n = \sum H$$

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

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

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

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

I inercia del elemento

L longitud del elemento

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\text{Inercia de elementos rectangulares } I = bh^3 /12$$

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

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

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

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

$$K_{GD} = K_{DG} = K_{EH} = K_{HE} = K_{FI} = K_{IF} = 1/4.2 = .24$$

$$K_{DE} = K_{ED} = K_{AB} = K_{BA} = 2.37/2.5 = 0.95$$

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

$$K_{EF} = K_{FE} = K_{BC} = K_{CB} = 2.37/5.3 = 0.45$$

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

$$\mu_{empotrado} = 0$$

$$\mu_{GD} = 0$$

$$\mu_{DG} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.24}{0.24 + 0.95 + 0.33} \right) = -0.079$$

$$\mu_{DE} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.95}{0.95 + 0.33 + 0.24} \right) = -0.313$$

$$\mu_{ED} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.95}{0.95 + 0.24 + 0.4 + 0.33} \right) = -0.241$$

$$\mu_{DA} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{0.33 + 0.24 + 0.95} \right) = -0.109$$

$$\mu_{AD} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{0.33 + 0.95} \right) = -0.129$$

$$\mu_{AB} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.95}{0.95 + 0.33} \right) = -0.371$$

$$\mu_{BA} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.95}{0.95 + 0.33 + 0.45} \right) = -0.275$$

$$\mu_{HE} = 0$$

$$\mu_{EH} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.24}{0.24 + 0.45 + 0.33 + 0.95} \right) = -0.61$$

$$\mu_{EF} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.45}{0.45 + 0.33 + 0.95 + 0.24} \right) = -0.114$$

$$\mu_{FE} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.45}{0.45 + 0.24 + 0.33} \right) = -0.221$$

$$\mu_{EB} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{0.33 + 0.95 + 0.24 + 0.45} \right) = -0.084$$

$$\mu_{BE} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{0.33 + 0.45 + 0.95} \right) = -0.095$$

$$\mu_{BC} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.45}{0.45 + 0.95 + 0.33} \right) = -0.13$$

$$\mu_{CB} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.45}{0.45 + 0.33} \right) = -0.288$$

$$\mu_{IF} = 0$$

$$\mu_{FI} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.24}{0.24 + 0.33 + 0.45} \right) = -0.118$$

$$\mu_{FC} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{0.33 + 0.45 + 0.24} \right) = -0.162$$

$$\mu_{CF} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{0.33 + 0.45} \right) = -0.212$$

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

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

NIVEL 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 $MF = \pm WL^2/12$

$$MF_{AB} = -\frac{\left(678 \frac{Kg}{m} \right) (2.5m)^2}{12} = -353.13Kg.m$$

$$MF_{BA} = +353.13Kg.m$$

$$MF_{BC} = -\frac{(1295)(5.3)^2}{12} = -3,031.38Kg.m$$

$$MF_{CB} = +3,031.38Kg.m$$

$$MF_{DE} = -\frac{(678)(2.5)^2}{12} = -353.13Kg.m$$

$$MF_{ED} = +353.13 \text{Kg.m}$$

$$MF_{EF} = \frac{[1638](5.3)^2}{12} = -3,834.29$$

$$MF_{FE} = +3,834.29$$

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

$$\text{Nudo A} = MF_{AB} = -353.13$$

$$\text{Nudo B} = MF_{BA} + MF_{BC} = 353.13 - 3031.38 = -2,678.25$$

$$\text{Nudo C} = MF_{CB} = 3031.38$$

$$\text{Nudo D} = MF_{DE} = -353.13$$

$$\text{Nudo E} = MF_{ED} + MF_{EF} = 353.13 - 3834.29 = -3481.16$$

$$\text{Nudo F} = MF_{FE} = 3,834.29$$

- **Influencias de giro (M'_{ik}) Primera iteración**

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

$$\begin{aligned} \text{Nudo D: } M'_{DE} &= \mu_{DE}(M_{SD} + (M'_{DG} + M'_{DE} + M'_{DA})) \\ &= -.313(-353.13 + (0 + 0 + 0)) = + 110.53 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{DG} &= \mu_{DG}(M_{SD} + (M'_{DG} + M'_{DE} + M'_{DA})) \\ &= -.079(-353.13 + (0 + 0 + 0)) = + 27.90 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{DA} &= \mu_{DA}(M_{SD} + (M'_{DG} + M'_{DE} + M'_{DA})) \\ &= -.109(-353.13 + (0 + 0 + 0)) = +38.49 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nudo A: } M'_{AB} &= \mu_{AB}(M_{SA} + (M'_{AB} + M'_{AD})) \\ &= -.371(-353.13 + (0 + 38.49)) = + 116.73 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{AD} &= \mu_{AD}(M_{SA} + (M'_{AB} + M'_{AD})) \\ &= -.129(-353.13 + (0 + 38.49)) = + 40.59 \end{aligned}$$

Nudo B

$$M'_{BC} = \mu_{BK}(MS_B + (M'_{BC} + M'_{BE} + M'_{BA}))$$

$$= -.13(-2678.25 + (0 + 0 + 116.73)) = +333.00$$

$$M'_{BE} = \mu_{BE}(MS_B + (M'_{BC} + M'_{BE} + M'_{BA}))$$

$$= -.095(-2678.25 + (0 + 0 + 116.73)) = +243.34$$

$$M'_{BA} = \mu_{BA}(MS_B + (M'_{BC} + M'_{BE} + M'_{BA}))$$

$$= -.275(-2678.25 + (0 + 0 + 116.73)) = +704.42$$

Nudo E

$$M'_{EF} = \mu_{EF}(MS_E + (M'_{EF} + M'_{EH} + M'_{ED} + M'_{EB}))$$

$$= -.114(-3481.16 + (0 + 0 + 110.53 + 243.34)) = -356.51$$

$$M'_{EH} = \mu_{EH}(MS_E + (M'_{EF} + M'_{EH} + M'_{ED} + M'_{EB}))$$

$$= -.061(-3481.16 + (0 + 0 + 110.53 + 243.34)) = +190.76$$

$$M'_{ED} = \mu_{ED}(MS_E + (M'_{EF} + M'_{EH} + M'_{ED} + M'_{EB}))$$

$$= -.241(-3481.16 + (0 + 0 + 110.53 + 243.34)) = +753.68$$

$$M'_{EB} = \mu_{EB}(MS_E + (M'_{EF} + M'_{EH} + M'_{ED} + M'_{EB}))$$

$$= -.084(-3481.16 + (0 + 0 + 110.53 + 243.34)) = +262.69$$

- **Influencias de giro (M'_{ik}) Segunda iteración**

Nudo D:

$$M'_{DE} = \mu_{DE}(MS_D + (M'_{DG} + M'_{DE} + M'_{DA}))$$

$$= -.313(-353.13 + (753.68 + 0 + 40.59)) = +138.08$$

$$M'_{DG} = \mu_{DG}(MS_D + (M'_{DG} + M'_{DE} + M'_{DA}))$$

$$= -.079(-353.13 + (753.68 + 0 + 40.59)) = +27.90$$

$$M'_{DA} = \mu_{DA}(MS_D + (M'_{DG} + M'_{DE} + M'_{DA}))$$

$$= -.109(-353.13 + (753.68 + 0 + 40.59)) = -48.08$$

Nudo A:

$$M'_{AB} = \mu_{AB}(MS_A + (M'_{AB} + M'_{AD}))$$

$$= -.371(-353.13 + (704.42 - 48.08)) = -112.49$$

$$M'_{AD} = \mu_{AD}(MS_A + (M'_{AB} + M'_{AD}))$$

$$= -.129(-353.13 + (704.42 - 48.08)) = -39.11$$

Nudo B $M'_{BC} = \mu_{BK}(MS_B + (M'_{BC} + M'_{BE} + M'_{BA}))$

$$= -.13(-2678.25 + (-773.42 + 262.69 - 112.49)) = + 429.19$$

$$M'_{BE} = \mu_{BE}(MS_B + (M'_{BC} + M'_{BE} + M'_{BA}))$$

$$= -.095(-2678.25 + (-773.42 + 262.69 + 112.49)) = +313.64$$

$$M'_{BA} = \mu_{BA}(MS_B + (M'_{BC} + M'_{BE} + M'_{BA}))$$

$$= -.275(-2678.25 + (-773.42 + 262.69 + 112.49)) = +907.90$$

Nudo E $M'_{EF} = \mu_{EF}(MS_E + (M'_{EF} + M'_{EH} + M'_{ED} + M'_{EB}))$

$$= -.114(-3481.16 + (-926.17 + 0 + 138.08 + 113.64))$$

$$= -482.42$$

$$M'_{EH} = \mu_{EH}(MS_E + (M'_{EF} + M'_{EH} + M'_{ED} + M'_{EB}))$$

$$= -.061(-3481.16 + (-926.17 + 0 + 138.08 + 113.64))$$

$$= +258.14$$

$$M'_{ED} = \mu_{ED}(MS_E + (M'_{EF} + M'_{EH} + M'_{ED} + M'_{EB}))$$

$$= -.241(-3481.16 + (-926.17 + 0 + 138.08 + 113.64))$$

$$= + 1019.86$$

$$M'_{EB} = \mu_{EB}(MS_E + (M'_{EF} + M'_{EH} + M'_{ED} + M'_{EB}))$$

$$= -.084(-3481.16 + (-926.17 + 0 + 138.08 + 113.64))$$

$$= +355.47$$

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

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

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

$$M_{AD} = 0 - 64.69 + (-64.69 + (-63.87)) = -193.25$$

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

$$M_{DA} = 0 - 63.87 + (-64.69 + (-63.87)) = -192.43$$

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

$$M_{AB} = -353.13 - 186.04 + (-186.04 + 918.44) = -193.25$$

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

$$M_{BA} = 353.13 + 918.44 + (-186.04 + 918.44) = 2003.97$$

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

El procedimiento de análisis para carga viva es igual que para carga muerta, por esa razón, en este inciso no se detalla, y se limita a mostrar los resultados en la figura 11.

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

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

$$NIVEL\ 2 = 1304\ Kg \quad H_2 = 3m$$

$$NIVEL\ 1 = 772\ Kg \quad H_1 = 4.2m$$

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

$$Q_{NIVEL\ 2} = 1304\ Kg$$

$$Q_{NIVEL\ 1} = 772 + 1304 = 2076\ Kg$$

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

$$M_{NIVEL\ 2} = (1,304 \cdot 3) / 3 = 1304 \text{ Kg m}$$

$$M_{NIVEL\ 1} = (2,076 \cdot 4.2) / 3 = 2906.4 \text{ Kg m}$$

- **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.
- **Influencias de desplazamiento (M''_{ik}), primera iteración**

$$M''_{ik} = v_{ik}(M_{NIVEL\ n} + \Sigma(M'_{ik} + M'_{ki}))$$

$$\text{Nivel 2: } M''_{AD} = v_{AD}(M_{NIVEL\ 2} + (M'_{AD} + M'_{DA} + M'_{BE} + M'_{EB}))$$

$$M''_{AD} = -.5(1304 + (0 + 0 + 0 + 0)) = -652$$

$$M''_{BE} = -.5(1304 + (0 + 0 + 0 + 0)) = -652$$

$$\text{Nivel 1: } M''_{DG} = v_{DG}(M_{NIVEL\ 1} + (M'_{DG} + M'_{GD} + M'_{EH} + M'_{HE}))$$

$$M''_{DG} = -.5(2906.4 + (0 + 0 + 0 + 0)) = -1453.20$$

$$M''_{EH} = -.5(2906.4 + (0 + 0 + 0 + 0)) = -1453.20$$

- **Influencias de giro (M'_{ik}), primera iteración**

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

$$\text{Nudo D: } M'_{DE} = \mu_{DE}(M_{SD} + (M'_{DE} + M'_{DG} + M'_{DA} + M''_{AD} + M''_{DG}))$$

$$= -.313(0 + (0 + 0 + 0 - 1453.20 - 652)) = +658.93$$

$$M'_{DG} = \mu_{DG}(M_{SD} + (M'_{DE} + M'_{DG} + M'_{DA} + M''_{AD} + M''_{DG}))$$

$$= -.079(0 + (0 + 0 + 0 - 1453.20 - 652)) = +166.31$$

$$M'_{DA} = \mu_{DA}(M_{SD} + (M'_{DE} + M'_{DG} + M'_{DA} + M''_{AD} + M''_{DG}))$$

$$= -.109(0 + (0 + 0 + 0 - 1453.20 - 652)) = +229.47$$

Nudo A:

$$M'_{AB} = \mu_{AB}(MS_A + (M'_{AB} + M'_{AD} + M''_{AD}))$$

$$= -.371(0 + (0 + 229.47 - 652)) = +156.76$$

$$M'_{AD} = \mu_{AD}(MS_A + (M'_{AB} + M'_{AD} + M''_{AD}))$$

$$= -.129(0 + (0 + 229.47 - 652)) = +54.51$$

Nudo B

$$M'_{BC} = \mu_{BK}(MS_B + (M'_{BC} + M'_{BE} + M'_{BA} + M''_{AD} + M''_{BE}))$$

$$= -.13(0 + (0 + 0 + 156.76 - 652 - 652)) = +149.14$$

$$M'_{BE} = \mu_{BE}(MS_B + (M'_{BC} + M'_{BE} + M'_{BA} + M''_{AD} + M''_{BE}))$$

$$= -.095(0 + 0 + 156.76 - 652 - 652)) = +108.99$$

$$M'_{BA} = \mu_{BA}(MS_B + (M'_{BC} + M'_{BE} + M'_{BA} + M''_{AD} + M''_{BE}))$$

$$= -.275(0 + 0 + 156.76 - 652 - 652)) = +315.49$$

Nudo E

$$M'_{EF} = \mu_{EF}(MS_E + (M'_{EF} + M'_{EH} + M'_{ED} + M'_{EB} + M''_{AD} + M''_{BE} + M''_{DG} + M''_{EH}))$$

$$= -.114(0 + (0 + 0 + 658.93 + 108.99 - 1453.20 - 1453.20 - 652 - 652))$$

$$= +392.44$$

$$M'_{EH} = \mu_{EH}(MS_E + (M'_{EF} + M'_{EH} + M'_{ED} + M'_{EB} + M''_{AD} + M''_{BE} + M''_{DG} + M''_{EH}))$$

$$= -.061(0 + (0 + 0 + 658.93 + 108.99 - 1453.20 - 1453.20 - 652 - 652))$$

$$= +209.99$$

$$M'_{ED} = \mu_{ED}(MS_E + (M'_{EF} + M'_{EH} + M'_{ED} + M'_{EB} + M''_{AD} + M''_{BE} + M''_{DG} + M''_{EH}))$$

$$= -.241(0 + (0 + 0 + 658.93 + 108.99 - 1453.20 - 1453.20 - 652 - 652))$$

$$= +829.64$$

$$\begin{aligned}
M'_{EB} &= \mu_{EB}(MS_E + (M'_{EF} + M'_{EH} + M'_{ED} + M'_{EB} + M''_{AD} + M''_{BE} \\
&\quad + M''_{DG} + M''_{EH})) \\
&= -.084(0 + (0 + 0 + 658.93 + 108.99 - 1453.20 - 1453.20 - \\
&\quad 652 - 652)) \\
&= + 289.17
\end{aligned}$$

- **Influencias de desplazamiento (M''_{ik}), segunda iteración**

$$M''_{ik} = v_{ik}(M_{NIVEL\ n} + \Sigma(M'_{ik} + M'_{ki}))$$

Nivel 2:

$$\begin{aligned}
M''_{AD} &= v_{AD}(M_{NIVEL\ 2} + (M'_{AD} + M'_{DA} + M'_{BE} + M'_{EB})) \\
M''_{AD} &= -.5(1304 + (54.51 + 108.99 + 229.47 + 289.17)) = -993.07 \\
M''_{BE} &= -.5(1304 + (108.99 + 47.78 + 289.17 + 277.47)) = -1013.71
\end{aligned}$$

Nivel 1:

$$\begin{aligned}
M''_{DG} &= v_{DG}(M_{NIVEL\ 1} + (M'_{DG} + M'_{GD} + M'_{EH} + M'_{HE})) \\
M''_{DG} &= -.5(2906.4 + (166.31 + 209.99 + 0 + 0)) = -1641.35 \\
M''_{EH} &= -.5(2906.4 + (209.99 + 202.11 + 0 + 0)) = -1659.25
\end{aligned}$$

- **Influencias de giro (M'_{ik}), segunda iteración**

Nudo D:

$$\begin{aligned}
M'_{DE} &= \mu_{DE}(MS_D + (M'_{DE} + M'_{DG} + M'_{DA} + M''_{AD} + M''_{DG})) \\
&= -.313(0 + (829.64 + 054.51 - 1641.35 - 993.07)) \\
&= +547.83
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M'_{DG} &= \mu_{DG}(MS_D + (M'_{DE} + M'_{DG} + M'_{DA} + M''_{AD} + M''_{DG})) \\
&= -.079(0 + (829.64 + 054.51 - 1641.35 - 993.07)) = \\
&+138.27
\end{aligned}$$

$$M'_{DA} = \mu_{DA}(MS_D + (M'_{DE} + M'_{DG} + M'_{DA} + M''_{AD} + M''_{DG}))$$

$$= -.109(0 + (829.64 + 054.51 - 1641.35 - 993.07)) = +190.78$$

Nudo A: $M'_{AB} = \mu_{AB}(MS_A + (M'_{AB} + M'_{AD} + M''_{AD}))$
 $= -.371(0 + (315.49 + 190.78 - 993.07)) = +180.60$

$$M'_{AD} = \mu_{AD}(MS_A + (M'_{AB} + M'_{AD} + M''_{AD}))$$

$$= -.129(0 + (315.49 + 190.78 - 993.07)) = +62.80$$

Nudo B $M'_{BC} = \mu_{BK}(MS_B + (M'_{BC} + M'_{BE} + M'_{BA} + M''_{AD} + M''_{BE}))$
 $= -.13(0 + (64.91 + 289.17 + 180.60 - 1013.71$
 $- 993.07)) = +191.37$

$$M'_{BE} = \mu_{BE}(MS_B + (M'_{BC} + M'_{BE} + M'_{BA} + M''_{AD} + M''_{BE}))$$

$$= -.095(64.91 + 289.17 + 180.60 - 1013.71 - 993.07) = +139.85$$

$$M'_{BA} = \mu_{BA}(MS_B + (M'_{BC} + M'_{BE} + M'_{BA} + M''_{AD} + M''_{BE}))$$

$$= -.275(64.91 + 289.17 + 180.60 - 1013.71 - 993.07) = +404.83$$

Nudo E $M'_{EF} = \mu_{EF}(MS_E + (M'_{EF} + M'_{EH} + M'_{ED} + M'_{EB} + M''_{AD} + M''_{BE} + M''_{DG} +$
 $M''_{EH}))$
 $= -.114(0 + (378.52 + 0 + 547.83 + 139.85 - 1659.25 -$
 $1641.35 - 993.07 - 1013.71)) = +483.49$

$$M'_{EH} = \mu_{EH}(MS_E + (M'_{EF} + M'_{EH} + M'_{ED} + M'_{EB} + M''_{AD} + M''_{BE} + M''_{DG} +$$

 $M''_{EH}))$

$$= -.061(0 + (378.52 + 0 + 547.83 + 139.85 - 1659.25 -$$

 $1641.35 - 993.07 - 1013.71)) = +258.71$

$$M'_{ED} = \mu_{ED}(MS_E + (M'_{EF} + M'_{EH} + M'_{ED} + M'_{EB} + M''_{AD} + M''_{BE} + M''_{DG}$$

 $+ M''_{EH}))$

$$= -.241(0 + (378.52 + 0 + 547.83 + 139.85 - 1659.25 -$$

 $1641.35 - 993.07 - 1013.71)) = +1022.12$

$$M'_{EB} = \mu_{EB}(MS_E + (M'_{EF} + M'_{EH} + M'_{ED} + M'_{EB} + M''_{AD} + M''_{BE}$$

 $+ M''_{DG} + M''_{EH}))$

$$= -.084(0 + (378.52 + 0 + 547.83 + 139.85 - 1659.25 -$$

$$1641.35 - 993.07 - 1013.71)) = +356.26$$

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

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

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

$$M_{AD} = 0 - 58.07 + (58.07 + 168.44) = -735.93$$

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

$$M_{DA} = 0 - 168.44 + (58.07 + 168.44) = -625.56$$

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

$$M_{AB} = 0 + 166.99 + (166.99 + 401.94) = 735.93$$

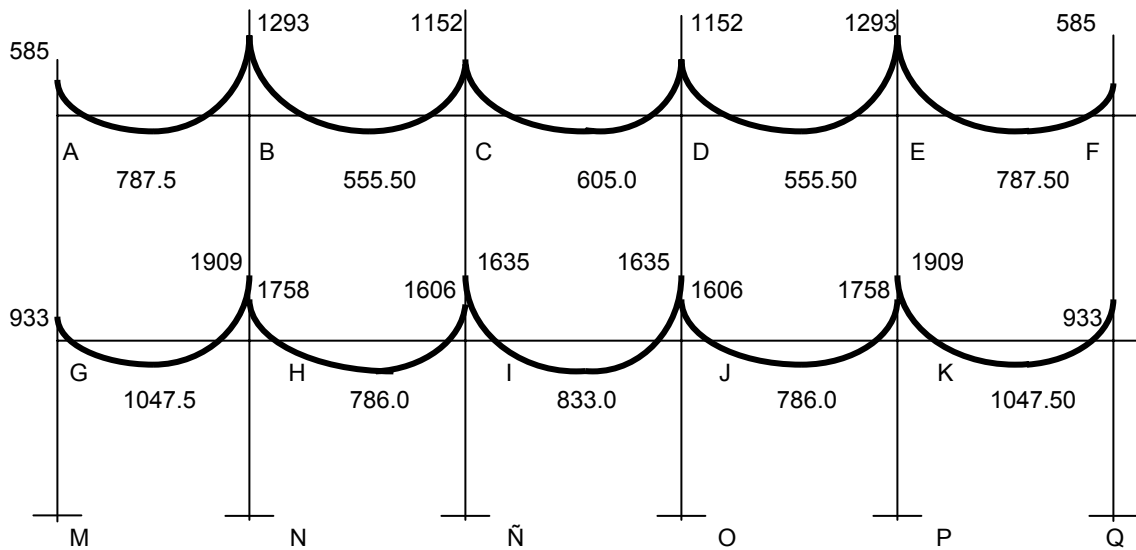
$$M_{BA} = MF_{BA} + MF'_{BA} + (MF'_{AB} + M'F_{BA})$$

$$M_{BA} = 0 + 401.94 + (166.99 + 401.94) = 970.87$$

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 7, 8 y 9.

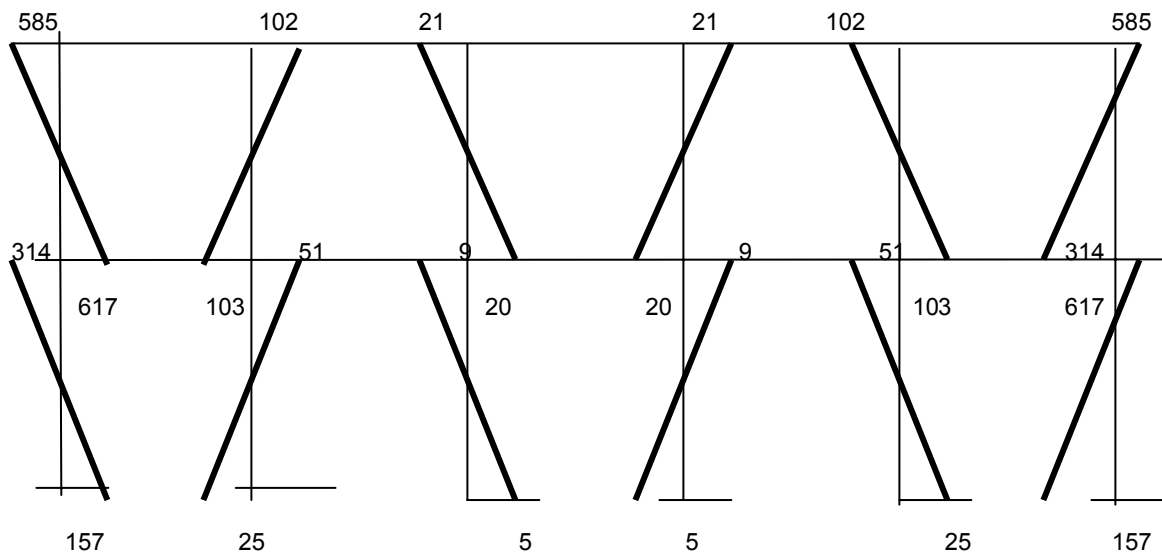
Figura 7. Diagrama de momentos (Kg.m),- carga muerta - marco rígido X



$$M_{(+)\text{AB}} = (889)(4)^2/8 - (585 + 1396)/2 = 787.5$$

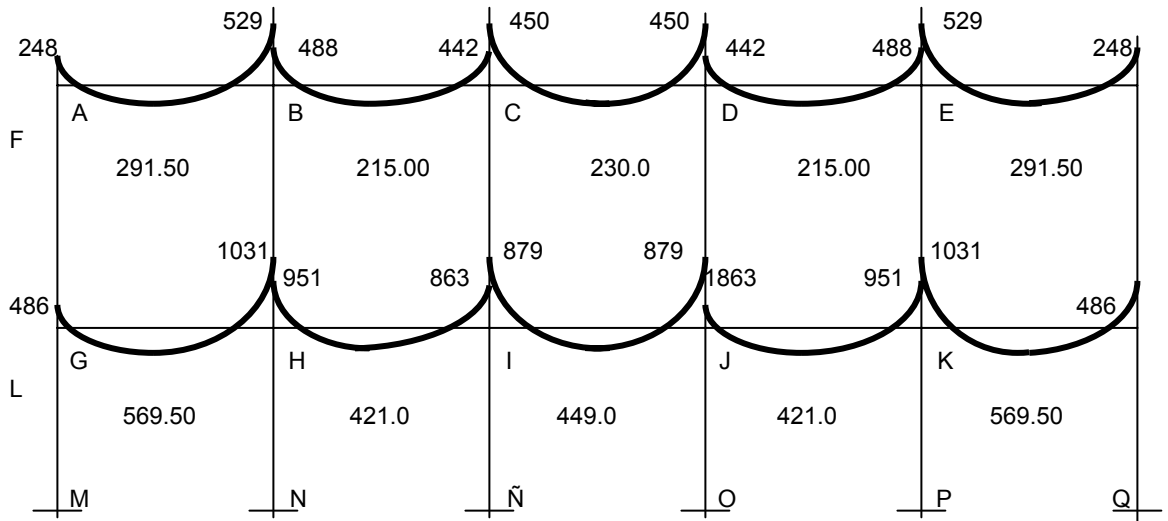
$$M_{(+)\text{BC}} = (889)(4)^2/8 - (1293 + 1152)/2 = 555.5$$

Vigas

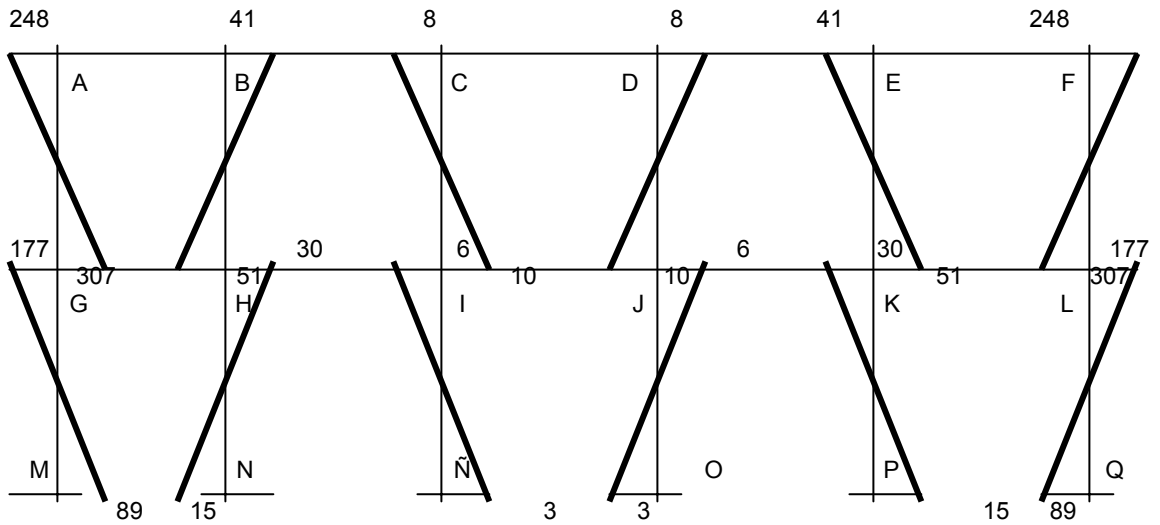


Columnas

Figura 8. Diagrama de momentos (Kg-m),- carga viva - marco rígido X

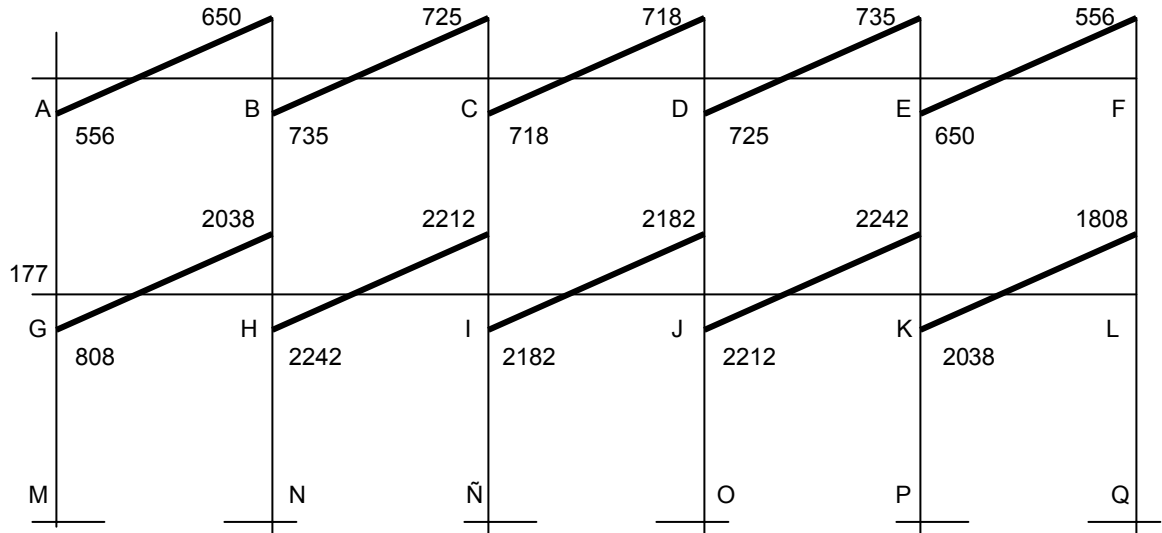


Vigas

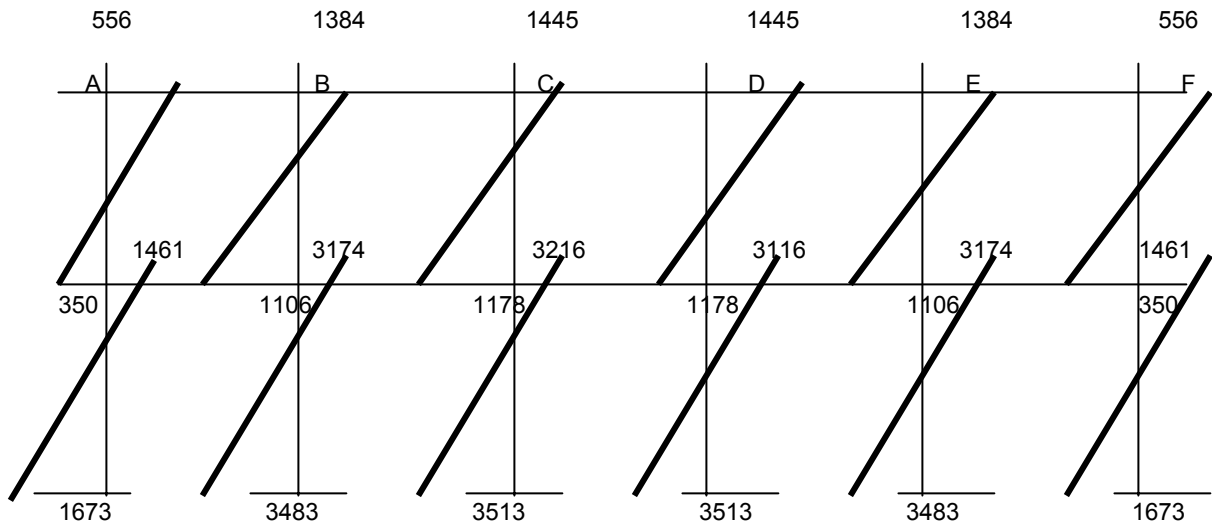


Columnas

Figura 9. Diagrama de momentos (Kg-m)-fuerza sísmicas-marco rígido X



Vigas

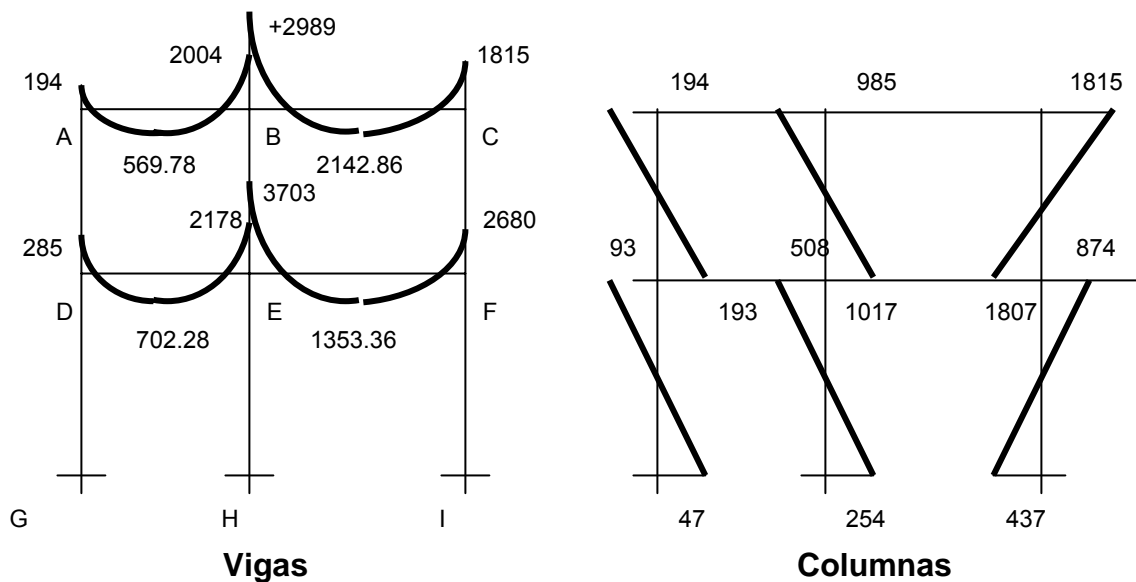


Columnas

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 10, 11 y 12.

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



Para calcular el momento positivo, al centro, se tiene:

$$M(+)=\frac{\omega.L^2}{8}-\frac{(M_1+M_2)}{2}$$

M1,M2 = Momentos en los extremos.

$$M(+)=\frac{(677.4)(2.5)^2}{8}-\frac{(194+2004)}{2}=569.78$$

$$M(+)=\frac{(1294.37)(5.3)^2}{8}-\frac{(2989+1815)}{2}=2142.86$$

$$M(+)=\frac{(677.4)(2.5)^2}{8}-\frac{(285+2178)}{2}=702.28$$

$$M(+)=\frac{(1294.37)(5.3)^2}{8}-\frac{(3703+2680)}{2}=1353.36$$

Figura 11. Diagrama de momentos (Kg.m),- carga viva - marco rígido Y

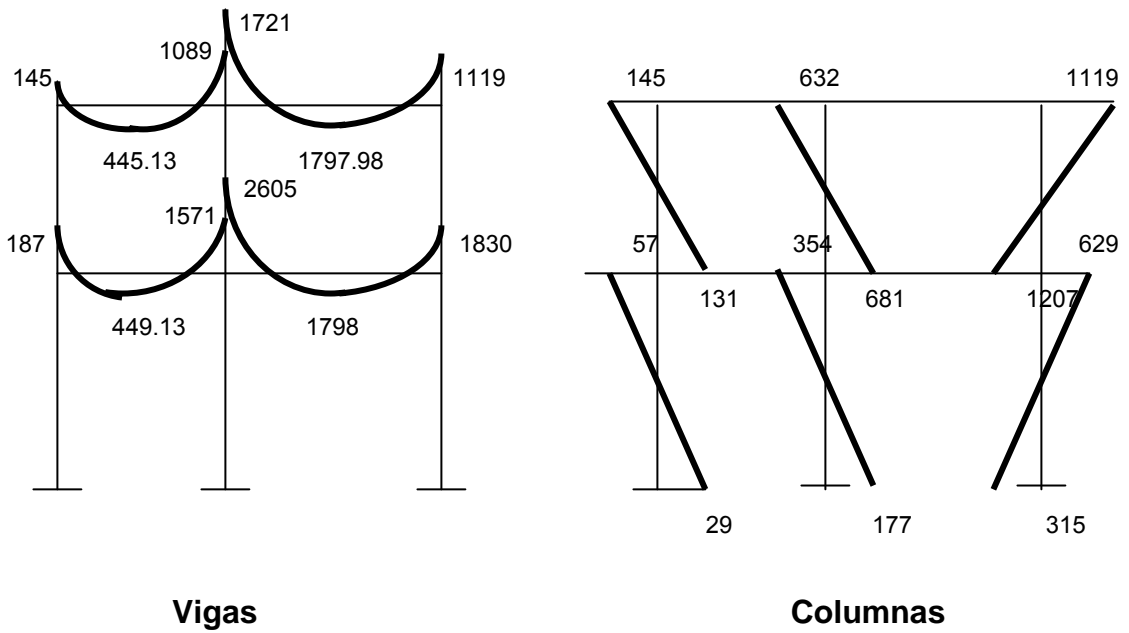
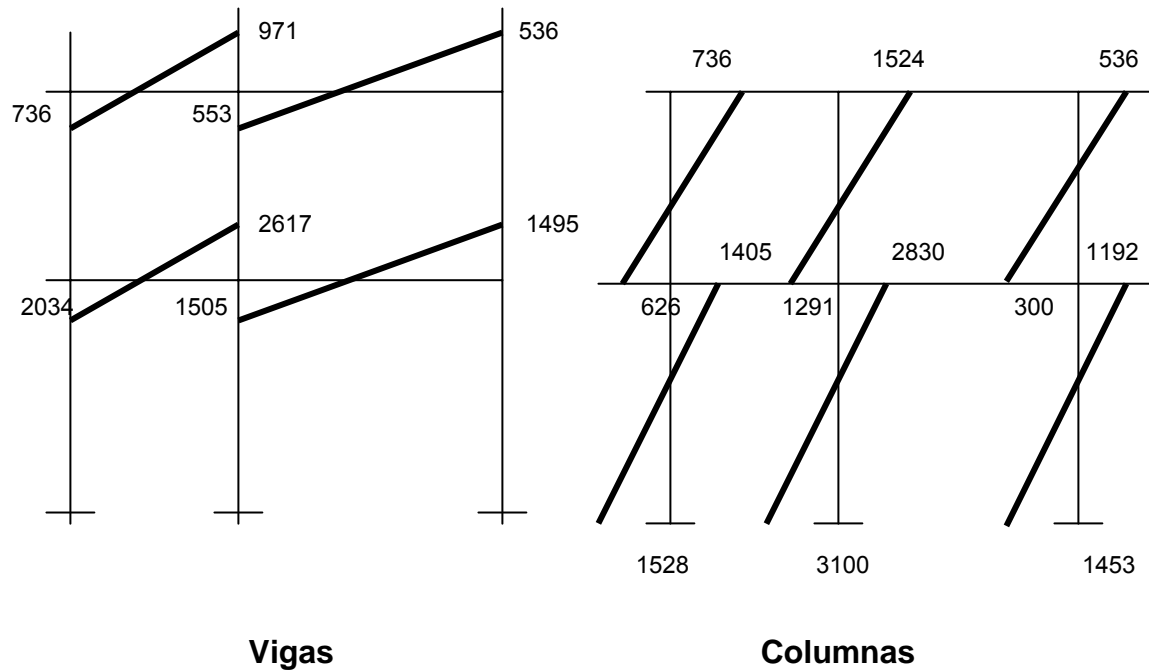


Figura 12. Diagrama de momentos (Kg.m)-fuerza sísmicas- marco rígido Y



e) Método de Kani - marco rígido típico sentido X

Debido a que para el marco rígido típico en el sentido Y se detalló el procedimiento de análisis por el método de Kani, y éste se utiliza de la misma forma para el análisis del marco rígido típico en el sentido X, se muestran únicamente los resultados del análisis, en la figura 10, 11 y 12.

Momentos últimos por envolvente de momentos

La envolvente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos, que pueden ocurrir al superponer los efectos de 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^(3 y 4)

- 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:

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

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

b) Envolvente de momentos, marco rígido típico sentido Y

Vigas: $M_{AB(-)} = 0.75[1.4(194) + 1.7(145) + 1.7(736)] = 1,326.98 \text{ Kg.m}$

$$M_{AB(+)} = (1.4 * 569.78) + (1.7 * 445.13) = 1,554.41 \text{ Kg.m}$$

$$M_{BA(-)} = 0.75[1.4(2004) + 1.7(1089) + 1.7(971)] = 4,730.70 \text{ Kg.m}$$

▪
▪
▪

Columnas: $M_{DA} = 0.75[1.4(193) + 1.7(131) + 1.7(626)] = 1,167.83 \text{ Kg.m}$

$$M_{AD} = 0.75[1.4(193) + 1.7(145) + 1.7(736)] = 1,326.98 \text{ Kg.m}$$

$$M_{EB} = 0.75[1.4(1,017) + 1.7(681) + 1.7(1,291)] = 3,582.15 \text{ Kg.m}$$

.

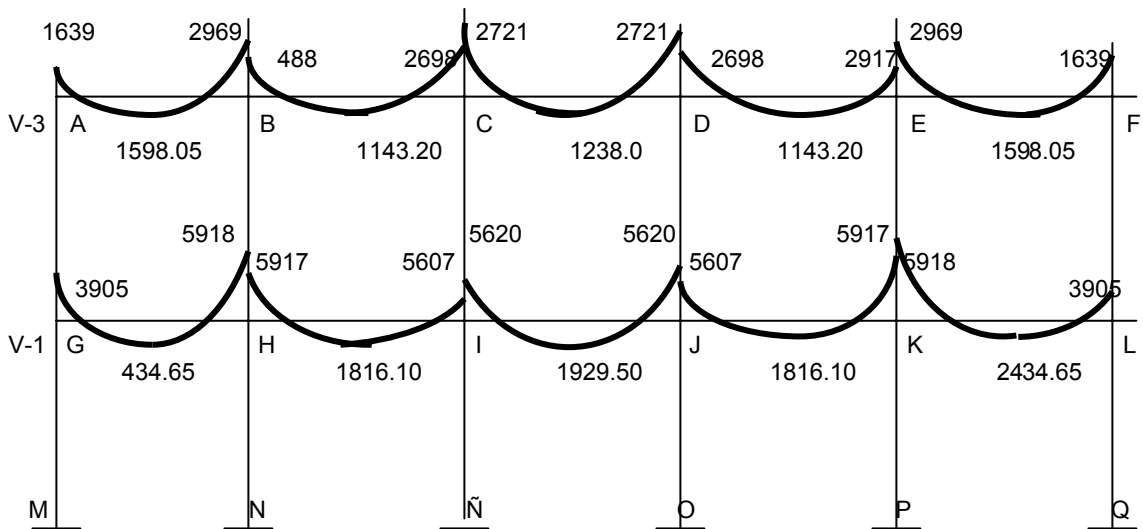
.

.

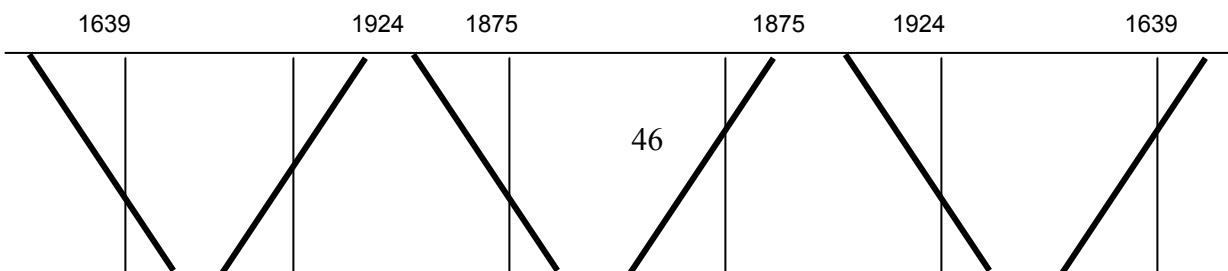
c) Resultados de la envolvente de momentos en marcos rígidos típicos

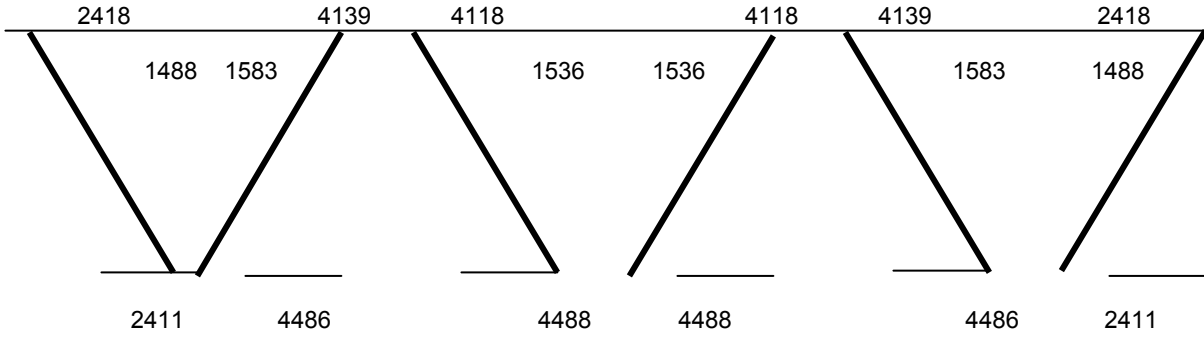
Utilizando las ecuaciones mostradas en el inciso a), se calculan todas las envolventes de momentos para los marcos rígidos X y Y, cuyos resultados pueden observarse en las figuras 13 y 14, respectivamente.

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



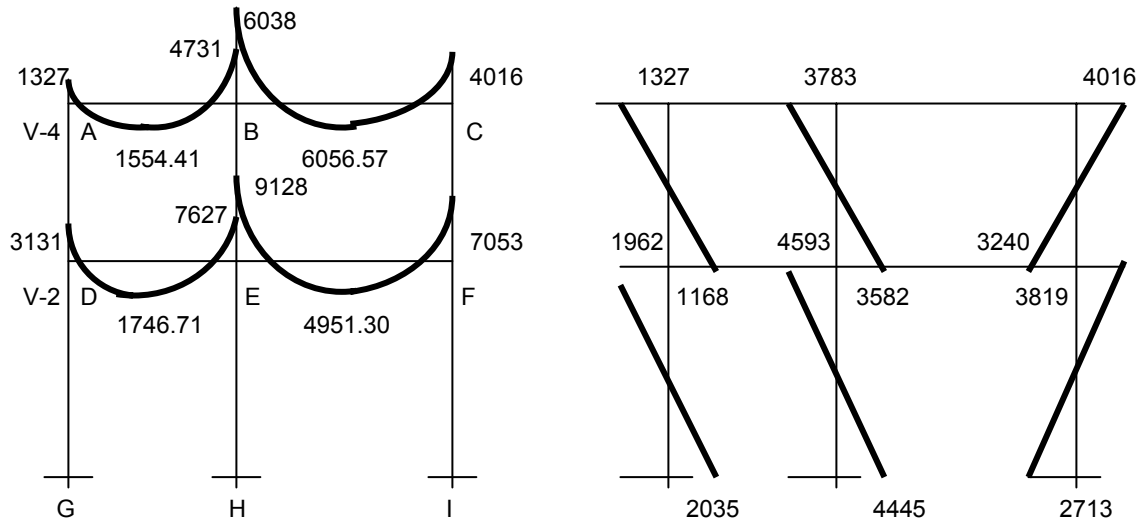
Vigas





Columnas

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



Vigas

Columnas

Diagramas de corte en marcos rígidos típicos⁽⁵⁾

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

- Corte en vigas:

$$V_v = 0.75 \left(1.4 \left(\frac{W_{CM} * L}{2} \right) + 1.7 \left(\frac{W_{cv} * L}{2} \right) + 1.87 \left(\frac{\sum M_s}{L} \right) \right)$$

- Corte en columnas:

$$V_c = \left(\frac{\sum M_c}{L} \right)$$

b) Cortes en marcos rígidos típicos

Vigas en Y:

$$\text{Tramo}_{A-B} = 0.75 \left(1.4 \left(\frac{677.4 * 2.5}{2} \right) + 1.7 \left(\frac{220 * 2.5}{2} \right) + 1.7 \left(\frac{736 + 971}{2.5} \right) \right) = 2110.28 \text{ Kg}$$

$$\text{Tramo}_{B-C} = 0.75 \left(1.4 \left(\frac{1294.37 * 5.3}{2} \right) + 1.7 \left(\frac{762.4 * 5.3}{2} \right) + 1.7 \left(\frac{553 + 536}{5.3} \right) \right) = 6439.52 \text{ Kg}$$

$$\text{Tramo}_{D-E} = 0.75 \left(1.4 \left(\frac{677.4 * 2.5}{2} \right) + 1.7 \left(\frac{550 * 2.5}{2} \right) + 1.7 \left(\frac{2034 + 2617}{2.5} \right) \right) = 4137.66 \text{ Kg}$$

$$\text{Tramo}_{E-F} = 0.75 \left(1.4 \left(\frac{1637.45 * 5.3}{2} \right) + 1.7 \left(\frac{1143.6 * 5.3}{2} \right) + 1.7 \left(\frac{1505 + 1495}{5.3} \right) \right) = 9141.8 \text{ Kg}$$

Columnas en Y: Tramo D-A = $(1168 + 1323) / 2 = 1245.5 \text{ Kg}$

$$\text{Tramo E-B} = (3582 + 3783) / 2 = 3682.5 \text{ Kg}$$

$$\text{Tramo F-C} = (3819 + 4016) / 2 = 3917.5 \text{ Kg}$$

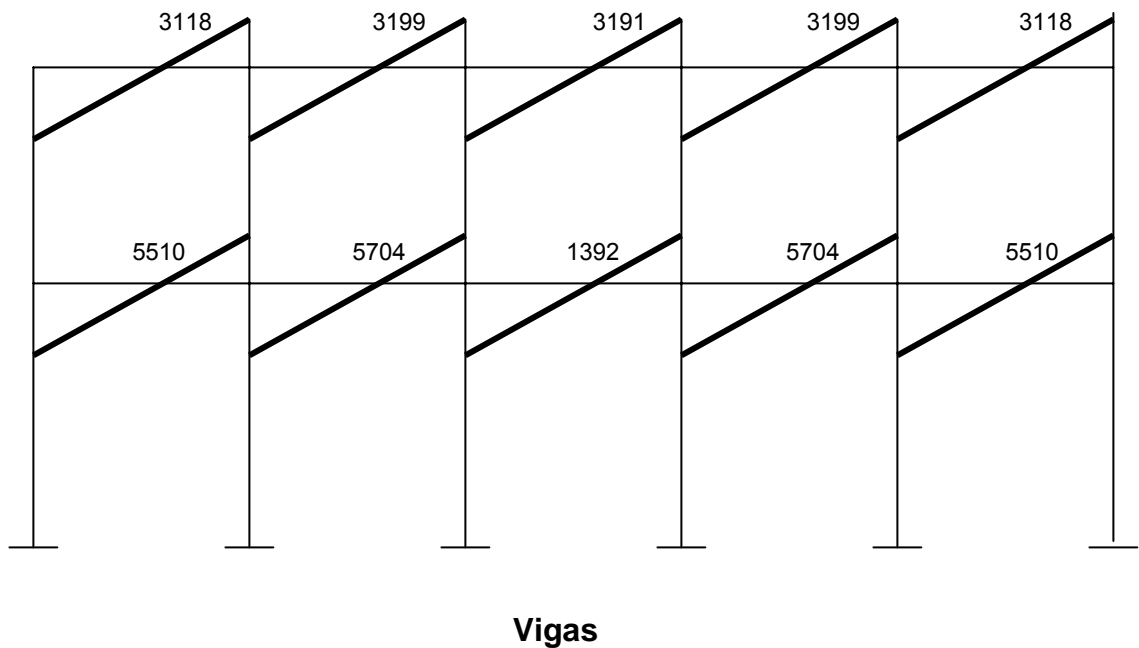
$$\text{Tramo G-D} = (2035 + 1962) / 2 = 1998.5 \text{ Kg}$$

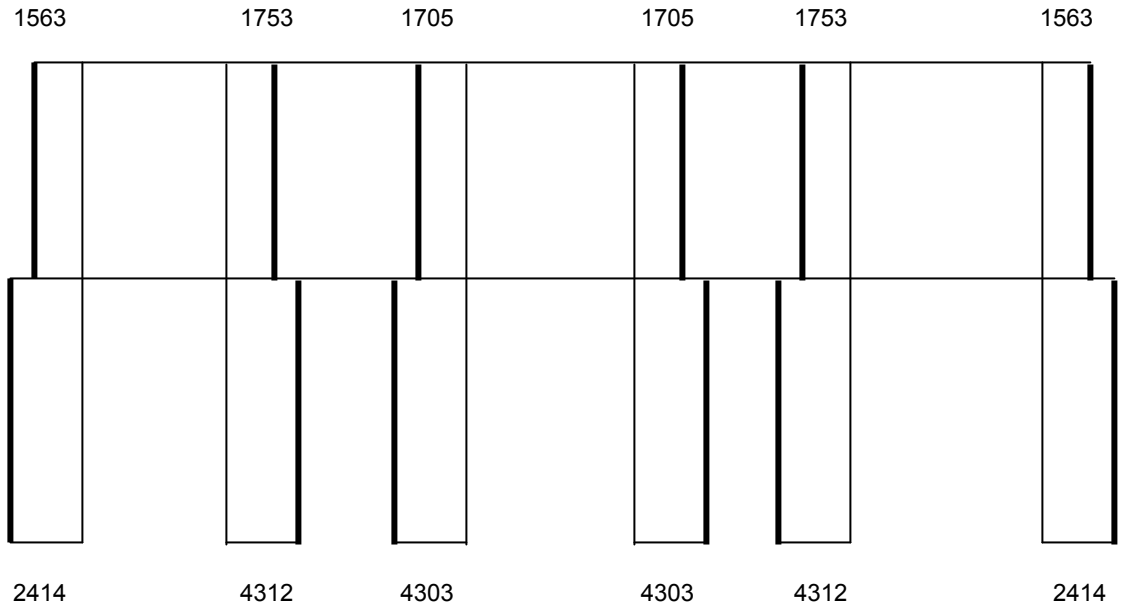
$$\text{Tramo H-E} = (4445 + 4593) / 2 = 4519 \text{ Kg}$$

$$\text{Tramo I-F} = (2713 + 3240) / 2 = 2976.5 \text{ Kg}$$

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 15 y 16 respectivamente.

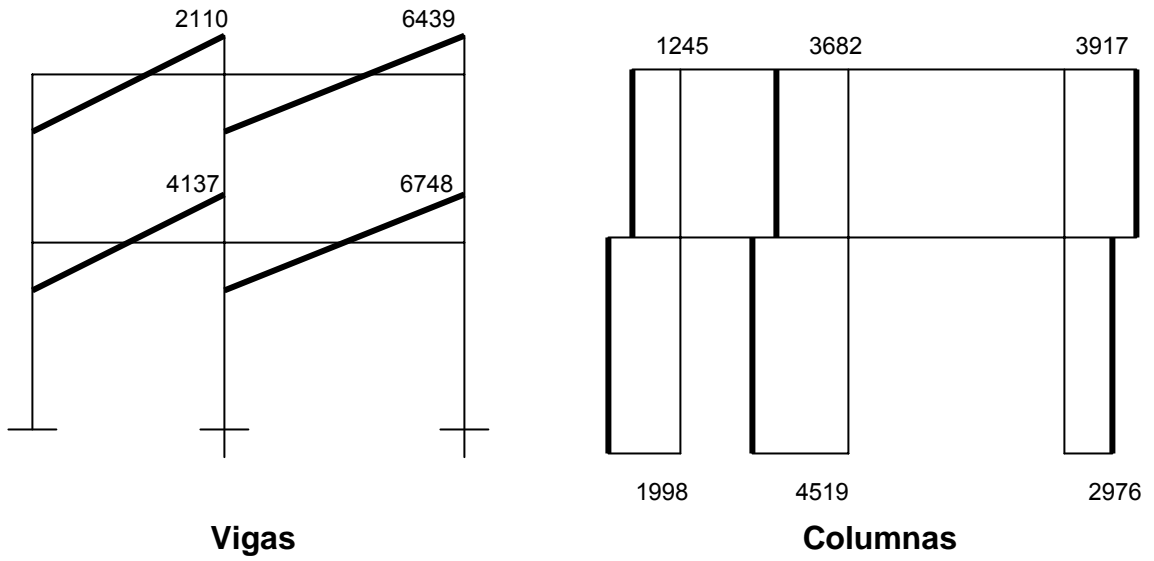
Figura 15. Diagrama de cortes últimos (Kg) - marco rígido X





Columnas

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



Vigas

Columnas

2.1.3. Diseño estructural

Diseño estructural es la actividad que se realiza, por medio de una serie de cálculos, con el fin de definir las características detalladas de los distintos elementos que componen una estructura; es ésta la parte de la edificación que se destina para soportar las cargas que se presentaran en su vida útil.

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

MATERIALES:	$F_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$	$F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
	$E_s = 2.1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$	$E_c = 15,100(F'_c)^{1/2} \text{ Kg/cm}^2$
	$W_c = 2,400 \text{ Kg/m}^3$	$W_s = 1,500 \text{ Kg/m}^3$

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

OTROS: Valor soporte del suelo $V_s = 15,000 \text{ Kg/m}^2$ (asumido)

2.1.3.1. 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. Por su espesor, pueden dividirse en: cascarones ($t < 0.09$), planas ($0.09 < t < 0.12$) y nervuradas ($t > 0.12$). Para diseñarlas, existen varios métodos, en este caso se utiliza el método 3 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 de aulas, aplicado a las losas del nivel 1; el procedimiento es el siguiente:

a) Datos: los datos geométricos pueden observarse en la figura 17.

CARGA ULTIMA O CARGA DE DISEÑO:

CARGA MUERTA (CM)

Peso del concreto = 2400 Kg/m³

Peso de acabados = 90 Kg/m²

Peso de muros = 150 Kg/m²

CARGA VIVA

En techos = 200 Kg/m²

En pasillos = 500 Kg/m²

En aulas = 300 Kg/m²

b) Espesor de la losa (t):

Determinar cómo trabaja cada losa

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

Losa: 1,2,3,4 y 5

$$m = \frac{4}{5.3} = 0.75$$

Losa: 6,7,8,9 y 10

$$m = \frac{2.5}{4} = 0.6$$

Determinar el espesor de la losa:

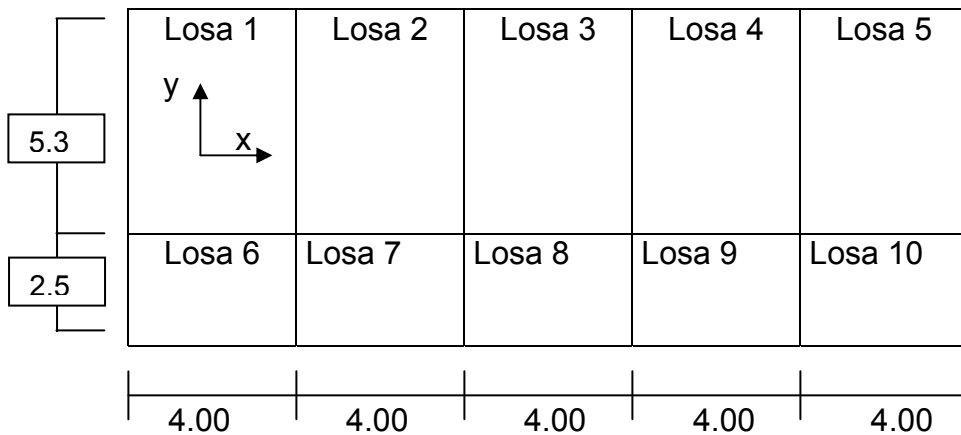
$$t = \frac{\text{Perímetro}}{180} = \frac{P}{180}$$

$$t_{1,2,3,4 \text{ y } 5} = \frac{2(4) + 2(5.3)}{180} = 0.10 \text{ m}$$

$$t_{6,7,8,9 \text{ y } 10} = \frac{2(2.5) + 2(4)}{180} = 0.07 \text{ m}$$

Sabiendo que $t_{\text{MIN}} = 10.00 \text{ cm}$, por seguridad tomamos $t = 0.11 \text{ m}$

Figura 17. Planta típica de losas, edificio



c) Carga última o carga de diseño:

Losa 1,2,3,4 y 5 : (aulas)

$$CU = 1.4((2400 \cdot 0.11) + 90 + 150) + 1.7(300) = 705.60 + 510 = 1,215.60 \text{ Kg/m}^2$$

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

$$CUu = 1,215.60 \text{ Kg/m}^2 * 1.00 \text{ m} = 1,215.60 \text{ Kg/m}$$

Losa 6,7,8,9 y 10: (pasillos)

$$CU = 1.4(2400 * 0.11) + 90 + 150 + 1.7(500) = 504 + 850 = 1,555.6 \text{ Kg/m}^2$$

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

d) Momentos actuantes:

Fórmulas: $M(-) = C * CUu * A^2$

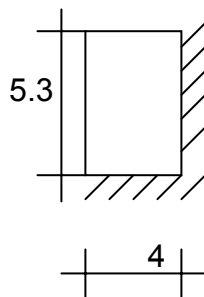
$$M(+) = C * CMUu * A^2 + C * CVUu * A^2$$

Donde: C Coeficiente de tablas ACI

A Dimensión del lado considerado de la losa

Solución: Losa 1:

$$m = \frac{4}{5.3} = 0.75$$



Caso 4

$$M_{(-)x} = 0.076 \times 1,215.6 \times 4^2 = 1,478.17 \text{ Kg.m}$$

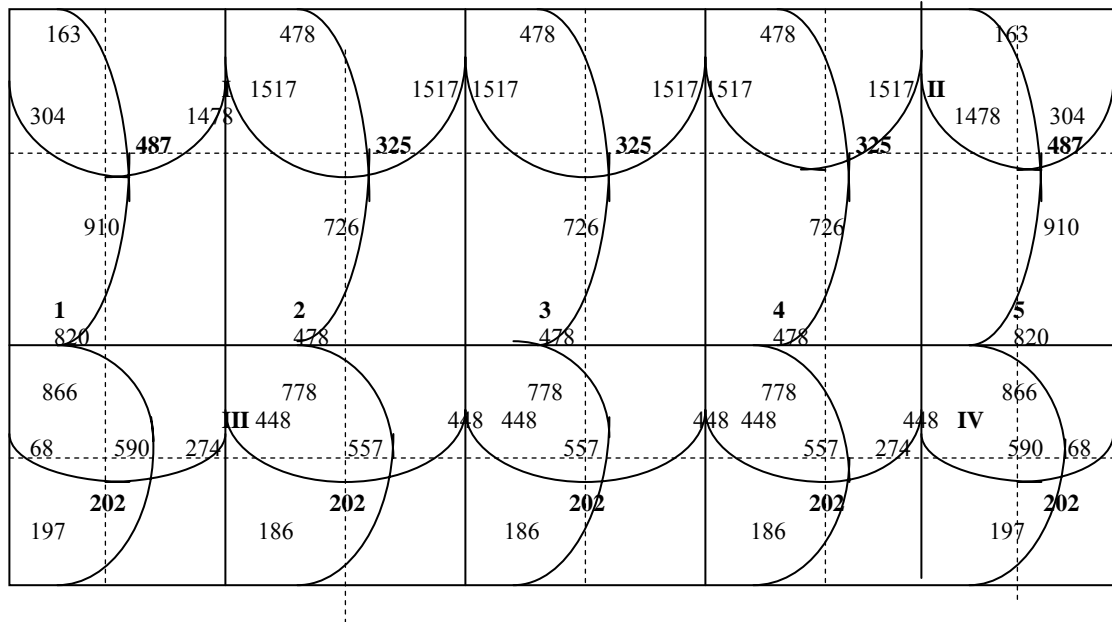
$$M_{(-)y} = 0.024 \times 1,215.6 \times 5.3^2 = 819.51 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(+)x} = 0.043 \times 705.6 \times 4^2 + 0.052 \times 510 \times 4^2 = 909.78 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(+)y} = 0.013 \times 705.6 \times 5.3^2 + 0.016 \times 510 \times 5.3^2 = 486.87 \text{ Kg.m}$$

Seguendo el procedimiento anterior, se calculan los momentos en todas las losas, queda como resultado los datos de la figura 18.

Figura 18. Planta de momentos actuantes en losas típicas - nivel 1



e) Balance de momentos: cuando dos losas que 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:

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

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

D1	D2	}	+
- M1	M2		
<u>dM·D1</u>	<u>dM·D2</u>		
MB	MB		

$D1 = KI / (K1 + K2)$, $K1 = 1/L1$

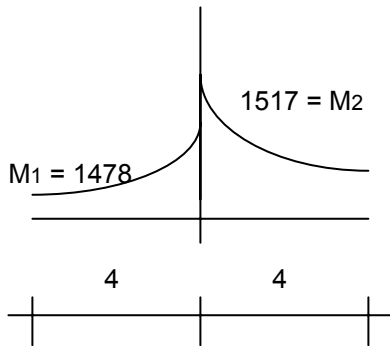
L = longitud de losa considerada

$dM = M1 - M2$

1 y 2 índices de M_{MAYOR} Y M_{MENOR}

BALANCE DE MOMENTOS ENTRE LOSAS 1 y 2:

Momento I:



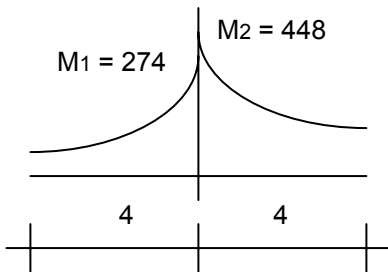
$$1478 > 1213.6$$

Promedio:

$$M_{B I} = \frac{1478 + 1517}{2} = 1497.5 \text{ Kg.m}$$

BALANCE DE MOMENTOS ENTRE LOSAS 6 y 7:

Momento III:



$$274 > 358.4$$

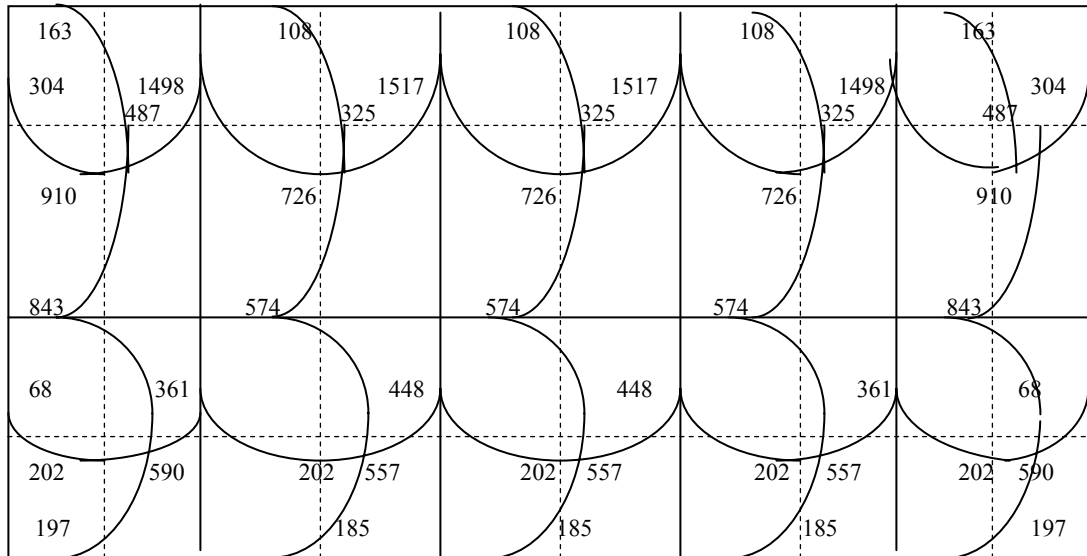
$$K_1 = \frac{1}{4} = 0.25 \quad D_1 = \frac{0.25}{0.25 + 0.25} = 0.5$$

$$K_2 = \frac{1}{4} = 0.25 \quad D_2 = \frac{0.25}{0.25 + 0.25} = 0.5$$

	D1 = 0.5	D2 = 0.5	
	M1 = 274	M2 = 448	
+	(448-274)0.5 = 87	(448-274)0.5 = 87	-
	361	361	
	} MB III = 361 Kg.m		

Los resultados, al hacer el balance de momentos en todos los puntos necesarios, pueden observarse en la figura 19. Con estos datos, se calcula el acero de refuerzo necesario en las losas.

Figura 19. Planta de momentos balanceados en losas típicas-nivel 1



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:

- **Cálculo de límites de acero**

Tomando en cuenta que: $S_{MAX} = 2t^{(6)}$

$S_{MAX} = 2 \cdot 0.11 = 0.22\text{m}$, entonces usar $S_{MAX} = 0.20\text{ m}$.

$$A_{SMIN} \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 20 \text{ cm}$$

$$A_{SMIN} = 3.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ MIN}} = \text{No. 3 a } 0.20 \text{ m} = 3.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ MAX}} = \phi((0.003E_s - 0.85F'_c) / (F_y + (0.003E_s) - F_y))A_g$$

$\phi = 0.65$ en zona sísmica;

$\phi = 0.75$ en zona no sísmica

$$A_{s \text{ MAX}} = 0.65 ((0.003E_s - 0.85^2F'_c) / (F_y + (0.003E_s)F_y)) (100 \times 8.5)$$

- **Calcular el peralte (D)⁽⁷⁾:**

$$d = t - \text{recubrimiento}^{(6)} = 11 - 2.5 = 8.5 \text{ cm.}$$

- **Cálculo de momento soportado usando $A_{s \text{ MIN}}$**

$$M_{\text{SOP}} = \phi (A_{s \text{ MIN}} F_y (d - \frac{A_{s \text{ MIN}} F_y}{1.7 F'_c b}))$$

$$M_{\text{SOP}} = 0.90 \left[3.55 \times 2,810 (8.5 - (3.55 \times 2810 / 1.7 \times 210 \times 100)) \right] = 74,736.71 \text{ Kg.cm}$$

Cálculo de área de acero

Para los momentos menores que el M_{SOP} se usa $A_{s \text{ MIN}}$ y para los momentos mayores que el M_{SOP} , se calcula el área de acero con la fórmula:

$$\frac{A_s^2 F_y^2}{1.7 F'_c b} - A_s F_y d + \frac{M_u}{\phi} = 0$$

$$\frac{A_s^2 (2810)^2}{1.7(210)(100)} - A_s(2810)(8.5) + \frac{M (\text{Kg.cm})}{0.9} = 0$$

- **Cálculo del espaciamiento entre varillas de refuerzo⁽⁸⁾**

El espaciamiento entre varillas se calcula con: $S = A_v / A_s$.

Varilla No. 3 $A = 0.71 \text{ cm}^2$

7.49 cm _____ 100 cm

0.71 cm^2 _____ S

S = 9 cm.

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

Momentos (Kg.m)	Momentos (Kg.cm)	M(Kg.cm) / 0.9	As(cm ²)	No. Varilla	S(cm)
304 -	30,333.00	33,704.00	3.55	3	20
910 +	91,000.00	101,111.11	4.41	3	16
1498 -	149,800.00	166,444.44	7.49	3	9
726 +	72,600.00	80,666.67	3.55	3	20
1517 -	151,700.00	168,555.56	7.59	3	9
68 -	6,733.00	30,444.44	3.55	3	20
202 +	20,200.00	22,444.44	3.55	3	20
361 -	36,100.00	40,111.11	3.55	3	20
448 -	44,800.00	49,777.78	3.55	3	20
197 -	19,667	21,853.00	3.55	3	20
590 +	59,000.00	65,555.56	3.55	3	20
843 -	84,300.00	84,300.00	3.65	3	19
487 +	48,700.00	54,111.11	3.55	3	20
163 -	16,233.00	18,036.67	3.55	3	20
186 -	18,567.00	20,630.00	3.55	3	20
557 +	55,700.00	61,888.89	3.55	3	20
574 -	57,400.00	63,777.78	3.55	3	20
325 +	32,500.00	36,111.11	3.55	3	20
109 -	10,833.00	12,036.67	3.55	3	20

g) Chequeo por corte: todas las losas están sometidas a esfuerzos de corte, los cuales deben ser resistidos por los materiales de la 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:

- **Cálculo del corte máximo actuante**

$$V_{MAX} = CUU * L / 2 = (1,215.60 * 4.00) / 2 = 2431.20 \text{Kg}$$

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

- **Cálculo del corte máximo resistente**

$$V_R = 45(F'c)^{1/2} t = 45(210)^{1/2} (11) = 7,173.23 \text{ Kg}$$

- **Comparar 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. Los resultados para ambos niveles pueden observarse en el apéndice 1, figura 28.

Losa de techo en módulo de escaleras

a) Datos: área = 4.00 * 4.20 m; espesor = 0.11 m; apoyos en cuatro lados

b) Carga última:

$$CU=1.4((2400*0.11)+200)+1.7(200)=989.60\text{Kg/m}^2$$

$$CUu = 989.60 \text{ Kg/m}^2 * 1.00 \text{ m} = 989.6 \text{ Kg/m}$$

c) Momentos:

$$M_{(-)} = CUu * L^2 / 12 = (989.60 * 4.4^2) / 12 = 1,596.55 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(+)} = CUu * L^2 / 24 = (989.60 * 4.40^2) / 24 = 798.28 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(-)} = CUu * L^2 / 12 = (989.60 * 4^2) / 12 = 1,319.47 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(+)} = CUu * L^2 / 24 = (989.60 * 4^2) / 24 = 659.73 \text{ Kg.m}$$

d) Refuerzo: el área de acero se calcula con la fórmula siguiente, y los resultados se observan en la tabla III.

$$\frac{As^2 Fy^2}{1.7 F'c b} - As Fy d + \frac{Mu}{\emptyset} = 0$$

$$1.7 F'c b$$

$$\emptyset$$

$$\frac{As^2 (2810)^2}{1.7(210)(100)} - As(2810)(8.5) + \frac{M (\text{Kg.cm})}{0.9} = 0$$

$$1.7(210)(100)$$

$$0.9$$

Tabla III. Área de acero requerido en losa de techo de escaleras

<u>M(Kg.m)</u>	<u>As(cm²)</u>	No. Varilla	S(m)
-1596.55	8.02	3	.10
+ 798.28	3.85	3	.18
-1596.55	8.02	3	.10
-1,319.47	6.53	3	.10
+659.73	3.16	3	.20
-1,319.47	6.53	3	.10

2.1.3.2. Vigas⁽⁹⁾

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 1.

- a) **Datos:** esta viga se ubica en el marco rígido típico sentido X, nivel 1; los datos, tomados del análisis estructural, se muestran en las siguiente figura 20.

Figura 20. Diagramas de momentos y cortes últimos en viga 1

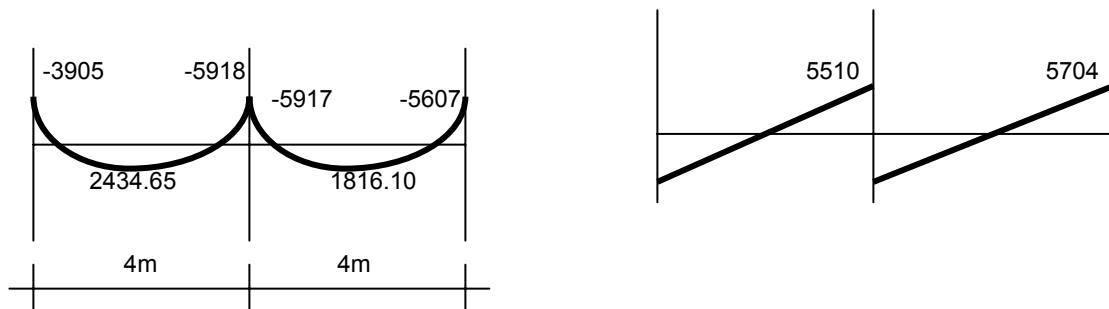


Diagrama de momentos (Kg.m)

Diagrama de Corte (Kg)

Sección = 0.30m x 0.40 m;

Peralte efectivo = $d = 0.36$ m

$r = 0.04$ m

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:

$$\text{Fórmulas: } A_{s_{\text{MIN}}} = \rho_{\text{MIN}} bd = 14.5bd / F_y$$

$$\rho_{\text{MIN}} = 14.5 / F_y$$

$$A_{s_{\text{MAX}}} = \rho_{\text{max}} bd$$

$$\rho_{\text{MAX}} = .75\rho_{\text{BAL}}, \text{ Zona no sísmica}$$

$$\rho_{\text{MAX}} = .65\rho_{\text{BAL}}, \text{ Zona sísmica}$$

$$\rho_{\text{BAL}} = \frac{\beta_1 * 0.85F'_c * 0.003}{F_y \left(\frac{F_y}{2.039 * 10^6} + 0.003 \right)}$$

Solución:

$$A_{s_{\text{MIN}}} = (14.5 * 30 * 36) / 2,810 = 5.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{MAX}}} = 0.02 * 30 * 36 = 21.6 \text{ cm}^2$$

c) Acero longitudinal⁽¹⁰⁾: usando los momentos dados, se procede a calcular las áreas de acero con la fórmula:

$$\frac{A_s^2 F_y^2}{1.7 F'_c b} - A_s F_y d + \frac{M_u}{\phi} = 0$$

$$\frac{A_s^2 (2810)^2}{1.7 (210) (30)} - A_s (2810) (36) + \frac{391,500}{0.9} = 0$$

$$M_{(-)} = 390,500 \text{ Kg.cm} \quad A_s = 4.44 \text{ cm}^2$$

$$M_{(-)} = 591,800 \text{ Kg.cm} \quad A_s = 6.84 \text{ cm}^2$$

$$M_{(+)} = 243,500 \text{ Kg.cm} \quad A_s = 2.73 \text{ cm}^2 \quad \text{Este momento se cubre con 2 varillas}$$

No.6, equivalente a 5.70 cm²

Los resultados obtenidos se observan en la tabla IV, columna 2

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 debe tomar el mayor de los siguientes valores: A_{sMIN} ; o A_s calculada para el $M_{(-)}$, como se presenta a continuación:

$$\left. \begin{array}{l} A_{sMIN} \\ A_{sM(-)} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \rho_{MIN}bd \rightarrow 5.57\text{cm}^2, \text{ equivalente a 2 No. 6} \\ 6.84 \text{ cm}^2, \text{ equivalente a 2 No.6 + 1 No. 4} \end{array}$$

En este caso se toma $A_s M_{(-)}$

Cama superior al centro: se toma el armado mínimo longitudinal igual a 2 varillas No.6 corridas, o el 33% del $A_{s(-)}$; en este caso se tomó 2 No.6 .

Cama inferior en apoyos: se toma el armado mínimo longitudinal igual a 2 varillas No. 6 corridas, 50% del $A_{s(-)}$ ó 50% del $A_{s(+)}$; de éstos, se toma el mayor.

$$\left. \begin{array}{l} A_{sMIN} \\ M(+), \\ M(-) \end{array} \right\} \begin{array}{l} \rho_{min}bd \rightarrow 5.57\text{cm}^2, 2 \text{ No.6} \\ 50\%A_{s(+)} = 1.37\text{cm}^2 \\ 50\%A_{s(-)} = 3.42\text{cm}^2 \end{array}$$

De estos se toma A_{sMIN} , equivalente a 2 No. 6

Cama inferior en el centro As para M(+) : Se toma el mayor de los valores: $A_{S_{MIN}}$; ó As calculado para el M(+).

$$A_{S_{MIN}} = \rho_{min}bd \rightarrow 5.57\text{cm}^2, \text{ equivalente a 2 No.6}$$

El resultado de este procedimiento puede observarse en la tabla IV.

Tabla IV. Acero a utilizar en viga 1

M(Kg.m)	As(cm ²)	As por usar	Acero en varillas
-3905	4.44	As min (+)	2 No. 6
2434.65	2.73	As min (+)	2 No. 6
-5918	6.84	As min (-) + 1.14	2 No. 6 + 1 No. 4
-5917	6.84	As min (-) + 1.14	2 No. 6 + 1 No. 4
1816.10	2.02	As min (+)	2 No. 6
-5607	6.46	As min (-) + 0.76	2 No. 6 + 1 No. 4

d) Acero transversal ⁽¹¹⁾ (estribos): los objetivos de colocar acero transversal son: por armado, manteniendo el refuerzo longitudinal en la posición deseada, y para contrarrestar los esfuerzos de corte; esto último es caso de que la sección de concreto no fuera suficiente para cumplir esta función. El procedimiento que se debe seguir es el siguiente:

- **Calculo del corte resistente:**

$$V_R = 0.85 \cdot 0.53 (F'_c)^{1/2} bd$$

$$V_R = 0.85 \cdot 0.53 (210)^{1/2} \cdot 30 \cdot 36 = 7,050.63 \text{ Kg}$$

- **Comparar el corte resistente con corte último:**

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:

$$V_s = V_u - V_R$$

$$v_s = V_s / b d'$$

$$S = A_v F_y / v_s * b$$

$$S_{MAX} = d / 2 \text{ usar como mínimo acero No.3}$$

En este caso $V_u = 5704 \text{ Kg}$, y $V_R = 7050.63 \text{ Kg}$. como $V_R > V_u$, usar estribos No.3 a $S_{MAX} = d / 2 = 36 / 2 = 18 \text{ cm}$

Dado 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 $d / 2 = 18 \text{ cm}$.

Para el diseño de las vigas 2, 3 y 4 se sigue el procedimiento descrito anteriormente para la viga 1; los resultados se observan en la tabla V.

Tabla V. Cálculo de vigas, edificio

Viga	Refuerzo longitudinal			Refuerzo transversal	
	Momento (Kg.m)	As (cm ²)	Refuerzo	Corte (Kg)	Refuerzo
1	-2905	4.44	2 No.6		Estribos No. 3, a cada 18 cm.
	2434.65	2.73	2 No 6		
	-5918	6.84	2 No 6 + 1 No 4	V _u = 5704	
	-5917	6.84	2 No 6 + 1 No 4		
	1816.10	2.02	2 No 6		
Sección 0.30x0.40	-5607	6.46	2 No 6 + 1 No 4	VR=7050.63	
2	-3131	3.53	2 No 6		Estribos No. 3, a cada 18 cm.
	1746.71	1.95	2 No 6		
	-7627	8.96	2 No 6 + 2 No 5	V _u = 6141	
	-9128	10.89	2 No 6 + 2 No 6		
	4951.30	5.67	2 No 6		
Sección 0.30x0.40	-7053	9.23	2 No 6 + 2 No 5	VR= 7050.63	
3	-1639	1.82	2 No 6		Estribos No. 3, a cada 18 cm.
	1598	1.78	2 No 6		
	-2969	3.34	2 No 6	V _u = 3199	
	-0.917	3.28	2 No 6		
	1143.20	1.27	2 No 6		
Sección 0.30x0.40	-2698	3.03	2 No 6	VR=7050.63	

4	-1327	1.47	2 No 6		Estribos No 3, a cada 18 cm
	1554.41	1.73	2 No 6		
	-4731	5.41	2 No 6	Vu = 3199	
	-6038	6.99	2 No 6 + 1 No 5		
	6056.57	7.01	2 No 6 + 1 No 5		
Sección 0.30x0.40	- 4016	4.56	2 No 6	VR=7050. 63	

2.1.3.3. Columnas

Las columnas son elementos estructurales que están sometidas 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 toma, para diseñar la columna, el mayor de los momentos actuantes en los extremos de la columna.

Para este caso, se diseña y por cada nivel únicamente las columnas críticas, es decir las que están sometidas a mayores esfuerzos. El diseño resultante para cada columna es aplicado a todas las columnas del nivel respectivo.

En esta sección, se describe el procedimiento que se sigue para diseñar las columnas típicas del edificio de aulas, y se aplica en la columna del nivel 2.

Columna típica nivel 2

El procedimiento por seguir para el diseño de las columnas es el siguiente:

a) Datos: éstos son obtenidos del análisis estructural

Sección = 0.30m*0.30 m

Lu =2.60 m

Mx =1924 Kg.m Viene de diagrama de momentos últimos sentido x

My =4016 Kg.m Viene de diagrama de momentos últimos sentido y

Vux=1753 Kg Viene de diagrama de cortes últimos sentido x

Vuy=3917 Kg Viene de diagrama de cortes últimos sentido y

b) Determinación de carga axial:

- **Cálculo de la carga última: $CU = 1.4CM + 1.7CV$**

$$CU = 1.4((0.11*2,400) + 90) + 1.7(200) = 835.60 \text{ Kg/m}^2$$

- **Cálculo del factor de carga última:**

$$F_{cu} = CU/(CV + CM) = 835.60 / (200+354) = 1.51$$

- **Cálculo de la carga axial:**

$$P_u = (A_{LOSAS} CU) + (P_{vigas} * F_{cu})$$

$$P_u = (15.60*835.60) + (.3*.4*7.4*2,400*1.51) = 16,253.47 \text{ Kg} = 16.25 \text{ Ton}$$

$A_{LOSAS} = 15.60 \text{ m}^2$ tomado por áreas tributarias.

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.

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

- Cálculo de coeficientes que miden el grado de empotramiento a la rotación:

EXTREMO SUPERIOR: $\Psi_A = (\sum E_M I / 2) / (\sum E_M I / 2)$
 E_M (como todo el marco es del mismo material) = 1
 I = Las inercias se toman del análisis estructural
 $\Psi_A = 0.33(0.59+0.59) = 0.28$

EXTREMO SUPERIOR: $\Psi_B = (0.33+0.25)/(0.59+0.59) = 0.49,$

PROMEDIO⁽¹²⁾: $\Psi_P = (\Psi_A + \Psi_B) / 2 = (0.28+0.49) / 2 = 0.39$

- Cálculo de coeficiente K: $K = ((20 - \Psi_P) / 20) (1 + \Psi_P)^{1/2}$ para $\Psi_P < 2$
 $K = 0.9 (1 + \Psi_P)^{1/2}$ para $\Psi_P \geq 2$
 $K = ((20 - 0.39) / 20) (1 + 0.39)^{1/2} = 1.16$

- Cálculo de la esbeltez de la columna:

$E = Kl u / \sigma$; donde $\sigma = 0.30 \cdot$ lado menor para columnas rectangulares

$E = (1.16 \cdot 2.60) / (0.30 \cdot 0.30) = 33.52$

El cálculo de la esbeltez de esta columna, en el sentido Y, se resume a continuación:

$$\Psi_A = 0.33 / (0.45 + 1.03) = 0.22$$

$$\Psi_B = (0.33 + 0.25) / (0.45 + 1.03) = 0.39$$

$$\Psi_P = ((0.22 + 0.39) / 2) = 0.31$$

$$K = ((20 - 0.31) / 20) (1 + 0.31)^{1/2} = 1.13$$

$$E = (1.13 * 2.60) / (0.30 * 0.30) = 32.64$$

Por los valores obtenidos de E, tanto en el sentido X como el Y, la columna se clasifica dentro de las intermedias, por tanto, se deben magnificar los momentos actuantes.

$$E_x = 33.52 \quad \text{Columna}$$

$$E_y = 32.64 \quad \text{Intermedia} \rightarrow \text{se deben magnificar los momentos actuantes.}$$

d) Magnificación de momentos:

Si se hace un análisis estructural convencional de primer orden, como en este caso, en el cual se usan las rigideces relativas aproximadas y se ignora el efecto de los desplazamientos laterales de los miembros; es necesario modificar los valores calculados con el objetivo de obtener valores que tomen en cuenta los efectos de desplazamiento. Esta modificación se logra utilizando el método ACI de magnificación de los momentos descritos a continuación:

SENTIDO X:

- **Cálculo del factor de flujo plástico del concreto:**

$$\beta_d = CMU / CU = \frac{1.4(0.11 * 2400 + 90)}{1.4(0.11 * 2400 + 90) + 1.7(200)} = 495.6 / (495.6 + 340) = 0.60$$

- **Cálculo del EI total del material:**

$$EI = (Ec * I_g / 2.5) / (1 + \beta_d); \quad Ec = 15,100 (F'c)^{1/2}; \quad I_g = (1/12) b h^3$$

$$EI = 0.4 \left[\frac{(15,100 \sqrt{210}) \left(\frac{1}{12} 30^4 \right)}{1 + 0.60} \right] = 3.69 * 10^9 \text{ Kg.cm}^2 = 369.26 \text{ T.m}^2$$

- **Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler⁽¹³⁾:**

$$P_{cr} = \pi^2 (EI) / (KLu)^2 = \pi^2 (369.26) / (1.16 * 2.60)^2 = 400.65 \text{ T}$$

- **Cálculo del magnificador de momento:**

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

$$\delta = 1 / (1 - (16.25 / (0.70 * 400.65))) = 1.06$$

- **Cálculo de momentos de diseño:**

$$M_d = \delta * M_u$$

$$M_{dx} = 1.06(1,924) = 2039.44 \text{ Kg.m}$$

SENTIDO Y:

$$\beta d = 495.6/495.6+340 = 0.60$$

$$EI = \frac{15,100 \sqrt{210} \frac{1}{12} (0.30)^4}{\frac{2.5}{1+0.60}} = 3.69 * 10^9 \text{ Kg.cm}^2 \approx 369.26 \text{ Ton.m}^2$$

$$Md_y = d * Mu_y$$

$$Md_y = 1.06 * 4016 = 4,249.66 \text{ Kg.m}$$

$$P_{cr} = \pi^2(369.26) / (1.13 * 2.60)^2 = 422.21 \text{ T};$$

$$\delta = 1 / (1 - (16.25 / (0.70 * 422.21))) = 1.06$$

$$Mdy = 1.06(4016) = 4249.66 \text{ Kg.m}$$

f) Acero longitudinal:

Para calcular el acero longitudinal de las columnas, existen varios métodos, los que se aplican, según del tipo de cargas a las que está sometida la columna. 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 de BRESLER, que es un método sencillo, que a 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.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

- **Cálculo de límites de acero⁽¹⁴⁾:** el área de acero longitudinal mínimo es 1 % de la sección de la columna, el área de acero longitudinal máximo será de 6 %, para zonas sísmicas, y 8 % para zonas no sísmicas de la sección de la columna. Para este caso, se utilizará el 6 %, ya que es una zona sísmica.

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

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

- **Se propone un armado,** se aconseja iniciar con un valor cerca de $A_{s_{MIN}}$ Armado propuesto = 4 No.6 = $4(2.85) = 11.40 \text{ cm}^2$. Para este método, se usan los diagramas de interacción, para diseño de columnas. Los valores que se van a utilizar en los diagramas son:
- **Valor de la gráfica:** véase la gráfica en el apéndice 1

$$\gamma = h_{NUCLEO} / h_{COLUMNA} = (0.30 - (2*0.03)) / 0.30 = 0.80$$

- **Valor de curva:**

$$\rho_t \mu = A_s F_y / A_g 0.85 F'_c = (11.4 * 2,810) / ((30 * 30) 0.85 * 210) = 0.20$$

- **Excentricidades:** $e_x = M_{dx} / P_u = 2039.44 / 16253.47 = 0.13$

$$e_y = M_{dy} / P_u = 4249.66 / 16253.47 = 0.25$$

- **Conociendo las excentricidades, se calcula el valor de las diagonales**

$$e_x / h_x = 0.13 / 0.30 = 0.43$$

$$e_y / h_y = 0.25 / 0.30 = 0.83$$

Con los datos obtenidos en los últimos cuatro pasos, se buscan los valores de los coeficientes K_x y K_y , los cuales son: $K_x = 0.52$ y $K_y = 0.40$: Por último, se calculan las cargas

- **Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_x :**

$$P'_{ux} = K_x \cdot \phi \cdot F'_c \cdot b \cdot h = 0.52 \cdot 0.75 \cdot 210 \cdot 30 \cdot 30 = 73,710 \text{ Kg}$$

- **Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_y :**

$$P'_{uy} = K_y \cdot \phi \cdot F'_c \cdot b \cdot h = 0.40 \cdot 0.75 \cdot 210 \cdot 30 \cdot 30 = 56,700 \text{ Kg}$$

- **Carga axial de resistencia de la columna:**

$$P'_o = \phi \left((0.85 F'_c (A_g - A_s) + A_s F_y) \right) = 0.70 (0.85 \cdot 210 (30 \cdot 30 - 11.4) + (11.4 \cdot 2,810)) = 133,454.37 \text{ Kg}$$

- **Carga de resistencia de la columna:**

$$P'_u = \frac{1}{\frac{1}{P'_{ux}} + \frac{1}{P'_{uy}} - \frac{1}{P'_o}} = \frac{1}{\left(\frac{1}{73,710} + \frac{1}{56,700} - \frac{1}{133,454.37}\right)} = 42,176.00 \text{ Kg}$$

Como $P'u > P_u$, el armado propuesto si resiste las fuerzas aplicadas; si esto no fuera así, se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla.

g) Acero 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.

Por otro lado, en zonas sísmicas, como en Guatemala, se debe proveer suficiente ductilidad a las columnas; esto se logra por medio del confinamiento del refuerzo transversal en los extremos de la misma. El resultado del confinamiento es un aumento en el esfuerzo de ruptura del concreto, y además permite una deformación unitaria mayor del elemento.

El procedimiento para proveer refuerzo transversal a las columnas se describe a continuación

- **Refuerzo por corte**

Se calcula el corte resistente:

$$V_R = 0.85 \cdot 0.53 (F'_c)^{1/2} bd = 0.85 \cdot 0.53 (210)^{1/2} (30 \cdot 27) = 5,287.98 \text{ Kg}$$

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

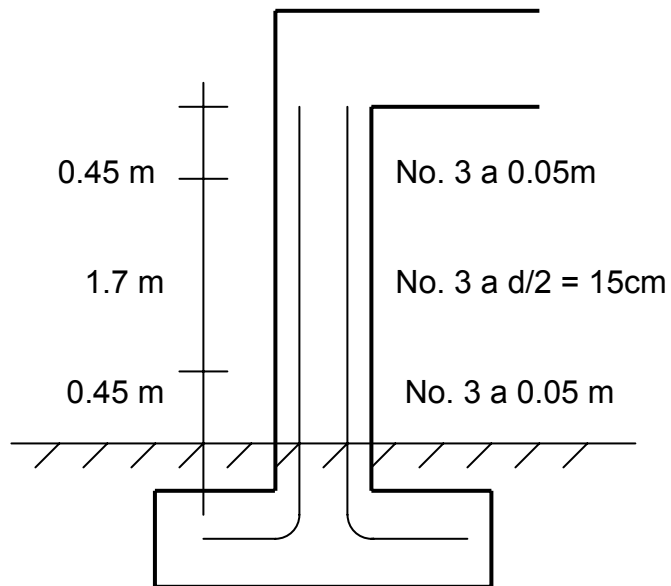
Para ambas opciones, se considera que la varilla mínima permitida es la No.3

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

- **Refuerzo por confinamiento:**

La longitud de confinamiento se escoge, entre la mayor de las siguientes opciones:

$$Lo \begin{cases} Lu / 6 = 2.60 / 6 = 0.43 \text{ m} \\ \text{Lado mayor de columna} = 0.30 \text{ m} \\ \mathbf{45\text{cm}=0.45 \text{ m}} \end{cases}$$



Luego se calcula la relación volumétrica:

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

$$\rho_s = 0.45((30^2/24^2) -1) (0.85*210/2,810)=0.02$$

Y por último, el espaciamento entre estribos en zona confinada es:

$$S_1 = 2A_v / \rho_s L_n = (2*0.71) / (0.02*24) = 3.68 \text{ cm}$$

Los resultados del diseño de la columna típica, ubicada en el nivel 1, se encuentran en la tabla VI.

Tabla VI Cálculo de columnas, edificio

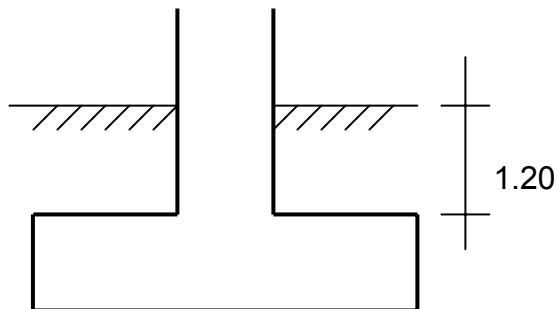
COLUMNA	REFUERZO LONGITUDINAL		REFUERZO TRANSVERSAL		
	Cargo	Refuerzo	Cortes	Confinar	Refuerzo
Nivel 2	Mx = 1924 Kg.m	4 No. 6	Vux= 1753	Lo= 0.45 m	Estribos No 3, 9 a 0.05 en los extremos, resto a 0.15 m.
Sección 0.30 x 0.30 Lu = 2.6	My = 4016 Kg m		Vuy= 3917	Si= 0.04 m	
	Pu= 16,253.47 Kg.m		VR= 5287.98		
	Mdx= 2,039.44				
	Mdy= 4,249.66				
	P'u = 42,176				
Nivel 1	Mx = 44.88	4 No. 6 + 4 No.5	Vux= 4312	Lo= 0.45 m	Estribos No. 3, 9 a 0.05 en extremos, resto a 0.15 m.
Sección 0.30 x 0.30 Lu = 2.6	My = 4593		Vuy= 4519	Si = 0.04 m	
	Pu = 41,607.10		VR = 5287.98		
	Mdx= 5,066.81				
	Mdy= 5,161.37				
	P'u=				

2.1.3.4. Cimientos

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.

Zapata tipo 1

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 cilindros, 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 15 toneladas/metro cuadrado. Los datos por utilizarse para el diseño de esta zapata 1 son los siguientes:



$$M_x = 4,488 \text{ Kg.m}$$

$$M_y = 4,445 \text{ Kg.m}$$

$$P_u = 41,607.10 \text{ Kg}$$

$$F_{cu} = 1.61$$

$$V_s = 15 \text{ T/m}^2$$

$$P_s = 1.4 \text{ T/m}^3$$

$$P_c = 2.4 \text{ T/m}^3$$

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

- **Cálculo de cargas de trabajo:**

$$P' = P_u / F_{cu} = 41607.1 / 1.61 = 25842.92 \text{ Kg} = 25.84 \text{ T}$$

$$M'_x = M_x / F_{cu} = 4488 / 1.61 = 2787.58 \text{ Kg.m} = 2.79 \text{ T.m}$$

$$M'_y = M_y / F_{cu} = 4445. / 1.61 = 2760.87 \text{ Kg.m} = 2.76 \text{ T.m}$$

- **Predimensionamiento del área de la zapata:**

$$A_z = 1.5 P' / V_s = (1.5 * 25,842.92 / 15,000) = 2.58 \text{ m}^2$$

Dando dimensiones aproximadas, se propone usar $A_z = 1.60 * 1.60 = 2.56 \text{ m}^2$

- **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:

$$q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M'_x}{S_x} \pm \frac{M'_y}{S_y}$$

Donde $S = (1/b)bh^2$; además se debe tomar en cuenta que q no debe ser negativo, ni mayor que el valor soporte del suelo (V_s). Para la zapata 1 se tiene:

$$S = \left(\frac{1}{6}\right)bh^2 = S_x = S_y = (1/6)(1.6)(1.6)^2 = .68$$

$$P' = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{41,607.10}{1.61} = 25,842.92\text{Kg} \approx 25.84 \text{ ton.m}$$

$$M'_x = \frac{M_x}{F_{cu}} = \frac{4,488}{1.61} = 2,787.58\text{Kg.m} \approx 2,787.58 \text{ ton.m}$$

$$M'_y = \frac{M_y}{F_{cu}} = \frac{4,445}{1.61} = 2,760.87\text{Kg.m} \approx 2,760.87 \text{ ton.m}$$

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

$$P = 25.84 + (4.2 \cdot 0.3 \cdot 0.3 \cdot 2.4) + (2.58 \cdot 1 \cdot 1.4) + (2.58 \cdot 0.3 \cdot 2.4)$$

$$P = 32.22 \text{ ton.}$$

$$q = \frac{32.22}{2.56} \pm \frac{2.78758}{0.68} \pm \frac{2.76087}{0.68}$$

$q_{\text{MIN}} = 4.43 \text{ T/m}^2$ cumple, sólo existen compresiones

$q_{\text{MAX}} = 20.75 \text{ T/m}^2$ no cumple, excede el V_s

$q > V_s \rightarrow 20.75 > 15$

Como la presión máxima sobre el suelo excede el V_s , se debe aumentar el área de la zapata, o sea, hacer otro predimensionamiento, hasta que cumpla.

- **Segundo predimensionamiento:** área propuesta $A_z = 2.00 \cdot 2.00 = 4.00 \text{ m}^2$

$$S_x = S_y = (1/6)(4.00)(4.00)^2 = 1.33 \text{ m}^3$$

$$P = 25.84 + (4.2 \cdot 0.3 \cdot 0.3 \cdot 2.4) + (4 \cdot 1 \cdot 1.4) + (4 \cdot 0.3 \cdot 2.4) = 35.23 \text{ T.}$$

$$q = \frac{35.23}{4} \pm \frac{2,787.58}{1.33} \pm \frac{2,760.87}{1.33}$$

$q_{\text{MIN}} = 4.64 \quad \text{T/m}^2 \quad \text{cumple, sólo compresiones en el suelo}$

$q_{\text{MAX}} = 12.98 \quad \text{T/m}^2 \quad \text{cumple, no excede el } V_s$

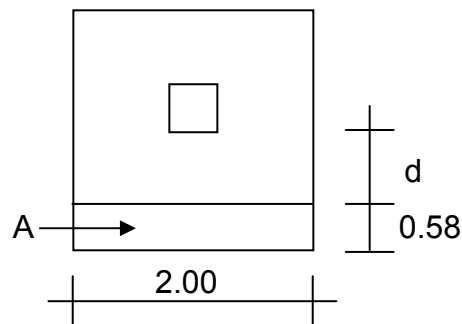
b) Presión última: como se observa en los cálculos anteriores, la presión está distribuida de forma variable, pero para efectos de diseño estructural, se toma una presión última usando el criterio:

$$q_u = q_{\text{MAX}} \cdot F_{cu} = 12.98 (1.61) = 20.90 \text{ T/m}^2$$

c) 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 0.075 m, y que el peralte efectivo sea mayor que 0.15 m; dicho espesor debe ser tal manera que resista los esfuerzos de corte.

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

- **Chequeo por corte simple:** la falla de las zapatas por esfuerzo cortante ocurre 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 de la forma indicada a continuación:



$$d = t - \text{Recubrimiento} - \phi / 2 = 35 - 7.5 - (1.9/2) = 27 \text{ cm}$$

$$V_{act} = A \cdot q_u = (0.58 \cdot 2) 20.9 = 24.24 \text{ T}$$

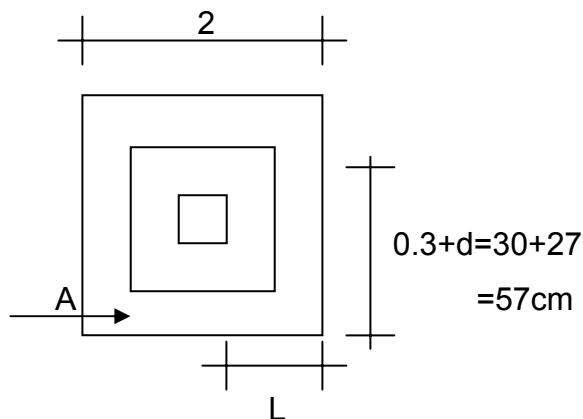
$$V_R = 0.85 \cdot 0.53 (F'_c)^{1/2} b d$$

$$= (0.85 \cdot 0.53 (210)^{1/2} \cdot 200 \cdot 27) / 1000$$

$$= 35.25 \text{ T}$$

$V_{act} < V_R$ si 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:



$$L = 0.85 \text{ m}$$

$$V_{act} = A \cdot q_u = (2.00^2 \cdot 57^2) 20.9 = 76.81 \text{ T}$$

$$V_R = 0.85 \cdot 1.06 (F'_c)^{1/2} b d$$

$$= (0.85 \cdot 1.06 (210)^{1/2} \cdot 57 \cdot 4 \cdot 27) / 1000 = 80.38 \text{ T}$$

$V_{act} < V_R$ si chequea

f) Diseño de refuerzo: 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:

- **Momento último:** éste se define tomando la losa como en voladizo con la fórmula:

$$M_u = q_u \cdot L^2 / 2 = 20.9 \cdot 0.85^2 / 2 = 7.55 \text{ T.m,}$$

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

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

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

$$b = 200 \text{ cm}$$

$$d = 27 \text{ cm}$$

$$M_u = 7.55 \text{ T.m} = 7,550 \text{ Kg.m}$$

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

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

$$A_s = \left[(200)(27) - \sqrt{(200 \cdot 27)^2 - \frac{7550(200)}{0.003825(210)}} \right] 0.85 \left(\frac{210}{2810} \right) = 11.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{MIN}} = 0.002 B d$$

$$A_{S_{MIN}} = 0.002 (100)(27) = 5.4 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento entre varillas de refuerzo está definido por: $S = A_v / A_s$; donde $S < 0.45 \text{ m}$.

Zapata tipo 2

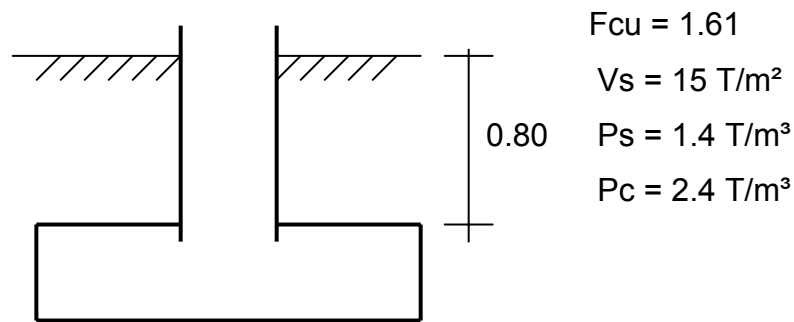
En el diseño de la zapata 2, se aplican los mismos criterios que se aplicaron para diseñar la zapata 1; los resultados se pueden ver en la tabla VII.

Tabla VII. Diseño de zapata 1 y 2, edificio

Zapata	Datos	Az/t/qu	Corte	Refuerzo
Tipo 1	$M_x = 4,488 \text{ Kg.m}$ $M_y = 4,445 \text{ Kg.m}$ $P_u = 41,607.10 \text{ Kg}$ $F_{cu} = 1.61$	$A_z = 2 \text{ m} * 2 \text{ m}$ $t = 0.35 \text{ m}$ $q_u = 20.90 \text{ T/m}^2$	Simple: $V_{act} = 24.24 \text{ T}$ $VR = 35.25 \text{ T}$ Punzonante: $V_{act} = 76.81$ $VR = 80.38 \text{ T}$	$M_u = 7,550 \text{ Kg.m}$ $A_{smin} = 5.4 \text{ cm}^2$ $A_s = 11.24 \text{ cm}^2$ $S = 0.25 \text{ m}$ Varilla No. 6
Tipo 2	$M_x = 4,488$ $M_y = 2,035$ $P_u = 24,479.17$ $F_{cu} = 1.61$	$A_z = 1.7 * 1.7$ $t = 0.3 \text{ m}$ $q_u = 20.40 \text{ T/m}^2$	Simple: $V_{act} = 16.65 \text{ T}$ $VR = 24.42 \text{ T}$ Punzonante: $V_{act} = 53.44$ $VR = 65.49$	$M_u = 5,000 \text{ Kg.m}$ $A_{smin} = 7.48 \text{ cm}^2$ $A_s = 9.16 \text{ cm}^2$ $S = 0.30 \text{ m}$ Varilla No. 6

Cimiento corrido en módulo de escaleras

a) Datos



b) Carga última:

$$CU = CU_{\text{LOSA}} + CU_{\text{MUROS}} + CU_{\text{ESCALERAS}}$$

$$CU_{\text{Losa}} = \frac{(1.4(0.11 * 2,400 + 90) + 1.7(300) \left(\frac{4.4 * 4.4}{4} \right))}{4.40} = 1,106.16 \text{ Kg/m}$$

$$CU_{\text{muro}} = (1.4 * 200 * 6) = 1,680 \text{ Kg/m}$$

$$CU_{\text{escalera}} = \frac{1,499.6(1.1 * 1)}{1} = 1,649.56 \text{ Kg/m}$$

$$CU = 4,435.72 \text{ Kg/m}$$

c) Área del cimiento

Se usan una longitud unitaria de 1.00m y se propone un ancho de 0.50m

$$A = 0.50 * 1.00 = 0.50 \text{m}^2$$

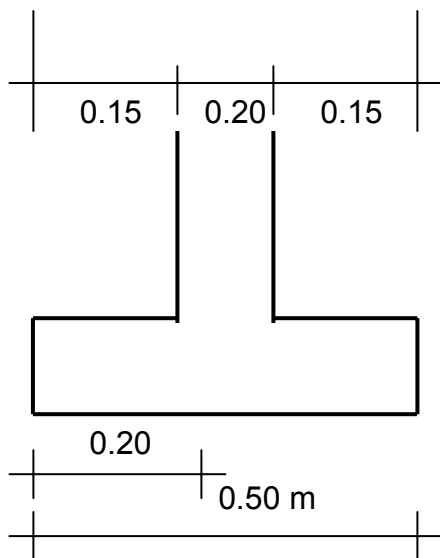
d) Chequeo de presión sobre el suelo: $q_{\text{MÁXIMA}} = P'/A$

$$P' = CU * 1.00 / F_{CU} + P'_{\text{SUELO}} + P'_{\text{CIMENTO}}$$

$$P' = \frac{4,435.72 * 1}{1.61} + (0.8 * 1 * 0.5 * 1,400) + (0.5 * 0.2 * 2,400) = 3,555.11 \text{Kg.}$$

$$q_{\text{MÁXIMA}} = \frac{3,555.11 \text{Kg}}{0.50 \text{m}^2} = 7110.21 \text{Kg/m}^2 = 7.11 \text{Ton/m}^2 \rightarrow q_{\text{MÁXIMA}} < V_s$$

e) Chequeo por corte simple:



$$V_A = A_p * q_{\text{MAXIMO}} * F_{CU}$$

$$V_A = (0.20 * 1.00) (7,110.21) (1.61)$$

$$V_A = 2,289.49 \text{ Kg}$$

$$V_R = 0.85 \cdot 0.53 \cdot (F'c^{1/2})bd$$

$$V_R = 0.85(0.53)\sqrt{210} (100)(11) = 7,181.20 \text{ Kg.}$$

$$V_A < V_R$$

f) Chequeo por flexión:

$$M = (qu \cdot L^2) \cdot LU / 2 = 11,447.44 \frac{(0.2)^2 \cdot 1}{2} = 228.95 \text{ Kg.m}$$

$$qu = q_{\text{MAX}} \cdot F_{cu} = 7,110.21 \cdot 1.61 = 11,447.44$$

$$A_{S_{\text{MINIMO}}} = 0.002 \cdot 100 \cdot 20 = 4 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{Av}{As} = \frac{0.71}{4} = 0.18 \text{ m} \quad S < 0.45 \text{ m}$$

Usar $A_{S_{\text{MINIMO}}}$ No.3 a 0. 18m

g) Acero en sentido longitudinal:

$$A_{S_{\text{TEMPERATURA}}} = 0.002 \cdot 50 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Usar $3(0.71) = 2.13 = 3$ varillas No.3 corridas

Diseño de losa en rampa de escaleras

a) Espesor: la losa se apoya en los muros laterales, por esa razón, su armado es en un sentido. El espesor se encuentran con la fórmula $t = L/20$, $t = 2.20/20 = 0.11 \text{ m}$, se usa un espesor $t = 0.11 \text{ m}$.

b) Carga última:

$$CU = 1.4((0.11 \cdot 2,400) + 200) + 1.7 \cdot 500 = 1499.6 \text{ Kg/m}$$

c) Momentos últimos:

$$M_{(-)} = CU \cdot L^2 / 14 = 1499.6 \cdot 2.20^2 / 14 = 518.43 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(+)} = CU \cdot L^2 / 9 = 1499.6 \cdot 2.20^2 / 9 = 806.45 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(-)} = CU \cdot L^2 / 14 = 1499.6 \cdot 2.00^2 / 14 = 428.46 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(+)} = CU \cdot L^2 / 9 = 1499.6 \cdot 2.00^2 / 9 = 666.49 \text{ Kg.m}$$

d) Acero de refuerzo:

$$As_{(-)} = 2.47 \text{ cm}^2 \quad \text{No.3 a 0.29m}$$

$$As_{(+)} = 3.89 \text{ cm}^2 \quad \text{No.3 a 0.18m}$$

e) Resultados: véase detalle de escaleras en apéndice 1, figura 172.

2.1.4. Planos constructivos

Después de realizar el diseño de cada uno de los elementos estructurales, se procede a la elaboración del juego de planos correspondiente.

Los planos elaborados para el edificio de aulas son los siguientes:

2.1.4.1. Presupuesto

El presupuesto se integró aplicando el criterio de precios unitarios, tomando como base el precio de los materiales que se manejan en la región, más la mano de obra tanto calificada como no calificada; se tomó el salario que la municipalidad asigna para estos casos.

TABLA VIII Presupuesto por Renglones
PRESUPUESTO POR RENGLONES

RENLÓN	U	CANTIDAD	PRECIO U	TOTAL
EDIFICIO DE AULAS				
Trabajos Preliminares				
Limpieza y chapeo	m2	156.00	12.00	1,872.00
Nivelación del terreno	gl	1.00	1,000.00	1,000.00
Cimentación				
Xxcavación estructural	m3	105.00	20.00	2,100.00
Relleno estructural	m3	56.00	16.00	896.00
Zapata 1	u	12.00	2,713.82	32,565.84
Zapata 2	u	6.00	1,752.08	10,512.48
Viga de amarre	m	98.70	106.91	10,552.02
Muros				-
Levantado de block de .15 m	m2	231.56	120.00	27,787.20
Solera intermedia	m	107.60	65.29	7,025.20
Solera de corona	m	77.00	66.91	5,152.07
Sillar	m	30.60	69.30	2,120.58
Columnas				-
Columna C1	u	18.00	2,153.02	38,754.36
Columna C2	u	18.00	1,391.76	25,051.68
Columna C3		6.00	514.75	3,088.50
Vigas				-
Viga1	u	6.00	1,777.68	10,666.08
Viga 1'	u	9.00	1,842.03	16,578.27
Viga 2	u	6.00	1,540.15	9,240.90
Viga 2'	u	6.00	2,376.45	14,258.70
Viga 3	u	15.00	1,774.53	26,617.95
Viga 4	u	6.00	1,566.92	9,401.52
Viga 4'	u	6.00	2,484.45	14,906.70
Losas				-
Losa de entrepiso	m2	156.00	450.00	70,200.00
Losa de techo	m2	156.00	400.00	62,400.00
Acabados				-
Repello cernido	m2	464.00	80.00	37,120.00
Pintura	m2	464.00	10.00	4,640.00
Impermeabilización de losa	m2	156.00	30.00	4,680.00

Piso	m2	302.46	120.00	36,295.20
Ventanería	m2	65.26	400.00	26,104.00
Puertas				
Puerta tipo 1	u	6.00	1,500.00	9,000.00
Instalación eléctrica	gl	1.00	20,000.00	20,000.00
Drenajes aguas pluviales	gl	1.00	3,000.00	3,000.00
VAN				543,587.25

REGLÓN	U	CANTIDAD	PRECIO U	TOTAL
VIENEN				543,587.25
Módulo de Gradadas				
Excavación estructural	m3	12.60	20.00	252.00
Relleno estructural	m3	7.06	16.00	112.96
Cimiento corrido	m	25.20	141.57	3,567.56
Solera hidrofuga	m	25.20	120.00	3,024.00
Solera intermedia	m	24.20	125.00	3,025.00
Solera de corona	m	18.00	130.00	2,340.00
Solera mojinete	m	7.20	135.00	972.00
Levantado de block de .15	m2	41.00	120.00	4,920.00
Columna C1	u	9.00	485.55	4,369.95
Losa de techo	m2	17.60	450.00	7,920.00
Acabados				-
Repello	m2	82.00	50.00	4,100.00
Cernido	m2	82.00	30.00	2,460.00
Pintura	m2	82.00	10.00	820.00
Piso	m2	17.60	120.00	2,112.00
Varios	gl	1.00	2,317.27	2,317.27
Puerta tipo 1	u	1.00	1,300.00	1,300.00
Ventanería	m2	8.00	400.00	3,200.00

TOTAL

590,400.00

SON: QUINIENTOS NOVENTA MIL CUATROCIENTOS QUETZALES EXACTOS.

2.2. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para aldea Chiquival Viejo, San Carlos Sija, Quetzaltenango.

2.2.1. Descripción del proyecto

La selección del sistema que se va utilizar se hace de acuerdo con la fuente disponible y la capacidad económica de la comunidad, para costear la operación y mantenimiento del mismo, que es el sistema más económico y conveniente de construir es el de gravedad, por lo que se verificó en primer lugar si las condiciones del terreno permiten realizar este sistema, lo cual es satisfactorio, debido a la topografía del lugar, y que el centro de la comunidad se encuentra a una altura menor que las captaciones; por eso se utilizará el sistema de abastecimiento de agua por gravedad, para lo cual se cuenta con cinco nacimientos de brote definido, una línea de conducción, un tanque de distribución, red de distribución, cajas y sus respectivas válvulas, cajas rompedoración, pasos aéreos y 62 conexiones domiciliarias en la aldea Chiquival Viejo, municipio de San Carlos Sija.

Para la ejecución física del proyecto, la comunidad, consciente de la importancia del vital líquido, aportará la mano de obra no calificada requerida.

2.2.1.1. Criterio de diseño

El diseño del sistema de abastecimiento de agua potable comprende la determinación de cantidades, diámetros, resistencia y tipo de tuberías, diseño de obras complementarias, planos de construcción, presupuesto, análisis del agua y otros aspectos importantes para el óptimo funcionamiento del sistema.

2.2.1.2. Periodo de diseño

Es el número de años, para el cual el sistema va proporcionar un servicio satisfactorio a la población. Es recomendable que éste no sea menor de 20 años; además, se debe contemplar un período adicional por concepto de planificación, financiamiento, diseño y construcción, aproximadamente de 1 año, por lo que en este proyecto, se tomó un período de diseño de 21 años.

2.2.1.3. Población futura

Aunque existen varios métodos para obtener una proyección del crecimiento poblacional; se recomienda utilizar el método geométrico, por considerarse el más aproximado para estimar el crecimiento de poblaciones de países en vías de desarrollo. Para el efecto, se utiliza la población actual que registra el último censo realizado en la comunidad, siempre y cuando éste sea confiable. Para la tasa de crecimiento poblacional, puede considerarse la tasa rural municipal, basada en las estimaciones calculadas por el INE, entre los años 1995 - 2000.

En el proyecto, se utilizó la tasa de crecimiento departamental de Quetzaltenango, la cual es del 3%, ya que en el Instituto Nacional de Estadística, INE, no se cuenta con suficiente información sobre la misma.

Método geométrico

$$Pf = Pa (1 + i)^{(N+n)}$$

Pf = Población futura

Pa = Población actual

i = Tasa de crecimiento

N = Período de diseño

n = Período adicional por planificación, diseño, construcción, etc.

Ejemplo:

Para este caso, se tiene la siguiente información:

Datos de la aldea Chiquival Viejo:

Población inicial de diseño Pa = 372 habitantes

Tasa de crecimiento rural para el departamento de Quetzaltenango es $i = 3\%$

Período de diseño N = 20 años

Período adicional n = 1 año

$Pf = 372 \text{ habitantes } (1+0.03)^{(21)} = 692 \text{ Habitantes.}$

2.2.1.4. Forma de captación

Aforo

Es el procedimiento de medir el caudal de una fuente, ya que según sea su clasificación, así será el método que se aplicará.

El método que más se utiliza para aforar manantiales, con corrientes menores o iguales a 5 lt/sg, es el volumétrico por lo exacto que representa su aplicación; los datos obtenidos de los nacimientos son los siguientes:

Nacimiento El Trigal	0.63 Lts/Seg.
Nacimiento 2 y 3	0.73 Lts/Seg.
Nacimiento 4 y 5	2.11 Lts/Seg.
Aforo Total :	3.47 Lts/Seg.

2.2.1.5. Calidad del agua

La calidad del agua se exige de acuerdo con el uso que se le asignará. En este caso, se trata de agua para consumo humano, por lo que debe ser sanitariamente segura; se debe cumplir para ello, con las normas de calidad físico-químicas y bacteriológicas, lo cual debe demostrarse con un certificado emitido por un laboratorio.

La calidad del agua varía de un lugar a otro, de acuerdo con las diferencias climáticas, clases de suelos que el agua remueve y las sustancias que la misma absorbe en su recorrido.

Para determinar la calidad sanitaria del agua, es necesario efectuar un análisis físico-químico y un examen bacteriológico, bajo las normas COGUANOR NGO 29001; mientras que los muestreos para los mismos deben realizarse bajo las especificaciones COGUANOR NGO 29 002 h18 y 29 002 h19, respectivamente.

Cuando las aguas no llenan los requisitos de potabilidad, según especificaciones COGUANOR NGO 29 001, éstas deberán ser tratadas,

mediante procesos adecuados, entre los que se pueden mencionar: el desarenamiento, sedimentación, filtración y desinfección. Este último debe adoptarse en todos los sistemas públicos, para asegurar la calidad del agua, principalmente si se determina que existe contaminación bacteriológica.

Se realizó el examen fisicoquímico y bacteriológico, para determinar la potabilidad del agua, por lo cual se determinó que el agua es blanda, con un potencial de hidrógeno ph ácido, lo demás se encuentra dentro de los límites máximos aceptables de normalidad.

Bacteriológicamente el agua es potable, sin embargo, se recomienda su desinfección por cloración. El resultado se muestra en el apéndice 2.

2.2.1.6. Dotación, factores, caudales

Dotación

Ésta se establece en función de aspectos importantes, como son la demanda de la comunidad, la cuál está en función a sus costumbres, que están regidas por la cultura y el clima que afecta a la zona; otro aspecto es la disponibilidad del caudal de la fuente, la capacidad económica de la comunidad para costear el mantenimiento y operación del sistema.

En el país, existen varias instituciones que se dedican al diseño y ejecución de acueductos y cada una propone diferentes especificaciones o criterios que pueden servir de apoyo para seleccionar la dotación. Entre las dotaciones más recomendadas, están:

Tabla IX. Dotación de agua recomendada

DOTACIÓN	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO
De 30 a 40	Pozo excavado y bomba manual
De 40 a 50	Llenacántaros en el clima frío
De 50 a 60	Llenacántaros en el clima cálido
De 60 a 80	Conexión predial en clima frío
De 100 a 150	Conexión domiciliar en clima frío y en zonas urbanas marginales
De 150 a 200	Conexión domiciliar en clima cálido y colonias no residenciales
De 200 a 250	Colonias residenciales

Para el proyecto, se tomó una dotación de 100 lt/hab/día

Factores

En un sistema público de abastecimiento de agua, el consumo es afectado por una serie de factores que varían en función del tiempo, las costumbres de la

región, las condiciones climáticas, y las condiciones económicas que son inherentes a una comunidad, y que varían de una comunidad a otra.

Estos factores de seguridad se utilizan para garantizar el buen funcionamiento del sistema, en cualquier época del año, bajo cualquier condición.

Factor de día máximo⁽¹⁴⁾ (FDM)

Este incremento porcentual se utiliza, cuando no se cuenta con datos de consumo máximo diario. En acueductos rurales, el FDM puede variar de 1.2 a 1.5, y se recomienda utilizarlo de la siguiente forma:

Para poblaciones menores de 1,000 habitantes un FDM de 1.4 a 1.5

Para poblaciones mayores de 1,000 habitantes un FDM de 1.2 a 1.3

Para el proyecto de aldea Chiquival Viejo, se utilizó un factor de día máximo de 1.4, ya que la población actual es de 372 habitantes.

Factor de hora máxima⁽¹⁵⁾ (FHM)

Éste, como el anterior, depende de la población que se esté estudiando y de sus respectivas costumbres. El FHM puede variar de 2 a 5. Para sistemas rurales, se puede considerar de la manera siguiente:

Para poblaciones menores de 1,000 habitantes, un FHM de 2.4 a 2.5

Para poblaciones mayores de 1,000 habitantes, un FHM de 2.2 a 2.3

Para el proyecto de aldea Chiquival Viejo, se utilizó un factor de día máximo de 2.4, por la cantidad de habitantes que tiene la comunidad.

Un motivo por el cual se toman ambos factores altos para poblaciones menores, es porque en comunidades pequeñas, las actividades son realizadas por lo regular los mismos días y a la misma hora. Esto hace que la demanda suba, lo que requiere un factor máximo.

Factor de gasto

Es el consumo de agua que se da por vivienda.

Con este factor, el caudal de hora máxima se puede distribuir en los tramos de tuberías que componen la línea de distribución, según el número de viviendas que comprenden los tramos del proyecto que se va a diseñar.

$$\text{Factor de gasto (FG)} = \frac{\text{Qd (lt/sg)}}{\text{Número de Viviendas}}$$

Caudales

Caudal medio diario

Es conocido también como caudal medio y es la cantidad de agua que consume una población en un día. Este caudal se puede obtener del promedio de consumos diarios durante un año, pero cuando no se cuenta con registros de consumos diarios, se puede calcular en función de la población futura y la dotación asignada en un día.

El consumo medio diario, para el proyectos de aldea Chiquival Viejo, se calculó de la siguiente forma:

$$Q_m = \frac{\text{Población futura} * \text{dotación}}{86,400 \text{ sg/día}}$$

Donde:

Q_m = consumo medio diario o caudal medio

$$Q_m = \frac{692 \text{ Hab.} * 100 \text{ lt/Hab/día}}{86,400 \text{ sg/día}} = 0.8 \text{ lt/sg.}$$

Caudal máximo diario

El caudal máximo diario o consumo máximo diario es conocido también como caudal de conducción, ya que es el que se utiliza para diseñar la línea de conducción, y es el consumo máximo de agua que puede haber en 24 horas, observado durante un año. Cuando no se cuenta con información de consumo diario, éste se puede calcular incrementándole un porcentaje denominado factor día máximo.

Ejemplo:

$$Q_c = Q_m * FDM$$

Donde: Q_c = Caudal máximo diario o caudal de conducción

Q_m = Consumo medio diario o caudal medio

FDM= Factor día máximo

El caudal de conducción para la aldea Chiquival Viejo es el siguiente:

$$Q_c = 0.8 \text{ lt/Sg.} * 1.4 = 1.12 \text{ lt/Sg.}$$

El caudal de diseño es $Q_c=1.12 \text{ lt/sg}$; la línea de conducción se diseñó con el caudal de aforo $Q_c=3.47 \text{ lt/sg}$, por dos situaciones: 1) para aprovechar toda la cantidad de agua que hay en los nacimientos, y evitar que haya rebalse en los mismos. 2) por cuestiones económicas, para que una futura ampliación del proyecto no represente empezar desde los nacimientos, por petición del Comité Pro mejoramiento Aldea Chiquival Viejo y las autoridades municipales.

Caudal máximo horario

Es conocido también como caudal de distribución, debido a que es el que se utiliza para diseñar la red de distribución; es el consumo máximo en una hora del día, el cual se obtiene de la observación del consumo equivalente a un año. Si no se tienen registros, se puede obtener multiplicando el caudal medio diario por el factor de hora máxima.

Ejemplo:

$$Q_d = Q_m * FHM$$

Donde: Q_d = Caudal máximo horario o caudal de distribución

Q_m = Consumo medio diario o caudal medio

FHM= Factor hora máxima

El caudal de distribución para la aldea Chiquival Viejo es el siguiente:

$$Q_d = 0.8 \text{ lt/sg.} * 2.4 = 1.92 \text{ lt/Sg.}$$

El caudal de diseño es $Q_d=1.92 \text{ lt/sg}$, pero se diseñó con el caudal de aforo $Q_d=3.47 \text{ lt/sg}$, por las observaciones antes indicadas.

$$(FG) = \frac{3.47 \text{ lt/sg}}{62 \text{ viviendas}} = \frac{.06 \text{ lt/sg}}{\text{vivienda}}$$

Diseño de tuberías

Para garantizar que el sistema preste un servicio eficiente y continuo, durante el período de vida útil, se debe determinar la clase de tubería y los diámetros adecuados, a través del cálculo hidráulico, con fórmulas como la de Darcy-Weisbach o Hazen & Williams. Para el proyecto estudiado, se aplicó la segunda mencionada, por proporcionar resultados más aproximados:

$$H_f = \frac{1743.811141 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.87}}$$

$$D = \left[\frac{1743.811141 * L * Q^{1.85}}{H_f * C^{1.85}} \right]^{1.85}$$

Donde: H_f = Pérdida de carga (m)

Q = Caudal en la tubería (lt/sg)

L = Longitud de la tubería (m)

D = Diámetro (pulg)

C = Coeficiente de rugosidad en la tubería

Para optimizar diámetros mayores en tramos de tubería, en función a la carga disponible, se puede utilizar la siguiente fórmula:

$$L_{\phi 2} = \frac{L * (H_f - H_{f_{\phi 1}})}{(H_{f_{\phi 2}} - H_{f_{\phi 1}})}$$

$$L_{\phi 1} = L - L_{\phi 2}$$

Donde:

H_f = Pérdida de carga permisible

$H_{f_{\phi 1}}$ = Pérdida de carga provocada por el diámetro mayor

$H_{f_{\phi 2}}$ = Pérdida de carga provocada por el diámetro menor

$L_{\phi 1}$ = Longitud de tubería de diámetro mayor

$L_{\phi 2}$ = Longitud de tubería de diámetro menor

Tipo de tuberías

En sistemas de acueductos, se utiliza generalmente tubería de cloruro de polivinilo rígido (PVC) y de hierro galvanizado (HG).

La tubería PVC es una tubería plástica, económica, fácil de transportar y de trabajar, pero es necesario protegerla de la intemperie.

La tubería de HG es de acero, recubierta tanto en su interior como en su exterior por zinc, y es utilizada en lugares donde la tubería no se puede enterrar, donde se requiera una presión mayor de 175 m.c.a, en pasos de zanjón o aéreos. Para altas presiones, se recomienda utilizar en cuanto sea

posible tubería PVC de alta presión y HG sólo donde el PVC no soportará la presión, o donde las características del terreno no permitan su empleo, ya que su costo es alto.

Diámetro de tuberías

Para el diseño hidráulico, el diámetro de la tubería se calcula de acuerdo con el tipo de sistema que se trate; para todo diseño, se debe utilizar el diámetro interno de la tubería.

Coefficiente de fricción

Cuando se emplea la fórmula de Hazen & Williams, para el diseño hidráulico con tubería PVC, se puede utilizar un coeficiente de fricción (C), 140 a 160, y se recomienda un C = 140 cuando se duda de la topografía C = 150, para levantamientos topográficos de primero y segundo orden. Para tuberías de HG, puede utilizarse un C = 100. En caso de utilizar otras fórmulas, se deben utilizar coeficientes de fricción equivalentes a las mismas.

2.2.1.7. Captación

Fuentes de abastecimiento

El tipo de fuente para los cinco nacimientos es de brote definido o manantial, el cual tiene un flujo al exterior del agua subterránea, que corre por un acuífero.

2.2.1.8. Topografía

Levantamiento topográfico

La topografía, para un proyecto de agua potable, define el diseño del sistema, ya que tiene por objeto medir las extensiones del terreno, determinar la posición y elevación de puntos situados sobre y bajo la superficie del terreno.

Dicha topografía se compone de planimetría y nivelación, los cuales se pueden realizar con teodolito y nivel de precisión, respectivamente, si se trata de un levantamiento de primer orden. Si la topografía no es muy complicada, se puede desarrollar un levantamiento de segundo orden, empleando únicamente teodolito para la planimetría y nivelación; esto se conoce como método taquimétrico.

Después de haberse realizado un caminamiento tentativo en una hoja cartográfica, y hecho un recorrido en la comunidad en estudio para conocer las condiciones topográficas del lugar, la dispersión de viviendas, el posible recorrido de la línea de conducción y la línea de distribución; se determinó realizar un levantamiento de segundo orden, debido a la posición de la fuente respecto a la comunidad lo permite.

Planimetría

Es la manifestación de la proyección del terreno sobre un plano horizontal imaginario; en ese caso, se adoptó el método de conservación de azimut; para esto se consideró un norte arbitrario como referencia, y se realizaron

mediciones máximas de 60 metros, entre estaciones. El equipo utilizado es el siguiente:

- a) Teodolito Sokkia DT 600
- b) Metro
- c) Estadal
- d) Plomada
- e) Brújula

Altimetría

La nivelación se realizó, a través de un método indirecto, que es el taquimétrico, el cual permite definir las cotas del terreno a trabajar, tanto en las irregularidades, como en los cambios de dirección más importantes, y en los sitios donde posiblemente se construirán las obras complementarias.

Dibujo topográfico

Luego de procesar los datos recopilados en el levantamiento, se procedió a elaborar los planos siguientes:

- a) Planos de planta y perfil de las hojas 1/15 a la 8/15, según el apéndice 2.

Planta general

El plano de planta general o planta de conjunto es el que representa gráficamente la totalidad del proyecto, encerrando todos los componentes del

sistema. Para este dibujo, se debe utilizó una escala de 1:6,000, en un formato A-1; y se incluyeron las viviendas.

Densidad de vivienda

En la topografía, se dejaron ubicados todos los accidentes geográficos y topográficos como: caminos, casas, quebradas, ríos. Las casas se representan en el plano con cuadros que indican su ubicación; se tomó un promedio de 6 habitantes por cada vivienda para realizar el diseño respectivo.

Planos individuales

De acuerdo con las normas para diseño de proyectos de agua en el área rural, elaborados por CARE, la división de éstos se debe realizar dibujando como máximo, 1,500 metros de longitud por plano, los cuales deben ser enumerados correlativamente.

La planta para planos individuales se efectuó con una escala horizontal de 1:2,500; y para los perfiles con una escala vertical de 1:1,000, y se consideraron las recomendaciones para el dibujo de la planta general. Además se ubicaron los accidentes geográficos más sobresalientes dibujados en el croquis de la libreta, como nacimientos, ríos, zanjones, linderos, caminos. Todos estos planos se presentan en el apéndice 2.

2.2.1.9. Línea de conducción

Diseño de la línea de conducción

De acuerdo con la ubicación y la naturaleza de las fuentes de abastecimiento, así como la topografía de la región, las líneas de conducción puede definirse como el conjunto de tubería que inicia desde las obras de captación, hasta el tanque de distribución, las cuales están diseñadas para trabajar a presión.

Para la línea de conducción, se debe seleccionar la clase y diámetro de tubería que se ajuste a la máxima economía, siempre y cuando la capacidad de la tubería sea suficiente para transportar el caudal de día máximo.

Es conveniente incrementar la longitud horizontal de la misma, en un porcentaje de 2 a 5, de acuerdo con pendiente del terreno, cuanto más quebrado sea, mayor será el porcentaje; para el proyecto, se tomó un 5% debido a la topografía.

Para lograr el mayor funcionamiento, a través de la línea de conducción, pueden requerirse desarenadores, cajas rompe presión, válvulas reguladoras de presión, válvulas de expulsión de aire, válvulas de limpieza, llaves de paso, reducciones, codos, anclajes; se visualiza de una mejor manera cada uno de estos elementos en el apéndice 2 figura 42 .

Cada uno de estos elementos precisa de un diseño, según a las condiciones y características particulares.

Presiones y velocidades

La presión hidrostática en la línea de conducción se recomienda mantenerla en lo posible, debajo de 80 m.c.a, ya que arriba de ésta es conveniente prestar especial atención; la máxima presión permisible bajo este

cuidado es de 90 m.c.a; la presión hidrodinámica en la línea de conducción no debe ser mayor de 60 m.c.a.

Ejemplo de cálculo

De E-34 A E-48

Cota inicial del terreno 1,441.5

Cota final del terreno 1465.2

Longitud. $431 \cdot 1.05 = 452.55$ metros

Caudal (Q). 3.47 lt/sg.

C=140

Hf s= 10.18

Luego aplicando la fórmula de Hazen & Williams y sustituyendo valores, se obtiene el diámetro adecuado para la longitud de tubería indicada en los datos anteriores:

$$D = \frac{[1743.81141 \cdot L \cdot Q^{1.85}]^{(1/4.87)}}{H_f \cdot C^{1.85}} = 2.47 \text{ p1g.}$$

D= 2 ½"

Hfr=9.69

Cpiezométrica = 1485.18 - 9.96 = 1475.49

E-126 A E-34

Cota inicial del terreno 1,527.50

Cota final del terreno 1,441.50

Longitud. $238 \cdot 1.05 = 249.9$ metros

Caudal (Q). 2.84 lts/seg.

$$C=140$$

$$H_f s= 71.14$$

Utilizando la fórmula para calcular una tubería con dos diámetros diferentes, se tiene:

Longitud para tubería de 1 ½"

$$L_2 = \frac{(71.14-44.67)(249.9)}{(108.55-44.67)} = 103.55\text{metros}$$

Para la longitud de la tubería de 1 ¼", se tiene:

$$L_1 = 249.9-103.55 = 146.35$$

Aplicando Hazzen Williams

$$25 \text{ tubos} = 146.35 \text{ metros de } 1 \frac{1}{2}" \quad H_f=26.16\text{metros}$$

$$18 \text{ tubos} = 103.55 \text{ metros de } 1 \frac{1}{4}" \quad H_f =44.98 \text{ metros}$$

De acuerdo con los resultados, el tramo estará formado por 25 tubos PVC de 1½" de 250 P.S.I, equivalentes a 146.35 metros y 18 tubos PVC de 1¼" de 250 P.S.I, equivalentes a 103.35 metros, colocando en el cambio de tubería un reductor de campana de 1½" a 1¼".

2.2.1.10. Tratamiento de agua

Desinfección

Con el propósito de proveer de agua libre de bacterias, virus y amebas a los habitantes de la aldea en estudio, se debe proceder a la desinfección de la

misma. En nuestro medio se aplica el cloro en el área rural y en la urbana, ya sea como gas o como compuestos clorados.

Hipoclorador

Se usa un solo hipoclorador, que dosifique una solución de hipoclorito de calcio al 65%, diluido en agua en pequeñas dosis, directamente al caudal de entrada en el tanque de distribución.

Tomando en cuenta el caudal de entrada al tanque de distribución (3.47lt/sg), para el desarrollo de este proyecto, se recomienda un hipoclorador modelo PPG 3015, usado para tratar el agua para pequeñas comunidades, entre 50 y 250 familias, con sistema por gravedad. El hipoclorador requiere de un mantenimiento simple y puede hacerlo el fontanero.

Dosificación para la demanda de cloro

El agua de una fuente no necesariamente debe estar contaminada bacteriológicamente, para emplear un sistema de cloración, ya que para que ésta sea realmente potable, debe ser tratada para mejorar su calidad sanitaria; por lo cual es necesario inyectar una demanda de 0.2 mg de cloro por cada litro.

El flujo de cloro (Fc) en gramos/hora de calcula con la siguiente fórmula:

$$F_c = Q \cdot D_c \cdot 0.06$$

Donde:

Q=caudal de agua conducida en litros /minutos.

Dc= Demanda de cloro en mg/litro ó PPM.

En la gráfica del clorinador, se plotea el D_c , para determinar el flujo de solución de cloro (Sc). Regularmente este flujo es pequeño y debe obtenerse mediante la calibración de la válvula de compuerta, que se coloca en el ingreso del clorinador, por lo tanto, se debe calcular el tiempo, en segundos, que se necesita para llenar un recipiente de un litro con la fórmula.

$$T=60/Sc$$

Donde t = tiempo de llenado de un recipiente de un litro en segundos. Sc = flujo de solución de cloro en litros/minuto.

Ejemplo:

Proyecto: Chiquival Viejo

Usando un hipoclorador modelo PPG 3015

$$Q = 3.47 \text{ lt/sg} = 208.20 \text{ lt/minuto}$$

- a. Por ser un manantial o nacimiento, que provee agua clara, se estima una demanda de cloro de $0.2 \text{ mg/lt}=2\text{PPM}$
- b. Aplicando la fórmula.

$$F_c = 208.20 \text{ lt/min} * 2\text{PPM} * .06 = 24.98 \text{ gramos/hora}$$

- c. Al plotear el F_c de 24.98 gr/hora en la gráfica del clorinador modelo 3015, resulta un flujo $Sc=10 \text{ lt/min}$

d. De acuerdo con anterior, se procede a la calibración del flujo de solución de cloro, de la fórmula

$t=60/10=6$ segundos, que es el tiempo en que un recipiente de un litro debe llenarse completamente.

2.2.2. Red de distribución

2.2.2.1. Tanque de distribución

Los tanques de distribución juegan un papel básico para el diseño del sistema de distribución de agua, tanto desde el punto de vista económico, como por su importancia en el funcionamiento hidráulico del sistema y en el almacenamiento de un servicio eficiente.

Todo tanque de distribución, construido con mampostería de piedra, concreto ciclópeo o de concreto armado, deberá cubrirse con losa de concreto reforzada, provista con boca de inspección con tapadera sanitaria, rebalse y limpieza, para efectos de inspección y reparación; el acceso deberá estar cerca de la entrada de la tubería de alimentación, para realizar aforos cuando sea necesario.

Requisitos sanitarios del tanque de distribución:

- Cubierta hermética, que impida la penetración de aves, agua, polvo del exterior, con pendiente para drenar el agua de lluvia.

- Evitar la entrada de luz para que no nazcan algas
- El tubo de ventilación tendrá la abertura exterior hacia abajo, con rejilla, para impedir la entrada de insectos y polvo.
- Escotilla de visita para inspección de limpieza, ubicada cerca de la tubería de entrada, para facilitar el aforo del caudal en cualquier momento.
- El diámetro mínimo de la tubería de rebalse será igual al de la tubería de entrada al tanque.
- El tubo de salida se colocará al lado opuesto del tubo de entrada, para que el agua circule en el tanque.
- Contará con escaleras interiores y exteriores, si el tanque excede de 1.2 metros de alto. La superficie del terreno, alrededor del tanque, tendrá una pendiente que permita drenar hacia fuera el agua superficial, sobresaliendo las paredes por lo menos 30 cms., de la superficie del terreno.
- El fondo del tanque estará siempre por encima del nivel freático

Las funciones principales de un tanque de distribución son:

- Suplir las demandas máximas horarias, esperadas en la línea de distribución
- Almacenar un volumen determinado de reserva, por eventualidades

- Prevenir gastos por incendio
- Regular presiones en la red de distribución

- Proporcionar una presión suficiente, para que funcione el sistema

El volumen necesario para compensar la variación de consumo puede ser establecida mediante una curva de variaciones horarias de consumo de una población, con iguales características a la población estudiada, y cuando se carezca de ésta, pueden adoptarse los criterios de la UNEPAR, los cuales establecen que el volumen del tanque debe ser del 25% al 45% del caudal medio diario; que se aplican de acuerdo con las restricciones siguientes:

En poblaciones menores de 1,000 habitantes, del 25% al 35% del consumo medio diario de la población, sin considerar reserva por eventualidades.

Si la población está entre 1,000 y 5,000 habitantes, 35% del consumo medio diario, más un 10% por eventualidades.

Para poblaciones mayores de 5,000 habitantes el 40% del consumo medio diario, más el 10% por eventualidades.

Diseño del tanque de distribución de aldea Chiquival Viejo

Cálculo de volumen

En este caso, se tomará un 35 % debido al número de habitantes, más un 10% por eventualidades; entonces el porcentaje por utilizar será de 45%.

$$\text{Vol} = 45\% * Q_m * 86,400 \text{ Seg}$$

$$\text{Vol} = 45\% * \frac{\text{Dot} * P_f}{86,400 \text{ Seg/día}} * 86,400 \text{ Seg}$$

$$\text{Vol.} = 45\% \left[\frac{100 \text{ lt/Hab/día} * 726 \text{ Hab.}}{86,400 \text{ Sg/día}} \right] 86,400 \text{sg}$$

$$\text{Vol.} = 32670 \text{ lt} = 32.67 \text{m}^3$$

$$\text{Vol.} = 35 \text{m}^3$$

2.2.2.2. Red de distribución

Diseño de la red de distribución

La red de distribución es un sistema de tuberías unidas entre sí, que conducen el agua desde el tanque de distribución hasta el consumidor, y su función sanitaria es brindar un servicio en forma continua, en cantidad suficiente y desde luego con calidad aceptable, por lo que se debe tratar el agua antes de entrar a la misma.

Para el diseño de la red, será necesario considerar los siguientes criterios:

- El buen funcionamiento del acueducto se debe garantizar para el período de diseño, de acuerdo con el máximo consumo horario.
- La distribución debe hacerse, mediante criterios que estén de acuerdo con el consumo real de la comunidad.

- La red de distribución se debe dotar de accesorios y de obras de arte necesarias, para garantizar el correcto funcionamiento del sistema de acuerdo con las normas establecidas, para facilitar así su mantenimiento.

Por la forma y principio hidráulico de diseño, las redes pueden ser:

Red ramificada o abierta

Es la que se construye en forma de árbol, la cual se recomienda cuando las casas están dispersas. En este tipo de red, los ramales principales se colocan en las rutas de mayor importancia, de tal manera que alimenten otros secundarios. Para el diseño de la red de distribución, se utilizan las fórmulas que se describen en la página 108.

Red en forma de malla o de circuito cerrado

Es cuando las tuberías están en forma de circuitos cerrados intercomunicados entre sí. Esta técnica funciona mejor que la red ramificada, ya que elimina los extremos muertos, y permite la circulación del agua. En una red en forma de malla, la fórmula de Hazen & Williams define la pérdida de carga, la cual es verificada por el método de Hardy Cross, que se considera balanceado cuando la corrección del caudal es menor del 1% del caudal que entra.

Para el proyecto en estudio, se adoptó el tipo de red ramificada, debido a la dispersión de las viviendas, y se utilizó para su cálculo la fórmula de Hazen & Williams.

Presiones y velocidades

Entre los límites recomendables para verificar la presión y velocidad del líquido dentro de las tuberías de distribución, se tiene que la presión hidrostática no debe sobrepasar los 60 m.c.a, en algunas situaciones, podrá permitirse una presión máxima de 70 m.c.a., ya que después de alcanzarse una presión de 64 m.c.a. se corre el riesgo de que fallen los empaques de los chorros.

En cuanto a la presión hidrodinámica en la red de distribución, ésta debe estar entre 40 y 10 m.c.a, aunque en muchas de las regiones donde se ubica la comunidad, la topografía es irregular y se hace difícil mantener ésta, por lo que se podría considerar en casos extremos una presión mínima de 6 m.c.a.

En cuanto a las velocidades en la red, se recomienda mantener como máxima 3 m/sg. Y 0.6 m/sg como mínima.

Cálculo de la red de distribución de la aldea Chiquival Viejo.

Del diseño para Chiquival Viejo, se presenta el cálculo para el tramo de tubería entre las estaciones E-80 y E-171, que corresponden al ramal 1, cuyo resumen de cálculo se presenta en el apéndice 2, figura 38.

Ejemplo de cálculo:

E-80 $CT_o = 1256$

E-171 $CT_f = 1232$

Diferencia de cotas 24

Distancia horizontal L $500 + 5\% = 525$ mts.

Caudal de distribución 0.95

Número total de conexiones 17

Número de viviendas entre E-80 y E-171 = 4

Factor de gasto (FG) = Qd / núm. viviendas

FG = 0.95 / 17 = 0.06 lt/sg

Caudal del tramo E-80 a E-171 = 0.06 * 4 = 0.22 lt/sg

Para determinar el diámetro de la tubería en éste tramo será necesario considerar los siguientes aspectos.

$$H_f = 15$$

$$Q = .95 \text{ lt/sg}$$

$$L = 525 \text{ mts.}$$

$$C = 140$$

Aplicando la formula de Hazen & Williams, se obtiene:

$$\phi = 1.44$$

Al no existir éste diámetro en el mercado, entonces:

$$\phi \text{ interior inmediato mayor} = 1.754 \text{Plg}(\phi \text{ comercial } 1 \frac{1}{2}'')$$

Calculando H_f con Q, L, C y $\phi = 1''$ se obtiene:

$$H_f = 12.38 \text{ m.c.a.}$$

Verificación de la velocidad:

$$V = 1.974 \frac{Q}{D^2}$$

$$V = 1.974 * 0.95 / 1.754^2 = 0.83$$

$$0.6 < 0.83 < 3 \text{ ok}$$

Resultados:

$$CTo = 1256$$

$$CTf = 1232$$

CPo = CTo, ya que sale del tanque de distribución

$$CPf = CTo - Hf$$

$$CPf = 1256 - 12.38 = 1243.62$$

$$\text{Presión hidrodinámica} = CPf - CTf$$

$$\text{Presión hidrodinámica} = 1243.62 - 1232 = 11.62 \text{ m.c.a.}$$

Presión hidrostática = CTo E-80 - CTf (en este caso como sale del tanque de distribución entonces CTo E-80 = CT en E-80)

$$\text{Presión hidrostática} = 1256 - 1232 = 24 \text{ m.c.a.}$$

2.2.2.3. Obras hidráulicas

Obras de captación

Se diseñaron captaciones para manantiales de brote definido. Con material de mampostería de piedra en las paredes y un filtro de piedra, con su respectiva tubería de limpieza y rebalse, así como la caja recolectora y caja de salida con su válvula de compuerta.

Caja reunidora de caudales

Es la que se construye para reunir dos o más caudales, previamente captados. Su capacidad será de acuerdo con el número de fuentes que se reúnan y el caudal de ellas. En el diseño, existe una caja en la estación E-48, la cual está diseñada con muros de mampostería de piedra y tapadera de concreto. Cuenta con su desagüe y rebalse, pichacha para la tubería de salida, y su caja con válvula de compuerta para la salida.

Caja rompe presión

Se utiliza para controlar la presión interna de la tubería, rompiendo o aliviando la presión en la línea de conducción o de distribución; evitando así la falla de tuberías y accesorios, cuando la presión estática de diseño iguala o supera a la presión de trabajo máxima de los mismos.

Cuenta en la entrada con una caja y válvula de compuerta, tubería de desagüe y rebalse o válvula de flote, según fuere el caso, y su pichacha en la tubería de salida.

Diseño del tanque de distribución de aldea Chiquival Viejo

Cálculo de volumen

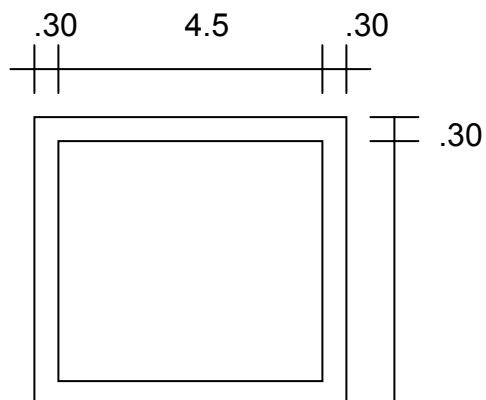
Como anteriormente ya se calculó, el volumen del tanque que es de 35 metros cúbicos, se procederá a realizar su respectivo diseño.

$$\text{Vol.}=35\text{m}^3$$

Diseño de losa

Para esto, se utilizará el método 3 del ACI.

Figura 21. Dimensiones del tanque de Chiquival Viejo



4.5

—
— .30

$$m = a/b = 4.5/4.5 = 1$$

$m > .5$ la losa trabaja en dos sentidos

Espesor de la losa

$$t = \text{Perímetro}/180 = .10 \text{ m}$$

En su construcción, se empleará espesor $t = 10 \text{ cm}$.

Cargas:

Carga muerta (CM):

$$W \text{ propio de losa} = \delta c * t = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.10 \text{ m} = 240 \text{ kg/m}^2$$

<u>Sobrecargas</u>	<u>= 90 kg/m²</u>
--------------------	------------------------------

Total carga muerta (CM)	= 330 kg/m ²
-------------------------	-------------------------

$$\text{Carga muerta última (CMu)} = 1.4 * 330 = 462 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva (CV)

Debido a que la losa soportará cargas únicamente en ocasiones eventuales, por ser sólo de cubierta, se asumirá una carga viva (CV)=100kg/m²
viva (CV) = 100 kg /m².

$$\text{Carga Viva última (CVu)} = 1.7 * 100 \text{ kg/m}^2 = 170 \text{ kg/m}^2$$

Carga última (CU)

$$CU = 1.4 * CM + 1.7 * CV = 462 + 170 = 632 \text{ kg/m}^2$$

Determinación de momentos

Para determinar los momentos positivos y negativos en los puntos críticos de la losa, se emplearán las fórmulas especificadas por la ACI:

Método 3

$$m=4.5/4.5=1$$

Caso 1

Momentos (-)/en losas

$$MA_{(-)} = CA_{NEG} * CU * A^2$$

$$MB_{(-)} = CB_{NEG} * CU * B^2$$

Momentos (+)/ en losas

$$MA_{(+)} = CA_{cmp} * Cmu * A^2 + CA_{cvp} * Cvu * A^2$$

$$MB_{(+)} = CB_{cmp} * Cmu * B^2 + CB_{cvp} * Cvu * B^2$$

Momentos (-)/en losas

$$MA_{(-)} = 0 * 632 * 4.5^2 = 0$$

$$MB_{(-)} = 0 * 632 * 4.5^2 = 0$$

Momentos (+)/ en losas

$$MA_{(+)} = .036 * 462 * 4.5^2 + .036 * 170 * 4.5^2 = 460.73 \text{ kg.m}$$

$$MB_{(+)} = .036 * 462 * 4.5^2 + .036 * 170 * 4.5^2 = 460.73 \text{ kg.m}$$

TABLA X. DETERMINACIÓN DE MOMENTOS EN LA LOSA DEL TANQUE DE DISTRIBUCIÓN

Descripción	Losa
-------------	------

Relación m=a/b	1
Caso de empotramiento, según ACI	1
MA ₍₋₎ kg.m	1/3MA ₍₊₎ =153.58
MA ₍₊₎ kg.m	460.73
MA ₍₋₎ kg.m	1/3MA ₍₊₎ =153.58

Se comporta de la misma forma en el sentido B, ya que es simétrica por lo cual se obtienen los mismos momentos.

$$d. = t - r = 10 - 2.5 = 7.5 \text{ cm.}$$

$$A_{S_{MIN}} = 0.4 A_{S_{MINVIGA \text{ NORMAL}}}$$

$$A_{S_{MINVIGA \text{ NORMAL}}} = \rho_{MIN} * b * d$$

$$= .01 * 100 * 7.5 = 3.87 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{MIN} = 14.5 / F_y = 14.5 / 2810 = .01$$

cálculo de espaciamiento

$$\text{Propongo varrilla No. 3 } A_s = .71 \text{ cm}^2$$

$$1.55 \text{ cm}^2 \text{-----} 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{-----} S$$

$$S = 45 \text{ cm}$$

$$S_{MAX} = 2(10) = 20 \text{ cm}$$

$$A_{S_{MIN}} \text{-----} 100 \text{ cm}$$

$$.71 \text{ cm}^2 \text{-----} 20 \text{ cm}$$

$$A_{S_{MIN}} = 3.55 \text{ cm}^2$$

Momento resistente de acero mínimo:

$$M_{ASMIN} = \phi [As \cdot Fy (d - (As \cdot Fy / 1.7 Fc \cdot b))]$$

$$M_{ASMIN} = 0.9 [3.55(2810)(7.5 - \frac{3.55(2810)}{1.7(210)(100)})] = 64,825.95 \text{ kg.cm.}$$

Como no hay ningún momento que sea mayor que éste, entonces se utiliza el área de acero mínima.

As → M(-) mayor

$$\frac{As^2(2810)^2}{1.7(210)(100)} - As(2810)(7.5) + \frac{M}{.9} = 0$$

$$As^2(221.18) - AS(21075) + M/.9 = 0$$

TABLA XI. Áreas de acero requeridas en losa del tanque de distribución

Momentos kg.m	Momentos kg.cm	M/.9 kg.cm/.9	As(cm²)	Asmin(cm²)	S(cm)
-153.58	15,358	17,064.44	.82	3.55	20
+460.73	46,073	51192.22	2.49	3.55	20
-153.58	15,358	17,064.44	.82	3.55	20

Espaciamiento Varrilla no. 3 A = .71 cm²

$$3.55 \text{ cm}^2 \text{-----} 100 \text{ cm}$$

$$.71 \text{ cm}^2 \text{-----} S$$

S=20cm

No. 3 a cada .20m en ambos sentidos

Diseño del muro

El muro se puede construir de mampostería de piedra, concreto ciclópeo, concreto reforzado y de acero; en este caso, se optó por utilizar el material predominante en la comunidad, como es la piedra, por lo que éste se construirá de concreto ciclópeo.

Para evitar la excesiva excavación para la construcción del tanque, se determinó diseñar un tanque semi enterrado, cuya condición crítica se da cuando el tanque se encuentra completamente lleno.

El diseño del tanque consiste en verificar que las presiones que se ejercen, sobre las paredes del tanque y sobre el suelo, no afectarán la estabilidad del tanque.

El muro tendrá una altura de 1.75 m.

Datos:

Peso específico de suelo (δs) = 1,400 kg/m³

Peso específico del concreto (δc) = 2,400 kg/m³

Peso específico del concreto ciclópeo, (δcc) = 2,500 kg/m³

Angulo de fricción $\phi = 28^\circ$

Valor soporte del suelo = 15,000 kg/m²

Carga uniformemente distribuida (W):

$$W_{\text{losa}} = 2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 10\text{m} = 240\text{Kg/m}$$

$$W_{\text{viga de apoyo}} = \delta c \cdot b \cdot h = 2,400 \cdot 0.20 \cdot 0.15 = 72 \text{ kg/m}$$

$$W = 240 + 72 = 312 \text{ kg/m}$$

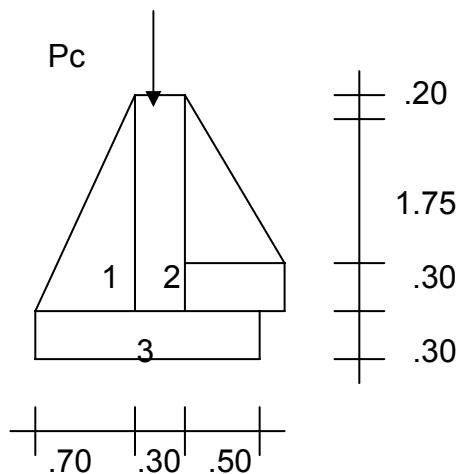
Considerando W como carga puntual (Pc)

$$Pc = 312 \text{ Kg/m} \cdot 1 \text{ m} = 312 \text{ kg}$$

Entonces el momento que ejerce la carga puntual (Mc) es:

$$Mc = 312 \text{ kg} \cdot (1/2 \cdot 0.30 \cdot +0.7) \text{ m.} = 265.20 \text{ kg. m.}$$

FIGURA 22. Dimensiones y cargas del muro del tanque de Chiquival Viejo.



Fuerza activa (Fa):

$$Fa = \delta_{\text{agua}} \cdot H^2 / 2$$

$$F_a = 1000 \text{ kg/m}^3 * (1.75 \text{ m})^2/2$$

$$F_a = 1531.25 \text{ kg/m}$$

Momento de volteo respecto de 0:

$$M_{act} = F_a * H/3$$

$$M_{act} = 1531.25 \text{ Kg/m} * (1.75\text{m}/3 + 0.6\text{m})$$

$$M_{act} = 1,811.98 \text{ Kg.m/m}$$

TABLA XII. Determinación de momentos en el muro del tanque

Sección	$\delta c c * A(\text{Kg.m})$	Brazo(m)	MR(KG.m/m)
1	$2500 * .5 * .7 * 2.25 = 1968.75$	$2/3 * .7 = .47$	925.31
2	$2500 * .3 * 2.25 = 1687.5$	$.3/2 + .7 = .85$	1434.38
3	$2500 * .3 * 1.5 = 1125$	$1/2 * 1.5 = .75$	843.75
$\Sigma W_R = 4781.25$			$\Sigma M_R = 3203.44$

$$\text{Carga total } (W_T) = P_c + W_R$$

$$W_T = 312 + 4,781.25 = 5093.25 \text{ kg/m}$$

Momento producido por la carga muerta

$$M_c = 0.85 \text{ m} * 312 \text{ kg} = 265.20 \text{ kg.m}$$

Verificación de la estabilidad contra volteo $F_{sv} > 1.5$:

$$F_s = \frac{MR + MC}{WT} = \frac{3203.44 + 265.2}{1811.98} = 1.91$$

$$\frac{MR + MC}{WT} = \frac{3203.44 + 265.2}{1811.98}$$

$$F_{sv} = 1.91 > 1.5 \text{ ok}$$

Verificación de la estabilidad contra deslizamiento $F_{s\delta} > 1.5$:

$F\delta = WT * \text{Coef de fricción.}$

$$F\delta = 5093.25 * 0.9 \tan 28^\circ = 2437.32$$

$$F_s\delta = \frac{F\delta}{F_a} = \frac{2437.32}{1532.25} = 1.59$$

$$F_a = 1532.25$$

$$F_s\delta = 1.59 > 1.5 \text{ ok}$$

Verificación de la presión máxima bajo la base del muro $P_{max} < V_s$,
donde la excentricidad $(Ex) = \text{Base}/2 - a$

$$a = \frac{MR + Mc - Mact}{WT} \Rightarrow a = \frac{3203.44 + 265.20 - 1811.98}{5093.25} = .33\text{m}$$

$$Ex = \frac{\text{Base}}{2} - a \quad \Rightarrow Ex = (1.5/2) - 0.33 = 0.42\text{m}$$

$$Ex = 0.42$$

Longitud en la base del muro "A", donde actúa la presión positiva(+)

$$A = 3 * a > B_m$$

$$A = 3(.33) = .98 < B_m$$

$$.98 < 1.5$$

Debajo del muro, existen presiones negativas.

Módulo de sección (S_x) :

$$S_x = 1/6 * \text{Base}^2 * \text{Long.} = 1/6(1.5 \text{ m})^2 * 1 \text{ m} = 0.38 \text{ m}^3$$

Presión Máxima P_{max}

$$P_{max} = (WT/A) + (WT * Ex/S_x) = \frac{45093.25}{1.5} + \frac{5093.25 * 0.42}{.38\text{m}^3} = 9024.88\text{Kg/m}^2$$

$$P_{\max}=9024.88\text{Kg}/\text{m}^2 < 15,000\text{ Kg}/\text{m}^2 \text{ ok}$$

Diseño de paso aéreo de 10 metros

Esta estructura se utiliza para salvar grandes depresiones de terreno, o donde es imposible enterrar o revestir la tubería, quedando expuestas a la intemperie.

Para el proyecto de Chiquival Viejo, se utilizaron cuatro pasos aéreos; de las longitudes siguientes, tres de 20 metros cada uno y uno de 10 metros; éste último se ubica entre las estaciones E-90 y E-91' y se compone de dos tubos HG, soportados por cable galvanizado, sujeto a dos columnas de concreto reforzado, con sus respectivos anclajes de concreto ciclópeo.

Diámetro de tuberías = 1"

Longitud = 10 metros = 32.81 pies

Cargas verticales: Carga muerta (CM'):

CM' = Peso de tubería + peso de agua

W tubería ϕ 1" = 1.68 lb/pie + accesorios = 2.20 lb/pie

Peso del agua,

$$\text{Vol} = \pi(1/2\text{plg})^2 * 12\text{plg} = 9.42\text{plg}^3$$

$$\text{W agua} = 9.42\text{plg}^3 * 1/61.02\text{plg}^3 * 1\text{Kg}/1\text{lt} * 2.2\text{lb}/1\text{Kg} = .34\text{lb}/\text{pie}$$

$$\text{CM}' = 2.20 + 0.34 = 2.54\text{ lb}/\text{pie}$$

Carga viva (CV)

Aunque se recomienda proteger la tubería con alambre espigado, se asumirá que ésta podría ser utilizada por alguna persona, para pasar de un extremo a otro, por lo que se distribuirá el peso promedio de una persona a lo largo de cada tubo.

$$CV = 150 \text{ lb} / 20 \text{ pies} = 7.5 \text{ lb/pie}$$

La carga horizontal crítica en este tipo de estructuras, es la provocada por el viento. Para esto, se asumirá una velocidad del viento crítico de 70 Km/H, la cual desarrolla una presión de 20 lb/pie².

$$W_v = \text{Diámetro de tubería} * \text{Presión de viento}$$

$$W_v = 1'' * 1 \text{ pie} / 12'' * 20 \text{ lb/pie}^2 = 1.67 \text{ lb/pie}$$

Integración de cargas

Según el reglamento de la ACI 318-83, cuando existen cargas de viento, la carga última está dada por:

$$U' = 0.75 (1.4 CM' + 1.7 CV + 1.7 W_v)$$

$$U' = 0.75 (1.4 * 2.54 + 1.7 * 7.5 + 1.7 * 1.67) = 14.34 \text{ lb /pie.}$$

U' no debe ser menor de 1.4 CM' + 1.7 CV

$$1.4 * 2.54 + 1.7 * 7.5 = 16.31 \text{ lb/pie}$$

$$U' = 14.34 < 16.31$$

Debido a que no cumple, se contemplará la carga mas critica para U', entonces:

$$U' = 16.31 \text{ lb/pie}$$

Tensión del cable

De acuerdo con el Wire Rope Hand Book 1963, sección 3:

$$TH = (U' \cdot L^2) / (8 \cdot d)$$

Donde:

$$T = TH \cdot (1 + (16 \cdot d^2) / L^2)^{1/2}$$

U' = Carga última

$$TV = (T^2 - TH^2)^{1/2}$$

L = Luz

TH = Tensión horizontal

d = Flecha

T = Tensión máxima

TV = Tensión vertical

Para determinar la flecha (d) en pasos aéreos y puentes colgantes, el Dr. D. B. Steinman recomienda una relación económica entre flecha y luz de L/9 a L/12, sin embargo, en pasos aéreos regularmente da como resultado columnas (torres de soporte) muy esbeltas, por lo que se determinará la flecha cumpliendo con las condiciones de esbeltez $2 \cdot Lu/r < 22$, según lo establecido en el reglamento de la ACI 398-83, y se considera además, que la separación entre el cable y el tubo es mayor de 40 cm.

$$2 \cdot lu = 2(d + .4)$$

$$r = ((B^4 / 12) / B^2)^{1/2}$$

Partiendo de $d = L/12 = 10/12 = 0.83$ m, entonces:

TABLA XIII. Relaciones para calcular la flecha en puentes colgantes

W(lb/pie)	L(pie)	d(m)	d(pie)	TH	T	TV	Esbeltez
16.31	32.81	.85	2.79	786.63	830.89	267.57	50*50

16.31	32.81	.75	2.46	892.16	931.42	267.57	40*40
16.31	32.81	.50	1.64	1338.24	1364.73	267.57	30*30

Para resistir la tensión 931.42, bastaría utilizar cable de ¼" = 3,600 lb de resistencia, sin embargo, por recomendaciones dictadas en la sección 3.8 de la tesis del Ing. Francisco Bourgues Reinoso, el cable por emplearse es el de 3/8" que resiste 12,600 Lbs de tensión, cuyo peso es de 0.22 lb/pie, al integrar el peso del cable a la carga muerta entonces:

$$CM = CM^* + W_{\text{cable}} = 2.54 + 0.22 = 2.76 \text{ lb/pie}$$

Mientras que la carga última será

$$U = 1.4 * 2.76 * + 1.7 * 7.5 = 16.61 \text{ lb/pie}$$

$$TH = (16.61 * 32.81^2) / (8 * 7.5) = 2980.10 \text{ lb}$$

$$T = 2980.1 * (1 + (16 * 0.75^2 / 32.81^2))^{1/2} = 2992.53 \text{ lb}$$

$$TV = (2992.53^2 - 2980.10^2)^{1/2} = 272.49 \text{ lb}$$

Péndolas

La carga de tensión (Q), soportada por cada péndola está dada por $Q = U * S$, donde :

U = carga última y S es la separación entre péndolas, entonces:

$$Q = 16.61 \text{ Lb/pie} * 5.58 \text{ pies} = 92.68 \text{ lb}$$

Para las péndolas, se empleará cable de ¼" de diámetro, de 6 * 19 hilos, cuya resistencia a ruptura es de 3,600 lb

De acuerdo con el Wire Rope Hand Book, sección 3, la longitud de péndolas, se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$Y = (U * X * (L-X)) / (2 * TH)$$

Donde:

U = Carga última en kg/m

X = Separación de la péndola, respecto de la torre de soporte más cercana m

L = Luz del paso aéreo en metros

TH = Tensión horizontal en Kg.

$$Y = \frac{(25.17 * 1.75 * (10.3 - 1.75))}{(2 * 1,351.75)} = 0.14 \text{ m}$$

Longitud de péndola = 0.9 - 0.14 = 0.76 m.

A esta longitud se le deberá agregar un 15% por ataduras y dobleces, entonces la longitud final será de 0.93, pero por dimensionamiento se utiliza 1 metro.

Torres de soporte

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

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

$$I = \text{Momento de inercia} = b * h^3 / 12$$

$$r = \text{radio de giro} = (I/A)^{1/2}$$

Lu = longitud libre de columna

Longitud total de la columna = 0.75 + 0.40 + 1 = 2.15 mts.

Verificación por esbeltez

$$2 * lu/r \leq 22$$

$$r = 1 \left[\frac{(0.40^4/12)}{(0.40^2)} \right]^{1/2} = 0.12$$

$$2(0.75 + 0.40) / 0.12 = 19.17 < 22 \text{ ok}$$

Para encontrar la carga crítica en una columna con un extremo empotrado y el otro libre, se utiliza la siguiente expresión dada por Euler

$$P_{cr} = \frac{(2EI)}{(2LI)^2}$$

Donde: $I = bh^3/12$ y $E = 15,000 F'c^{1/2}$

$$P_{cr} = \frac{(2 * 15,000 * 210^{1/2}) * (0.40 * 0.40^3/12)}{(2 * 115)^2}$$

$$P_{cr} = 1753210.04 \text{ Kg} = 1753.21 \text{ toneladas}$$

Refuerzo en la columna

Considerando que la columna únicamente trabajará a compresión, bajo carga axial muy pequeña ($T_V = 272.49 \text{ Lb}$), comparada con lo que la columna puede soportar, se usará el criterio de la sección 10.8.4 del reglamento ACI 318-83, que indica que cuando el elemento sujeto a compresión, tiene una sección transversal, mayor que la requerida para las condiciones de carga, se puede emplear con el fin de determinar el refuerzo mínimo, el área efectiva deducida A_g no menor que $1/2$ del área total, por lo tanto:

$$A_{s \text{ MIN}} = 0.01 * 40^2 / 2 = 8 \text{ cm}^2$$

Repartiendo el área de acero en 6 varillas, entonces:

$$4 \text{ No. 5} = 4(2) = 8 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ No. 3} = 2(.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

Se tiene 9.42 cm^2 de área de acero.

La carga última que puede resistir el $A_s = 9.42 \text{ cm}^2$ es:

$$P_U = \phi(0.85F'_c (A_g - A_s) + A_s F_y)$$

$$P_U = \phi(0.85 * 210 (40^2 - 9.42) + 9.42 * 2,810) = 217.27 \text{ toneladas}$$

$$P_{cr} = 2318.62 > 217.27 \text{ ok}$$

El refuerzo transversal en la columna será de No. 2 a 20 cm.

Zapata

Debido a que la carga que soporta la zapata es pequeña, se asumirá el peralte mínimo recomendado por la ACI.

El peralte mínimo encima del refuerzo interior = 15 cm.

El recubrimiento mínimo del refuerzo = 7.5 cm.

$$t = 15 + 7.5 = 22.5 \Rightarrow t = 23 \text{ cm.}$$

$$\delta_c = 2.4 \text{ ton / m}^3$$

$$\delta_{cc} = 2.5 \text{ ton / m}^3$$

$$\delta_s = 1.4 \text{ ton / m}^3$$

Calculando factor de carga última:

$$F_{cu} = U / (C_M + C_V) = 16.61 / (2.76 + 7.5) = 1.62$$

Integración de cargas que soporta la zapata:

$$\text{Tensión vertical} = \quad \quad \quad = 0.12 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso de columna} &= 2.15 \cdot 4^2 \cdot 2.4 &= 0.83 \text{ Ton} \\ \text{Peso del suelo} &= (1 \cdot 8^2 - 4^2) \cdot 1.4 &= 0.67 \text{ Ton} \\ \text{Peso del concreto ciclópeo} &= (.5 \cdot 6 \cdot 3) \cdot 2.5 &= 0.24 \text{ Ton} \\ \text{Peso propio zapata} &= (.8^2 \cdot .23) \cdot 2.4 &= \underline{0.35 \text{ Ton}} \\ & &= 2.2 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$P_z / A_z \leq P_s$$

$$2.2 / 0.80^2 \leq 14 \text{ Ton / m}^2$$

$$3.44 \leq 14 \text{ Ton / m}^2 \text{ ok}$$

Entonces la carga última que soporta la Zapata es de $W_{uz} = P_z \cdot F_{cu}$

$$W_{uz} = 2.2 \cdot 1.62 = 3.56 \text{ Ton / m}^2$$

Verificación de corte simple

$$d. = t - R - \phi/2$$

$$d. = 0.23 - 0.075 - 0.0127/2 = 0.149 \text{ m.}$$

$$V_a < V_c$$

$$V_a = W_{uz} \cdot L_z \cdot (L_z - B - R)$$

$$V_a = 3.56 \cdot 0.80 \cdot (0.80 - 0.40 - 0.075) = 0.93$$

$$V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot F'_c{}^{1/2} \cdot L_z \cdot d$$

$$V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot 210^{1/2} \cdot 80 \cdot 14.9 = 7.78 \text{ Ton}$$

$$0.93 < 7.78 \text{ ok}$$

Verificación del corte punzonante

$$V_a = W_{uz} (A_z - A_p)$$

$$V_a = 3.56 (0.80^2 - (0.40 + 0.149)^2) = 1.21$$

$$V_c = 0.85 * \text{perímetro punzonante} * d * 1.07 * F'_c^{1/2}$$

$$V_c = 0.85 * ((40 + 14.9) * 4) * 14.9 * 1.07 * 210^{1/2} = 43.13 \text{ Ton}$$

$$1.21 < 43.13 \text{ ok}$$

Verificación de la flexión

$$M_u = W_{uz} * B^2 / 2 = 3.56 * 0.40^2 / 2 = 0.28 \text{ Ton m}$$

$$A_s = b d - \left((b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 F'_c} \right)^{1/2} * \frac{0.85 F'_c}{F_y}$$

$$b = 80 \text{ cm}$$

$$d = 14.9 \text{ cm}$$

$$M_u = 280 \text{ Kg.m}$$

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

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

$$A_s = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$P_c = A_s / b d = 0.75 / (100 * 14.9) = 0.00049$$

$$P_{\min} = 0.4 * 14.5 / F_y = 0.4 * 14.5 / 2810 = 0.002$$

$P_c < P_{\min}$ se usa $A_{s\min}$

$$A_{s\min} = 0.002 * 100 * 14.9 = 2.98 \text{ cm}^2$$

Anclaje (de mampostería de piedra)

$$T_H = 2980.10 \text{ Lb} = 1351.75 \text{ Kg} = 1.38 \text{ Ton}$$

$$T = 3041.17 \text{ Lb} = 1382.35 \text{ Kg} = 1.38 \text{ Ton}$$

$$TV = 276.88 \text{ Lb} = 125.85 \text{ Kg} = 0.12 \text{ Ton}$$

$$Kp = 1/3, Ka = 3$$

$$W = h^3 * \delta \text{ cc} = 2.5h^3$$

$$E = Ka * \delta s * h^3 / 2 = 3 * 1.4h^3 / 2 = 2.1h^3$$

Verificación contra volteo

$$\frac{\Sigma \text{momentos resistentes}}{\Sigma \text{momentos actuantes}} \geq 1.5 \Rightarrow \Sigma MR = 1.5 \Sigma MA$$

Σ momentos actuantes

$$E (h/3) + W (h/2) = 1.5 ((TV * h/2) + (TH/h))$$

$$2.1h^3 (h/3) + 2.5h^3 (h/2) = 1.5 ((0.12(h/2) + 1.35h))$$

$$1.95 h^4 = 2.12h$$

$$h = 1.03 = 1.05$$

Verificación contra deslizamiento

$$F = u (W - TV) = 0.5 (2.5 * 1.05^3 - 0.12) = 1.39$$

$$E = 1.39 h^3 = 1.39 * 1.05^3 = 1.61$$

$$\frac{E + F}{TH} > 1.5 \quad \frac{1.61 + 1.39}{1.35} = 2.22 > 1.5 \text{ ok.}$$

$$TH = 1.35$$

Entonces las dimensiones del anclaje serán de 1.05 m * 1.05 m

Caja de válvulas

Antes de seleccionar las válvulas, se deben considerar los siguientes factores: tipo de válvula, materiales de construcción, capacidad de presión y temperatura, costo y disponibilidad, la caja de válvulas se colocará al principio de la red de distribución o en los lugares donde se considere necesario.

Válvula de aire

El objetivo de esta válvula es extraer el aire que se va acumulando dentro de la tubería; debe colocarse en la línea de conducción después de una

depresión y en la parte más alta donde el diseño hidráulico lo indique. La válvula será de bronce y adaptada para tubería y accesorios de PVC, protegida con una caja de mampostería y tapadera de concreto reforzado.

Se colocaron válvulas de aire en las siguientes estaciones: E-14, E-32, E-39, E-55, E-79, E-96, E-101, E-112, E-120 y E-170.

Válvula de limpieza

En un sistema de conducción de agua, siempre se considerarán dispositivos que permitan la descarga de sedimentos acumulados; éstas se deben colocar en los puntos más bajos.

Se colocaron en las siguientes estaciones: E-9, E-29, E-50, E-73, E-88, E-99 y E-119,

Válvula de compuerta

Son las válvulas de aislamiento de mayor uso en los sistemas de distribución, principalmente por su costo, disponibilidad y baja pérdida de carga cuando están abiertas totalmente.

Tienen un valor limitado como válvulas de control, por el desgaste del asiento y la desviación, y mucho uso del disco de la compuerta, aguas abajo. Además el área abierta y el volumen de circulación por la válvula no son proporcionales al porcentaje de apertura de la válvula, en apertura parcial. La corrosión, la acumulación de sólidos, la formación de tubérculos, las grandes diferencias de presión y la expansión térmica, provocan dificultades para abrir las válvulas de compuerta normalmente cerradas, o al cerrar las válvulas de compuerta normalmente abiertas. La inspección y operación periódica de las válvulas que funcionan con poca frecuencia evitan muchas dificultades en su

operación. Se colocó este tipo de válvulas en las captaciones, caja reunidora de caudales, caja rompedora de presión y tanque de distribución.

2.2.2.4. Presupuesto

El presupuesto se integró aplicando los mismos criterios, que para el caso del edificio.

RESUMEN DEL PRESUPUESTO POR RENGLONES

**PROYECTO: INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE, ALDEA CHIQUIVAL VIEJO
SAN CARLOS SIJA, QUETZALTENANGO**

TABLA XIV Resumen del Presupuesto por Renglones

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	MANO OBRA CALIFICADA	MANO OBRA NO CALIFICADA	TOTAL MANO OBRA	TOTAL MATERIALES	TRANSPORTE MATERIALES	TOTAL
1	Captación + contracuneta	Unidad	5.00	2,000.00	400.00	2,400.00	3,929.48	2,500.00	24,547.40
2	Caja reunidora de caudales	Unidad	1.00	1,000.00	200.00	1,200.00	3,138.62	250.00	4,588.62
3	Línea de conducción	M.I	5,676.00	56,760.00	6,000.00	62,760.00	118,003.65	1,000.00	181,763.65
4	Red de distribución + topografía	M.I	6,516.00	65,160.00	8,000.00	73,160.00	50,181.00	1,400.00	124,741.00
5	Tanque de distribución 35 m3	Unidad	1.00	10,125.00	5,000.00	15,125.00	27,476.25	3,500.00	46,101.25
6	Caja de válvula de limpieza	Unidad	7.00	1,000.00	200.00	1,200.00	1,326.80	300.00	10,787.60
7	Caja de válvula de aire	Unidad	10.00	900.00	180.00	1,080.00	1,139.91	300.00	12,779.10
8	Paso aéreo 10 mts	Unidad	1.00	1,750.00	250.00	2,000.00	4,219.49	400.00	6,619.49
9	Paso aéreo 20 mts	Unidad	3.00	2,500.00	500.00	3,000.00	5,303.59	800.00	19,710.77
10	Caja rompedresión	Unidad	11.00	1,000.00	200.00	1,200.00	2,836.18	300.00	32,697.98
11	Conexiones prediales	Unidad	62.00	3,720.00	1,000.00	4,720.00	159.40	100.00	14,702.80
				145,915.00	21,930.00	167,845.00	217,714.37	10,850.00	479,039.66

2.2.2.5. Planos

Los planos elaborados, para el proyecto de introducción de agua potable, son los siguientes:

Plano de la planta general agua, Aldea Chiquival Viejo

Plano de línea de conducción de E-0 a E-48

Plano de línea de conducción de E-48 a E-80

Plano de línea de conducción de E-81 a E-34

Plano de línea de conducción de E-131 a E-48

Plano de línea de distribución de E-80 a E-191

Plano de línea de distribución de E-80 a E-237

Plano de línea de distribución de E-218 a E-261

Plano de pasos aéreos, Aldea Chiquival Viejo

Plano de caja de válvulas

Plano de captación

Plano de conexiones domiciliarias

Plano de caja rompe presión

Plano uno de tanque de distribución

Plano dos de tanque de distribución

Éstos se presentan en el apéndice 2.

CONCLUSIONES

1. Los diseños realizados cumplen con las expectativas planteadas por Aldeas Nuevo San Antonio y Chiquival Viejo, de San Carlos Sija, por lo que en éstas se plantean soluciones factibles, a los problemas de primer orden que padecen estas comunidades.
2. En el análisis y diseño de una estructura ,se deben considerar criterios de funcionalidad, seguridad, económicos y de comodidad, para garantizarle a los usuarios que la edificación va a proveerles el máximo beneficio en cuanto a su uso.
3. La fase constructiva de una edificación requiere ordenar los diversos componentes de la estructura y planear las actividades que implican el montaje real de ésta. Respecto a esto, todas estas fases deben inspeccionarse cuidadosamente, para garantizar que la misma será construída de acuerdo con los planos de diseño especificados.
4. El estribo, por confinamiento para columnas, le proporciona ductilidad para absorber la energía que se produce por la acción de un sismo sobre la estructura.
5. Para que el proyecto de agua potable sea sostenible, el comité deberá evaluar la posibilidad de incorporar un sistema tarifario, para que no depender de las autoridades municipales.

RECOMENDACIONES

1. A la Municipalidad de San Carlos Sija:
 - a. Se debe garantizar la supervisión técnica, a la hora de la ejecución de los proyectos, para que se cumplan con todas las especificaciones contenidas en los planos.
 - b. Hay que desarrollar un programa de educación en cuanto al uso del agua.
 - c. Es conveniente realizar un estudio tarifario conjuntamente con el comité local, de manera que éste de acuerdo con la capacidad económica de los usuarios del sistema.
 - d. Es necesario garantizar la cloración del sistema de agua potable.
 - e. Se debe hacer conciencia a la población beneficiada sobre el uso racional y adecuado del servicio de agua potable, que garantice la dotación adecuada para toda la población.
 - f. Hay que darle el uso para el cual, fue diseñado dicho centro educativo.

- g. Se debe organizar tanto al sector de maestros, como padres de familia, para proveerle mantenimiento necesario a la edificación.

REFERENCIAS

1

Paola Anaitee Paredes Ruiz, Guía Teórica y Práctica del Curso de Diseño Estructural (Guatemala:1996) p 15-37

2

Paola Anaitee Paredes Ruiz, Guía Teórica y Práctica del Curso de Diseño Estructural (Guatemala:1996) p 39-49

3

José Daniel Barrios De León, Diseño de un centro educativo en la aldea Chiul, municipio de Cunén, departamento de El Quiché (Guatemala:2001) p 44

4

Paola Anaitee Paredes Ruiz, Guía Teórica y Práctica del Curso de Diseño Estructural (Guatemala:1996) p 53-54

5

José Daniel Barrios De León, Diseño de un centro educativo en la aldea Chiul, municipio de Cunén, departamento de El Quiché (Guatemala:2001) p 46-48

6

Losa plana Sección R 13.3.2 **ACI 318-95**, pag 258 $S_{MAX} = 2t$

7

Recubrimiento mínimo **ACI 318-95** sección 7.7 (c), pag. 27

8

Cualquier tipo de losa Sección 10.5.4 **ACI 318-95** Pag. 46 $S_{MAX} = 3t$

9

José Daniel Barrios De León, Diseño de un centro educativo en la aldea Chiul, municipio de Cunén, departamento de El Quiché (Guatemala:2001) p 56-58

10

Reglamento para la Construcción de Concreto estructural **ACI 318-95** Sección 21.3.2 p 116

11

Reglamento para la Construcción de Concreto estructural **ACI 318-95** Sección 21.3.3 p 116

12

Reglamento para la Construcción de Concreto estructural **ACI 318-95** Sección R10.12.1 p 212

13

Reglamento para la Construcción de Concreto estructural **ACI 318-95** Sección R10.12.3 p 49

14

Reglamento para la Construcción de Concreto estructural **ACI 318-95** Sección R10.9 p 47

15 y 16

Los rangos de variación de FDM y FHM, son los recomendados por la **Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales UNEPAR**; las variaciones por número de habitantes fueron tomadas de las normas de estudios y diseños de proyectos de agua y salud II, CARE

BIBLIOGRAFÍA

1. Baldelomar Rivera, Juan Carlos Normas de diseños 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. Tesis Ing. Civil Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1988.
2. Barrios De León, José Daniel Diseño de un centro educativo en la aldea Chiul, municipio de Cunen, departamento de El Quiché. Tesis Ing. Civil Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2001.
3. León Medrano, David Israel Planificación y diseño del sistema de abastecimiento de agua para la aldea Ychwitz Chonó, San Pedro Solomá Huehuetenango. Tesis Ing. Civil Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2001.
4. Paredes Ruiz, Paola Anaité Guia teorica y practica del curso de diseño estructural. Tesis Ing. Civil Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1996.
5. Reglamento para las construcciones de concreto estructural y Comentarios ACI 318-95 y ACI 318R-95

APÉNDICE 1

- GRÁFICA DE DISEÑO DE COLUMNAS
- PLANOS CONSTRUCTIVOS-EDIFICIO
- CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN-EDIFICIO

Tabla XV

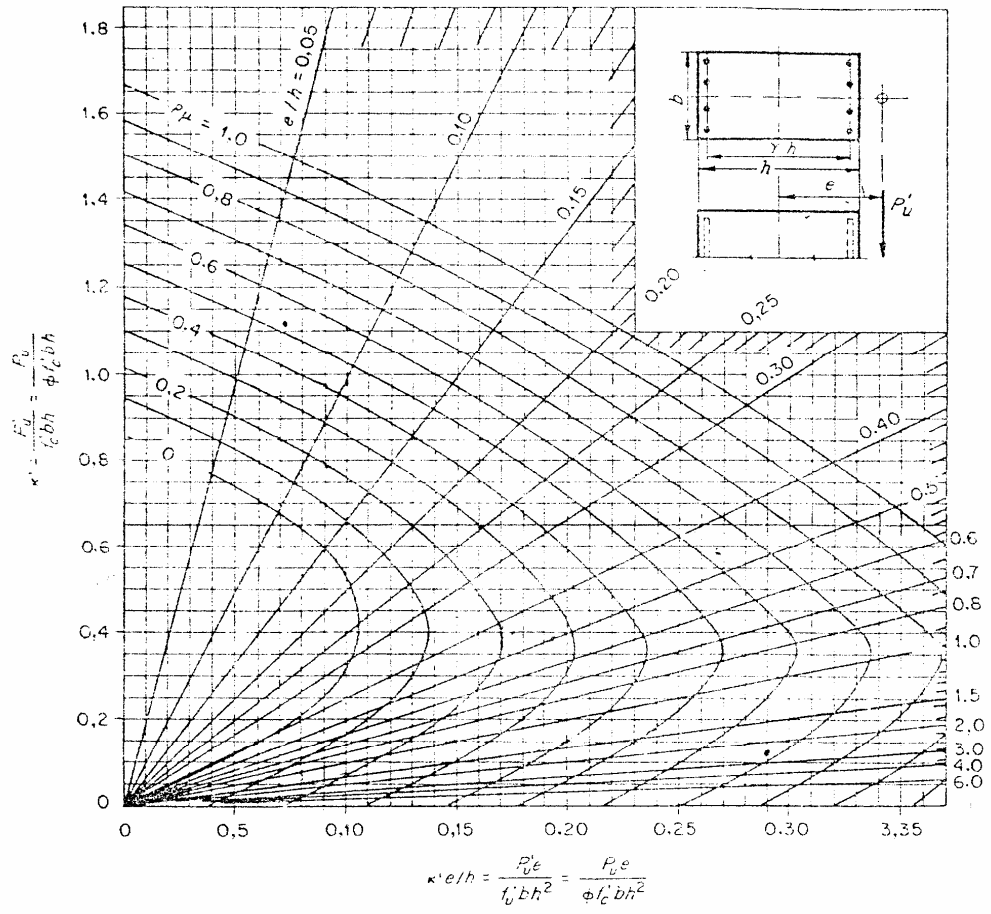


Diagrama de Interacción para columna rectangular

Figura 23. Plano de ubicación edificio

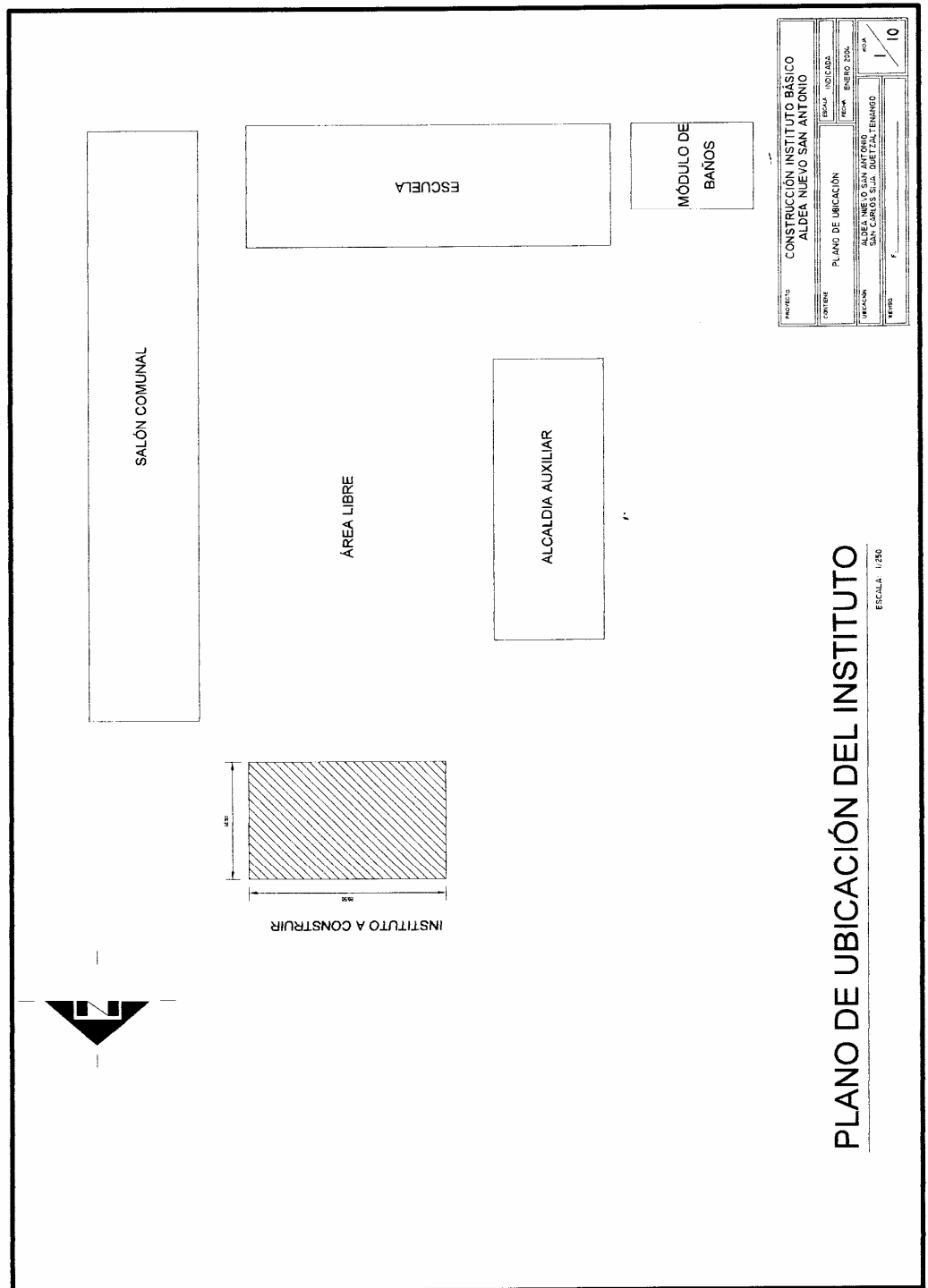


Figura 24. Planta amueblada y acotada edificio

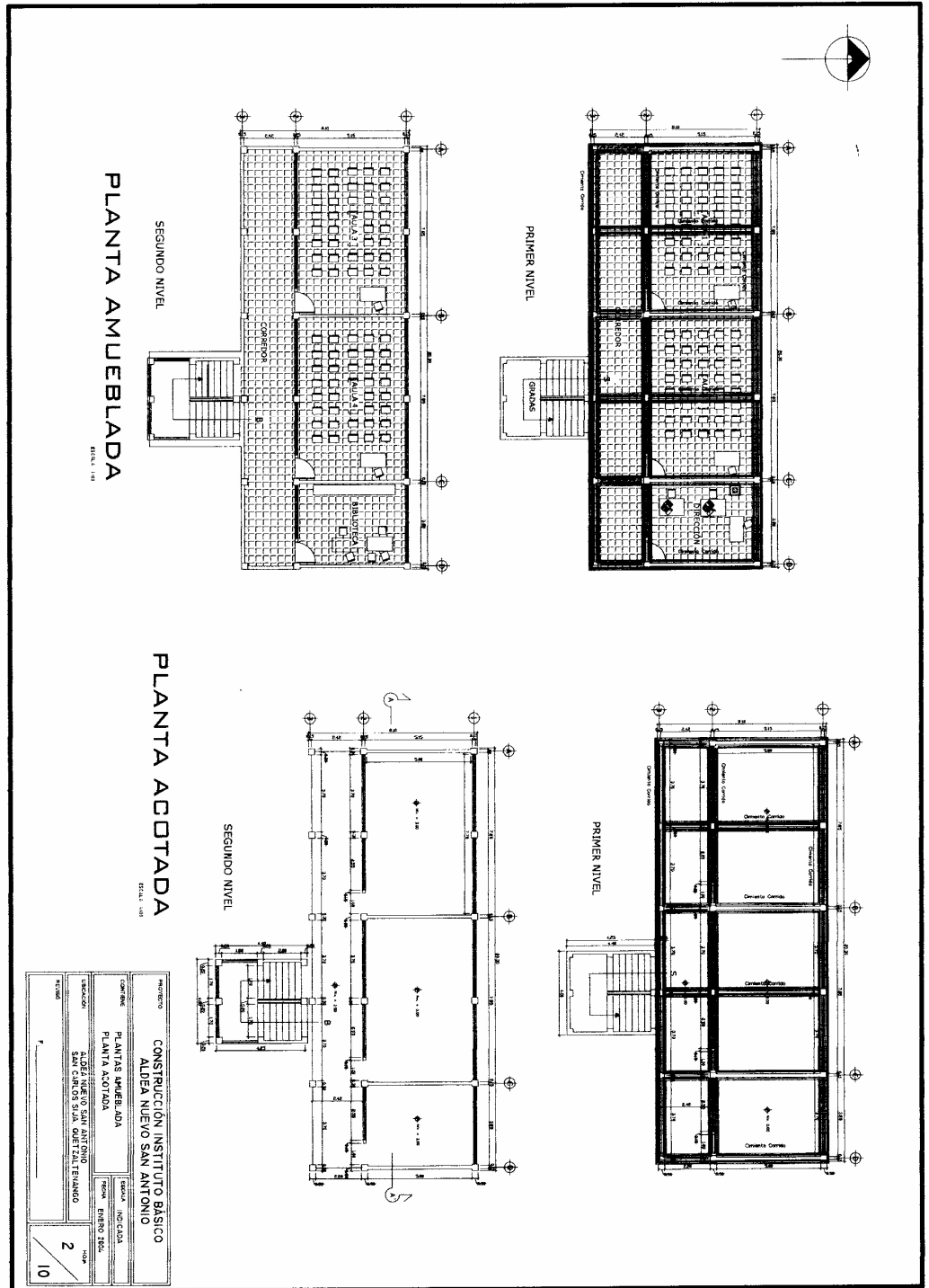


Figura 26. Plano de cimentación y detalle de columna 1.

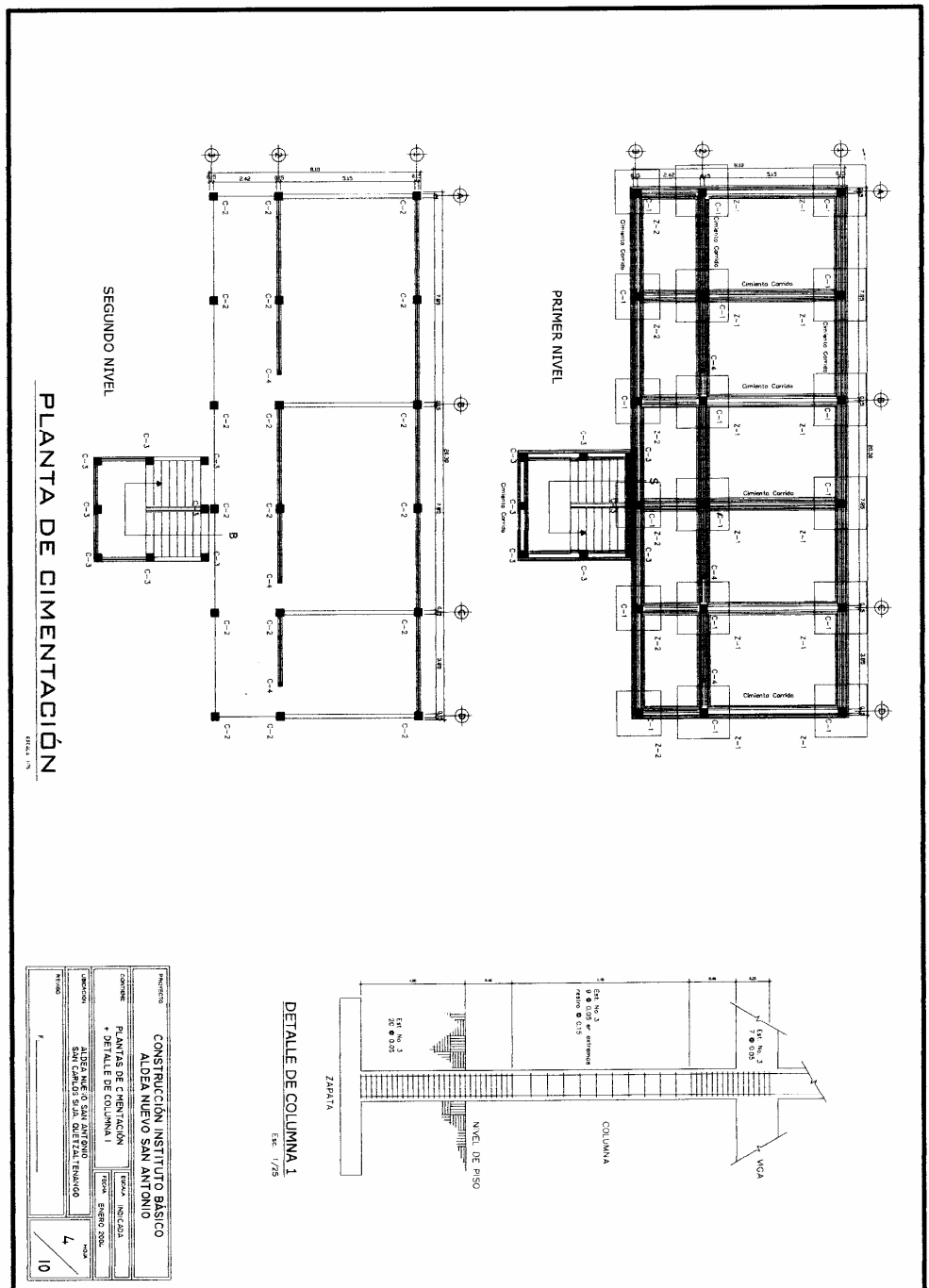


Figura 27. Plano de detalles de cimentación.

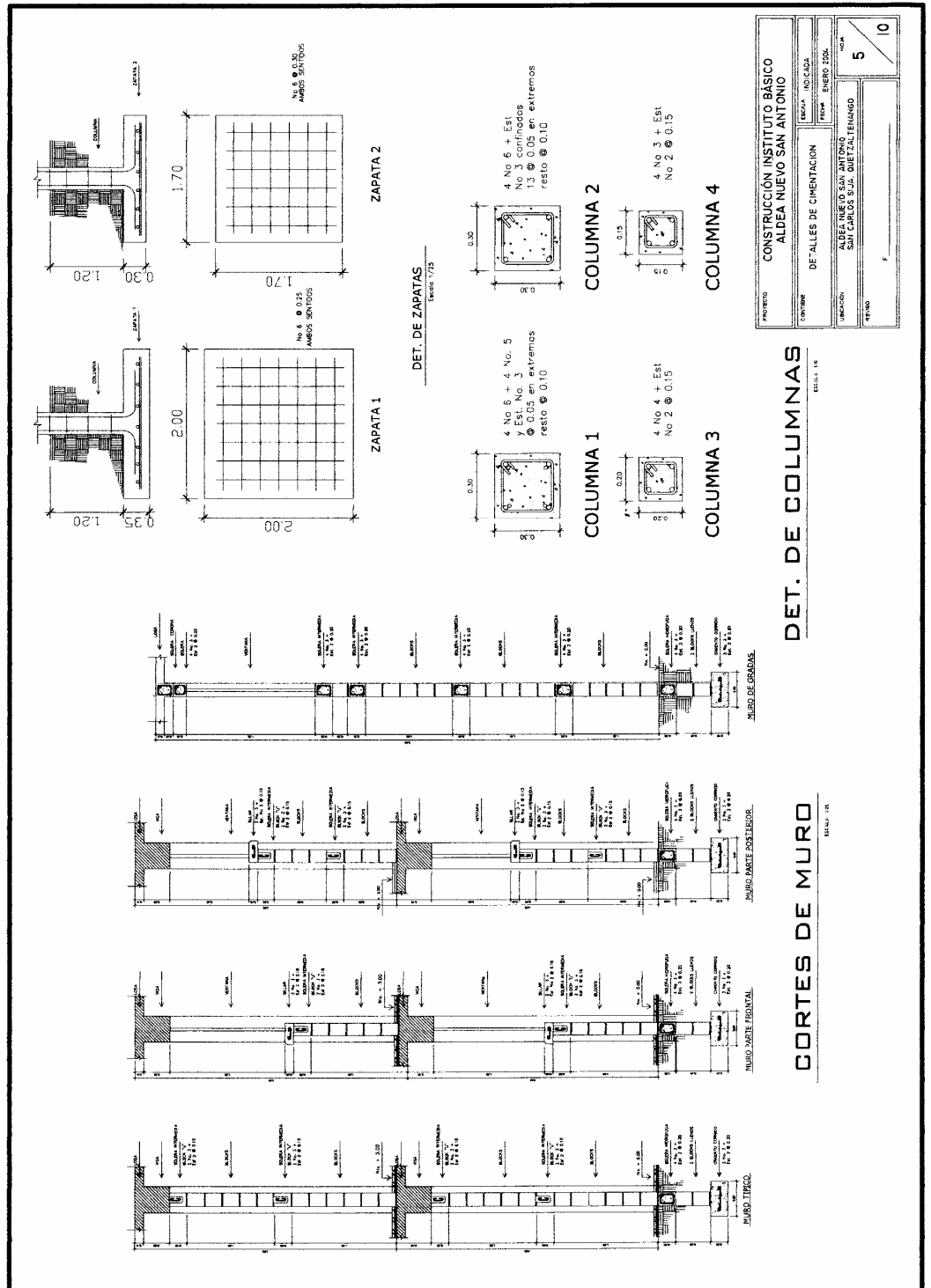


Figura 28. Plano de losa.

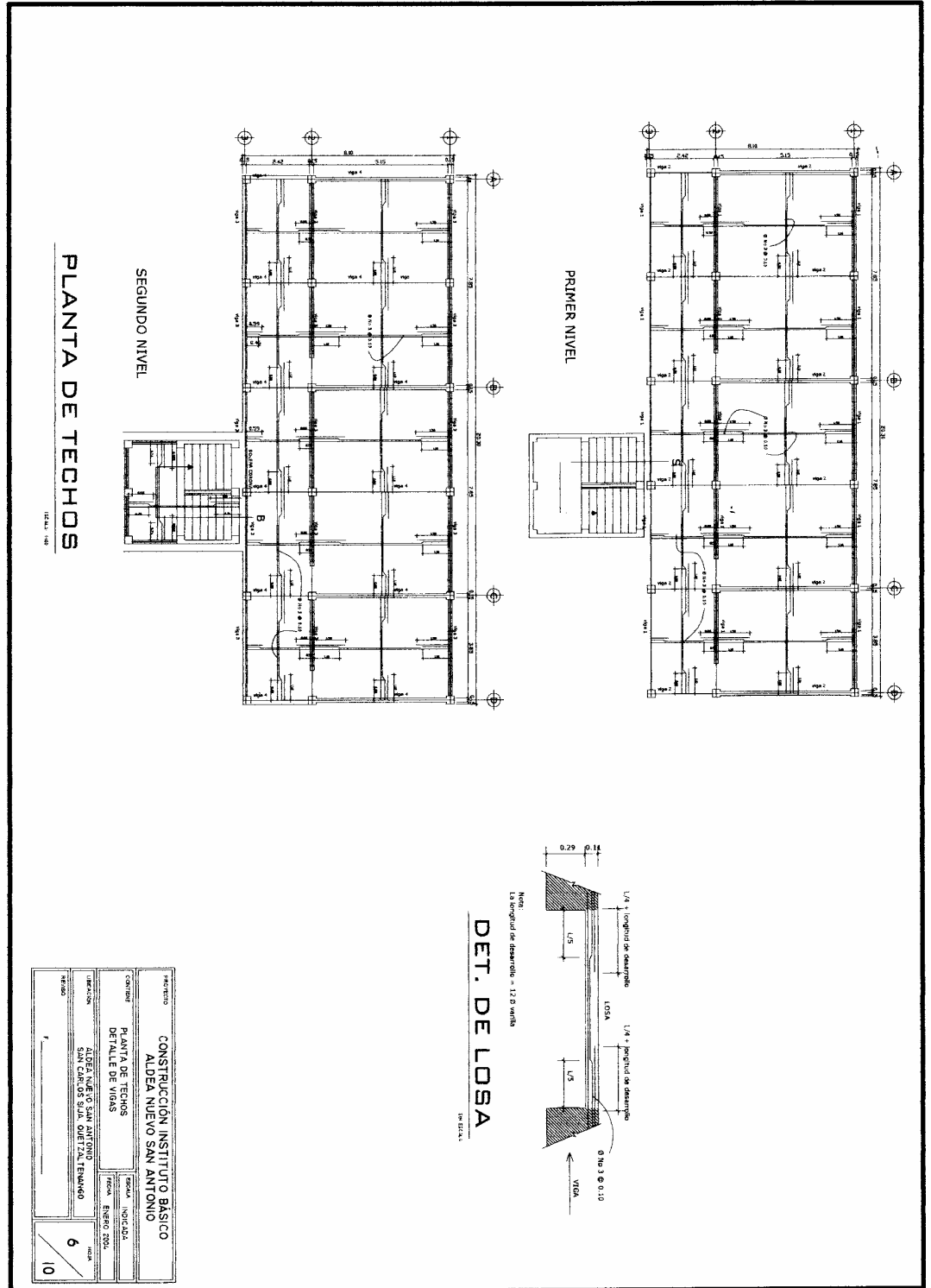
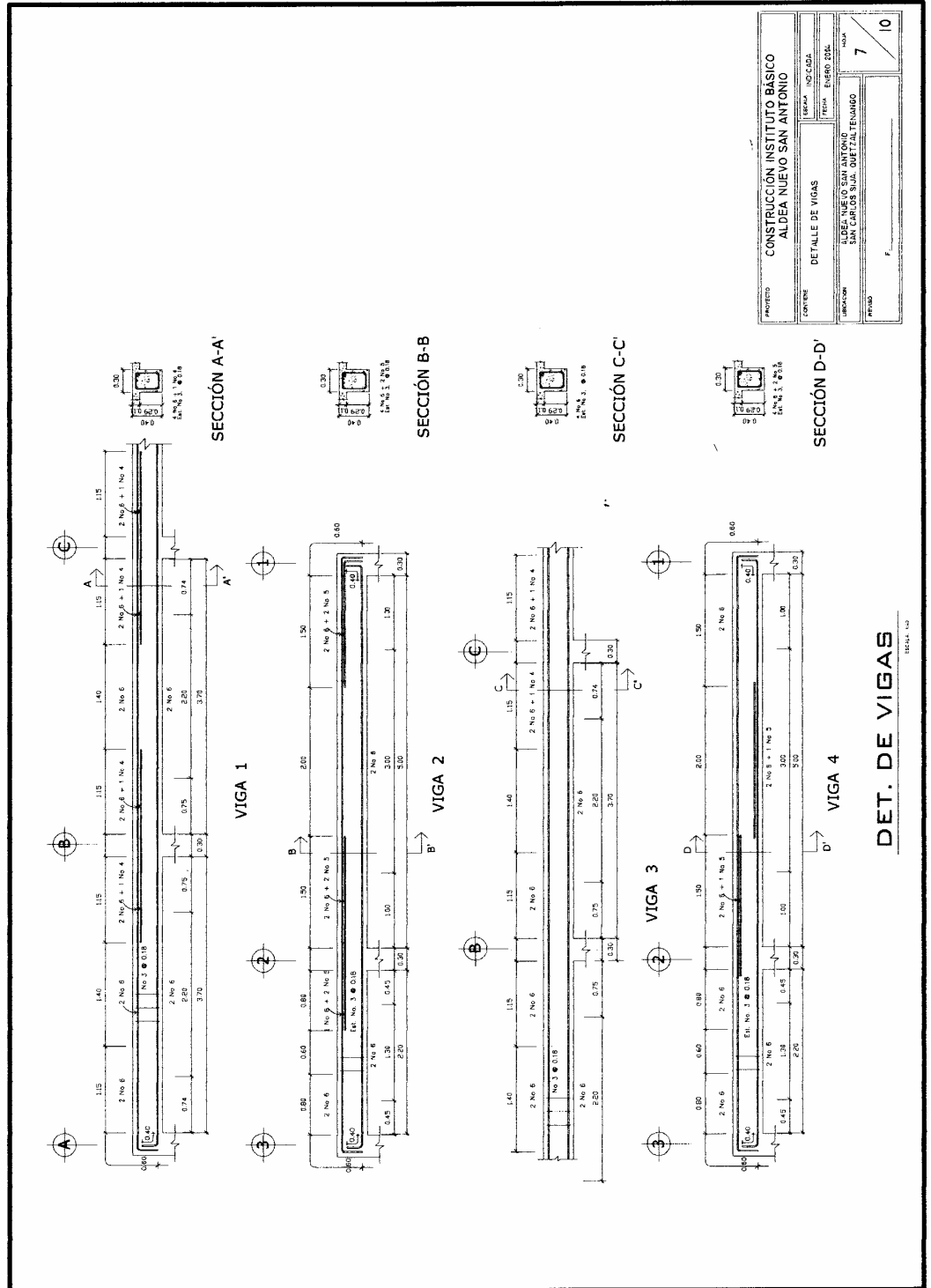


Figura 29. Detalle de vigas.



PROYECTO	CONSTRUCCIÓN INSTITUTO BÁSICO ALDEA NUEVO SAN ANTONIO	ESCALA	NO. C.A.D.A.
CONTENIDO	DETALLE DE VIGAS	FECHA	ENERO 2024
PROYECTANTE	ING. CARLOS ALBERTO TENORIO	NO. DE	7
PROFESOR	F.	HOJA	10

DET. DE VIGAS

Figura 30. Plano de luz y fuerza.

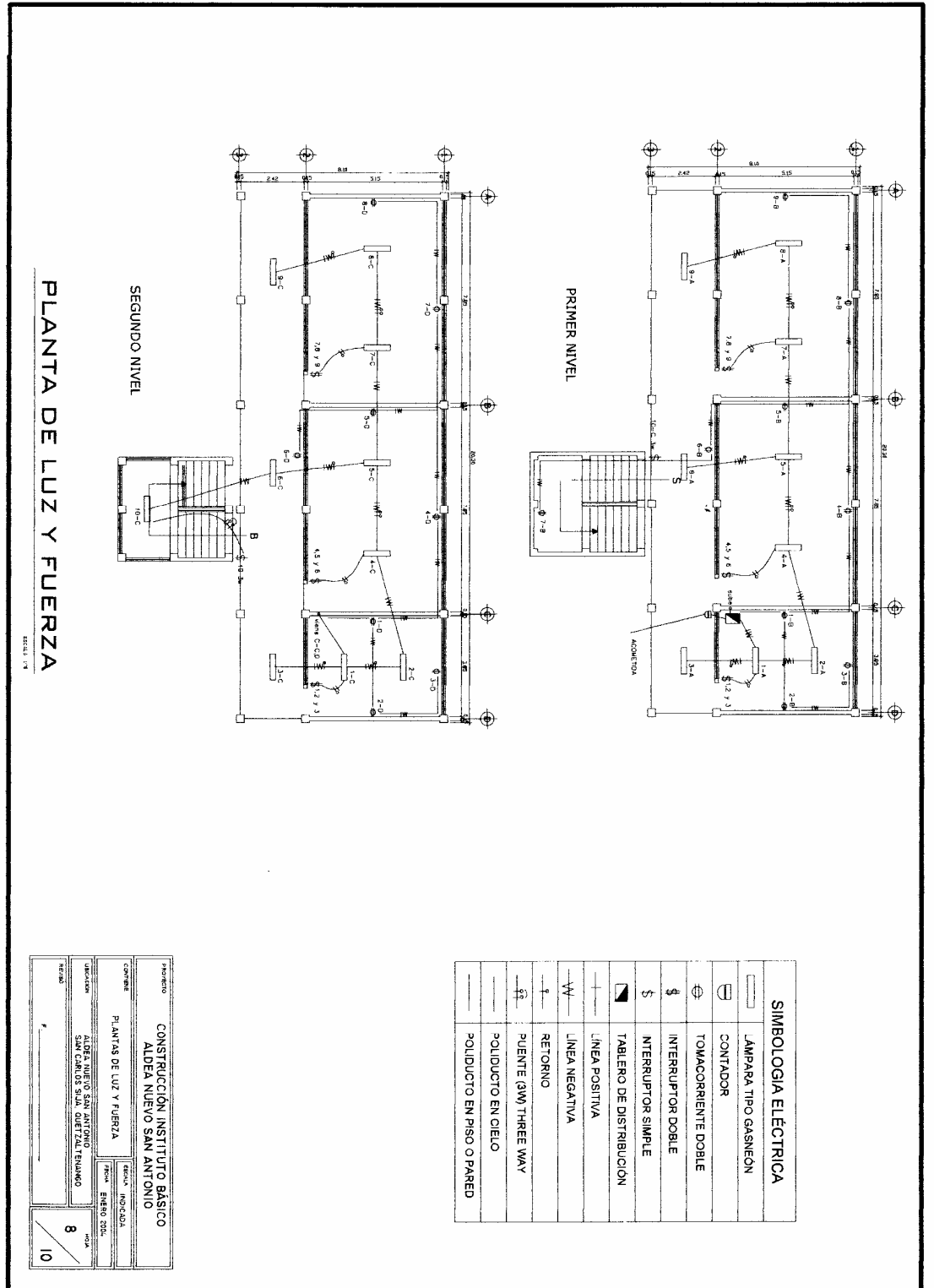


Figura 31. Plano de acabados edificio.

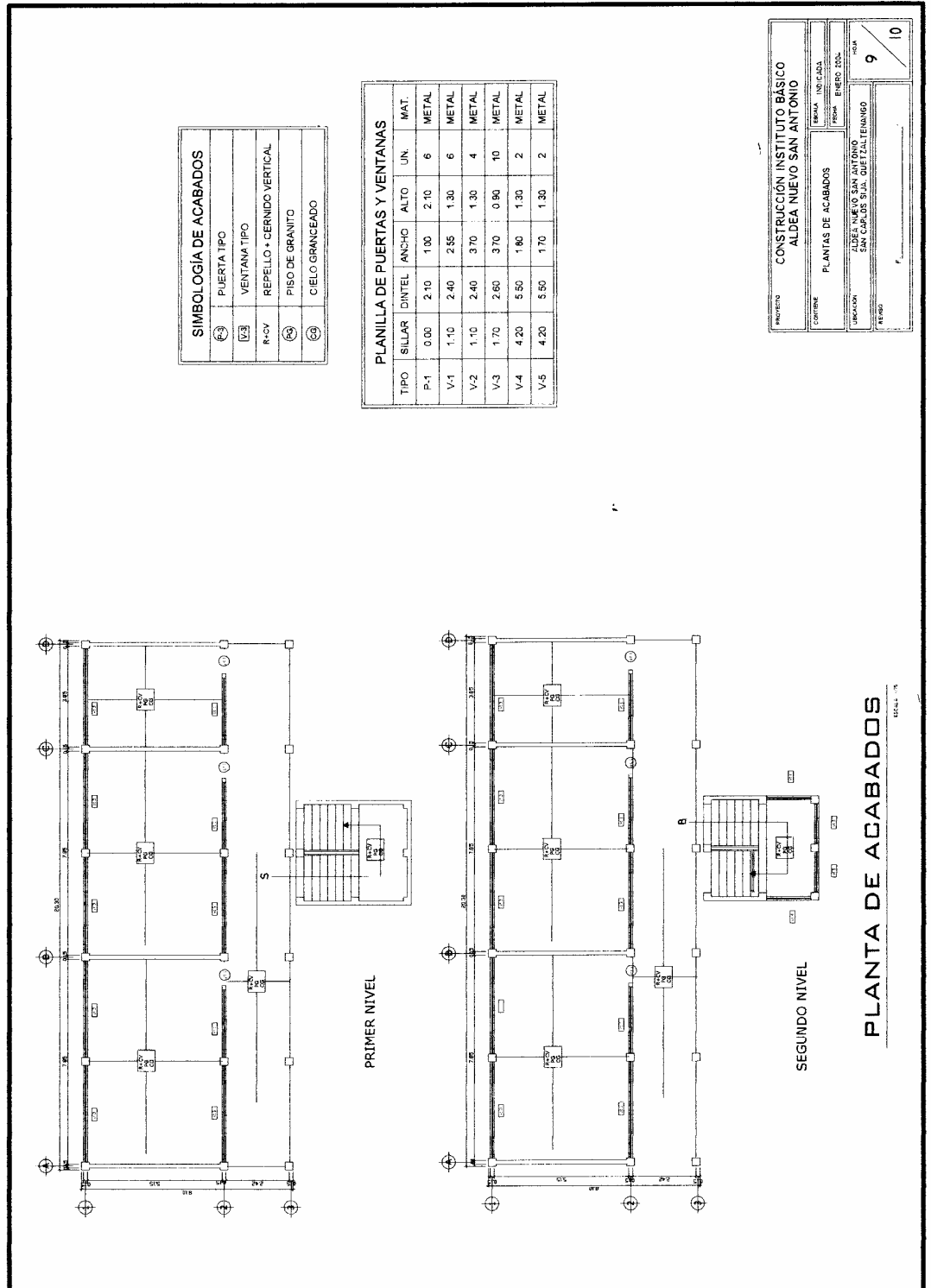
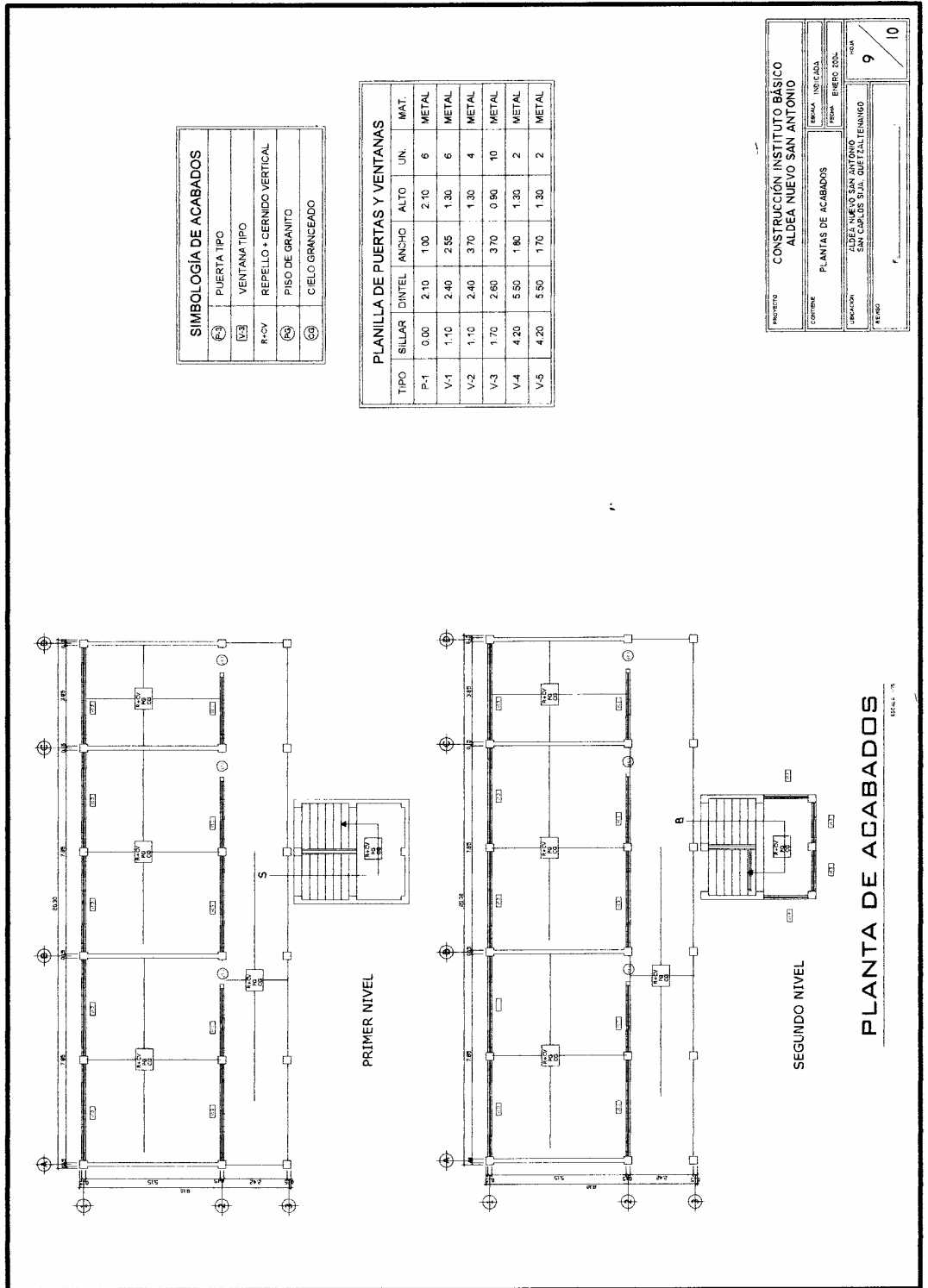


Figura 32. Plano de detalle de gradas.



APÉNDICE 2

- PLANOS DEL PROYECTO DE AGUA POTABLE
- PARÁMETROS DE DISEÑO
- CÁLCULO HIDRÁULICO
- CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN

Figura 33. Plano de la planta general agua.

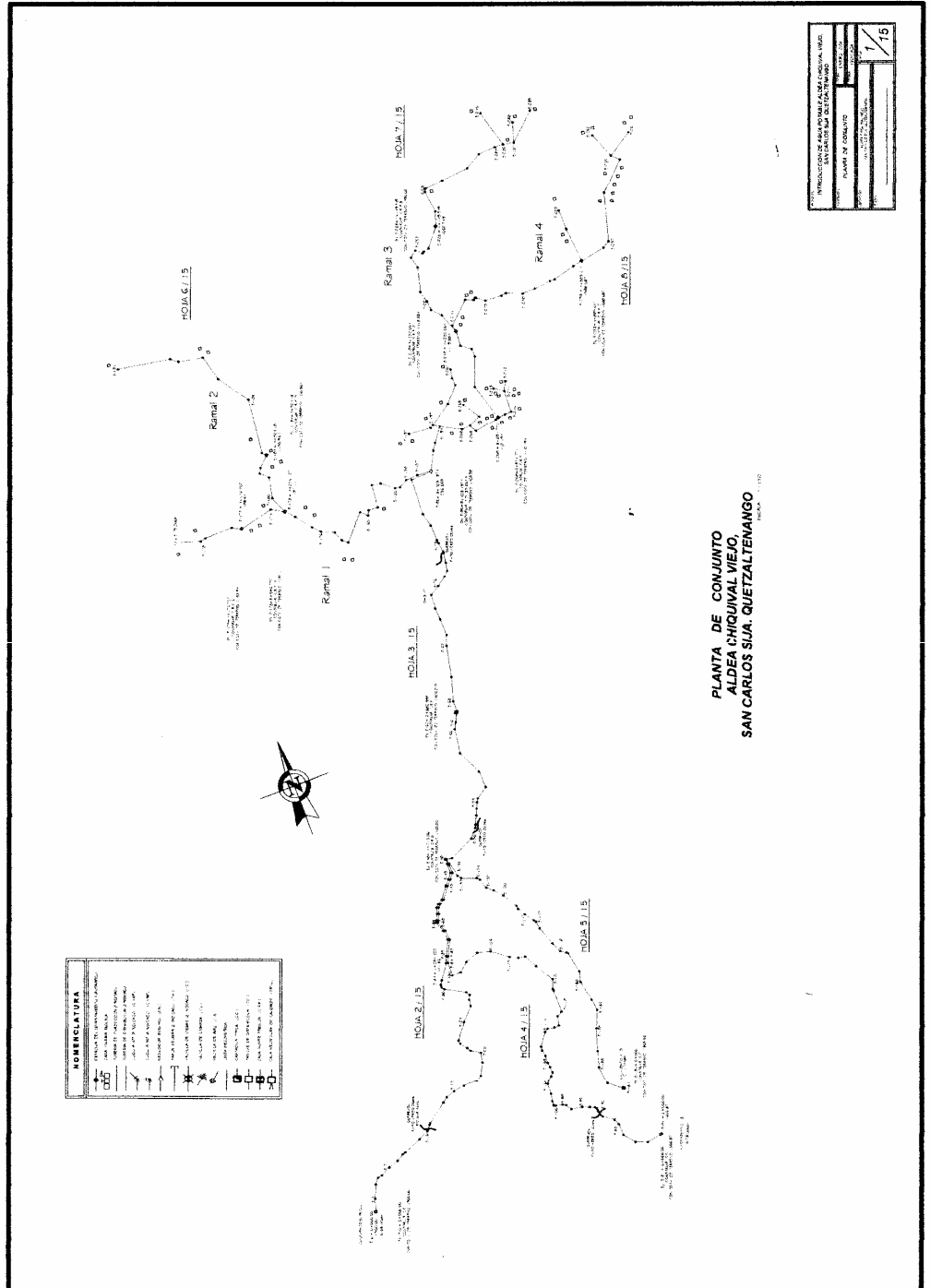


Figura 35. Plano de línea de conducción de E-48 a E-80.

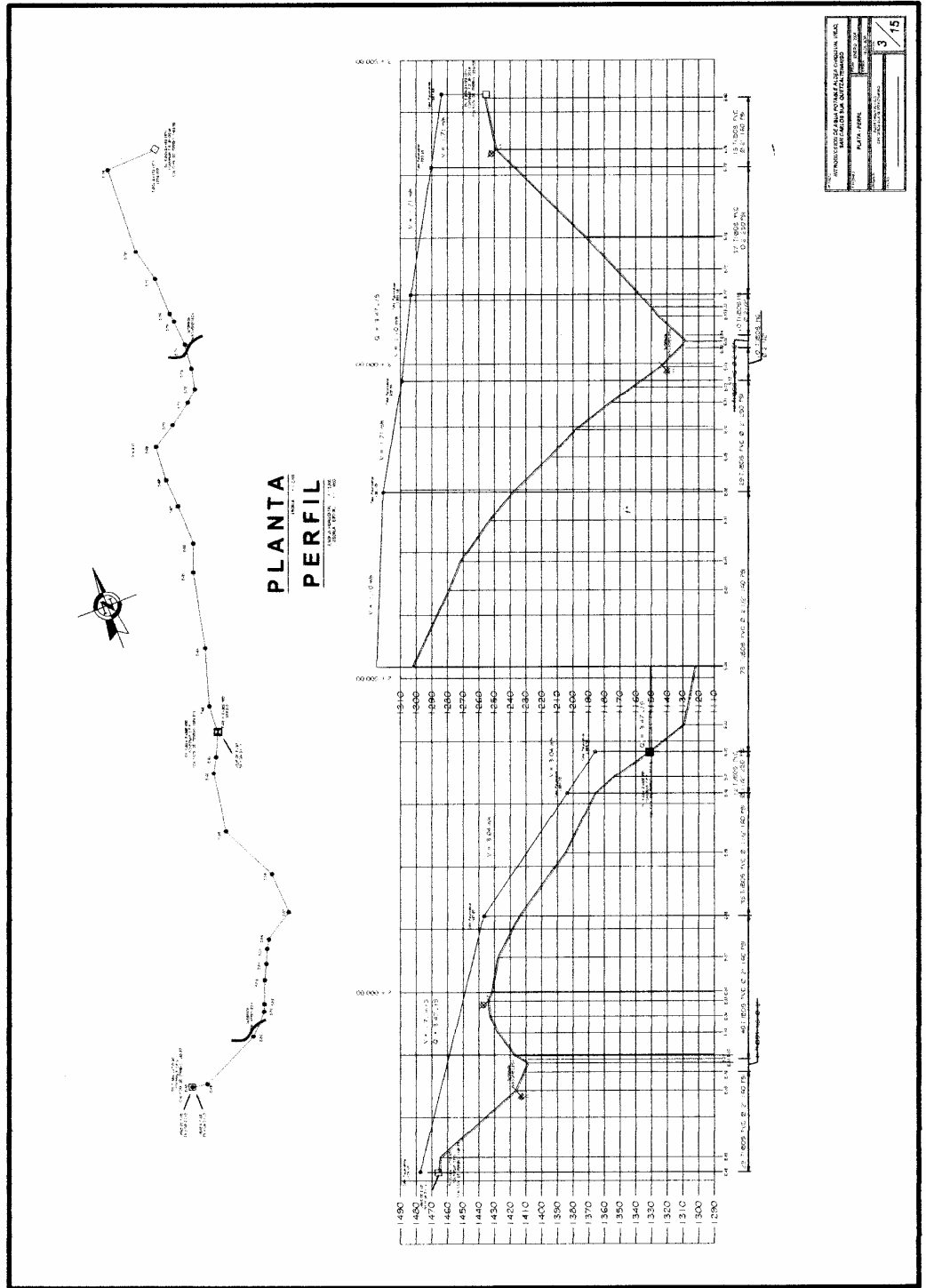


Figura 36. Plano de línea de conducción de E-81 a E-34.

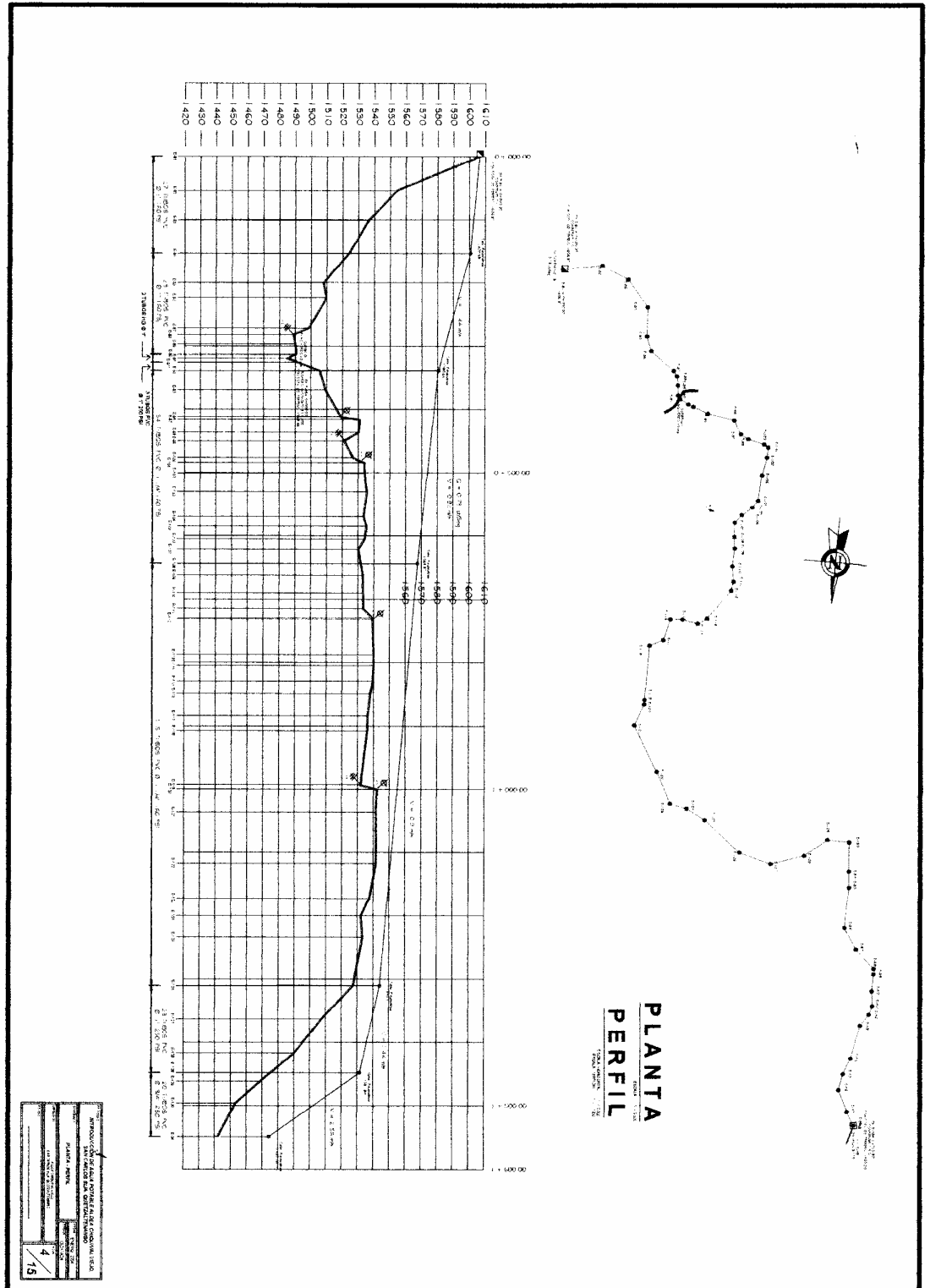


Figura 38. Plano de línea de distribución de E-80 a E-191.

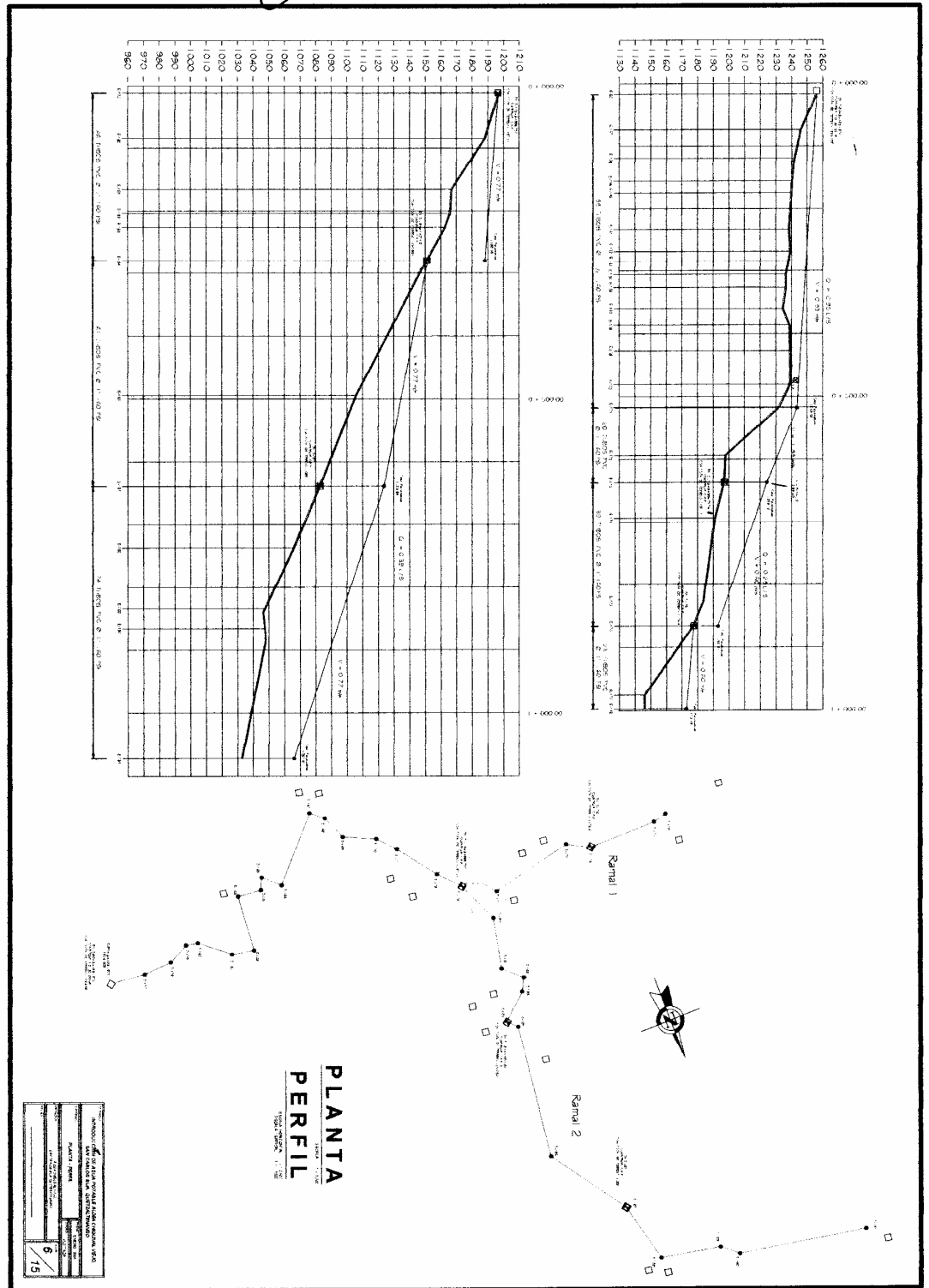


Figura 40. Plano de línea de distribución de E-218 a E-261.

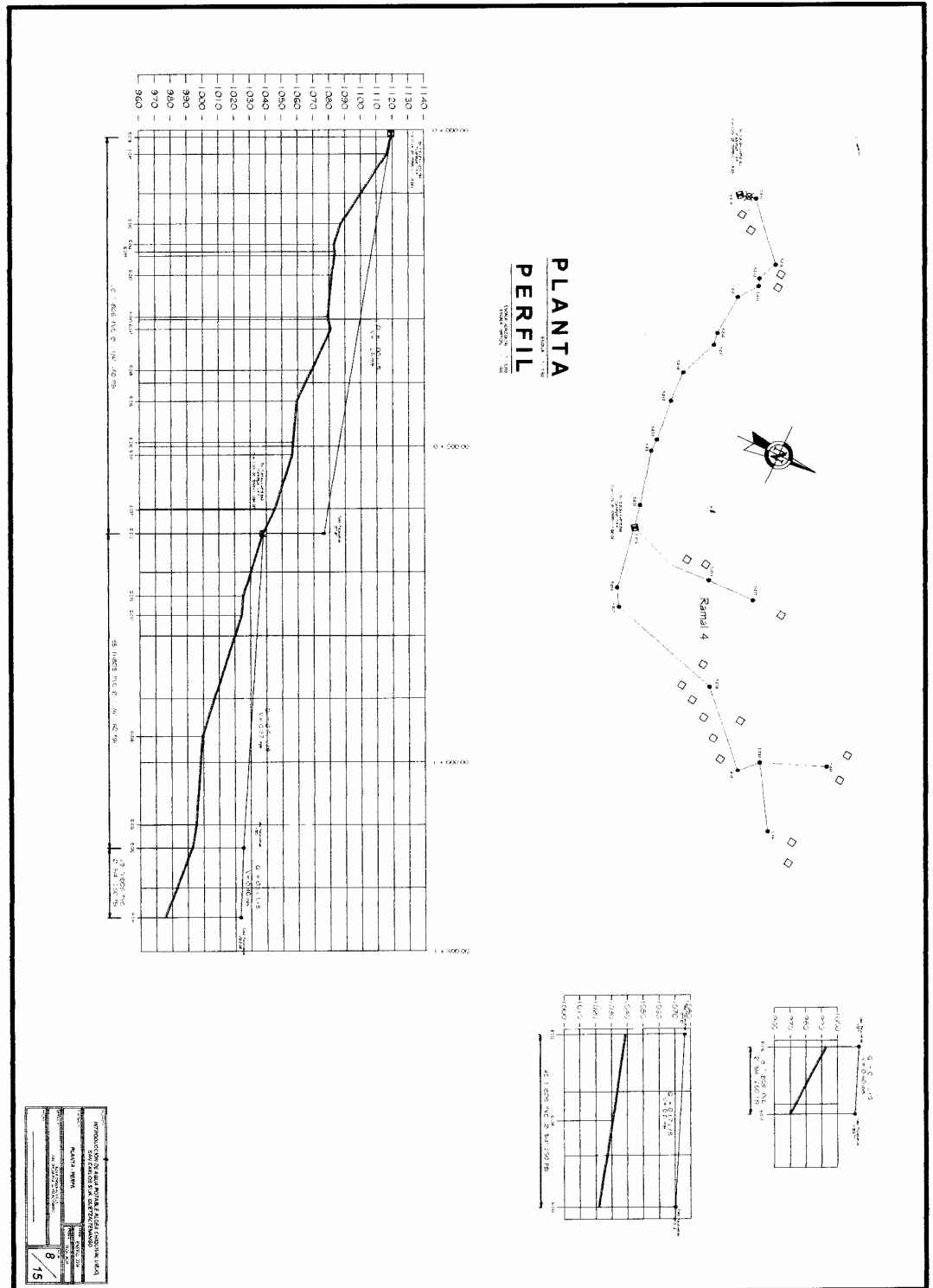


Figura 46. Plano uno del tanque de distribución.

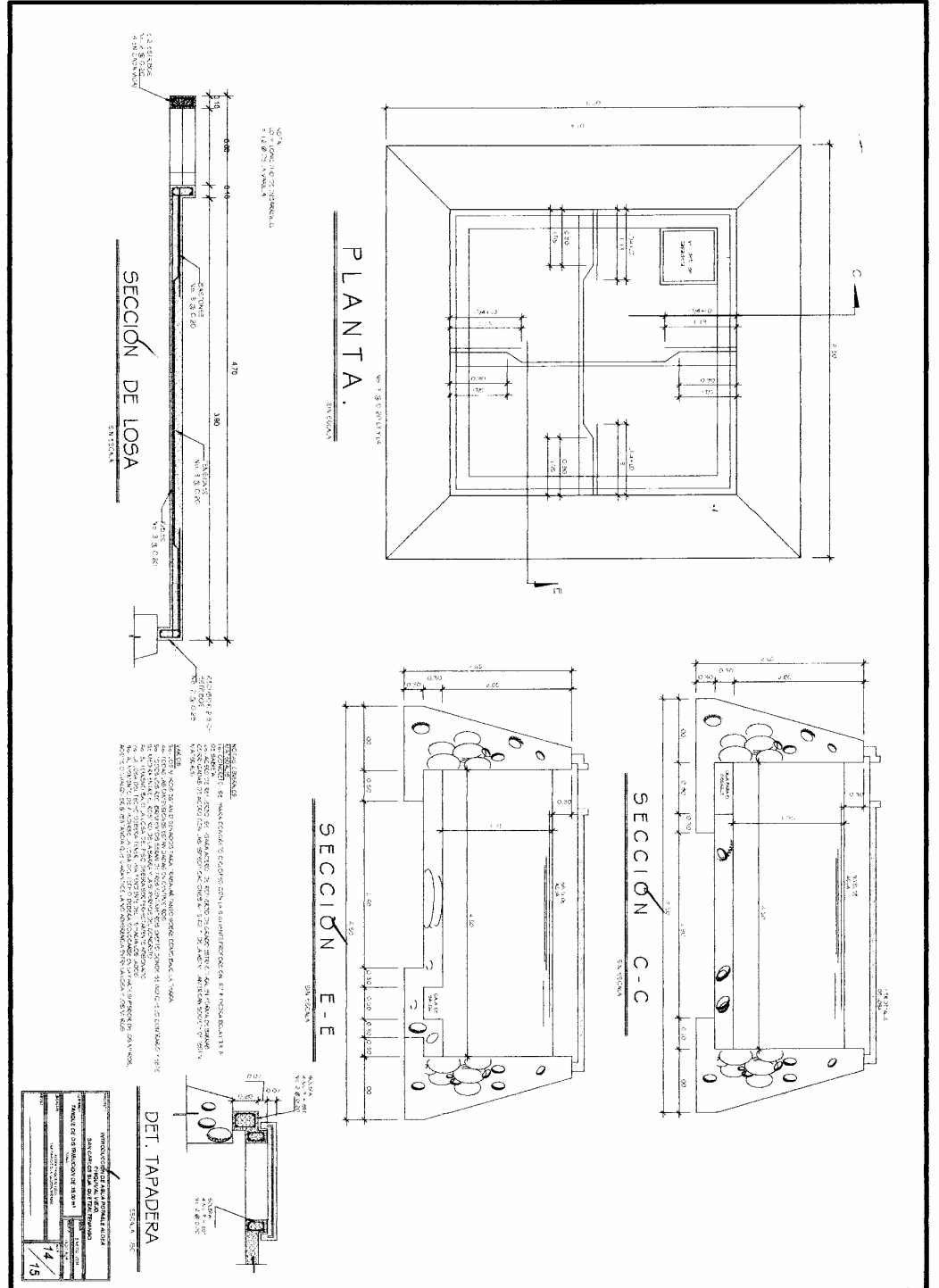


Figura 47. Plano dos del tanque de distribución.

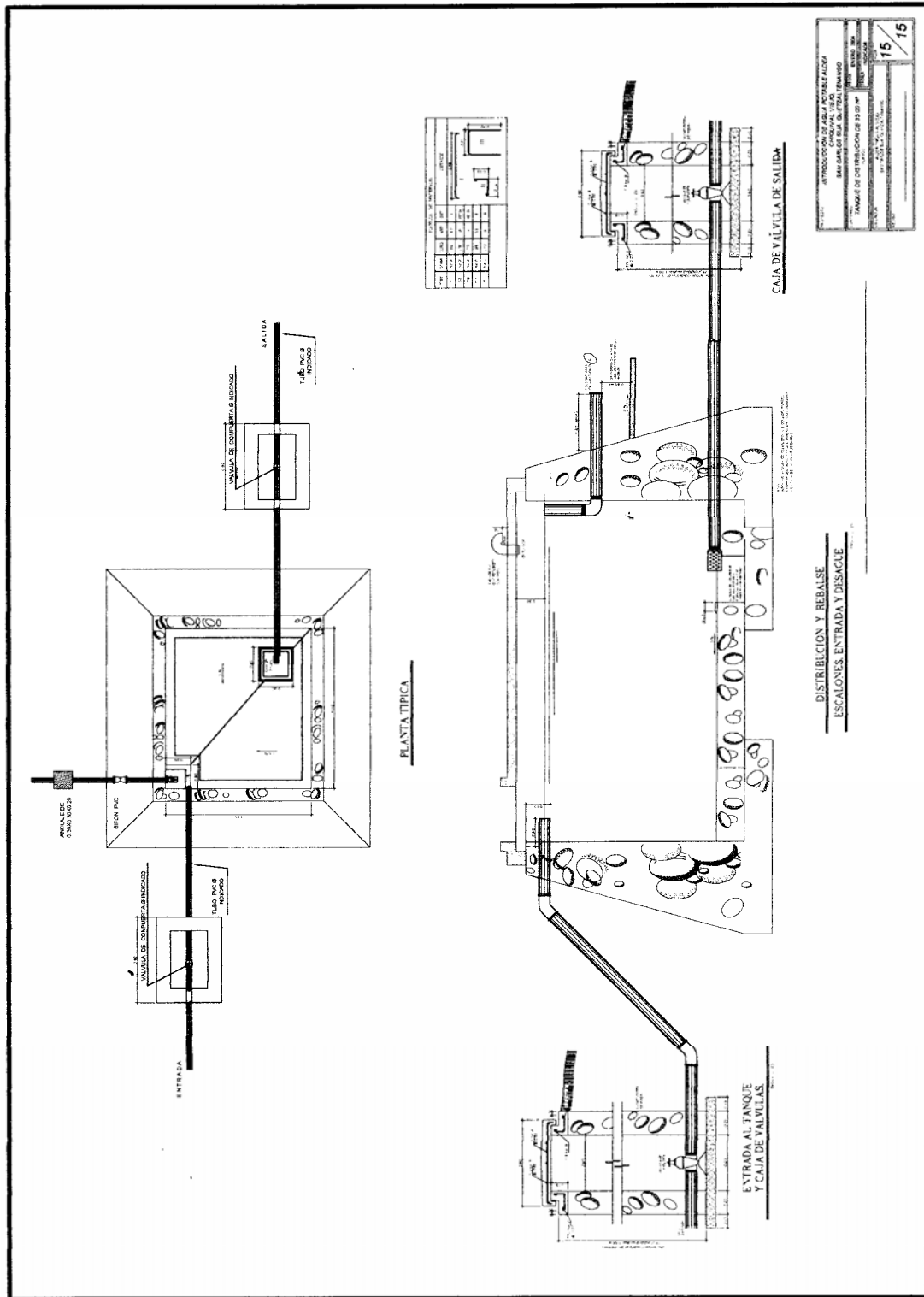


Tabla XVII Parámetros de diseño aldea Chiquival Viejo

1. Sistema adoptado:	Gravedad
2. Tipo de conexión:	Predial
3. No. de conexiones (2,004):	62 vivienda
4. población actual (2,004):	372 habitante
5. Población futura en 21 años:	692 habitantes
6. Dotación:	100 Lts/Hs
7. Factor día máximo:	1.4
8. Factor hora máxima:	2.4
9. Consumo medio diario:	0.80 lt/sg
10. Consumo máximo diario (Qc):	1.12 lt/sg
11. Consumo máximo horario (Qd):	1.92 lt/sg
Consumo máximo horario (Qd):	3.47 lt/sg
12. Coeficiente C para la tubería PVC:	140
13. Coeficiente C para la tubería HG:	100
14. Volumen del tanque de distribución:	45% del Qm

TABLA XVIII. CÁLCULO HIDRÁULICO ALDEA CHIQUIVAL VIEJO

TRAMO		DISTANCIA HORIZONTAL	LONGITUD REAL	DIÁMETRO COMERCIAL	DIÁMETRO INTERNO	CLASE DE	COEF. HAZEN & WILLIAMS	CAUDAL	VELOCIDAD	PÉRDIDA DECARGA	COTA DE TERRENO		COTA PIEZOMÉTRICA		PRESIÓN HIDRODINÁMICA	PRESIÓN m. HIDROSTÁTICA	PRESIÓN DE TRABAJO
Eo	Ef	mt.	mt.	plg.	Plg.	TUBERIA		lt/seg.	mt/seg.	mt.	Cto	CTf	Cpo	CPf	mt.	mt.	PSI
Nacimiento el trigal E-0 a E-48																	
E-0	E-2	98	102.9	1 1/2	1.75	PVC	140	0.63	0.6	1	1500	1415.6	1500	1499	83.4	84.4	160
E-2	E-9'	281	295	1 1/2	1.68	PVC	140	0.63	0.6	3	1415.6	1325.0	1499	1496	171.0	174.0	250
E-9'	E-10'	10	10.5	1 1/2	1.5	HG	100	0.63	0.6	0.6	1325	1325.0	1496	1495.4	170.4	171.0	
E-10'	E-14	130	136.5	1 1/2	1.68	PVC	140	0.63	0.6	1.5	1325	1410.0	1495.4	1493.9	83.9	85.4	250
E-14	E-29	550	577.5	1 1/2	1.75	PVC	140	0.63	0.6	6	1410	1419.4	1493.9	1487.9	68.5	74.5	160
E-29	E-34	193	202.7	1 1/2	1.75	PVC	140	0.63	0.6	2.72	1419.4	1441.5	1487.9	1485.2	43.7	46.4	160
E-34	E-48	431	452.6	2 1/2	2.66	PVC	140	3.47	1.1	9.69	1441.5	1465.2	1485.2	1475.5	10.3	20.0	160
Nacimiento 2 y 3 E-81 a E-48																	
E-81	E-84	154	161.7	1	1.2	PVC	140	0.73	1.4	5.69	1606.4	1524.2	1606.4	1600.7	76.5	82.2	160
E-84	E-90	158	165.9	1	1.2	PVC	140	0.73	1.4	16	1524.2	1490.0	1600.7	1584.7	94.7	110.7	250
E-90	E-91'	10	10.5	1	1	HG	100	0.73	1.4	1.6	1490	1490.0	1584.7	1583.1	93.1	94.7	
E-91'	E-93	15	15.75	1	1.16	PVC	140	0.73	1.4	2.44	1490	1506.0	1583.1	1580.6	74.6	77.1	250
E-93	E-108	305	320.3	1 1/4	1.53	PVC	140	0.73	0.9	11.3	1506	1532.2	1580.6	1569.4	37.2	48.4	160
E-108	E-126	655	687.8	1 1/4	1.53	PVC	140	0.73	0.9	24.2	1532.2	1527.5	1569.4	1545.2	17.7	41.9	160
E-126	E-128'	127.8	134.2	1	1.2	PVC	140	0.73	1.4	13.3	1527.5	1474.2	1545.2	1531.8	57.6	71.0	250
E-128'	E-34	110.2	115.7	3/4	0.93	PVC	140	0.73	2.6	46.7	1474.2	1442.0	1531.8	1485.2	43.2	89.9	250
E-34	E-48	431	452.6	2 1/2	2.66	PVC	140	3.47	1.1	9.69	1441.5	1465.2	1485.2	1475.5	10.3	20.0	160
Nacimiento 4 y 5 E-81 y E-48																	
E-131'	E-139	515.3	541.1	2 1/2	2.66	PVC	140	2.11	0.7	4.46	1505.7	1483.4	1505.7	1501	17.6	22.3	160
E-139	E-147	311.3	326.9	2	2.19	PVC	140	2.11	1	8.31	1483.4	1464.0	1501	1492.7	28.7	37.0	160
E-147	E-151	147.2	154.6	2 1/2	2.66	PVC	140	2.11	0.7	1.26	1464	1464.4	1492.7	1491.5	27.1	28.3	160
E-151	E-48	245.8	258.1	2	2.19	PVC	140	2.11	1	6.25	1464.4	1465.2	1491.5	1485.2	20.0	26.3	160

Línea de conducción E-48 a E-80																	
E-48	E-50'	162	170.1	2	2.19	PVC	140	3.47	1.7	4.1	1465.2	1411.6	1465.2	1461.1	49.5	53.6	160
E-50'	E-51'	20	21	2	2	HG	100	3.47	1.7	2	1411.6	1411.6	1461.1	1459.1	47.5	49.5	
E-51'	E-58	226	237.3	2	2.19	PVC	140	3.47	1.7	21.3	1411.6	1415	1459.1	1437.9	22.9	44.1	160
E-58	E-60	196	205.8	1 1/2	1.68	PVC	140	3.47	3	53.3	1414.5	1366.4	1437.9	1384.6	18.2	71.5	160
E-60	E-62	68	71.4	1 1/2	1.68	PVC	140	3.47	3	18.5	1366.4	1330	1384.6	1366.1	36.1	54.6	250
E-62	E-68	415.8	436.6	2 1/2	2.66	PVC	140	3.47	1.1	5.17	1330	1239	1330	1321.1	82.1	91	160
E-68	E-72'	166	174.3	2	2.1	PVC	140	3.47	1.7	11.1	1239	115.4	1321.1	1309.9	1195	1206	250
E-72'	E-73'	55	57.75	2 1/2	2.5	HG	100	3.47	1.1	1.5	1155.4	1133	1309.9	1308.4	175	177	
E-73'	E-74'	20	21	2 1/2	2.5	HG	100	3.47	1.1	1.1	1133	1133	1308.4	1307.3	174	175	
E-74'	E-76'	55	57.75	2 1/2	2.5	HG	100	3.47	1.1	2.87	1133	1155.4	1307.3	1304.5	149	152	
E-76'	E-78'	210	220.5	2	2.1	PVC	140	3.47	1.7	14.1	1155.4	1238	1304.5	1290.4	52.4	66.5	250
E-78'	E-80	86	90.3	2	2.19	PVC	140	3.47	1.7	5.76	1238	1256	1290.4	1284.6	28.6	34.4	160
Línea de distribución ramal 1 E-80 a E-178																	
E-80	E-171	500	525	1 1/2	1.75	PVC	140	0.95	0.8	12.4	1256	1232	1256	1243.6	11.6	24	160
E-171	E-173	115	120.8	1	1.2	PVC	140	0.95	1.9	20.5	1232	1197.1	1243.6	1223.1	26	46.5	160
E-173	E-176	224	235.2	1	1.2	PVC	140	0.28	0.6	30.2	1197.1	1176.6	1223.1	1192.9	16.3	46.5	160
E-176	E-178	130	136.5	1	1.2	PVC	140	0.28	0.6	12.1	1176.6	1146	1192.9	1180.8	34.8	46.9	160
Ramal 2 E-173 a E-191																	
E-173	E-184	260	273	1	1.2	PVC	140	0.39	0.8	8.93	1197.1	1151	1197.1	1188.2	37.2	46.1	160
E-184	E-187	347	364.4	1	1.2	PVC	140	0.39	0.8	64.4	1151	1082	1188.2	1123.8	41.8	106	160
E-187	E-191	419	440	1	1.2	PVC	140	0.39	0.8	14.4	1082	1033	1082	1067.3	34.3	49	160
Ramal 3 E-80																	
E-80	E-194	175	183.8	2	2.19	PVC	140	2.52	1.2	6.49	1256	1189.4	1256	1249.5	60.1	66.6	160
E-194	E-203	124	130.2	1 1/4	1.53	PVC	140	2.24	2.8	36.5	1190	1178.7	1249.5	1213.1	34.3	70.8	160
E-203	E-208	132	138.6	1 1/4	1.53	PVC	140	2.02	2.6	32.1	1177.6	1142.2	1213.1	1181	38.8	70.9	160
E-208	E-218	400	420	2	2.1	PVC	140	1.28	0.6	4.98	1141.9	1119.3	1142.9	1138	18.6	23.6	250
E-218	E-228	510	535.5	1	1.2	PVC	140	0.28	0.6	9.49	1119.3	1062.8	1119.3	1109.8	47.1	56.6	160
E-228	E-236	551.9	579.5	1	1.2	PVC	140	0.28	0.6	10.2	1062.8	987	1062.8	1052.5	65.5	75.8	160
E-236	E-237	80	84	3/4"	0.93	PVC	140	0.17	0.6	0.59	987	984.2	1152.5	1152	168	168	250

(Continúa...)

Sub ramal 3																	
E-195	E-197	100.6	105.6	3/4"	0.93	PVC	140	0.11	0.4	1.28	1183.7	1182	1248.4	1247.1	65.1	66.4	250
E-203	E-205	125.9	132.2	3/4"	0.93	PVC	140	0.11	0.4	1.61	1177.6	1155	1213.1	1211.4	56.4	58.1	250
E-194	E-195	16.00	16.8	3/4"	0.93	PVC	140	0.28	1	1.15	1190	1184	1249.5	1248.4	64.4	65.5	250
E-195	E-201	244.00	256.2	3/4"	0.93	PVC	140	0.17	0.6	5.82	1183.7	1179	1248.4	1242.5	63.5	69.4	250
E-208	E-211	139.01	146	3/4"	0.93	PVC	140	0.57	2	38.3	1141.9	1120	1181	1142.7	22.7	61	250
Ramal 4 E-218 a E-261																	
E-218	E-253	627	658.4	1 1/4	1.53	PVC	140	1	1.3	41.5	1119.3	1038	1119.3	1077.9	39.8	81.3	160
E-253	E-260	488	512.4	1 1/4	1.53	PVC	140	0.61	0.8	12.9	1038	993.4	1038	1025.1	31.7	44.6	160
E-260	E-261	106.9	112.2	3/4"	0.93	PVC	140	0.11	0.4	1.43	993.4	976.2	1025.1	1023.7	47.5	48.9	250
Sub ramal 4																	
E-260	E-262	106.2	111.5	3/4"	0.93	PVC	140	0.11	0.4	1.37	993.4	970	1025.1	1023.7	53.7	55.1	250
E-253	E-255	271.4	285	3/4"	0.93	PVC	140	0.17	0.6	7.75	1038	1022	1077.9	1070.1	48.1	55.9	250

(Continúa...)

CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN

PROYECTO: INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE, ALDEA CHIQUIVAL VIEJO
SAN CARLOS SIJA, QUETZALTENANGO

TABLA XIX. Cronograma de Ejecución

No.	DESCRIPCIÓN DEL RENGLÓN	TIEMPO DE EJECUCIÓN EN MESES				
		1	2	3	4	5
1	Captación + contracuneta					
2	Caja reunidora de caudales					
3	Línea de conducción					
4	Red de distribución + topografía					
5	Tanque de distribución 35 m3					
6	Caja de válvula de limpieza					
7	Caja de válvula de aire					
8	Paso aéreo 10 mts					
9	Paso aéreo 20 mts					
10	Caja rompedpresión					
11	Conexiones prediales					
12	Supervisión del proyecto					
13	Limpieza final del proyecto					



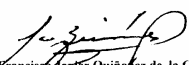
LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS HIDRÁULICOS (ERIS) -CENTRO
DE INVESTIGACIONES (CI)
DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA-12

O.T. No.17325		ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO		INF. No. 21252	
INTERESADO	FACULTAD DE INGENIERÍA	PROYECTO	CONTROL DE CALIDAD		
RECOLECTADA POR:	Ligia Milhza Méndez R.	DEPENDENCIA	USAC		
LUGAR DE RECOLECCIÓN	Chiquival Viejo	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN	2004-02-11, 11 h 00 min.		
FUENTE	Nacimiento 2 y 3	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO	2004-02-11, 16 h 25 min.		
DEPARTAMENTO	Quezaltenango	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE	Sin refrigeración		
MUNICIPIO	San Carlos Sija				
RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Claro	4. OLORES:	Inodora	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección)	- - ° C
2. COLOR:	04.00 Unidades	5. SABOR:	-----	8. CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	43.00 μ mhos/cm
3. TURBIEDAD:	01.90 UNT	6. pH:	06,30 unidades		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,21	6. CLORUROS (Cl ⁻)	05,50	11. SOLIDOS TOTALES	41,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,08	12. SOLIDOS VOLÁTILES	15,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	01,10	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	08,00	13. SOLIDOS FIJOS	26,00
4. CLORO RESIDUAL	----	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,10	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	04,00
5. MANGANESO (Mn)	----	10. DUREZA TOTAL	22,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	23,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L		
00,00	00,00	24,00	24,00		

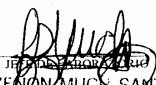
OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista físico químico sanitario, el agua es BLANDA POTENCIAL DE HIDRÓGENO (pH) ácido. Las demás determinaciones indicadas se encuentran dentro de los Límites Máximos Aceptables de Normalidad, Según norma COGUANOR NGO 29001.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 19th EDITION 1998; NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), Guatemala.
 Guatemala, 2004-02-27

Vo.Bo. 
 Ing. Francisco Javier Quiñónez de la Cruz
 DIRECTOR CH/USAC




 JEFE LABORATORIO
ZENON MUCK SANTOS
 Ing. Químico, Cof. No. 420
 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria





LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
 ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS
 HIDRÁULICOS (ERIS) – CENTRO DE INVESTIGACIONES (CI)
 DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
 CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

EXAMEN BACTERIOLOGICO		INF. No. A-180390	
O.T. No. 17325		CONTROL DE CALIDAD DE AGUA	
INTERESADO	<u>Facultad de Ingeniería USAC</u>	PROYECTO:	
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Ligia Milithza Mendez</u>	DEPENDENCIA:	<u>USAC</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Chiquival viejo</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2004-02-11; 10 h 35 min.</u>
FUENTE:	<u>nacimiento 2 y 3</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2004-02-11; 16 h 25 min.</u>
MUNICIPIO:	<u>San Carlos Sija</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Sin refrigeración</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Quetzaltenango</u>	SABOR:	<u>-----</u>
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>Lig. cantidad</u>
ASPECTO:	<u>claro</u>	CLORO RESIDUAL	<u>----</u>
OLOR:	<u>inodora</u>		


INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI – AEROGENES)

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
01,00 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
00,10 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		<2	<2

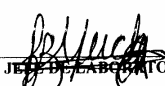
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. – W.E.F. 19TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

CONCLUSION Bacteriológicamente el agua **ES POTABLE**, según NORMA COGUANOR NGO 29001.

Guatemala, 2004-02-27

Vo.Bo. 
 Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz
 DIRECTOR CI/USAC




 JEFE DE LABORATORIO
 ZENON MUCH SANTOS
 Ing. Química Cel. No. 420
 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria

