



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
PARA LA ALDEA SANTA RITA, Y, LA ESTRUCTURA PARA
GRADERO DEL ESTADIO MUNICIPAL GABRIEL SAJ, MUNICIPIO LA
ESPERANZA, QUETZALTENANGO.**

Marlon Fabricio López Cifuentes

Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, mayo de 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE,
PARA LA ALDEA SANTA RITA, Y LA ESTRUCTURA DE GRADERIO
DEL ESTADIO MUNICIPAL GABRIEL SAJ, MUNICIPIO LA
ESPERANZA, QUETZALTENANGO.**

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

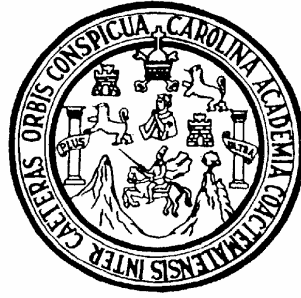
POR

MARLON FABRICIO LÓPEZ CIFUENTES

ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MAYO DE 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO: Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I:
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
SECRETARIA: Inga. Marcia Ivonne Vèliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO: Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR: Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
EXAMINADOR: Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR: Ing. Christa Classon de Pinto
SECRETARIA: Inga. Marcia Ivonne Vèliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
PARA LA ALDEA SANTA RITA, Y LA ESTRUCTURA PARA
GRADERÍO DEL ESTADIO MUNICIPAL GABRIEL SAJ, MUNICIPIO
LA ESPERANZA, QUETZALTENANGO,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 22 de septiembre de 2004

Marlon Fabricio López Cifuentes

AGRADECIMIENTOS A:

Dios Todopoderoso y a la Santísima Virgen María.

la Universidad de San Carlos de Guatemala

la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala

Ing. Juan Merck Cos

Por compartir sus conocimientos durante la
asesoría del presente trabajo de graduación

DEDICATORIA A:

MIS PADRES

Aníbal Raúl López Rodas
Maria Violeta Cifuentes de López
Que me brindaron su apoyo incondicionalmente tanto moral como económicamente, gracias por un sueño hecho realidad.

MIS HERMANOS

Henry López y Mildred López
Por su apoyo incondicional.

MI CUÑADO

Edgar Ramírez por el apoyo recibido a lo largo de mi carrera.

MIS AMIGOS

A todos los que de una u otra forma contribuyeron para que yo alcanzara este triunfo

MI FAMILIA

Hasta el final siempre, en las buenas y en las malas, a todos con mucho respeto y cariño.

MI ABUELITA

Alejandra Mérida Cano

A esas personas que se ganaron un lugar especial en mi corazón y que me enseñaron hacer cada día mejor, hacer el bien y luchar por lo que se quiere, descansen en paz: abuelita Amelia Guadalupe Rodas; hermano Alexander Aníbal López Rodas, amigo don Ernesto Celada; primo Wellington Alvarado.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
GLOSARIO	IX
RESUMEN	XI
OBJETIVO	XIII
INTRODUCCIÓN	XV

I. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1	Monografía del municipio La Esperanza	
1.1.1	Origen del nombre	1
1.1.2	Breves datos históricos	1
1.1.3	Fiesta titular	2
1.1.4	Ubicación geográfica	2
1.1.5	Climatología	2
1.1.6	Población	3
1.1.7	Actividad productiva	4
1.1.8	Servicios públicos	4
1.1.8.1	Educación	4
1.1.8.2	Organización	5
1.1.8.3	Salud	6
1.1.8.4	Agua potable	6
1.1.8.5	Drenajes	7
1.1.8.6	Energía Eléctrica	7
1.2	Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de La Esperanza	7
1.2.1.	Descripción de las necesidades	7
1.2.2.	Priorización de las necesidades	8

CAPÍTULO 2: FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL.

2.1 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PARA EL ESTADIO MUNICIPAL GABRIEL SAJ, LA ESPERANZA, QUETZALTENANGO	9
2.2 Descripción del proyecto	9
2.3 Localización	9
2.4 Topografía del terreno	10
2.4.1 Evaluación de la calidad del suelo Y determinación del valor soporte	10
2.5 Selección del tipo de estructura	11
2.6 Análisis estructural	11
2.6.1 Predimensionamiento estructural	18
2.6.2 Modelos matemáticos de marcos dúctiles	20
2.6.3 Cargas aplicadas a marcos dúctiles	22
2.6.3.1 Cargas verticales	23
2.6.3.2 Cargas horizontales	24
2.7 Análisis de marcos	27
2.7.1 Envolvente de momentos	37
2.7.2 Cálculo de cortes	39
2.8 Diseño estructural	50
2.8.1 Diseño de losa para los asientos	50
2.8.2 Diseño de vigas	57
2.8.3 Diseño de columnas	62
2.8.4 Diseño de cimientos	

2.9 Presupuesto	79
2.10 Planos y especificaciones	80
3. DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA SANTA RITA, MUNICIPIO DE LA ESPERANZA, QUETZALTENANGO.	
3.1 Descripción del proyecto	81
3.2 Descripción del proyecto propuesto	81
3.3 Levantamiento topográfico	82
3.4 Tipo de fuente y aforo	82
3.5 Calidad del agua	83
3.6 periodo de diseño	83
3.7 Estimación de la población de diseño	84
3.8 Dotación	85
3.9 Determinación de caudales	85
3.9.1 Caudal medio diario	86
3.9.2 Caudal máximo diario	86
3.9.3 Caudal máximo horario	87
3.9.4 Caudal de bombeo	88
3.10 Parámetros de diseño	88
3.11 Diseño de la línea de impulsión	90
3.12 Diseño del tanque de distribución	91
3.13 Sistema de Desinfección	110
3.13.1 Propósito de la desinfección	110
3.13.2 Hipoclorador	110
3.13.3 Dosis de cloro necesaria	110
3.14 Diseño de la red de distribución	113

3.15 Obras hidráulicas	115
3.16 Programa de operación y mantenimiento	116
3.16.1 Personal de operación	116
3.16.2 Insumos	118
3.16.3 Reposición de equipo de bombeo	119
3.17 Análisis tarifario	119
3.18 Impacto Ambiental del Proyecto	120
3.18.1 Información general	120
3.18.2 Influencia del proyecto	121
3.18.3 Control ambiental	121
3.18.4 Plan de mitigación de daños al ambiente	122
3.19 Planos del sistema de agua potable	123
3.20 Elaboración del presupuesto	123
CONCLUSIONES	125
RECOMENDACIONES	127
BIBLIOGRAFÍA	129
APÉNDICE	147

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

1. Perfil del graderío	21
2. Marco típico en el sentido Y	21
3. Modelo matemático del graderío	27
4. Diagrama de carga viva, muerta y sismo en columnas	34
5. Diagrama de carga viva, muerta y sismo en vigas	34
6. Diagrama de envolvente de momentos últimos (Kg-m) marco típico unido con nudos rígidos sentido Y	37
7. Diagrama de carga distribuida en vigas	38
8. Diagrama de cortes últimos (Kg-m) marco típico unido con nudos rígidos sentido Y	39
9. Modelo típico del graderío en el sentido X	40
10. Diagrama de momentos últimos en vigas (Kg-m) marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido X	41
11. Diagrama de momentos últimos en columnas (Kg-m) marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido X	41
12. Diagrama de cortes últimos en vigas (Kg-m) marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido X	42
13. Diagrama de cortes últimos en columnas (Kg-m) marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido X	42
14. Diagrama de momentos últimos en vigas (Kg-m) marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido X	43
15. Diagrama de momentos últimos en columnas (Kg-m) marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido X	43
16. Diagrama de cortes últimos en vigas (Kg-m) marco	

típico dúctil unido con nudos rígidos sentido X	44
17. Diagrama de cortes últimos en columnas (Kg-m) marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido X	44
18. Diagrama de momentos últimos en vigas (Kg-m) marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido X	45
19. Diagrama de momentos últimos en columnas (Kg-m) marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido X	45
20. Diagrama de momentos últimos en vigas (Kg-m) marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido X	46
21. Diagrama de momentos últimos en columnas (Kg-m) marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido X	46
22. Diagrama de momentos y cortes de la viga sentido Y	54
23. Detalle de armado y confinamiento de columnas	67
24. Desplante de zapata	68
25. Corte simple	71
26. Corte punzonante	72
27. Esquema de la clase de tubería y válvulas de retención (cheque)	91
28. Diseño estructural del tanque	92
29. Armado de la viga	97
30. Fuerzas actuantes del muro	98
31. Grafica de clorinador	104
32. Plano de detalles del graderío	131
33. Detalles del graderío	132
34. Plano de densidad de vivienda	133
35. Plano general del proyecto	134
36. Perfil de conducción	135

37. Planta y perfil de distribución	136
38. Planta y perfil de distribución	137
39. Planta y perfil de distribución	138
40. Planta y perfil de distribución	139
41. Planta y perfil de distribución	140
42. Planta y perfil de distribución	141
43. Obras de arte	142
44. Obras de arte	143
45. Informe bacteriológico del sistema de agua potable	148
46. Informe fisicoquímico del sistema de agua potable	149
47. Estudio de suelos	150

Tablas

I. Longitud de confinamiento	71
II. Presupuesto desglosado del graderío de fútbol	79
III. Momento que actúan en el muro	107
IV. Presupuesto de agua potable de la aldea Santa Rita	123
V. Calculo hidráulico de la red de distribución	145

GLOSARIO

Acueducto	conjunto de conductos por medio de los cuales se transporta agua hacia una o varias poblaciones
Aforo	Medición del volumen del agua que fluye por unidad de tiempo.
Agua potable	Agua sanitariamente segura y agradable a los sentidos.
Análisis estructural	Proceso que se realiza para determinar las respuestas de la estructura ante las acciones exteriores que puedan afectarla.
Carga dinámica	Es la presión ejercida por el agua circulante en un punto determinado del acueducto.
Carga estática	Diferencia de alturas que existen entre la superficie libre de una fuente de abastecimiento y un punto determinado del acueducto no mas allá de descarga libre.
Caudal	Es la cantidad de agua en unidades de volumen por unidad de tiempo.
Cota piezometrica	Altura de presión de agua que se tiene en un punto dado.
Desinfección	Es la destrucción de casi todas las bacterias patógenas que existen en el agua por medio de sustancias químicas, calor, luz ultravioleta.
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.

Dotación

Es el volumen de consumo de agua por persona por día.

Dúctil

Admite grandes deformaciones sin llegar a romperse.

Estribo

Armadura empleada para resistir esfuerzos de corte y torsión en un elemento estructural.

Obras de arte

Son todos los elementos secundarios que contribuyen al sistema de agua potable para que este funcione correctamente.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación, contiene la información relacionada con el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Santa Rita; y, la estructura para graderío del estadio municipal Gabriel Saj, cabecera municipal de La Esperanza, Quetzaltenango. Este documento consta de dos capítulos los cuales están conformados de la siguiente forma.

Capítulo 1: Contiene la fase de investigación monográfica del municipio de La Esperanza, y un diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la cabecera municipal.

Capítulo 2: Contiene la fase de servicio técnico profesional, conformado por dos secciones, la primera es el diseño estructural del graderío del estadio municipal Gabriel Saj, y la segunda, el diseño hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Santa Rita del municipio La Esperanza, Quetzaltenango.

Al final de este trabajo de graduación se presentan los planos y presupuestos de cada proyecto.

OBJETIVOS

GENERAL

Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Santa Rita; y graderíos del estadio de fútbol Gabriel Saj, La Esperanza, Quetzaltenango.

ESPECÍFICOS

Realizar una investigación de tipo monográfico y diagnóstica sobre las necesidades prioritarias en cuanto a servicios básicos e infraestructura de la cabecera municipal de La Esperanza, Quetzaltenango.

INTRODUCCIÓN

En las comunidades del área rural guatemalteca se observan muchas necesidades de los habitantes, entre los cuales sobresalen los servicios básicos como son: el agua potable, energía eléctrica, centros de salud y saneamiento, entre otros. La ausencia de estos servicios contribuye al subdesarrollo en que se encuentran inmersas muchas comunidades.

En el caso de la aldea Santa Rita, perteneciente al municipio de La Esperanza del departamento de Quetzaltenango, el problema principal radica en la carencia de un sistema de agua potable adecuado y que llene los requisitos sanitarios. En la actualidad esta Aldea posee un sistema que es deficiente, lo cual hace necesario la construcción de un nuevo por bombeo.

Así también en la cabecera municipal de La Esperanza, la necesidad prioritaria gira alrededor del área de recreación, por lo que se diseñó el graderío para el estadio Gabriel Saj, la estructura consiste en marcos dúctiles de concreto reforzado. Para cada proyecto se elaboraron los planos y presupuestos respectivos, los que se adjuntan al final de este trabajo de graduación.

1. INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio La Esperanza, Quetzaltenango

1.1.1 Origen del nombre

El 12 de febrero de 1943 se cambia el nombre por el de “La Victoria” pero por desacuerdo de los vecinos se dejó sin efecto ese nombre y un traslado que se deseaba hacer, quedando la cabecera municipal en el mismo lugar y con el nombre original de “La Esperanza”, según acuerdo municipal del 26 de septiembre de 1945.

1.1.2 Breves datos históricos

El municipio de La Esperanza, del departamento de Quetzaltenango fue declarado como tal el 7 de abril de 1910, por Acuerdo Gubernativo emitido por el entonces presidente de la República Licenciado Manuel Estrada Cabrera.

1.1.3 Fiesta titular

La fiesta titular se celebra del 7 de abril al 14 del mismo mes.

1.1.4 Ubicación geográfica

Se ubica en el departamento de Quetzaltenango, mismo que forma parte de la región VI de Guatemala. La Esperanza se encuentra localizada entre los 14 grados, 52 minutos y 15 segundos de latitud norte y 91 grados, 33 minutos y 42 segundos de longitud oeste; colinda al noreste con Olinstepeque, al sur y este con Quetzaltenango, al sureste con San Mateo y al noreste con San Miguel Siguilà, esta situado a una altura de 2,438 m sobre el nivel del mar, goza de un clima frío, la mayor parte de sus tierras son planicies, tiene una extensión de 32 kilómetros cuadrados, se encuentra a 6 kilómetros de Quetzaltenango y a 208 kilómetros de la ciudad capital.

1.1.5 Climatología

El clima del área es frío, la mayor precipitación pluvial se registra durante los meses de junio a octubre.

1.1.6 Población

En el municipio de La Esperanza la mayor parte de la población es indígena, sin embargo por la invasión española la cultura maya fue afectada ya que se impusieron patrones occidentales lo que ha sido parte del proceso intercultural, que ha obligado a los pobladores hablar el idioma materno y además que se ha hecho necesario aprender el idioma Español para acceder a la educación que hoy día es base para el desarrollo de los pueblos.

El idioma español, es el que hablan prácticamente el 81.78% de la población, sin embargo muchas personas no dejan de lado su idioma materno o hablan español y Quichè, mientras que solamente el 18.21% de personas hablan el idioma materno, el Maya Quichè, siendo ellos las personas adultas que nunca tuvieron interés de olvidar su idioma por el español.

Según el Censo Urbano y Rural de población realizado en el año 2,003 la población del municipio es de 14,497 habitantes, desglosados de la siguiente manera. En lo referente a distinción por género 6,976 son del género masculino y 7,521 son del género femenino. La población está distribuida por áreas la cual la urbana tiene 11,258 habitantes y la rural 3,239 habitantes

1.1.7 Actividad productiva

Los principales cultivos de La Esperanza son el maíz, trigo, fríjol, haba y frutas. Otras en menor escala como el ayote, verduras y papas. El rendimiento del maíz y el trigo oscila entre 3 quintales por cuerda, el primero se cultiva durante el mes de abril y se cosecha en noviembre, mientras que el trigo se cultiva en junio y se cosecha en diciembre.

1.1.8 Servicios públicos

Los servicios públicos son importantes para el desarrollo de los municipios del país, La Esperanza cuenta con los servicios más indispensables para el desarrollo del municipio, los cuales son: educación, organización, salud, agua potable, drenajes, energía eléctrica.

1.1.8.1 Educación

El municipio de La Esperanza cuenta con doce escuelas entre ellas Mixtas, Urbanas, Rurales de autogestión, y con cinco colegios privados que están distribuidos en el casco urbano del municipio.

En el municipio son necesarios los programas de alfabetización para que tanto niños como adultos puedan acceder a una educación mínima,

actualmente en el municipio los niveles de analfabetismo que se tienen no son altos, con relación al total de la población de la cual el 83.10% es alfabeto, el 16.90% es el porcentaje de analfabetismo.

El 60% de las escuelas existentes en el municipio cuentan con una infraestructura adecuada para realizar las actividades educativas, deportivas y sociales, logros que se han obtenido debido al interés y apoyo que siempre se ha recibido de parte de la municipalidad y padres de familia.

De los 12 centros educativos públicos que funcionan en el municipio el 70% cuentan con alcantarillado sanitario, energía eléctrica y agua, los cuales vienen a facilitar las actividades educativas que en ella se realizan.

1.1.8.2 Organización

En la aldea Santa Rita existe un comité encargado de promover la construcción de proyectos dentro de la comunidad. Dicho comité ha tenido experiencia en la gestión del mejoramiento de la red de distribución de agua potable.

1.1.8.3 Salud

En el municipio existe un puesto de salud y el dispensario Maria del Camino, los cuales cuentan con infraestructura propia y con los servicios básicos requeridos para su funcionamiento.

Actualmente se brinda un servicio comunitario en la aldea Santa Rita por medio del centro de salud, con un medico EPS de la universidad de San Carlos de Guatemala.

1.1.8.4 Agua potable

La municipalidad presta este servicio a la mayor parte de la población, ya que éste ha sido parte de la planificación integral municipal, para garantizar la salud de la población. En la actualidad presta 1835 servicios. La calidad del agua es catalogada como buena debido a que constantemente se realizan estudios sobre su calidad y a pesar que no es clorada regularmente se encuentra en buen estado para ser tomada sin necesidad de hervir. En la actualidad el municipio de La Esperanza cuenta con una riqueza de nacimientos de agua tanto en el casco urbano como en el área rural.

1.1.8.5 Drenajes

El 65% de la población del municipio cuenta con alcantarillado sanitario, lo cual viene a beneficiar grandemente a la población en especial a su salud y a mejorar el medio ambiente. Uno de los sectores en los cuales es de suma importancia educar a la población por el servicio de drenajes es en la aldea Santa Rita, ya que no lo utilizan, a pesar que saben la importancia que tiene el usarlo para prevenir enfermedades.

1.1.8.6 Energía eléctrica

En el municipio de la Esperanza prácticamente el 100% de la población cuenta con servicio de alumbrado público, que es prestado por el Instituto Nacional de Electrificación (INDE), el cual les beneficia para atender las necesidades familiares.

1.2 Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio La Esperanza, Quetzaltenango

1.2.1 Descripción de las necesidades

Al igual que en todo municipio, éste tiene problemas de infraestructura que de una u otra forma afectan a los habitantes.

Estos problemas por lo general son de tipo sanitario como disposición y tratamiento de aguas servidas, y la falta de un sistema de urbanización eficiente y funcional.

1.2.2 Priorización de las necesidades

La aldea Santa Rita demanda múltiples servicios que se le deben proveer. Como parte de la fase de investigación del presente trabajo de graduación, se llegó a la conclusión de los proyectos urgentes, los cuales se presentan a continuación.

- . Proyecto de abastecimiento de agua potable
- . Conclusión del proyecto de alcantarillado sanitario.
- . Asfalto de la carretera.
- . Disposición de desechos sólidos.
- . Centro de salud.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño de la estructura para el estadio municipal Gabriel Saj, La Esperanza, Quetzaltenango

2.2 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en diseñar la estructura para el graderío del estadio municipal Gabriel Saj, la cual contará con 11 gradas de 66 metros lineales, columnas de diferentes alturas, zapatas, viga conectora, todas de concreto reforzado.

2.3 Localización

El terreno que se va utilizar para la construcción del graderío es propiedad de la municipalidad y se ubica en las orillas del municipio de la Esperanza, el terreno cuenta con los servicios básicos. La tribuna se ubica en la parte sur del estadio Gabriel Saj.

2.4 Topografía del terreno

La forma del terreno es casi rectangular, cuenta con un área de 1104.48 m, posee una pendiente de aproximadamente 3%, por lo que antes de empezar a construir, será necesario nivelarlo.

2.4.1 Evaluación de la calidad del suelo y determinación del valor soporte

Para encontrar el valor soporte del suelo, se realizó una excavación a una profundidad de 1.50 m, donde se obtuvo una muestra inalterada de 1 pie cúbico, se realizó el ensayo de compresión triaxial, mediante la prueba de no consolidado y no drenado, el cual dio parámetros de corte, con un ángulo de fricción interna de $\Phi = 22.2$ y carga última $C_u = 1.1 \text{ T/m}^2$ con la descripción del suelo "Limo arcilloso color negro".

$$q_d = 1.3 * C' * N_c' + \gamma * Z * N_q' + 0.4 \gamma * B * N_w' = 1.3 * 6.20 * 9 + 0.63 * 0.80 + 0.4 * 0.63 * 1.5 * 1.$$

5=

$$q_d = 77.78 \text{ Ton/m}^2$$

$$V_s = \frac{q_d}{F_s} = \frac{77.78}{5} = 15.58 \text{ Ton/m}^2$$

Pero para seguridad se tomó un valor de 15.00 Ton/m^2 .

Los resultados del estudio de suelos se agregan en el apéndice 1.

2.5 Selección del tipo de estructura

La estructura del graderío estará compuesta de marcos dúctiles, como gradas losas planas de concreto reforzado.

2.6 Análisis Estructural

Método de Kani

El método de Kani, esta basado en las características generales de la elástica. Al aplicarlo el objetivo es determinar los momentos flectores en los extremos de cada una de las barras, ya que conociendo estos, los demás valores pueden deducirse por medio de las ecuaciones de la elástica.

El método de Kani, es un método exacto de aproximaciones sucesivas, y la exactitud en el análisis, depende únicamente del número de iteraciones o repeticiones que el analista efectúe.

El proceso iterativo, se emplea para determinar la influencia de giros y desplazamientos en los momentos a final de miembro, es decir, durante el

desarrollo, se resuelven por repetición, las ecuaciones que definen los valores de las influencias de giro y desplazamiento.

Por el proceso operativo, las influencias de los giros y desplazamientos se contabilizan en forma separada, por lo que al final del cálculo, se puede determinar el valor del desplazamiento directamente.

Es un método correctivo, automáticamente elimina los errores de cálculo que se cometen en el proceso iterativo, estos errores son eliminados por las sucesivas iteraciones.

La comprobación de los resultados puede hacerse en cualquier nudo, utilizando únicamente los valores finales, sin que sea necesario revisar todo el desarrollo del cálculo.

La ventaja de este método sobre otros métodos de aproximaciones sucesivas, es que en forma directa, se toma el efecto del desplazamiento de los miembros, evitándose el planteamiento y solución de ecuaciones simultáneas.

El método de Kani es un método clásico en el análisis estructural y como todos los métodos, tiene particulares ventajas para el análisis de determinadas estructuras, ventaja que el analista debe aprovechar para realizar un trabajo eficiente.

El método de Kani es muy eficiente para analizar marcos de nudos rígidos con desplazamientos horizontales.

En el caso del graderío se tomará el método de columnas de diferente altura en un mismo piso, la existencia de columnas de diferente altura en un piso, no modifica los valores de los factores de giro y sus influencias, solamente varían las influencias del desplazamiento.

En este caso, cuando el factor definido como factor de reducción en columnas c , es determinante en el cálculo. Para una columna definida por los extremos i, k

$$C_{ik} = \frac{h_n}{h_{ik}}$$

h_n = columna de mayor altura en el piso.

h_{ik} = altura de la columna para la cual se calcula el factor de reducción.

Partiendo de la condición de equilibrio que debe cumplirse en cada piso,

$$Q_n = \sum Q_{ik}$$

Que transformándola y multiplicando por h_n :

$$\sum M'_{ik} \frac{h_n}{h_{ik}} = -\frac{3}{2} \left[\frac{Q_n * h_n}{3} + \sum (M'_{ik} + M'_{ki}) \frac{h_n}{h_{ik}} \right]$$

Sustituyendo el valor del factor de reducción de columna (cik) y el valor de momento de piso (Mn).

$$\sum cik * M''ik = -\frac{3}{2} [Mn + \sum cik (M''ik + M'ki)]$$

Considerando que el valor de desplazamiento Δ , es igual para todas las columnas del piso, y que la influencia del desplazamiento es proporcional a la relación de rigidez altura.

$$\frac{Kik}{hik}$$

O también al valor $cik * Kik$, se llega a la siguiente relación:

$$\frac{M''ik}{\sum cik * M''ik} = \frac{cik * Kik}{\sum cik * Kik}$$

Expresando el valor del factor de corrimiento:

$$Vik = -\frac{3}{2} \frac{cik * Kik}{\sum cik * Kik}$$

Y la expresión que evalúa la influencia del desplazamiento se modifica así:

$$M''_{ik} = V_{ik} \left[M_n + \sum c_{ik} (m'_{ik} + M'_{ki}) \right]$$

Descripción del desarrollo para el caso de columnas de diferente altura en un piso: se asigna el valor de hn a la columna de mayor altura en el piso. Se calcula para cada columna del piso considerando el factor de reducción

$$C_{ik} = \frac{hn}{h_{ik}}$$

Los factores de corrimiento se determinan según la expresión:

$$V_{ik} = -\frac{3}{2} \frac{c_{ik} * K_{ik}}{\sum c_{ik} * K_{ik}}$$

Como comprobación de operaciones, debe cumplirse que

$$\sum c_{ik} * V_{ik} = -\frac{3}{2}$$

Y la influencia del desplazamiento, mediante la ecuación

$$M''_{ik} = V_{ik} \left[M_n + \sum c_{ik} (m'_{ik} + M'_{ki}) \right]$$

El siguiente resumen se aplica únicamente para miembros de sección constante.

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

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

- ☑ **Determinación de fuerzas de sujeción (H)**, estas se calculan cuando se hace el análisis de las fuerzas horizontales al marco dúctil unido con nudos rígidos.

$$H = FM_{nivel_h} \text{ (fuerzas por marco del nivel } n, \text{ del análisis sísmico)}$$

- ☑ **Cálculo de la fuerza cortante en el piso (Q_n)**, se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco dúctil unido con nudos rígidos.

$$Q_n = \sum H$$

- ☑ **Cálculo de momentos de piso (M_n)**, estos se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco dúctil unido con nudos rígidos.

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

- ☑ **Cálculo de rigidez de los elementos (K_{ik})**,

$$K_{ik} = \frac{I}{L_{ik}} \quad I \text{ inercia del elemento}$$

K longitud del elemento

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

$$\mu_{ik} = \frac{1}{2} * \frac{K_{ik}}{\sum K_{in}}$$

- ☑ **Cálculo de factores de corrimiento (V_{ik})**, estos se calculan cuando hay ladeo causado por asimetría en la estructura o cuando se hace el análisis con la fuerza horizontal aplicada al marco dúctil unido con nudos rígidos.

$$V = -\frac{3}{2} * \frac{K_{ik}}{\sum K_{in}}$$

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

$$M'_{ik} = \mu_{ik} (M_s + \sum M'_{in}) \quad \text{Sin ladeo}$$

$$M'_{ik} = \mu_{ik} (M_s + \sum (M'_{in} + M'_{in})) \quad \text{Con ladeo}$$

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

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

$$M''_{ik} = V_{ik} (M_n + \sum (M'_{ik} + M'_{ki})) \quad \text{Ladeo por fuerzas horizontales}$$

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

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

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

- ☑ **Cálculo de los momentos positivos en vigas ($M_{ik(+)}$)**

$$M_{ik(+)} = \frac{WL^2}{8} - \frac{M_{i(-)} + M_{k(-)}}{2}$$

$M_{i(-)}$ = Momento negativo de la viga en el extremo del lado izquierdo

$M_{k(-)}$ = Momento negativo de la viga en el extremo del lado derecho

2.6.1 Predimensionamiento estructural

Predimensionar la estructura es darle medidas preliminares a los elementos que la componen, es decir, los que serán utilizados para soportar las cargas aplicadas.

Vigas: para predimensionar las vigas, el método utilizado, calcula el peralte de la viga, dependiendo esta de la luz que cubre la viga. La base de la viga queda a criterio del diseñador. En este caso se calcula la viga crítica, o sea la de mayor longitud, quedando las otras con igual sección.

$$T_{\text{viga}} = \text{luz libre de viga} * 0.08 \text{ o } T_{\text{viga}} = L / 18.5 \text{ (según ACI).}$$

$$T_{\text{viga}} = 3.85 * 0.08 = 0.31 \text{ usar } 0.40 \text{ m.}$$

$$T_{\text{viga}} = 0.20 * 0.40 \text{ m}$$

Columnas: La estructura constará de 3 tipos de columnas de diferentes secciones y de alturas.

$$\text{Columnas} = 0.25 * 0.35 \text{ m}$$

$$= 0.25 * 0.30 \text{ m}$$

$$= 0.20 * 0.20 \text{ m}$$

En el caso de las columnas se diseñaron de diferentes secciones para que la estructura no fuera muy rígida.

Losas: lo que se calcula es el peralte o grosor de la losa, en este proyecto es una losa plana armada en un sentido, ya que está apoyada sobre dos lados.

$$\text{Losa} = 0.1 * 0.7 * 3 \text{ m}$$

Relación A/B

A = lado corto de la losa.

B = lado largo de la losa.

$R = A/B = 0.7/3 = 0.23 < 0.5$ trabaja en un sentido.

T = espesor de losa = $(a + b) / 90$

$T = (0.7 + 3) / 90$

= 0.041

Se utilizará un espesor de 10 cm.

Contrahuella: esta se diseña como una viga pequeña, la cual consta de 0.40 m de altura.

Huella: es la losa la cual tendrá 0.70 m de ancho.

Zapatas: para la cimentación se usan zapatas aisladas concéntricas, con viga conectoras el cual previene que el graderío se habra. El método de predimensionamiento se incluye en el diseño de las zapatas.

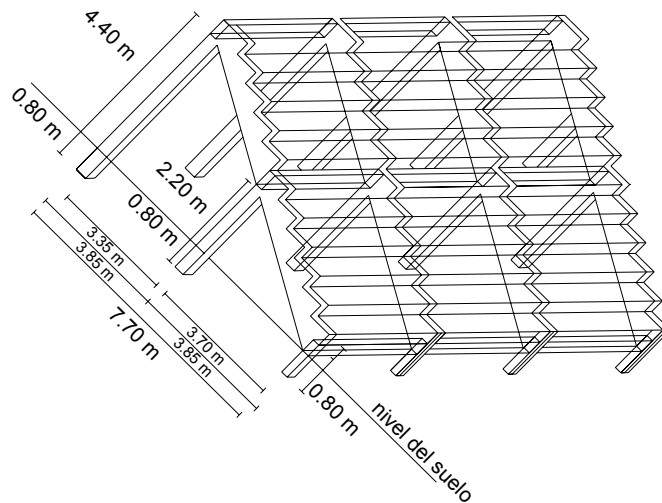
2.6.2 Modelos matemáticos de marcos dúctiles

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

En este caso se analizan únicamente los críticos en los sentidos X y Y.

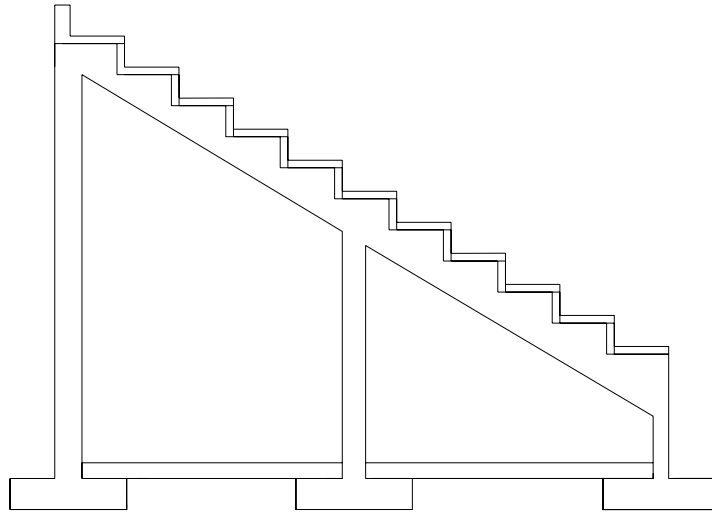
Marco dúctil típico sentido X, del graderío del estadio de fútbol del municipio de La Esperanza.

Figura 1. Perfil del graderío



Estructura de marcos rígidos con una longitud de 66 metros lineales.

Figura 2. Marco típico en el sentido Y



Perfil del gradierio de fútbol del estadio Gabriel Saj.

2.6.3 Cargas aplicadas a marcos dúctiles

Las cargas que actúan sobre las estructuras pueden dividirse en tres grandes categorías: cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales. Las cargas muertas son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura. Generalmente la mayor parte de la carga muerta es el peso propio de la estructura. Esta puede calcularse con buena aproximación a partir de la configuración de diseño, de las dimensiones de la estructura y de la densidad del material.

Las cargas vivas consisten principalmente en cargas de ocupación en edificios. Estas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes y pueden cambiar su ubicación. Su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado.

Las cargas ambientales consisten principalmente en cargas de presión u succión de viento, cargas sísmicas (fuerzas inerciales causadas por movimientos sísmicos) presiones de suelo en las porciones subterráneas de estructuras. Al igual que las cargas vivas, las cargas ambientales son inciertas tanto en magnitud como en distribución.

2.6.3.1 Cargas verticales

Las cargas para las cuales debe diseñarse la edificación del graderío, son las siguientes:

Carga Muerta (CM)

Peso del concreto = 2400 Kg/ m^3

Carga Viva (CV) = 600 Kg/ m^2

Analizando en el sentido Y

Integración de cargas

Se calcula el área tributaria de las gradas.

$$A_t = (1.5 + 1.5) * 7.7$$

$$= 23.1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{viga}} &= 0.2 * 0.4 * 2400 \\ &= 192 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{grada}} &= 2400 \text{ Kg/ m}^3 * 0.5 \text{ m} * 0.7 \text{ m} * 0.4 \text{ m} * 0.2 \text{ m} * 11 / 7.7 \text{ m} \\ W_{\text{grada}} &= 120 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{losa}} &= 2400 \text{ Kg/ m}^3 * 0.1 \text{ m} * 23.1 \text{ m} / 7.7 \text{ m} \\ W_{\text{losa}} &= 720 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{contrahuella}} &= 2400 \text{ Kg/ m}^3 * 0.1 \text{ m} * / 7.7 \text{ m} \\ W_{\text{contrahuella}} &= 12.47 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{viva}} &= 600\text{Kg} - \text{m} * 23.1 \text{ m} / 7.7 \text{ m} \\ W_{\text{viva}} &= 1800 \text{ Kg / m} \end{aligned}$$

$$W_{\text{muerta}} = 1044.47 \text{ Kg / m}$$

2.6.3.2 Cargas horizontales

Existen dos fuerzas, de viento y de sismo, a las que está expuesto comúnmente un edificio. Desde el punto de vista de las estructuras, los sismos consisten en movimientos aleatorios horizontales y verticales en la superficie de la tierra. A medida que la tierra se mueve, la inercia tiende a mantener a la estructura en su sitio original, lo cual conlleva a la imposición de

desplazamientos y de fuerzas que pueden tener resultados catastróficos. Por lo tanto, la respuesta sísmica depende de las propiedades geométricas de la estructura, especialmente su altura. Guatemala es un país con riesgo sísmico, por tal razón se dimensiona la estructura de tal manera que estas puedan resistir los desplazamientos y las fuerzas inducidas por el movimiento del terreno.

Calcular sismo

Para estructuras de un nivel, la combinación de factores ZICKS va tener el valor de 0.1, por lo que el valor para el Corte Basal V será:

$$V = 0.1 W$$

Se tomara el 10% de la carga total de la estructura.

Peso total de la estructura.

$$W_{\text{viga}} = 2400 \text{Kg/ m}^3 * 0.2 \text{m} * 0.4 \text{m} * 3 \text{m} *$$

$$W_{\text{viga}} = 576 \text{ Kg. m}^3$$

$$W_{\text{viga}} = 2400 \text{Kg/} * 0.2 \text{ m} * 0.4 \text{ m} * 12 * 8.57 \text{ m}$$

$$W_{\text{viga}} = 20436.48 \text{ Kg.}$$

$$W_{\text{columnas}} = 2400 \text{ Kg/ m}^3 * 0.25 \text{m} * 0.30 \text{m} * 12 * 5.20$$

$$= 26200 \text{ Kg.}$$

$$= 2400 \text{ Kg/ m}^3 * 0.25 \text{ m} * 0.30 \text{ m} * 12 * 3 \text{ m}$$
$$= 6480 \text{ Kg}$$

$$= 2400 \text{ Kg/ m}^3 * 0.20 \text{ m} * 0.20 \text{ m} * 12 * 0.8 \text{ m}$$
$$= 921.6 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{losa}} = 2400 \text{ Kg/ m}^3 * 0.1 \text{ m} * 0.7 \text{ m} * 11 * 33 \text{ m}$$
$$= 60984 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{contrahuella}} = 2400 \text{ Kg/ m}^3 * 0.1 \text{ m} * 0.4 \text{ m} * 11 * 33 \text{ m}$$
$$= 34848 \text{ Kg.}$$

Peso total de la estructura es de 149869.6Kg.

Total de carga muerta = 149.87 ton.

$$CV = 0.75 * 600 \text{ Kg/ m}^2 * 33 \text{ m} * 7.7 \text{ m}$$
$$= 114345 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{total}} = 264215.08 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{total}} = 264.215 \text{ ton}$$

Fuerza del sismo

$$S = 0.1 * W$$

$$= 0.1 * (264.215)$$

$$= 26.42 \text{ ton}$$

$$= 26421.508 \text{ Kg.}$$

S = como son 12 marcos dúctiles

$$= 26421.508 / 12$$

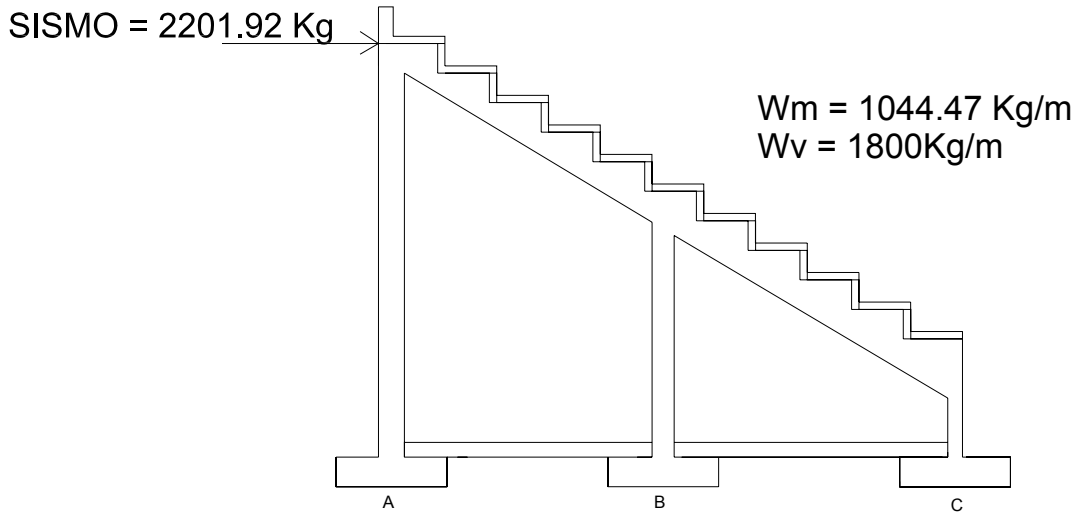
$$= 2201.92 \text{ Kg.}$$

Esta es la fuerza que va afectar a la estructura.

2.7 Análisis de marcos

En el análisis de marcos se empleará el método de Kani, con columnas de diferentes alturas, ya que el graderío se construirá con marcos dúctiles a cada 3 metros.

Figura 3. Modelo matemático del graderío



Método de Kani – carga muerta – marco típico dúctil unido con nudos rígidos, sentido y

Cálculo de momentos fijos (MF_{ik}),

Para cargas distribuidas uniformemente $MF = +/- \frac{WL^2}{12}$

$$MFbd = -(1320 * 3.85^2) / 12.00 = -1630.47 \text{ Kg} - m = MFdb = 1630.47 \text{ Kg} - m$$

$$MFdf = -(1320 * 3.85^2) / 12.00 = -1630.47 \text{ Kg} - m = MFfd = 1630.47 \text{ Kg} - m$$

Cálculo de momentos de sujeción $M_s = \sum MF_{ik}$

$$\text{Nudo B} = MFbd = -1630.47 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Nudo D} = MFdb = 1630.47 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Nudo D} = MFdf = -1630.47 \text{ Kg/m}$$

Nudo F = $MFfd = 1630.47$ Kg/m

☑ **Cálculo de rigidez de los elementos** $K_{ik} = \frac{I}{L_{ik}}$

Inercia de los elementos rectangulares $I = \frac{bh^3}{12}$

$$I_{columnas A} = \frac{25 * 35^3}{12} = 89322.92 \text{ cm}^4$$

$$I_{columnas B} = \frac{25 * 30^3}{12} = 56250.00 \text{ cm}^4$$

$$I_{columnas C} = \frac{20 * 20^3}{12} = 13333.33 \text{ cm}^4$$

Las rigideces de los elementos.

Siendo la rigidez de la viga = 1

$$Ra = \frac{171.77}{120.25} = 1.43$$

$$Rb = \frac{187.50}{120.25} = 1.56$$

$$R_c = \frac{166.67}{120.25} = 1.39$$

Rigidez $K_{ab} = 1.43/5.20 = 0.275$

$$K_{bd} = 1/3.85 = 0.26$$

$$K_{dc} = 1.56/3 = 0.52$$

$$K_{df} = 1/3.85 = 0.26$$

$$K_{fe} = 1.39/0.8 = 1.74$$

La columna AB debe de sustituirse por una rigidez $K = \frac{3}{4} K$

Rigidez modificada:

$$K_{ab} = \frac{3}{4}(0.275) = 0.21$$

Cálculo de factores de giro o coeficiente de reparto $\mu_{ik} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{ik}}{\sum K_{in}}$

Nudo a: $\mu_{ik} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{AB}}{K_{A-Suelo} + K_{AB}} = 0$

$$\text{Nudo b: } \mu_{ba} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{ba}}{K_{ba} + K_{bd}} = -\frac{1}{2} * \frac{0.21}{0.21 + 0.26} = -0.44$$

$$\mu_{bd} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{bd}}{K_{ba} + K_{bd}} = -\frac{1}{2} * \frac{0.26}{0.21 + 0.26} = -0.55$$

Nudo d:

$$\mu_{db} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{bd}}{K_{bd} + K_{dc} + k_{df}} = -\frac{1}{2} * \frac{0.26}{0.26 + 0.52 + 0.26} = -0.125$$

$$\mu_{dc} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{dc}}{K_{db} + K_{dc} + K_{df}} = -\frac{1}{2} * \frac{0.52}{0.26 + 0.52 + 0.26} = -0.25$$

$$\mu_{df} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{df}}{K_{db} + K_{dc} + K_{df}} = -\frac{1}{2} * \frac{0.26}{0.26 + 0.52 + 0.26} = -0.125$$

$$\text{Nudo f: } \mu_{fd} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{df}}{K_{df} + K_{fe}} = -\frac{1}{2} * \frac{0.26}{0.26 + 1.74} = -0.065$$

$$\mu_{fe} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{fe}}{K_{df} + K_{fe}} = -\frac{1}{2} * \frac{1.74}{0.26 + 1.74} = -0.435$$

☑ **Cálculo de factores de corrimiento** $V = -\frac{3}{2} * \frac{C_{ik} * K_{ik}}{\sum K_{mcik} * K_{ik}}$

Altura equivalente de la columna AB.

$$h_{ab} = \frac{3}{2} h = \frac{3}{2} 5.20 = 7.80$$

Factor de reducción en las columnas.

$$C = \frac{hn}{hik}$$

Para el caso del graderío sería:

$$Cab = \frac{h}{n} = \frac{7.80}{7.80} = 1$$

$$Ccd = \frac{hn}{hcd} = \frac{7.80}{3.00} = 2.60$$

$$Cef = \frac{hn}{hef} = \frac{7.80}{0.80} = 9.75$$

$$Vab = -\frac{3}{2} * \frac{1 * 0.21}{\frac{3}{4} * 1 * 0.275 + (2.6) + 0.52 + (9.75) * 1.74} = -0.0019$$

$$Vcd = -\frac{3}{2} * \frac{2.6 * 0.52}{\frac{3}{4} * 1 * 0.275 + (2.6) * 0.52 + (9.75) * 1.74} = -0.012$$

$$V_{ef} = -\frac{3}{2} * \frac{9.75 * 1.74}{\frac{3}{4} * 1 * 0.275 + (2.6) * 0.52 + (9.75) * 1.74} = -0.15$$

Comprobación:

$$\sum cik * Vik = \frac{3}{2} = 1.50$$

$$= - (1 * 0.00186 + 2.6 * 0.012 + 9.75 * 1.15) = -1.50$$

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

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

$$\text{Nudo b: } M'_{ba} = \mu_{ba} (M_{sb} + (M'_{db} + M_{ab} + M''_{ab}))$$

$$= -0.22 (-1630.47 + 0 + 0) = 358.70 \text{ Kg-m}$$

$$M'_{bd} = \mu_{bd} (M_{sb} + (M'_{db} + M_{ab} + M''_{ab}))$$

$$= -0.28 (-1630.47 + 0 + 0) = 456.53 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Nudo d: } M'_{db} = \mu_{db} (M_{db} + (M'_{bd} + M'_{dc} + M''_{dc}))$$

$$= -0.125 (391.31 + 0 + 0) = 48.91 \text{ Kg-m}$$

$$M'_{dc} = \mu_{dc} (M_{db} + (M'_{bd} + M'_{dc} + M''_{dc}))$$

$$= -0.25 (391 + (0 + 0 + 0)) = 47.83 \text{ Kg-m}$$

$$M'_{df} = \mu_{df} (M_{db} + (M'_{bd} + M'_{dc} + M''_{dc}))$$

$$= 0.125 (391.31 + (0 + 0 + 0)) = 48.91 \text{ Kg-m}$$

$$\begin{aligned}
\text{Nudo F: } M'_{fd} &= \mu_{fd}(M_{sc} + (M'_{df} + M'_{fe} + M''_{fe})) \\
&= 0.065 (-48.91 + 1630.47) = 102.80 \text{ Kg-m} \\
M'_{fd} &= \mu_{fd}(M_{sc} + (M'_{df} + M'_{fe} + M''_{fe})) \\
&= 0.435 (-48.91 + 1630.47) = 687.98 \text{ Kg-m}
\end{aligned}$$

Influencias de desplazamiento (M''_{ik}) – Primera iteración

$$\begin{aligned}
M''_{ik} &= V_{ik} (\sum (M'_{ik} + M'_{ki})) \\
M''_{ab} &= V_{ab}(M'_{ab} + M'_{ba} + M'_{cd} + M'_{dc} + M'_{ef} + M'_{fe}) \\
&= -0.0019 (358.70 - 97.83 - 687.98) = 0.82 \text{ Kg-m} \\
&= -0.012 (358.70 - 97.83 - 687.98) = 5.12 \text{ Kg-m} \\
&= -0.15 (358.70 - 97.83 - 687.98) = 64.07 \text{ Kg-m}
\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
M'_{ik} &= \mu_{ik}(M_s + \sum (M'_{in} + M'_{in})) \\
\text{Nudo b: } M'_{ba} &= \mu_{ba}(M_{sb} + (M'_{db} + M_{ab} + M''_{ab})) \\
&= -0.22 (47.04 - 1630.47 - 48.91) = 359.11 \text{ Kg-m} \\
M'_{bd} &= \mu_{bd}(M_{sb} + (M'_{db} + M_{ab} + M''_{ab})) \\
&= -0.28 (47.04 - 1630.47 - 48.91) = 457.05 \text{ Kg-m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Nudo d: } M'_{db} &= \mu_{db}(M_{db} + (M'_{bd} + M'_{dc} + M''_{dc})) \\
&= -0.125 (391.31 + 115.80 - 102.80) = -50.59 \text{ Kg-m} \\
M'_{dc} &= \mu_{dc}(M_{db} + (M'_{bd} + M'_{dc} + M''_{dc})) \\
&= -0.25 (391 + 115.80 - 102.80) = -101.19 \text{ Kg-m} \\
M'_{df} &= \mu_{df}(M_{db} + (M'_{bd} + M'_{dc} + M''_{dc}))
\end{aligned}$$

$$= 0.125 (391.31 + 115.80 - 102.80) = -50.59 \text{ Kg-m}$$

Nudo f: $M'_{fd} = \mu_{fd}(M_{sc} + (M'_{df} + M'_{fe} + M''_{fe}))$
 $= 0.065 (-50.59 + 379.98 + 1630.47) = -127.39 \text{ Kg-m}$

$$M'_{fd} = \mu_{fd}(M_{sc} + (M'_{df} + M'_{fe} + M''_{fe}))$$

$$= 0.435 (-50.59 + 379.98 + 1630.47) = -852.54 \text{ Kg-m}$$

Influencias de desplazamiento (M''_{ik}) – Segunda iteración

$$M''_{ik} = V_{ik} (\sum (M'_{ik} + M'_{ki}))$$

$$M''_{ab} = V_{ab}(M'_{ab} + M'_{ba} + M'_{cd} + M'_{dc} + M'_{ef} + M'_{fe})$$

$$= -0.0019 (359.11 - 101.19 - 852.54) = 1.12 \text{ Kg-m}$$

$$= -0.012 (359.11 - 101.19 - 852.54) = 7.13 \text{ Kg-m}$$

$$= -0.15 (359.11 - 101.19 - 852.54) = 89.19 \text{ Kg-m}$$

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

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$$

$$M_{ab} = MF_{ab} + 2M'_{ab} + M'_{ba} + M''_{ab} = 0 + 2(0) + 414.96 + 91.85 =$$

$$M_{ab} = 506.81 \text{ Kg-m}$$

$$M_{ba} = MF_{ba} + 2M'_{ba} + M'_{ab} + M''_{ba} = 0 + 2(414.96) + 0 + 91.85 =$$

$$M_{ba} = 921.77 \text{ Kg-m}$$

Figura 4. Diagramas de carga viva, muerta y sismo en columnas

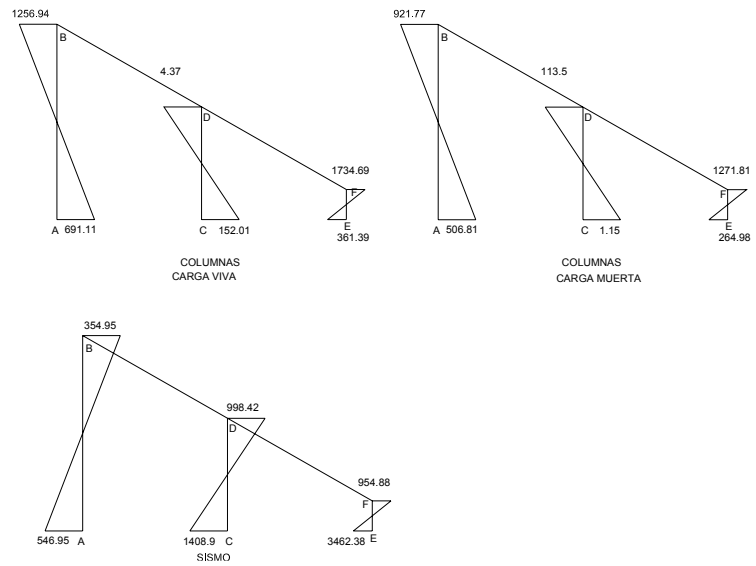
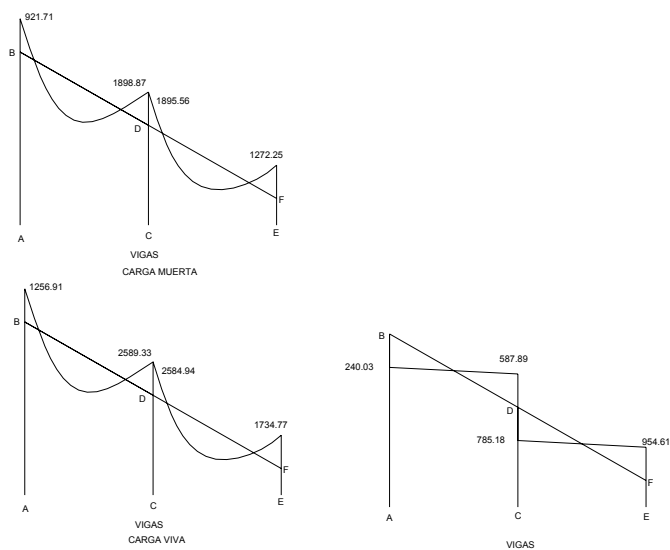


Figura 5. Diagramas de carga viva, muerta y sismo en vigas



Se procede de la misma manera para calcular los demás momentos finales, para ambos casos (columnas y vigas).

La rigidez, los factores de giro y los factores de corrimiento que se calcularon en el análisis de carga viva, son los mismos que se utilizan en los análisis de carga muerta y fuerza de sismo.

2.7.1 Envolvente de momentos

La envolvente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos, que pueden ocurrir al suponer los efectos de carga muerta, viva y sismo tanto en vigas como en columnas.

Fórmulas para considerar la superposición de efectos, el código ACI propone las siguientes combinaciones:

$$M(-) = 0.75 (1.4 MCM + 1.7 MCV + 1.87 MS)$$

$$M(-) = 0.75 (1.4 MCM + 1.7 MCV - 1.87 MS)$$

$$Mi = 0.90 MCM \pm 1.43 MS$$

$$Mi = 1.4 MCM + 1.7 MCV.$$

$$\text{Vigas: } Mbd = 0.75 (1.4 Mcm + 1.7Mcv + 1.87 Ms)$$

$$= 0.75((1.4(921.71) + 1.7(1256.91) + 1.87(240.03))$$

$$= 2906.99 \text{ Kg-m}$$

$$Mdb = 6119.72 \text{ Kg-m}$$

$$M_{df} = 6387.35 \text{ Kg-m}$$

$$M_{fd} = 4886.53 \text{ Kg-m}$$

$$\begin{aligned} \text{Columnas: } M_{ab} &= 0.75 (1.4 M_{cm} + 1.7 M_{cv} + 1.87 M_s) \\ &= 0.75 ((1.4 (506.81) + 1.7 (691.11) + 1.87 (546.95)) \\ &= 2180.41 \text{ Kg-m.} \end{aligned}$$

Vigas

En la envolvente de momentos se calcula el momento positivo, de las vigas con la siguiente fórmula:

$$M_{(+)} = \frac{Wl^2}{8} - \frac{M_1 + M_2}{2}$$

Donde $M_1 + M_2$ corresponden a los momentos de los extremos de cada viga.

$$CU = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$CU = 1.4(1300) + 1.7(1800)$$

$$CU = 4880 \text{ Kg/m.}$$

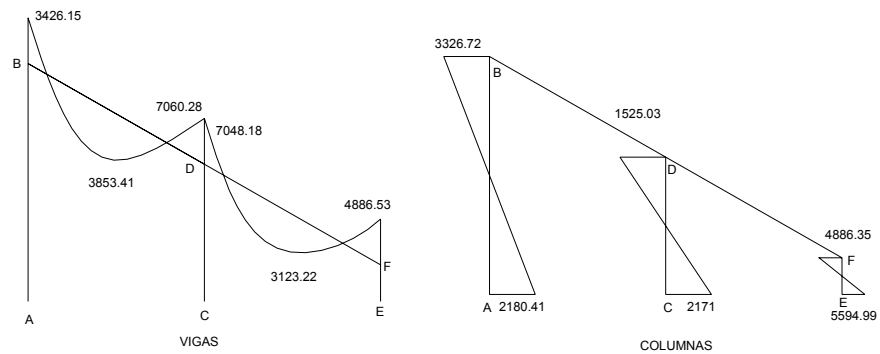
$$1. M_1 = 4880(3.85)^2 / 8 - (3426.15 + 7060.28) / 2$$

$$= 3853.41 \text{ Kg-m}$$

$$M_2 = 4880(3.85)^2 / 8 - (7060.28 + 4886.53) / 2$$

$$= 3123.22 \text{ Kg-m.}$$

Figura 6. Diagrama de envolvente de momentos últimos (Kg.-m) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y

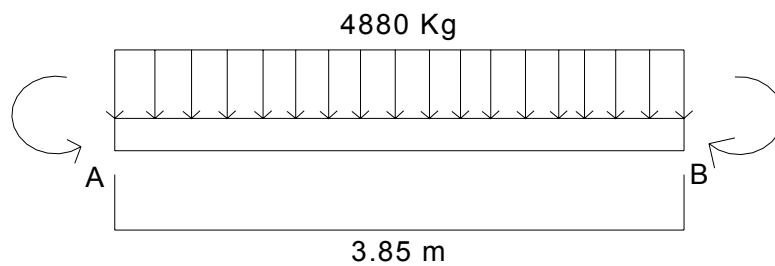


2.7.2 Cálculo de cortes

Para el cálculo de cortes de vigas se debe descomponer la estructura y realizar sumatoria de momentos respecto a un extremo y así obtener una reacción, después se puede realizar sumatoria de momentos en el otro extremo o bien sumatoria de fuerzas verticales y así encontrar el otro corte. Para el cálculo de cortes en columnas se efectúa sumatoria de los momentos de las columnas y se divide entre la altura de la misma.

Viga 1

Figura 7. Diagrama de carga distribuida en vigas



$$\sum M_a = 0$$

$$6253.53 - 2906.99 + 4880 * 3.85 * 1.925 - R_b (3.85) = 0$$

$$R_b = 10,263.23 \text{ Kg.}$$

$$\sum F_v = 0$$

$$10,263.23 - 4880 * 3 + R_a = 0$$

$$R_a = 4376.77 \text{ Kg}$$

Viga 2

$$\sum M_a = 0$$

$$4886.53 - 6253.53 + 36166.9 - R_b (3.85) = 0$$

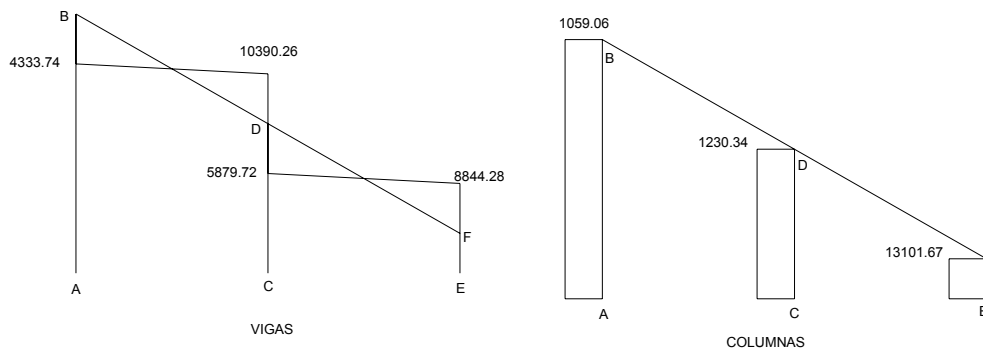
$$R_b = 9038.93 \text{ Kg.}$$

$$\sum F_v = 0$$

$$9038.93 - 4880 * 3 + R_a = 0$$

$$R_a = 5,601.07 \text{ Kg.}$$

Figura 8. Diagrama de cortes últimos (Kg.) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y



Resultado del análisis de Kani – marco típico sentido X

Para el análisis del marco en el sentido X, se aplicó el mismo procedimiento que en el análisis del marco sentido Y, ya que en este sentido del graderío solo lleva el peso de las losas, por lo que se puede decir que es una viga de amarre.

Predimensionando el marco

Viga = 20 * 40 cm.

$$\begin{aligned} W_{\text{viga}} &= 0.2 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 2400 \text{ Kg/ m}^3 \\ &= 192 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Àrea tributaria:

$$0.7 \text{ m} * 3 \text{ m} = 2.10 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} W_{\text{losa}} &= \frac{2400 \text{ Kg/ m}^3 * 0.1 \text{ m} * 2.10 \text{ m}^2}{3 \text{ m}} \\ &= 168 \text{ Kg/m.} \end{aligned}$$

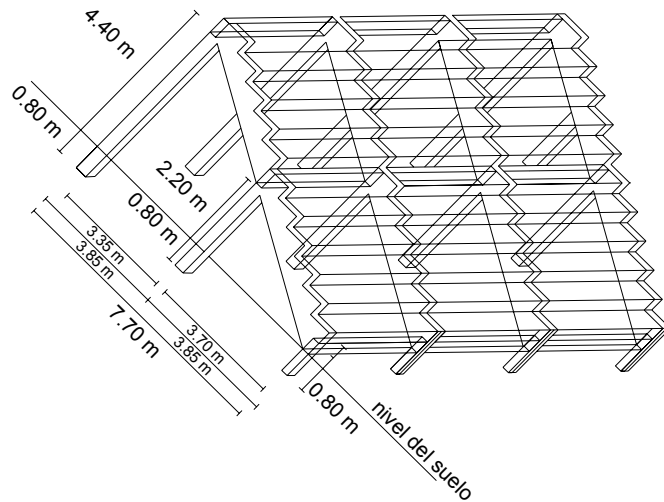
$$\begin{aligned} W_{\text{viva}} &= \frac{600 \text{ Kg/ m}^2 * 2.10 \text{ m}^2}{3 \text{ m}} \\ &= 420 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Carga muerta = 360 Kg/m

SISMO

Carga Sismo total = 14165 Kg.

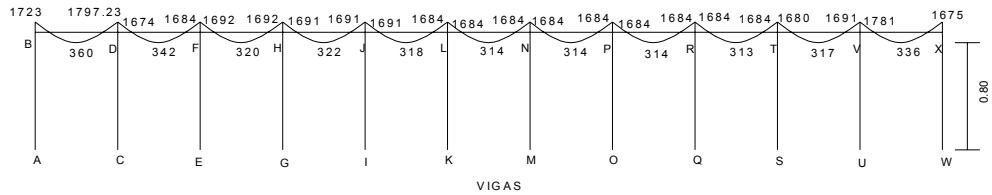
Figura 9. Modelo típico del graderio en el sentido X



En el graderío en el análisis del sentido X se tomaron tres marcos distintos por las diferentes alturas de columnas con que cuenta el graderío. En este caso el marco que se está analizando es el de las columnas más pequeñas.

Marco que tiene una altura de 0.80 m

Figura 10. Diagrama de momentos últimos en vigas (Kg-m) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido x



Envolvente de momentos de las columnas del marco que tiene una altura de 0.80 m que en este caso son las columnas mas pequeñas.

Figura 11. Diagrama de momentos últimos en columnas (Kg-m) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido x

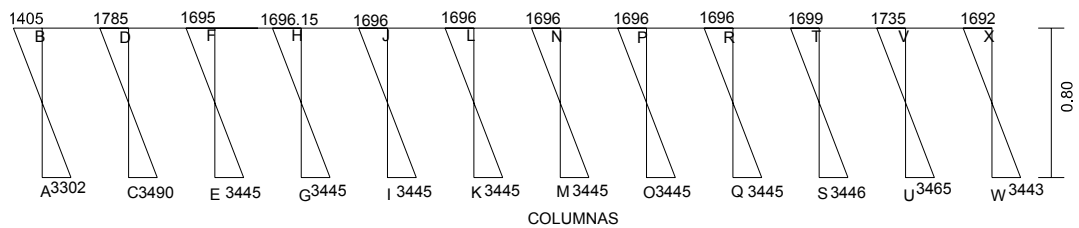


Figura 12. Diagrama de cortes últimos en vigas (Kg) – marco típico dúctil unidos con nudos rígidos sentido x

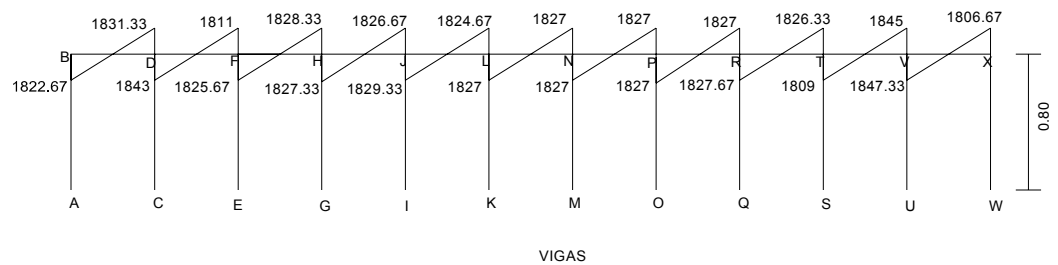
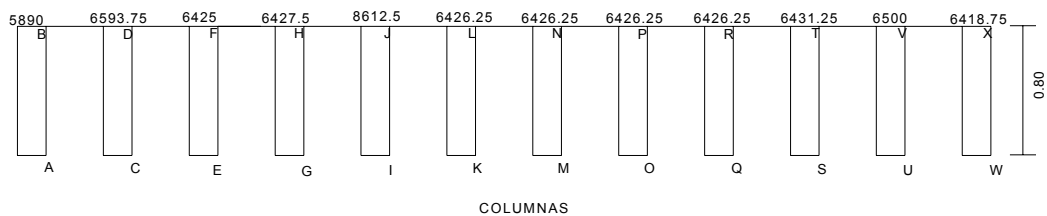


Figura 13. Diagrama de cortes últimos en columnas (Kg) – marco típico dúctil unidos con nudos rígidos sentido x



Marco que tiene una altura de 3.00 m

Figura 14. Diagrama de momentos últimos en vigas (Kg-m) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido x

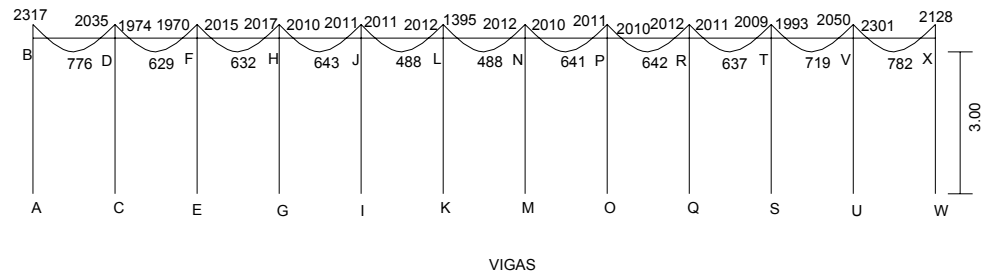


Figura 15. Diagrama de momentos últimos en columnas (Kg-m) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido x

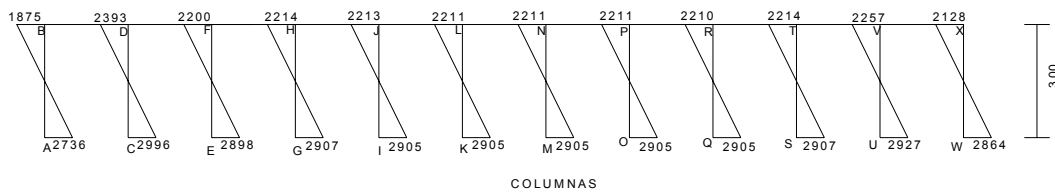


Figura 16. Diagrama de cortes últimos en vigas (Kg) – marco típico dúctil unidos con nudos rígidos sentido x

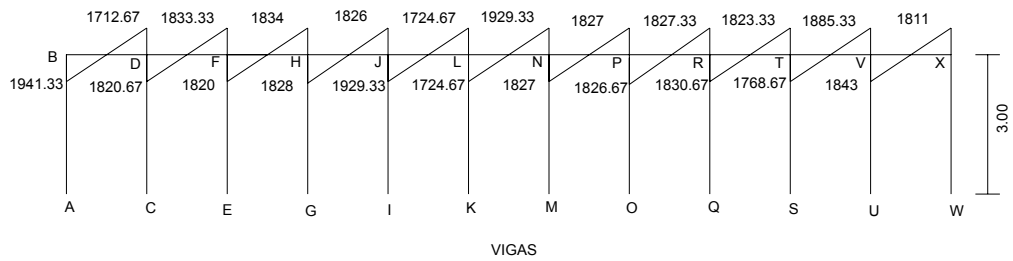
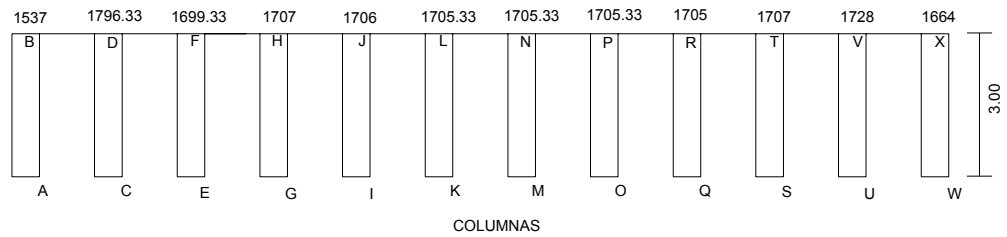


Figura 17. Diagrama de cortes últimos en columnas (Kg) – marco típico dúctil unidos con nudos rígidos sentido x



Marco que tiene una altura de 5.20 m

Figura 18. Diagrama de momentos últimos en vigas (Kg-m) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido x

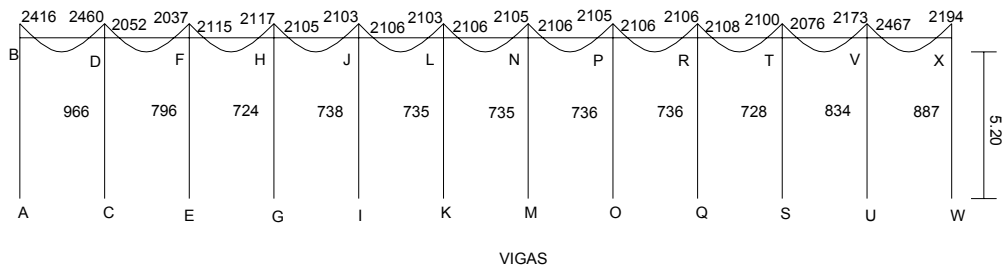


Figura 19. Diagrama de momentos últimos en columnas (Kg-m) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido x

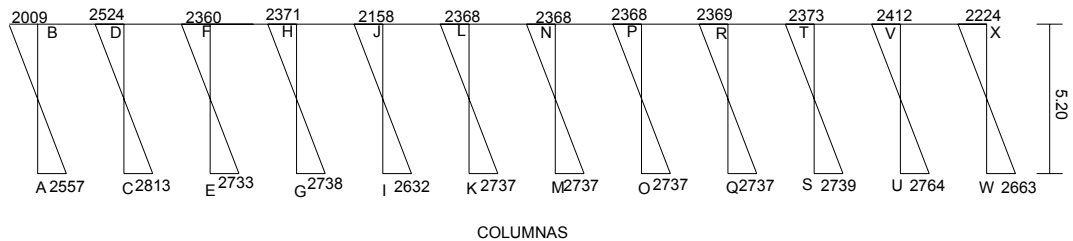


Figura 20. Diagrama de momentos últimos en vigas (Kg-m) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido x

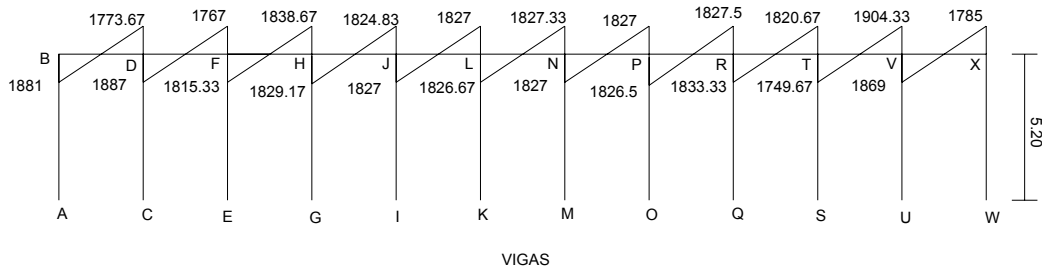
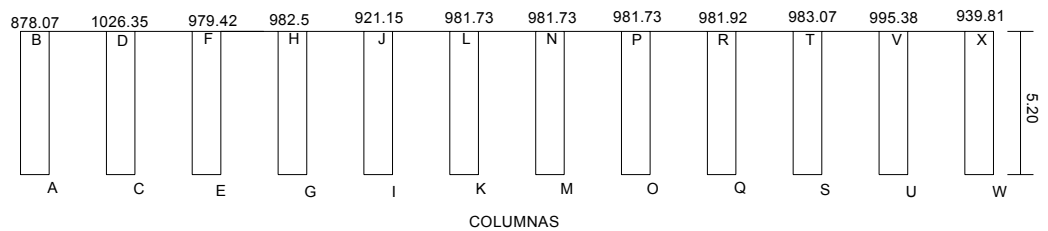


Figura 21. Diagrama de momentos últimos en columnas (Kg-m) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido x



2.8 Diseño Estructural

2.8.1 Diseño de losa

La losa a diseñar, es una losa plana armada en un sentido, ya que esta solo sobre dos apoyos. Como la losa es continua en ambos extremos, el espesor mínimo será de $L/28$.

Los requisitos del ACI son los siguientes:

- 1) La separación lateral de las barras, no debe ser superior a 3 veces el espesor de la losa.
- 2) La separación mínima, no debe ser inferior, bajo ningún concepto a un diámetros de barra o 2.5 cm.
- 3) El recubrimiento mínimo es de 2 cm.
- 4) El área de acero mínima, se calcula como 40% del área de acero mínimo de vigas.
- 5) Acero por temperatura es igual $a = 0.002bt$

Diseño de la losa

Relación A/B

A = lado corto de la losa.

B = lado largo de la losa.

$R = A/B = 0.7/3 = 0.23 < 0.5$ trabaja en un sentido.

T = espesor de losa = $(a + b) / 90$

$T = (0.7 + 3) / 90$

= 0.041

Se utilizara un espesor de 10 cm.

Integración de cargas

Peso de la losa = $\gamma_c * t$

= $2400 \text{ Kg/ m}^3 * 0.1 \text{ m} * 0.7 \text{ m}$

= 168 Kg/m

Peso de acabados = $90 \text{ Kg/ m}^2 * 0.7 \text{ m}$

= 63 Kg/m

Carga muerta = 231 Kg/m

Carga Viva = $600 \text{ Kg/ m}^2 * 0.7 \text{ m}$

= 420 Kg/m

CU = 1.4CM + 1.7 CV

= 1.4 (231) + 1.7 (420)

= 1037.4 Kg/m.

Los momentos para una losa continua en ambos extremos son:

$M (-) = WL^2 / 14$

= $1037.4 * 2.8^2 / 14$

$$= 580.94 \text{ Kg-m}$$

$$M (-) = WL^2 / 10$$

$$= 1037.4 * 2.8^2 / 10$$

$$= 813.32 \text{ Kg - m}$$

$$M (+) = WL^2 / 9$$

$$= 1037.4 * 2.8^2 / 9$$

$$= 903.69 \text{ Kg - m}$$

Cálculo del acero mínimo.

$$As_{min} = 0.4 * 14.1 * bd / f_y$$

$$= 0.4 * 14.1 * 70 * 7 / 2810$$

$$= 0.98 \text{ cm}^2$$

Àrea:

$$0.98 \text{ cm}^2 \text{ -----} 1 \text{ m}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ -----} X$$

$$X = 0.72 \text{ m} > 3t$$

Usar No 3 30 cm

Àrea:

$$X \text{ cm}^2 \text{ -----} 1 \text{ m}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ -----} 0.30 \text{ m}$$

$$X = As_{min} = 2.37 \text{ cm}^2$$

Ahora se calcula el momento que el As_{min} es capaz de resistir.

$$M_{smin} = 0.9 (2.37 * 2810 * 7 - 2.37^2 * 2810^2 / 1.7 * 210 * 70) / 100$$

$$= 403.59 \text{ Kg - m}$$

Entonces calculamos el A_s para aquellos momentos mayores a M_{smin} .

Para $M = 580.94 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

$$A_s = 0.577 \text{ cm}^2$$

Área:

$$0.577 \text{ cm}^2 \text{-----} 1\text{m}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{-----} X$$

$$X = 1.23 > 3t$$

Usar No. 3 @ 30 cm.

Para $M = 813.32 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

$$A_s = 0.81 \text{ cm}^2$$

Área:

$$0.81 \text{ cm}^2 \text{-----} 1\text{m}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{-----} X$$

$$X = 0.87 > 3t$$

Usar No. 3 @ 0.3 cm

Para $M = 903.69 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

$$A_s = 0.9 \text{ cm}^2$$

Área:

$$0.9 \text{ cm}^2 \text{-----} 1\text{m}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{-----} X$$

$$X = 0.79 > 3t$$

Usar No.3 @ 0.3 cm.

Diseño de la contrahuella

Se trabajara como una viga pequeña.

Integración de cargas

$$\begin{aligned}\text{Peso losa} &= \gamma_c * t \\ &= 2400 \text{ Kg/ m}^3 * 0.10\text{m}^2. \\ &= 240 \text{ Kg/ m}^2\end{aligned}$$

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

$$\text{Carga Muerta} = 330 \text{ Kg/ m}^2$$

$$\text{Carga Viva} = 600 \text{ Kg/ m}^2$$

$$\begin{aligned}\text{Carga Ultima} &= 1.7\text{CV} + 1.4\text{CM} \\ &= 1.7 (600) + 1.4 (330) \\ &= 1482 \text{ Kg/ m}^2\end{aligned}$$

$$\text{Área Tributaria} = 1.05 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}\text{Peso viga} &= 0.1\text{m} * 0.2\text{m} * 3\text{m} * 2400 \text{ Kg/ m}^3 \\ &= 144 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Carga ultima} &= 144 \text{ Kg} * 1.4 \\ &= 201.6 \text{ Kg m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{CUtotal} &= (1482\text{Kg/ m}^2 * 1.05 \text{ m}^2) + 201.6 \text{ Kg} \\ &= 1757.7 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{CUdistribuida} &= 1757.7 \text{ Kg} / 3\text{m} \\ &= 585.9 \text{ Kg/m.}\end{aligned}$$

Cálculo de momento y acero

$$W = 585.9 \text{ Kg/m}$$

$$\begin{aligned}M (+) &= WL^2 / 8 \\ &= 585.9 * 3^2 / 8\end{aligned}$$

$$= 659.14 \text{ Kg} - \text{m}$$

Datos:

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

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

$$b = 0.1 \text{ m}$$

$$t = 0.4 \text{ m}$$

$$d = 37.5 \text{ cm}$$

$$As_{min} = 14.1/fy * bd$$

$$= 14.1/2810 * 10*37.5$$

$$= 1.88 \text{ cm}^2$$

$$As = (b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0.003825 * f'c}}) \left(\frac{0.85 * f'c}{Fy} \right) =$$

$$As = 0.66 \text{ cm}^2$$

Se calcula el % de refuerzo que también es llamado cuantía de acero y se le denota por ρ .

$$\rho = as/bd$$

$$= 0.66 / 10 * 37.5$$

$$= 0.0018.$$

$$\rho_{min} = 14.1/fy$$

$$= 14.1 / 2810$$

$$= 0.005$$

$$p_{\max} = 0.018$$

En cama superior:

$$\begin{aligned} A_{s\min} &= 0.005 * bt \\ &= 0.005 * 10 * 40 \\ &= 2 \text{ cm}^2 \\ &3 \text{ No. 3} \end{aligned}$$

Calculo de refuerzo por corte (V)

$$\begin{aligned} V_{\text{actuante}} &= WL / 2 \\ &= 585.9 \text{ Kg/m} * 3\text{m} / 2 \\ &= 878.85 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Calculo del corte resistente.

$$\begin{aligned} V_r &= 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 46 = \\ &= 2448.14 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= V_a - V_c \\ &= 878.85 - 2448.14 \\ &= -1569.29 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$V_{resist} > V_{act}$

Estribos por confinamiento únicamente.

$$S_{max} = d/2$$

$$= 37.5/2$$

$$= 18.75 = 18 \text{ cm}$$

Colocar No 3 @0.15.

2.8.2 Diseño de Viga

Las vigas son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión, tensión y corte. Las vigas de concreto simple son ineficientes como elementos sometidos a flexión, debido a que la resistencia a la tensión es una pequeña fracción de la resistencia a la compresión.

Para el cálculo del refuerzo longitudinal, se tomaron en cuenta las siguientes especificaciones del ACI.

- 1) El área de acero mínima se calcula como $14.1 * b*d / f_y$
- 2) El recubrimiento mínimo es de 4 cm.
- 3) El área de acero máxima se calcula como $0.5\rho_{bal} * b*d$.

Para cada uno de los momentos anteriores se calcula el área de acero que se requiere con la siguiente fórmula.

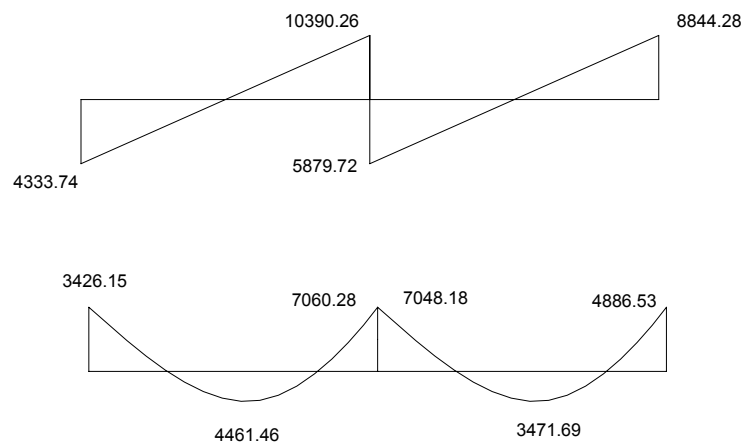
$$A_s = (b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0.003825 * f'c}}) \left(\frac{0.85 * f'c}{F_y} \right) =$$

Se propone un armado que satisfaga el área de acero requerida.

Se revisa si está dentro de los límites requeridos.

Tomando los criterios anteriores se procedió a diseñar la viga.

Figura 22. Diagrama de momentos y cortes de la viga sentido Y



Datos de diseño:

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

$$F'y = 2810 \text{ Kg/ cm}^2$$

$$d = 40 - 4 = 36 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

Momentos negativos:

$$M (-) = 2907 \text{ Kg-m} \quad As (-) = 3.31 \text{ cm}^2$$

$$M (-) = 6120 \text{ Kg-m} \quad As (-) = 7.30 \text{ cm}^2$$

$$M (-) = 6388 \text{ Kg-m} \quad As (-) = 7.66 \text{ cm}^2$$

$$M (-) = 4887 \text{ Kg-m} \quad As (-) = 5.73 \text{ cm}^2$$

Momentos positivos:

$$M (+) = 4462 \text{ Kg-m} \quad As (+) = 5.20 \text{ cm}^2$$

$$M (+) = 3472 \text{ Kg-m} \quad As (+) = 3.99 \text{ cm}^2$$

Límites para el acero de refuerzo:

$$As_{min} = \frac{14.1 * 20 * 36}{2810} = 3.61 \text{ cm}^2$$

$$As_{mas} = 0.5 * (0.0373399) * (20) * (36) = 13.44 \text{ cm}^2$$

Acero corrido cama superior al centro

El código indica que el acero corrido en la cama superior de la viga se puede utilizar el 33% de $As (-)$ o As_{min} , por lo general, se toma el mayor de los dos.

$$A_{smin.} = 3.61 \text{ cm}^2$$

$$0.33 A_s (-) = 0.33 * 7.66 = 2.53 \text{ cm}^2$$

Se toma $A_{smin.} = 2 \# 5$

Acero corrido cama inferior en apoyos

El código dice que el acero corrido en la cama inferior de la viga se toma el mayor de $A_{smin.}$, 50% $A_s (+)$, 50% del $A_s (-)$.

$$A_{smin.} = 3.61 \text{ cm}^2$$

$$0.50 A_s (-) = 0.50 * 7.66 = 3.83 \text{ cm}^2$$

$$0.50 A_s (+) = 0.50 * 5.20 = 2.60 \text{ cm}^2$$

Se toma $= 2 \#5$

Refuerzo transversal

De acuerdo al ACI, el corte para el concreto puede determinarse por:

$$V_c = \Phi * 0.53 * (210)^{1/2} b * d \text{ donde:}$$

V_c = corte que resiste el concreto

b = ancho de la viga

d = peralte de la viga

Φ = factor de reducción de capacidad

El corte del concreto será:

$$V_c = (0.85) * (0.53) * (210)^{1/2} * (20) * (36) = 4434.36 \text{ Kg}$$

Del análisis estructural los cortes actuantes en la viga son:

$$V_1 = 4376.77 \text{ Kg} < 4434.36$$

$$V_2 = 10263.23 \text{ Kg} > V_c$$

$$V_2' = 5601.07 \text{ Kg} > V_c$$

$$V_3 = 9038.93 \text{ Kg} > V_c$$

Debido a que $V_1 < V_c$, la viga no necesita refuerzo, por lo que se colocará el refuerzo mínimo para mantener fijo el armado longitudinal.

De acuerdo al ACI el refuerzo mínimo de corte será:

$$A_v = 3.5 \text{ bs}/F_y$$

Donde b y s están dados en cms.

$$\text{Despejando } S = 2 * A_v * F_y / v_s * b$$

Si colocamos varilla No. 3 el $A_v = 0.71 \text{ cms}$

$$S = 2 * 0.71 * 2810 / 3.5 * 20 = 57 \text{ cm.}$$

De acuerdo a ACI, el espaciamiento límite colocado perpendicularmente al eje longitudinal del miembro no debe exceder a $d/2$.

$$S = d/2 = 36/2 = 18 \text{ cms.}$$

Como los resultados son mayores que $d/2$ colocar No. 3 @ 0.15 m. Los otros cortes mayores al del concreto se calcularon de la misma manera, el espaciamiento resultante es igual a $d/2$.

2.8.3 Diseño de columnas

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

Requisitos ACI para columnas

- 1) El área de acero longitudinal mínima es de 1% de la sección de la columna. $A_s (\text{min}) = 0.01 A_g$; A_g = área de la columna.
- 2) $A_s (\text{max}) = 0.08 A_g$: (zona no sísmica).
 $A_s (\text{max}) = 0.06 A_g$: (zona sísmica).
- 3) La columna deberá tener como mínimo 4 varillas de acero longitudinal.
- 4) Lado más pequeño de una columna estructural será de 20 cm.
- 5) Sección mínima deberá ser de 400 cm^2
- 6) El refuerzo transversal (estribos) nunca podrá ser menor que # 3.
- 7) El recubrimiento mínimo de una columna en condiciones normales es de 3cm.

$$\begin{aligned} \text{La carga última} &= 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} \\ &= 1.4 (231) + 1.7 (490) = 1156.4 \text{ Kg/ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{F.C.U} = 1156.4 / 721 = 1.60$$

La carga axial se calcula de la siguiente manera:

$$P_c = (A_t * \text{carga última}) + (A_c * w_c * \text{F.C.U} * h_c)$$

En donde:

A_t = área tributaria de la columna

A_c = área de columna

F.C.U = factor de carga última

w_c = peso específico del concreto

h_c = altura de columna

Si se quiere encontrar la carga axial para la columna de longitud de 5.20 mts es:

$$P_c = 5.5 * 1156.4 + 0.25 * 0.35 * 2400 * 1.6 * 5.20 = 8107.40 \text{ Kg}$$

$$P_c \text{ 3.00 m} = 14278.24 \text{ Kg}$$

$$P_c \text{ 0.80 m} = 7639.48 \text{ Kg}$$

En el diseño de columnas es necesario hacer varios chequeos, y ver como funciona la columna, es decir si es:

Corta

Intermedia

Larga

Clasificación de las columnas por su esbeltez

- 1) Columnas cortas: $E < 21$ no se magnifica
- 2) Columnas intermedias: $21 < E < 100$ si se magnifica
- 3) Columnas largas: $E > 100$ no es aconsejable construirlas porque fallan por pandeo.

La esbeltez de una columna se calcula como:

$$E = Kl_u/r$$

En donde:

K = factor de pandeo de la columna

l_u = longitud libre entre apoyos

r = radio de giro

r = 0.25 para columnas circulares

r = 0.30 para columnas rectangulares

A continuación se muestra el diseño de la columna de 5.20 m.

Datos de diseño:

$$P_u = 8.11 \text{ ton.}$$

$$M_{dy} = 6.05 \text{ ton-m}$$

$$Mdx = 3.95 \text{ ton-m}$$

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

$$Fy = 2810 \text{ Kg/cm}$$

Determinando la relación de esbeltez

Rigideces:

$$\text{Columna} = 1/12 (25)^2(35) / 520 = 171.77 \text{ cm}^3$$

$$\text{Viga} = 277.06 \text{ cm}^3$$

$$\Psi_b = \frac{\sum I/L (\text{col})}{\sum I/L (\text{vigas})} = \frac{171.77}{277.06} = 0.62$$

$\Psi_a = 0$ (empotramiento en la base)

$$\varphi_p = \frac{\varphi_A + \varphi_B}{2} = \frac{0.62}{2} = 0.31$$

$$\text{Entonces se utiliza } K = \frac{20 - \varphi_p}{20} \sqrt{1 + \varphi_p} = \frac{20 - 0.31}{20} \sqrt{1 + 0.31} = 1.13$$

$$E = \frac{KL_U}{\sigma}, \quad \text{donde } \sigma = 0.30 \text{ (Lado menor para columnas rectangulares)}$$

$$E = \frac{1.13 * 520}{0.30 * 0.35} = 55.96 > 22$$

Hay que magnificar.

$$\beta_d = \frac{CMu}{CU} = \frac{323.4}{1156.4} = 0.28$$

$$E_c = 15,100\sqrt{f'c} \quad I_g = \frac{1}{12} * bh^3$$

$$EI = \frac{E_c * I_g}{1 + \beta d} = \frac{15,100\sqrt{210} * 1/12 * 25 * 35^3}{(1 + 0.28)} = 610.80 \text{ T- m}^2$$

Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} = \frac{\pi^2 * 610.80}{(1.13 * 5.20)^2} = 174.60 \text{ T- m}^2$$

Cálculo del magnificador de momentos

$\delta > 1$ y $\phi = 0.70$ si se usan estribos

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\phi P_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{8.11}{0.70 * 174.60}} = 1.08$$

$$M_{dx} = \delta * M_u = 1.08 * 3326.72 = 3592.8 \text{ Kg - m}$$

La esbeltez de las columnas en el sentido X se calcula con:

Es el mismo procedimiento:

$$\beta d = 0.28 \quad EI = 311.63 \text{ Kg - m}^2 \quad P_c = 103.17 \text{ Ton} \quad \delta = 1.13$$

$$M_{dx} = 3178.69 \text{ Kg - m}$$

Cálculo del acero longitudinal por el método de BRESLER

Este método consiste en una aproximación del perfil de la superficie de la falla, además es uno de los métodos más utilizados, porque su procedimiento es tan sencillo y produce resultados satisfactorios.

La idea fundamental del método de Bresler es aproximar el valor $1/P'u$. Este valor se aproxima por un punto del plano determinado por los tres valores: carga axial pura ($P'o$), la carga de falla para una excentricidad e_x ($P'x_o$) y la carga de falla para una excentricidad e_y ($P'oy$).

El procedimiento a seguir es el siguiente:

Cálculo de límites de acero: según ACI, el área de acero en una columna debe estar dentro de los siguientes límites $1\% A_g < A_s < 6\% A_g$

$$A_{s\text{mín}} = 0.01 (25 \times 35) = 8.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 0.06 (25 \times 53) = 52.5 \text{ cm}^2$$

Se propone un armado, se aconseja iniciar con un valor cerca de $A_{s\text{mín}}$.
Armado propuesto 4 No. 8 = $4 (5.07) = 20.28 \text{ cm}^2$

Para este método se usan los diagramas de interacción para diseño de columnas (ver Apéndice). Los valores a utilizar en los diagramas son:

Valor de la gráfica $Y = X = d/h = (30-2(3))/30 = 0.80$

Valores de la curva: $P_{tu} = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c A_g} = \frac{20.28 * 2,810}{0.85 * 210 * 875} = 0.36$

Excentricidades: $e_x = M_{dx}/P_u = 3.18/8.11 = 0.39$

$e_y = M_{dy}/P_u = 3.59/8.11 = 0.44$

Al conocer las excentricidades se calcula el valor de las diagonales

$e_x/h_x = 0.39/0.25 = 1.56$ $e_y/h_y = 0.44/0.35 = 1.26$

Con los valores obtenidos en los últimos cuatro pasos, se buscan los valores de los coeficientes K_x y K_y , entonces son: $K_x = 0.10$ y $K_y = 0.14$.

Cálculo de cargas:

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_x :

$P'_{ux} = K_x * f'_c * b * h = (0.10)(210)(25*35) = 18375 \text{ Kg.}$

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_y :

$P'_{uy} = K_y * f'_c * b * h = (0.14)(210)(25*35) = 25725 \text{ Kg.}$

Carga axial de resistencia de la columna

$$P'o = \phi(0.85 * f'c(Ag - As) + As * Fy) = 0.70 \\ (0.85*210(875-20.28)+20.28*2,810)$$

$$P'o = 146614.34 \text{ Kg.}$$

Carga de la resistencia de la columna:

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{P'ux} + \frac{1}{P'uy} - \frac{1}{P'o}} = \frac{1}{\frac{1}{18375} + \frac{1}{25725} - \frac{1}{146614.34}} = 11564.19 \text{ Kg.}$$

Como $P'u > P_u$ el armado propuesto si resiste las fuerzas aplicadas, si esto ni fuera así se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla.

Cálculo del acero transversal (Estribos):

Además de diseñar las columnas para resistir flexocompresión, es necesario dotarlas con suficiente ductibilidad, con el objetivo de que absorban parte de la energía del sismo, esto se logra mediante un mayor confinamiento en los extremos. Se ha determinado que si las columnas se confinan su capacidad de carga es mucho mayor y mejora notablemente la ductilidad de la columna.

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

Se calcula el corte resistente

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 32 = 5222.69 \text{ Kg.}$$

$$V_u = 13101.67 \text{ Kg.}$$

Comparar V_r con V_u con los siguientes criterios:

Si $V_r > V_u$ se colocan estribos a $S = d / 2$

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

En este caso $V_u = 13101.67 \text{ Kg}$ y $V_r = 5222.69 \text{ Kg}$ entonces se utilizan las fórmulas anteriores:

$$\gamma_a = \frac{13101.67}{25 * 31} = 16.90 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} = 6.53 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$S = \frac{2 * 1.27 * 2810}{(16.9) * 30} = 18 \text{ cm} \quad S_{\text{máx}} = 30/2 = 0.15 \text{ m}$$

Para ambas opciones debe considerarse que la varilla mínima permitida es la No. 3, en este caso $V_r > V_u$, se colocan estribos a $S = d / 2 = 30 / 2 = 15$ cm.

Refuerzo por confinamiento

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

Tabla I. Longitud de confinamiento

Lo	$Lu / 6 = 3.00 / 6 = 0.50 \text{ m}$ Lado mayor de la columna = 0.30 m 0.45 m
----	---

Luego se calcula la relación volumétrica:

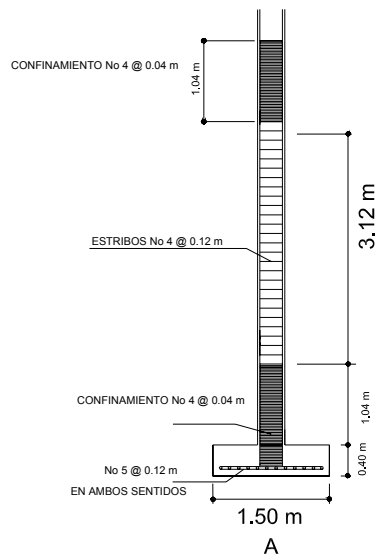
$$\rho_s = 0.45((A_g / A_{ch}) - 1)(0.85 * f'_c / F_y) = \rho_s > 0.12(f'_c / F_y)$$

$$\rho_s = 0.45((875 / 551) - 1)(0.85 * 210 / 2,810) = 0.020$$

Y por último el espaciamiento entre estribos en la zona confinada es:

$$S_1 = \frac{2A_v}{\rho_s L n} = \frac{2 * 1.27}{29 * 0.020} = 4.38 \text{ cm.}$$

Figura 23. Detalle de armado y confinamiento de columnas



2.8.4 Diseño de cimientos

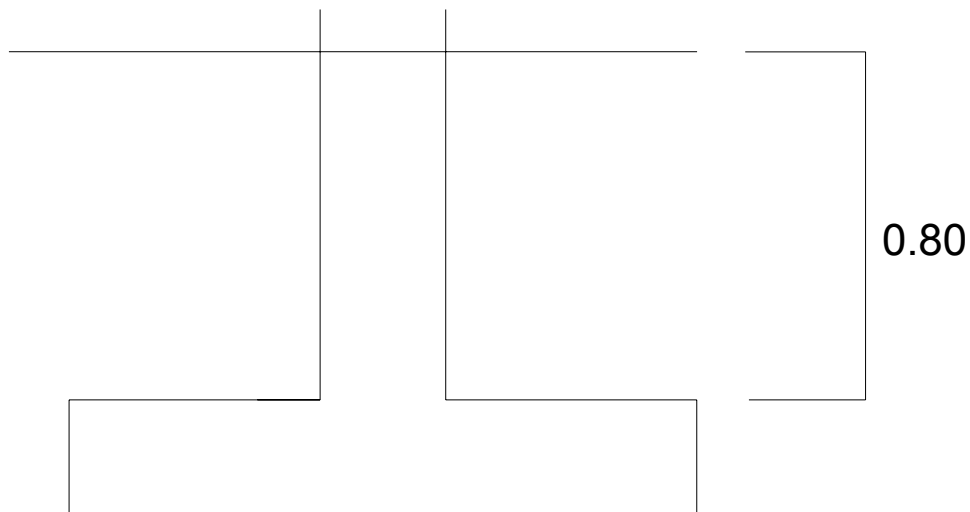
Los cimientos son elementos estructurales destinados a recibir las cargas propias y las aplicaciones exteriores a la misma; estos a su vez transmiten la acción de las cargas sobre el suelo. Para elegir el tipo de cimentación a utilizar se deben considerar, principalmente, el tipo de estructura,

la naturaleza de las cargas que se aplicarán, las condiciones del suelo y el costo de la misma.

Para el cálculo de las zapatas se tomaron en cuenta las siguientes especificaciones.

- 1) El área de acero mínima se calcula como $\frac{14.1}{f_y} bd$
-
- 2) El recubrimiento mínimo es de 7.5 cm.

Figura 24. Desplante de zapata



$$M_x = 3.49 \text{ Ton-m}$$

$$M_y = 5.6 \text{ Ton-m}$$

$$P_u = \text{carga última} = 8.11 \text{ Ton}$$

$$V_s = \text{Valor soporte del suelo} = 15 \text{ Ton/m}^2$$

$$P_{\text{suelo}} = 1.40 \text{ Ton/m}^3$$

$$P_{\text{concreto}} = 2.40 \text{ Ton/m}^3$$

$$F_{cu} = 1.6$$

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

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

Datos 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 dicha losa; los cálculos a efectuar son:

Cálculo de las cargas de trabajo:

$$P^t = \frac{Pu}{F_{cu}} = \frac{8.11}{1.6} = 5.07 \text{ Ton}$$

$$M_{tx} = \frac{M_x}{F_{cu}} = \frac{3.49}{1.6} = 2.18 \text{ Ton-m}$$

$$M_{ty} = \frac{M_y}{F_{cu}} = \frac{5.6}{1.6} = 3.5 \text{ Ton-m}$$

Predimensionamiento del área de la zapata:

$$A_z = \frac{1.5P^t}{V_s} = \frac{1.5 * 5.07}{15} = 0.51 \text{ m}^2. \text{ Se propone usar dimensiones aproximadas}$$

$$A_z = 1.50 * 1.50 = 2.25 \text{ m}^2.$$

Revisión 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, ejerce una presión cuyo valor se define por la fórmula:

$$q = \frac{P}{Az} \pm \frac{Mtx}{Sx} \pm \frac{Mty}{Sy} \qquad S = \frac{bh^2}{6}$$

Además se debe tomar en cuenta que q no debe ser negativo, ni mayor que el valor soporte (V_s), para la zapata se tiene:

$$S_x = S_y = \frac{1.50 * 1.50^2}{6} = 0.56 \text{ m}^3$$

$$P = P' + P_{\text{columna}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$$

$$P = 5.07 + (0.25 * 0.35 * 5.20 * 2.4) + (2.25 * 0.80 * 1.40) + (2.25 * 0.40 * 2.40) = 10.84 \text{ Kg.}$$

$$q = \frac{10.84}{2.25} \pm \frac{2.18}{0.56} \pm \frac{3.5}{0.56}$$

$q_{\text{máx}} = 14.96 \text{ Ton/m}^2$ cumple, no excede el V_s

$q_{\text{mín}} = 7.17 \text{ Ton/m}^2$ cumple, sólo compresiones

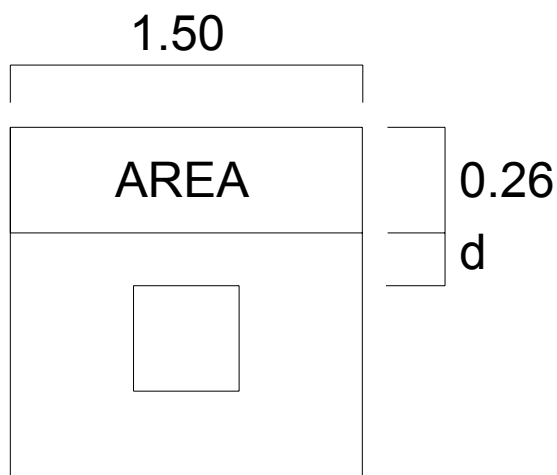
Presión última: como se observa en los cálculos anteriores, la presión está distribuida en forma variable, pero para efectos de diseño estructural se toma una presión última usando el criterio:

$$q_u = q_{\text{máx}} * F_{cu} = 14.96 * 1.6 = 23.94 \text{ Ton/m}^2$$

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 de 0.075 m, y que el peralte efectivo sea mayor de 0.15 m mas el recubrimiento y el diámetro de la varilla a utilizar. Dicho espesor debe ser tal que resista los esfuerzos de corte, el cual es de 0.40 m.

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 tal 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:

Figura 25. Corte simple



$$d = t - \text{recubrimiento} - \phi / 2 = 40 - 7.5 - 1.27 / 2 = 31.87 \text{ cm.}$$

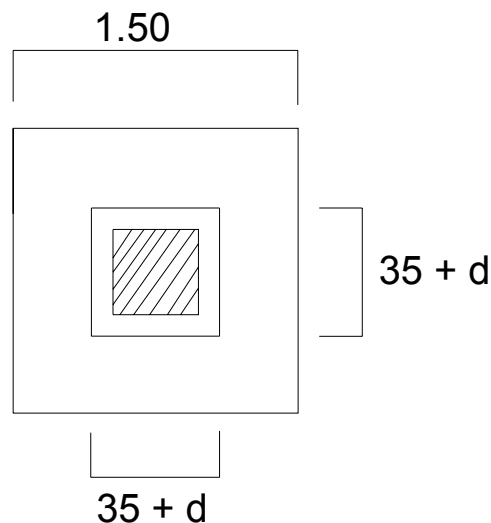
$$V_{act} = \text{área} * q_u = 0.26 * 1.5 * 23.94 = 14.01 \text{ Ton.}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 150 * 31.87 / 1000 = 31.21 \text{ T}$$

$V_{act} < V_r$ si cumple.

Revisión de corte punzonante: la columna tiende a punzonar la zapata debido a los esfuerzos de corte que se producen en el perímetro de la columna; el límite donde ocurre la falla se encuentra a una distancia igual a $d / 2$ del perímetro de la columna. La revisión que se realiza es:

Figura 26. Corte punzonante



$$b_o = \text{perímetro de adentro} = d + 35 = 31.87 + 35 = 66.87 \text{ cm.}$$

$$= d + 25 = 31.87 + 25 = 56.87$$

$$b_o = 2 * 66.87 = 133.6 \text{ cm}$$

$$b_o = 2 * 56.87 = 113.74 \text{ cm}$$

$$b_o = 247.34 \text{ cm}$$

$$V_{act} = A * q_u = ((1.50 * 1.50) - 0.67 * 0.57) * 23.94 = 44.72 \text{ Ton.}$$

$$V_r = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 247.34 * 31.87 / 1000 = 102.92$$

$$V_r = 102.92 \text{ Ton.}$$

$V_{act} < V_r$ si chequea

Diseño del refuerzo: el empuje hacia arriba del suelo produce momento flector en la zapata, por tal razón, es necesario reforzarla con acero para soportar los esfuerzos inducidos.

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

$$M_u = \frac{q_u * L^2}{2} = \frac{23.94 * (0.625)^2}{2} = 4.68 \text{ Ton-m, donde L es la distancia medida del}$$

rostro de la columna al final de la zapata.

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

$$A_s = (b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mu * b}{0.003825 * 210}}) \frac{0.85 * f'c}{F_y}$$

$$A_s = 5.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{smín} = \frac{14.1}{F_y} * b * d = \frac{14.1}{2,810} * 100 * 31.87 = 15.99 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento entre varilla de refuerzo está definido por: $S = A_v / A_s$; donde $S < 0.45 \text{ m}$. Si se usa varilla No. 5 se tiene $S = 2.00 / 15.99 = 0.12 \text{ m}$.

Armado = 1 varilla No. 5 @ 0.12 m.

2.9 Presupuesto

Para integrar el presupuesto, se procedió a cuantificar las cantidades de trabajo necesarias y los materiales según los detalles de los planos, se tomó como referencia los precios de materiales que se manejan en la región, en lo concerniente a los salarios de mano de obra calificada y no calificada, se utilizó los que la municipalidad asigna para cada caso similar, se aplicó el 30% de costo indirecto.

Tabla II. Presupuesto desglosado del graderío de fútbol

RENGLÒN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO	TOTAL
ZAPATAS	72	ml	3152,6	226987,2
COLUMNAS 0.25 X 0.35	24	ml	3466,06	83185,44

COLUMNAS 0.25 X 0.30	24	ml	1856,72	44561,28
COLUMNAS 0.20 X 0.20	24	ml	464,67	11152,08
LOSA	242	ml	1853,88	448638,96
CONTRAHUELLA	242	ml	361,13	87362
VIGA Y	24	ml	3772,94	90550,56
VIGA X	3	ml	23753,83	71261,49
VIGA CONECTORA	1	unidad	39804,87	39804,87
VESTIDORES	2	unidad	9258,49	18596,98
TOTAL			1124641,86	1124641,86

El costo total de la obra es de UN MILLÓN CIENTO VEINTICUATRO MIL SEICIENTOS CUARENTA Y UNO QUETZALES CON 86 CENTAVOS.

2.10 Planos y especificaciones

Los planos que se elaboraron son los siguientes:

Planta acotada

Especificaciones y detalles del graderío.

Secciones de armado en sentido X y Y, detalle de columnas, vigas y vestidores.

2 .DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SANTA RITA, DEL MUNICIPIO DE LA ESPERANZA, QUETZALTENANGO

3.1 Descripción del proyecto actual

Existe un sistema el cual ya es deficiente, por lo que es necesario la construcción de un nuevo proyecto.

En la actualidad en Santa Rita existe un sistema de agua potable por bombeo el cual ya es deficiente, por lo que se hace necesario el nuevo sistema.

3.2 Descripción del proyecto propuesto

El proyecto consiste en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo para la aldea Santa Rita, el cual consta de captación de brote vertical, caseta de bombeo, tanque de distribución, línea de impulsión, red de distribución, con una longitud de conducción de 1279.30 m, y de distribución de 19732.39 m.

3.3 Levantamiento topográfico

Sirve para definir la línea de distribución y los ramales abiertos de un sistema de abastecimiento de agua potable. Este permite también encontrar los puntos de ubicación de las diferentes obras de arte que componen el acueducto. Los levantamientos topográficos para acueductos contienen las dos acciones principales de la topografía, las cuales son: la planimetría y la altimetría. El método utilizado fue el taquimétrico.

3.4 Tipo de fuente y aforo

La aldea Santa Rita, cuenta con un nacimiento de brote vertical que es fácil de captarlo.

Aforo de la fuente:

Para este caso se utilizó el método volumétrico.

El caudal que produce la fuente es de:

Caudal total (Q) de la fuente = 7.02 litros/segundo.

El aforo fue realizado el 24 de noviembre del 2004.

3.5 Calidad del agua

Este es un factor importante en el diseño de un sistema de agua potable, para este proyecto se realizó un análisis bacteriológico. El resultado que generó este análisis fue agua potable, para lo cual se exige un tratamiento de desinfección a base de hipoclorito de calcio. Los resultados del estudio del agua se agregan en el apéndice 2.

3.6 Periodo de diseño

El periodo de diseño es el tiempo durante el cual la obra construida dará un servicio satisfactorio a la población que la utiliza. Para determinar el periodo de diseño se debe tomar en cuenta la vida útil de los materiales, los costos, la población de diseño, etc.

En apego a las normas, todas las partes del proyecto fueron diseñadas para un período de 21 años, considerando dentro de este tiempo un año de gestión administrativa y para obtener el financiamiento para la construcción del proyecto.

3.7 Estimación de la población de diseño

La aldea Santa Rita, actualmente tiene una población de 1184 habitantes.

Se requieren de nuevos servicios para 212 lotes y se determinó una densidad de población de 6 personas por vivienda, el cual el total de habitantes es de 1272 personas, al sumar esta población y la actual da un total de 2456 habitantes.

La tasa de crecimiento poblacional a utilizar será del 3%, la cual es representativa del lugar y fue generada por el Instituto Nacional de Estadística (INE) para el departamento de Quetzaltenango.

La población futura del área que cubrirá el sistema de agua potable, se calcula según la fórmula de crecimiento geométrico, ya que es el método que mejor se adapta para poblaciones en vías de desarrollo.

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

Donde:

Pf = población futura.

Pa = población actual.

i = tasa de crecimiento.

n = periodo de diseño.

$$P_f = 2456 * (1 + 0.03)^{21}$$

4569 habitantes

3.8 Dotación

Es la cantidad de agua asignada en un día a cada habitante. .

La dotación adoptada para la aldea Santa Rita fue de 90 litros/habitante/día, por ser área rural y clima frío.

3.9 Determinación de caudales

Los caudales son los consumos de agua requeridos por la población que se va abastecer en un sistema de agua potable. Los caudales que se utilizan son los siguientes:

Caudal medio diario

Caudal máximo diario

Caudal máximo horario

3.9.1 Caudal medio diario

El caudal medio diario representa al consumo promedio diario durante el año, por lo que existirán días de mayor o menor consumo.

Se determina por la siguiente expresión:

$Q_{md} = P_{ob} \times Dotación / 86400$ donde:

Q_{md} = caudal medio diario (lts/seg).

P_{ob} = número de habitantes futuros.

Dot = dotación expresada en lts/hab/día

$Q_{md} = 4569 \text{ hab.} \times 90 \text{ lts/hab/día} / 86400$

$Q_{md} = 4.76 \text{ lts/seg.}$

3.9.2 Caudal de día máximo

Es conocido como el caudal de conducción, con este valor se realiza el diseño de la línea de conducción.

$Q_{MD} = Q_{md} \times FDM$ donde:

Q_{DM} = caudal de día máximo.

Qmd = caudal medio diario.

FDM = factor de día máximo

Factor de día máximo, se considera no como un factor de seguridad sino que éste está dado en función de la demanda de agua que será necesaria para el diseño,

Rural 1.2 – 1.8

Urbana 1.8 – 2

Metropolitana 2 – 3

En este caso para el diseño se utilizará el factor de 1.2, por ser una población mayor a 1000 habitantes y por ser área rural.

QDM = 4.76 lts/seg x 1.2

QDM = 5.712 lts/seg

3.9.3 Caudal máximo horario

El caudal de hora máximo se utiliza para diseñar la red de distribución. Se define como el máximo consumo de agua observado durante una hora del día.

$QHM = Qmd \times FHM$ donde:

QHM = caudal de hora máximo

Qmd = caudal medio diario.

FHM = factor de hora máximo.

Éste al igual que el FDM no se considera como un factor de seguridad, sino que estará condicionado por la demanda de agua diaria que exista en el proyecto.

Rural 1.8 – 2

Urbana 2 – 3

Metropolitana 3 – 4

En este caso para el diseño se utilizará el factor de 2, por tratarse de una comunidad mayor de 1000 habitantes y por ser área rural.

$QHM = 4.76 \text{ lts/seg} \times 2$

$QHM = 10.472 \text{ lts/seg.}$

3.9.4 Caudal de bombeo

El caudal de bombeo depende del periodo que se adopte, este periodo deberá estar comprendido entre 8 y 12 horas diarias. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$Q_b = Q_{DM} \times 24/T$ donde:

Q_b = caudal de bombeo.

Q_{DM} = caudal de día máximo.

T = periodo de bombeo (horas)

$Q_b = 5.712 \times 24/12$

$Q_b = 11.42$ lts/seg

$Q_b > \text{aforo}$ No cumple.

En este caso el aforo es de 7.02 lts/seg lo cual no cumple.

Proponer un tanque de almacenamiento de 60 m^3 para satisfacer la demanda en la aldea Santa Rita.

Este tanque vendrá a satisfacer la demanda de agua en las horas de mayor consumo, el cual al realizar los cálculos requiere un volumen de 60 m^3

La razón por la cual el bombeo es de 12 horas es que el nacimiento donde se capta no es muy grande.

Calculando diámetros de impulsión

$D_{\text{impulsión}} = 1.8675 \times (Q_b)^{1/2}$.

Donde: Q_b = caudal de bombeo.

$$= 1.8675 (6.85)^{1/2}$$

$$= 4.88 \text{ ``}$$

Se tomaran diámetros de 5 y 6 pulgadas.

Calculando Velocidad

$$V = 1.974 Q_b / D^2$$

Donde: Q_b = caudal de bombeo

D = diámetro en pulgadas.

$$V = 1.974 \times (6.85) / 5^2 = 0.53 \text{ m/s}$$

$$V = 1.974 \times (6.85) / 6^2 = 0.4 \text{ m/s.}$$

3.10 Parámetros de diseño

Población actual	1184 habitantes
Viviendas actuales	207
Viviendas futuras	212 lotes
Tasa de crecimiento de la región	3%
Periodo de diseño	21 años
Población futura	4569 Hab.
Dotación propuesta	90 lts/hab/día

Caudal medio (Qm)	4.76 lts/seg
Factor de día máximo (FDM)	1.2
Caudal día máximo (QDM)	5.712 lts/seg
Factor hora máxima (FHM)	2.2
Caudal hora máxima (QHM)	10.472 lts/seg
Periodo de bombeo	12 horas
Caudal aforado	7.02 lts/seg
Caudal de bombeo	11.42 lts/seg

3.11 Diseño de la línea de impulsión

La linera de conducción se hará a través de tubería P.V.C: con diferentes resistencias, la cual parte de la captación de brote vertical hasta el tanque de distribución.

Componentes de la línea de bombeo.

Longitud total	1279.30 m
Caudal de bombeo	6.85 lts/seg
Diámetro económico	5"
Presión de trabajo de tubería	160 y 250 PSI
Velocidad del agua	0.54 m/seg
Diferencia de altura entre est 0 y est 19	159.594 m

Carga dinámica total

La carga dinámica total CDT, es la presión real expresada en metros columna de agua, contra lo cual una bomba tiene que elevar el caudal hasta el nivel requerido.

$$CDT = H_f + H_i + H_v + H_m + H_r$$

H_f = pérdida de carga por fricción en la tubería de impulsión (m).

H_i = diferencia de altura entre el tanque de distribución y el ojo del impulsor (m).

H_v = pérdida de carga por velocidad en tubería de impulsión (m).

H_m = pérdidas de carga por accesorios (m).

H_r = reserva (m).

Cálculo de la carga dinámica total (CDT)

Cálculo de H_f

Al aplicar la fórmula de Hazen Williams.

$$L = 1270.5 \text{ m}$$

$$Q_b = 6.85 \text{ l/s}$$

$$D = 5''$$

$$H_f = 2.88 \text{ m}$$

Càlculo de Hi

Cota sobre tanque de distribución	259.594 m
Cota de terreno donde se ubica la bomba	<u>99.651</u> m
	159.943 m

Càlculo de Hv

$$\begin{aligned}V &= 0.54 \text{ m/s} \\H_v &= V^2 / 2g \\&= (0.54)^2 / 2(9.81) \\&= 0.015 \text{ m.}\end{aligned}$$

Càlculo de Hm

$$\begin{aligned}H_m &= 10\% * H_f \\&= 0.1 * 2.88 \text{ m} \\&= 0.288 \text{ m}\end{aligned}$$

Càlculo de Hr

Para garantizar un buen funcionamiento en el sistema se propone una reserva de altura de 3.0 m.

$$CDT = 2.88 + 159.943 + 0.015 + 0.288 + 3$$

$$CDT = 166.13 \text{ m.}$$

Esta es la altura dinámica teórica a la que la bomba debe impulsar el caudal.

Determinación de la potencia de la bomba

Para que un sistema de agua por bombeo sea eficiente debe calcularse de buena forma la potencia de la bomba, ésta debe ser suficiente para superar la altura requerida por fricción y las pérdidas menores producidas por accesorios.

La potencia de la bomba se puede determinar a través de la siguiente expresión.

$$P = \frac{Q_b * CDT}{76 * e}$$

Donde:

P = potencia en HP.

Q_b = caudal de bombeo.

CDT = carga dinámica total.

e = eficiencia de la bomba.

$$P = \frac{6.85 \text{ l/s} * 166.13 \text{ m}}{76 * 0.65}$$

$$P = 23.04 \approx 25 \text{ HP.}$$

Para lo cual la bomba que se requiere en este diseño es una bomba sumergible de 25 caballos de fuerza marca Berkeley modelo 7T350 acoplada a un motor sumergible con sus tableros eléctricos. Se necesita un transformador trifásico convencional de 15 KVA con primario de 34.5 KV.

Determinación del golpe de ariete

Es la variación de presión a la que es sometida la tubería, la cual se debe al cambio brusco del movimiento del agua. En un sistema por bombeo esto ocurre en la tubería de descarga, cuando la bomba es detenida por falta de energía eléctrica o cualquier otro factor. Al desactivar la bomba, el caudal de impulsión comienza a detenerse hasta tener una velocidad cero, cuando la tubería experimenta una descompresión; a partir de ese momento el movimiento del agua es en sentido contrario (regresa a la bomba) y provoca la inversión del movimiento del impulsor de la bomba.

El golpe de ariete se puede determinar a través de la siguiente expresión:

$$Ga = \frac{145 * V}{(1 + (Ea * Di) / (Et * e))^{1/2}}$$

Donde:

Ga = sobre presión por golpe de ariete

V = velocidad del agua en la tubería en (0.54 m/s)

Ea = módulo de elasticidad del agua (20,670 Kg / cm²)

Di = diámetro interno de la tubería (3.97)

Et = módulo de elasticidad del material de la tubería (28,100 Kg / cm²)

e = espesor de la tubería en (0.163 cm)

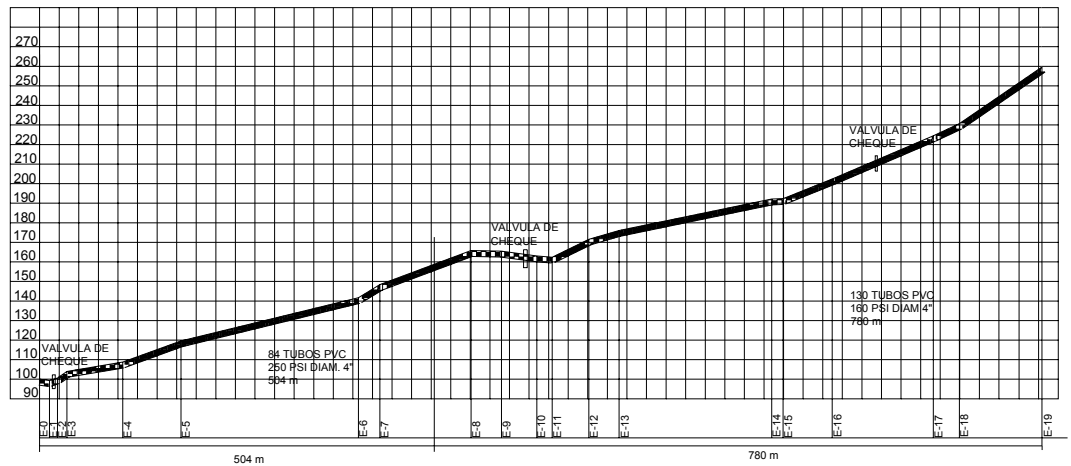
$$Ga = 18.51 \text{ m}$$

El caso crítico del golpe de ariete es cuando éste es positivo y se convierte en una carga.

Caso crítico es:

$$Cc = CDT + Ga = 166.13\text{m} + 18.51\text{m} = 184.64 \text{ m}$$

Figura 27. Esquema de la clase de tubería y válvulas de retención (cheque)



3.12 Diseño del tanque de distribución

$$\text{Vol} = 40\% \times \text{Qmd} \times \text{FDM} \times 86400 \text{seg} / 1000 \text{Its.}$$

Donde: Vol = volumen del tanque en m³
 Qmd = caudal medio diario en lts/seg
 FDM = factor día máximo

$$\text{Vol} = 40\% \times 4.76 \text{ lts/seg} \times 1.2 \times 86400 \text{ seg} / 1000 \text{Its}$$

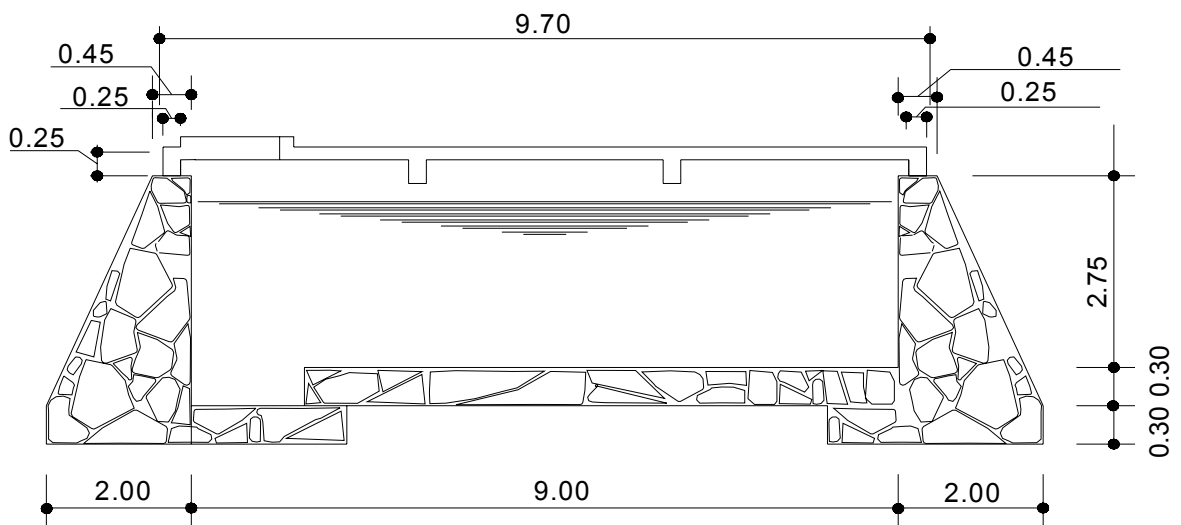
$$\text{Vol} = 197.4 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol} = 198 \text{ m}^3$$

Las dimensiones del tanque serán:

L largo = 9.00 m
L corto = 8.00 m
H altura = 2.75 m

Figura 28. Diseño estructural del tanque



Diseño de la losa superior

Se utilizará el método 3 del ACI.

Relación $A/B = 3.23/8.70 = 0.388 < 0.5$ se arma o refuerza en dos sentidos.

A = lado corto de la losa

B = lado largo de la losa.

T = espesor de la losa.

$$T = (a + b)/90 = (3.23 + 8.70)/90 = 0.13$$

Se utilizarán 13 cms de espesor.

Integración de cargas

$$\begin{aligned}\text{Peso de la losa} &= \gamma_c * t = 2400 * 0.13 \\ &= 2400 * 0.13 \\ &= 312 \text{ Kg/ m}^2\end{aligned}$$

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

$$\text{CM} = \text{carga muerta} = 402 \text{ Kg/ m}^2$$

$$\text{CV} = \text{carga viva} = 100 \text{ Kg/ m}^2$$

$$\text{Carga Última} = 1.7 \text{ CV} + 1.4 \text{ CM}$$

$$\text{CU} = 1.7 (100) + 1.4 (402)$$

$$\text{CU} = 732.8 \text{ Kg/ m}^2$$

Cálculo de momentos

La relación $m = 0.50$ es el caso 6.

$$M (+) A = 0.061 * \text{CM} * A^2 + 0.078 * \text{CV} * A^2.$$

$$M (+) A = 0.054 * 402 * 3.23^2 + 0.078 * 170 * 3.23^2.$$

$$M (+) A = 398.49 \text{ Kg-m.}$$

$$M (+) B = 0.003 * \text{CM} * B^2 + 0.005 * \text{CV} * B^2.$$

$$M (+) B = 0.003 * 402 * 8.70^2 + 0.005 * 170 * 8.70^2.$$

$$M (+) B = 155.62 \text{ kg-m.}$$

$$M (-) A = 0.097 * 732.8 * 3.23^2.$$

$$M (-) A = 741.59 \text{ Kg-m.}$$

$$M (-) B = M(+)/3.$$

$$M (-) B = 155.62/3 = 51.87 \text{ Kg-m.}$$

En este caso no es necesario hacer balance de momentos porque las losas son iguales.

Cálculo de "d"

$$t = 13 \text{ cm}$$

$$\Phi = 3/8 \quad d' = 0.95$$

$$d = 13 - 2 - 0.95/2$$

$$d = 10.52 \text{ cm}$$

Para el cálculo del acero mínimo se utilizará la siguiente fórmula.

$$A_{smin} = f * (14.1/f_y) * b * d.$$

$$A_{smin} = 0.4 * (14.1/2810) * 100 * 10.52$$

$$A_{smin} = 2.11 \text{ cm}^2$$

Àrea:

$$2.11 \text{ cm}^2 \text{ -----} 1 \text{ m}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ -----} S$$

$$\text{Entonces } S = 0.34 < 3t$$

$$S_{max} = 3t$$

$$= 3 (0.13)$$

$$= 0.39$$

Usar 3 @ 0.39 m.

Área:

Asmin -----1 m

0.71 cm² -----0.39m

Asmin = 1.82 cm² /m

Cálculo del momento que resiste el Asmin:

$$Mu = \Phi (As \cdot fy \cdot d - (As^2 \cdot fy^2) / (1.7 \cdot fc \cdot b)) / 100.$$

$$Mu = 0.9 (1.82 \cdot 2810 \cdot 10.52 - (1.82^2 \cdot 2810^2) / (1.7 \cdot 210 \cdot 100)) / 100$$

$$Mu = 552.50 \text{ Kg-m.}$$

Ahora calculamos el As para los momentos que sobrepasen a Mu= 741.59Kg-m.

$$As = (bd - ((bd)^2 - Mub / (0.003825 \cdot fc))^{1/2}) / (0.85 \cdot fc / fy).$$

Momento (Kg-m)	As (cm)	Armado.
----------------	---------	---------

741.59		
--------	--	--

741.60	2.85	
--------	------	--

Diseño de la viga

Peralte de la viga simplemente apoyada L/16

$$L/16 = 8.70 / 16 = 0.47 \approx 0.50 \text{ cm}$$

Integración de cargas:

$$\text{Peso de la losa} = \gamma_c * t = 2400 * 0.13 = 312 \text{ Kg/ m}^2$$

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

$$\text{Carga muerta} = 402 \text{ kg/ m}^2$$

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

$$\text{Carga última} = 1.7CV + 1.4 CM$$

$$= 1.7 (100) + 1.4 (402)$$

$$= 732.8 \text{ Kg/ m}^2$$

$$\text{Área tributaria de la losa que soporta la viga} = 22.82 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso viga} = 8.70 * 0.25 * 0.50 * 2400$$

$$= 2610 \text{ Kg}$$

$$CU = 2610 * 1.4 = 3654 \text{ Kg.}$$

$$CU \text{ TOTAL} = 732.8 \text{ Kg/ m}^2 * 22.82 \text{ m}^2 + 3654 \text{ Kg}$$

$$= 20376.50 \text{ Kg}$$

$$CU \text{ Distribuida} = 20376.50 / 8.70$$

$$= 2342.13 \text{ Kg/m}$$

Cálculo de momento y acero.

La viga será simplemente apoyada.

$$W = 2342.13 \text{ Kg/m}$$

$$L = 8.70 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M (+) &= WL^2/8 \\ &= 2342.13 * (8.70)^2 / 8 \\ &= 22159.48 \text{ Kg-m.} \end{aligned}$$

Datos:

$$F_c = 210 \text{ Kg/ cm}^2$$

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

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$t = 50 \text{ cm}$$

$$d = 50 - 2.5 = 47.5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_{smin} &= 14.1/f_y * bt \\ &= 14.4/2810 * 25 * 47.5 \\ &= 5.96 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 20.05 \text{ cm}^2$$

Se calcula el porcentaje de refuerzo que también es llamado cuantía de acero y se le denota por ρ .

$$\rho = as/bd.$$

$$\rho = 20.05 / 25 * 47.5$$

$$\rho = 0.0167$$

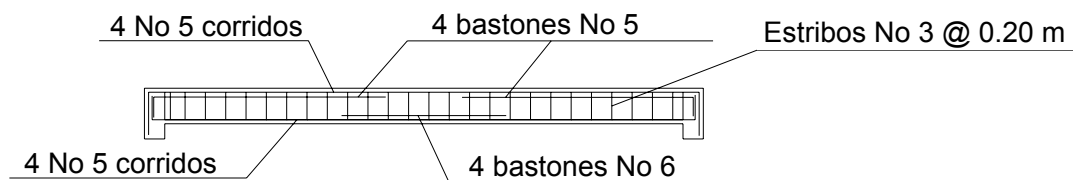
$$\rho_{min} = 14.4/fy$$

$$\rho_{min} = 14.1/2810$$

$$\rho_{min} = 0.005$$

$$\rho_{max} = 0.018$$

Figura 29. Armado de la viga



VIGAS DEL TANQUE DE DISTRIBUCIÓN

Cálculo de refuerzo por corte (V).

$$V_{actuante} = WL/2$$

$$= 2342.13 * 8.70 / 2$$

$$= 10188.26 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned}
 V_{resiste} &= 0.85 * 0.53 * (f_c)^{1/2} * b * d \\
 &= 0.85 * 0.53 * (210)^{1/2} * 25 * 47.5 \\
 &= 9302.92 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= V_a - V_c = 10188.26 - 9302.92 \\
 &= 885.34 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= (2 * A_v * f_y * d) / V_s \\
 S &= (2 * 0.71 * 2810 * 47.5) / 885.34 \\
 S &= 214.08 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Como es grande la separación, se coloca estribo de acuerdo a la separación máxima que dice el código ACI que es $d/2$ en este caso será.

$$47.5/2 = 18.75 = 23 \text{ cm}$$

Diseño de los muros del tanque

$$\Phi = 30$$

$$\gamma_{suelo} = 1600 \text{ Kg/ m}^3$$

$$\gamma_{concreto} = 2400 \text{ Kg/ m}^3$$

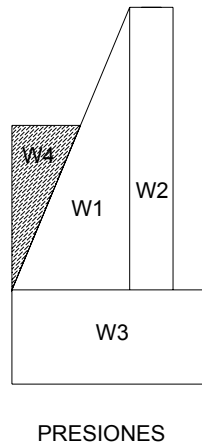
$$\gamma_{concreto \text{ ciclópeo}} = 2000 \text{ Kg/ m}^3$$

$$\gamma_{agua} = 1000 \text{ Kg/ m}^3$$

$$K_a = (1 - \text{sen } \Phi) / (1 + \text{sen } \Phi)$$

$$K_a = 0.3$$

Figura 30. Fuerzas actuantes del muro



a) Cálculo del empuje activo.

$$Pa = \frac{1}{2} * \text{suelo} * Ka * h^2$$

$$Pa = \frac{1}{2} * 1600 * 0.33 * 2.65^2$$

$$Pa = 1853.94 \text{ Kg}$$

b) Cálculo de momento de volteo.

$$Mv = Pa * h/3$$

$$Mv = 1853.94 * 2.65/3$$

$$Mv = 1637.65 \text{ Kg-m.}$$

Tabla III. Momentos que actúan en el muro

FIG	PESO (TON)		BRAZO (M)		MOMENTO (TON-M)
1	$1/2 (1,25) * 2 =$ 1,25		$0,45 + 0,45/2 =$ 0,675		0,84
2	$0,45 * 3,5 * 2 =$ 3,15		$1/3 (1,25) + 0,6 =$ 1,02		3,21
3	$0,6 * 2 * 2 = 2,4$		$2/2 = 1$		2,4
4	$1,5 * 0,6/2 * 2 =$ 0,9		$1/3 * 0,6 + 2 = 1,8$		1,62
Losa		2,34	$0,3 + 0,3/2 = 0,45$		1,05
	$\Sigma = 10,04$				$\Sigma = 9,12$

c) estabilidad contra volteo (FSV)

$$\begin{aligned}
 \text{FSV} &= \frac{\text{Mresistente}}{\text{Mactuantes}} \\
 &= \frac{9.12}{1.64} \\
 &= 5.56 > 1.5 \text{ ok resiste el volteo}
 \end{aligned}$$

d) estabilidad contra deslizamiento (FSD)

$$\begin{aligned}
 \text{FSD} &= \frac{(0.9 \tan \Phi * W_r)}{\text{Psuelo}} \\
 &= \frac{(0.9 \tan 30 * 10.04)}{1.85} \\
 &= \dots
 \end{aligned}$$

= 2.82 > 1.5 la estructura no se desliza.

e) presión en el suelo bajo la base del muro.

La distancia "a" a partir del punto donde actúan las cargas verticales es:

$$a = (M_r - M_{ac}) / W_t$$

$$a = (9.12 - 1.64) / 10.04$$

$$a = 0.74$$

$$3a = 3(0.74) = 2.22 > 2$$

Como la distancia total de la presión positiva "A" es mayor que la base del muro, entonces, debajo del muro no existen presiones negativas.

g) cálculo de presiones máximas y mínimas

$$\text{Excentricidad} = e = \text{base del muro} / 2 - a$$

$$e = (2 / 2) - 0.74$$

$$e = 0.26.$$

El módulo de sección por metros lineales (sx) es.

$$S_x = 1/6 * b^2 * L$$

$$= 1/6 * (2)^2 * 1m$$

$$= 0.67 m^2$$

Las presiones vienen dadas por.

$$q = Wt / (Bm * L) +/- (Wt * e) / Sx$$

Donde:

Bm = base del muro = 2 m

L = longitud utilizada en diseño que es 1 m.

Wt = peso total = 10.04 ton

q = presión bajo la base del muro.

$$q = 10.04/1 * 2 +/- 10.04 * 0.26 / 0.67$$

$$q_{max} = 8.92 \text{ ton/ m}^2 < V_s$$

$q_{min} = 1.12 \text{ ton/ m}^2$ no existen presiones negativas.

El tanque de almacenamiento se diseñó con los mismos conceptos que el tanque de distribución, los resultados se presentan en los planos de la figura 45.

3.13 Sistema de desinfección

3.13.1 Propósito de la desinfección

Con el propósito de proveer agua libre de bacterias, virus y amebas a los usuarios, se debe incorporar un sistema de desinfección. En nuestro medio se aplica tanto en el área rural como en el área urbana, el cloro, ya sea como gas o como compuestos clorados.

3.13.2 Hipoclorador

Se usará 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 la caja distribuidora de caudales.

3.13.3 Dosis de cloro necesaria

La solución para aplicar en la entrada al tanque, es decir, el flujo de cloro (Fc) en gramos / hora, se calcula con la siguiente fórmula:

$$F_c = Q_e * D_c * 0.06$$

Donde:

Q_e = caudal de agua en la entrada del tanque en litros / minuto.

Q_b = 6.85 litros / segundos = 411 litros / minuto.

D_c = Demanda de cloro en mg / litro, (Se estima una demanda de cloro de 0.2 mg / litro, (Por ser un manantial o nacimiento que provee agua clara).

Al sustituir los datos en la fórmula anterior se obtiene:

$$F_c = 411 * 2 * 0.06$$

$$F_c = 49.32 \text{ gramos / hora.}$$

Calibración del hipoclorador

En la gráfica del clorinador que se muestra a continuación, se extrapola F_c y se determina el flujo de solución de cloro (Sc).

Regularmente este flujo es muy 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 necesario para llenar un recipiente de un litro, mediante la siguiente fórmula:

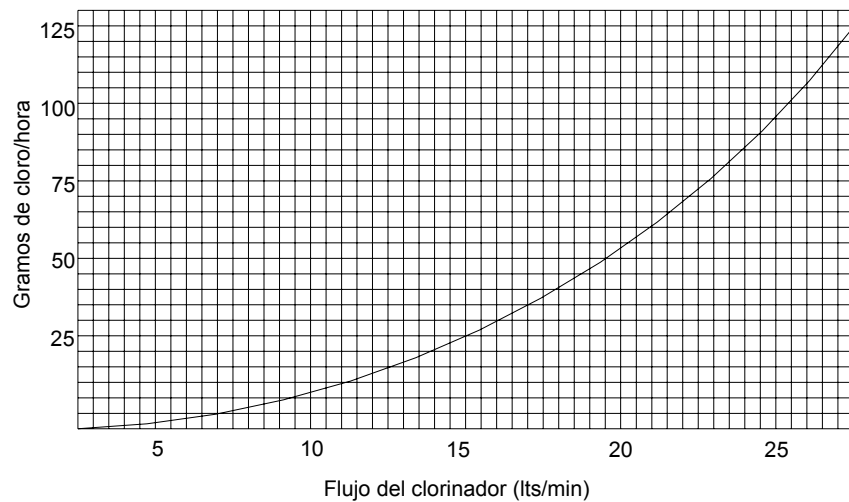
$$t = 60 / Sc$$

Donde:

t = tiempo de llenado de un litro en segundos.

Sc = flujo de solución de cloro en litros / minuto.

Figura 31. Gráfica de clorinador



El flujo de solución de cloro (Sc) es 17 litros / minuto.

Con base en el resultado anterior, se procede a la calibración del flujo de solución de cloro, con la fórmula de (t).

$$t = 60/17 = 3.53 \text{ segundos.}$$

El resultado anterior indica la cantidad de tiempo necesario en que deberá llenarse completamente un recipiente de un litro.

El flujo de cloro del hipoclorito es de 49.32 gramos / hora, entonces la cantidad de tabletas (Ct) que consumirá en un mes será de:

$$Ct = 49.32 \text{ gramos / hora} * 24 \text{ horas / 1 día} * 30 \text{ días / 1 mes.}$$

$$Ct = 35510.40 \text{ gramos / mes} * 1 \text{ tableta / 300 gramos}$$

$$Ct = 118.37 \approx 119 \text{ tabletas / mes.}$$

3.14 Diseño de la red de distribución

Para el diseño de la red de distribución se utilizará el método de redes abiertas, debido a que las viviendas se hallan muy dispersas, además se utilizaran los siguientes criterios:

- a) El diseño se hará con el caudal de hora máxima (QHM).

- b) Se tomará como presión mínima y máxima de servicio 10 m columna de agua y 60 m columna agua, excepto en puntos donde existe poco desnivel, se puede tener un mínimo de 7 m columna de agua. Las velocidades del agua en la tubería deberán estar entre 0.3 m/s y 3 m/s, se utilizará tubería PVC.

Ejemplo:

De la estación 33 a la 92 hay 30 viviendas el caudal que circulará será de 0.4125, tomando una densidad de 6 personas por habitante y un factor de hora máxima de 2.2, se calcula de la siguiente manera:

$$30 \text{ casas} * 6 \text{ hab.} * 90 \text{ l/h/d} * 2.2 / 86400 = 0.4125 \text{ l/s.}$$

La presión y la piezométrica se calculan de la siguiente manera:

$$L = 151.2 \text{ m}$$

$$Q = 0.4125 \text{ l/s}$$

$$C = 150$$

$$\begin{aligned} H_{\text{disponible}} &= 186.590 - 183.466 \\ &= 3.124. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D &= 1743.811 * 0.4125 * 151.2 / 150 * 3.124 \\ &= 1.09 \approx 1' \end{aligned}$$

Hallando la pérdida real.

$$H_f = 1743.811 * 0.4125 * 151.2 / 150 * 1 \\ = 2 \text{ m}$$

$$\text{Piezométrica} = 230.834 - 2 = 228.834$$

$$\text{Presión} = 228.834 - 183.466 = 45.368$$

Para obtener la presión requerida, en la estación 33 a la 92 se colocará tubo PVC con diámetro interno de 1 pulgada.

El resumen hidráulico se presenta en la tabla V.

3.15 Obras hidráulicas

Cajas de válvulas

Estas estructuras sirven para protección de las válvulas de compuerta y de cheque y están colocadas en los tanques de distribución y de almacenamiento y en la línea de impulsión.

Válvulas de retención (cheque)

Son válvulas que funcionan mediante el descenso progresivo de una compuerta, lo cual evita el golpe de ariete, están ubicadas en la E-1, en E-10, entre la E-16 y E-17.

3.16 Programa de Operación y Mantenimiento

Este programa incluye los costos de operación los cuales permiten que el sistema funcione en forma continua; y los de mantenimiento que el servicio no sea interrumpido a menos que se realicen reparaciones mínimas.

Los costos de operación y mantenimiento se calculan en tres fases:

1. personal de operación.
2. insumos.
3. reparación de equipo bombeo.

3.16.1 Personal de operación

El personal necesario será: un operador de bomba, un fontanero, y un cobrador.

El operador de bomba, es la persona encargada de hacer funcionar la bomba en las horas indicadas y tiene a su cargo la desinfección diaria del sistema, será un trabajador fijo, pagado por día y con las prestaciones legalmente establecidas.

Salario diario.....	Q	40.00
Factores de prestaciones.....	Q	1.32
Bonificación.....	Q	2.40/día
Salario total anual (365 días).....	Q	14,600.00
Prestaciones 32%.....	Q	4,672.00
Bonificación anual.....	Q	<u>876.00</u>
Total	Q	20,191.72

El fontanero; encargado de revisión y reparación del sistema, será un trabajador fijo, pagado por día y con las prestaciones legalmente establecidas. Calculadas de igual forma que el operador de bomba.

El cobrador; encargado de hacer todos los cobros a los usuarios del sistema, se estima dos días a la semana (104 días al año) para mantenimiento preventivo y correctivo con un salario de Q 40.00 por día, contratado por servicios personales, por lo que no se aplican prestaciones laborales.

Total.....Q 4,160.00

3.16.2 Insumos

Dentro de los insumos se consideran, el consumo de energía eléctrica para el funcionamiento de la bomba y el hipoclorito de calcio para la desinfección del sistema.

En la energía eléctrica, el costo por Kwh para bombeo trifásico y 220-460 voltios es igual a 0.7086.

Potencia de la bomba = 25 Hp, $25 \times 0.60 = 15$ Kwh

Implica que por 12 horas = $12 \times 15 = 180$ Kwh

12 horas * día = $180 \times 0.7086 = 127.55/\text{día}$

Anuales = 365 días * Q. 127.55/día

= Q 46,555.75/año

El hipoclorito de calcio se toma el caudal máximo diario = 10.472lts/seg, y utilizando hipoclorito de calcio al 65%, se tiene:

$10.472 \text{ lts/seg} \times 43200 \text{ seg} = 452390.4 \text{ lts} = 452.39 \text{ grs/día}$

$452.39/0.65 = 695.98 \text{ gramos} = Q = 5,150.29 / \text{año.}$

3.16.3 Reposición de equipo de bombeo

Se estima que a los diez años debe de sustituirse, al menos, el motor y la bomba. El equipo cotizado es igual a Q 37,000.

3.17 Análisis tarifario

Al estar funcionando el sistema, los pobladores de la aldea Santa Rita, han tomado la decisión de tener el control total del funcionamiento a través del comité de la aldea, para lo cual están de acuerdo a pagar una cuota mensual en concepto por consumo de agua.

Para integrar el costo anual de cada una de las actividades a realizar para el abastecimiento de agua potable se calcula:

-personal de operación.....	Q 44,543.44
- insumos.....	Q 51,706.04
- equipo de bombeo.....	<u>Q 37,000.00</u>
Total.....	Q 133,249.48 /año

Tomando en cuenta que existen 419 viviendas, la tarifa mensual será de:
 $Q 133,249.48 / 419 = Q 318.01 / \text{año}$, lo que mensual hace Q 24.46.

3.18 Impacto Ambiental del proyecto

3.18.1 Información general

Nombre del proyecto: diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Santa Rita, La Esperanza, Quetzaltenango.

Ubicación: aldea Santa Rita, ubicada a 3 Km de la cabecera municipal los cuales son de terracería.

Área o situación legal donde se ubicará el proyecto: el proyecto estará ubicado en terreno de la municipalidad, en las calles y predios de la comunidad.

Superficie estimada del proyecto: 19,732.39 metros lineales de tubería.

Colindancias y actividad que desarrollan en el predio:

se encuentra en el área rural del municipio de La Esperanza, Quetzaltenango, por lo que las colindancias las constituyen terrenos y lotes de los vecinos de la comunidad beneficiada por el proyecto.

Trabajos necesarios para preparación de terreno: limpieza del área donde se ubicará el proyecto.

Vías de acceso: el acceso a la aldea Santa Rita es por una ruta de terrecería que va desde la cabecera municipal hacia la aldea.

3.18.2 Influencia del proyecto

Fuente de suministro y requerimiento de energía y combustible a utilizar:

en el desarrollo del proyecto se utilizará energía eléctrica para el funcionamiento de la bomba, combustible no se utilizará.

Recursos naturales que serán aprovechados en las diferentes etapas: se utilizará piedra, arena para la construcción del tanque, además el suelo removido durante el zanjeo, se aprovechará para cubrir la tubería.

3.18.3 Control Ambiental

Residuos y/o contaminantes que serán generados (en cantidades y contenidos):

Durante el proceso de construcción será generado suelo suelto y polvo, el cual será remojado para minimizar dicho impacto.

Emisiones a la atmósfera (gases, humo, etc.).

Tanto en la etapa de construcción como en la de operación, no se generará ningún tipo de emisión de gases, ni humo a la atmósfera.

3.18.4 Plan de mitigación de daños al ambiente

Previo a realizar excavaciones se humedecerá el suelo para evitar que se genere polvo.

Al estar excavando los primeros metros y colocada la tubería, se procederá a rellenar las zanjas lo antes posible para evitar accidentes y contaminación visual. Inmediatamente después de rellenada la zanja retirar del área de trabajo el material sobrante del proyecto ejecutado.

Dotar al personal encargado de la construcción, del equipo adecuado como cascos, botas, guantes, etc. para evitar accidentes.

3.19 Planos del sistema de agua potable

Para el presente proyecto se elaboraron los planos siguientes:

Planta general

Densidad de vivienda

Planta perfil línea de conducción

Planta perfil red de distribución

Detalles de captación típica y obras de arte

Detalles de tanque de distribución y alimentación

3.20 Elaboración del presupuesto

En la elaboración del presupuesto se aplicaron los mismos criterios utilizados en el caso del proyecto del graderío.

Tabla IV Presupuesto de agua potable de la aldea Santa Rita

No	Descripción	Cantidad	Unidad	P/unitario	Total
1	Captaciones típicas	1	unidad	14371,5	14375
2	Replanteo topográfico	19732,39	m.l	1,64	12000
3	Tubería PVC de 160 psi de 2 1/2"	217	m.l	190	41230
4	Tubería PVC de 160 psi de 1 1/4"	96	m.l	70	6720
5	Tubería PVC de 160 psi de 2"	71	m.l	130	9230
6	Tubería PVC de 160 psi de 1 1/2"	171	m.l	80	13680

7	Tubería PVC de 250 psi de 3/4"	56	m.l	38,85	2175,6
8	Tubería PVC de 315 psi de 1/2"	29	m.l	29,5	855,5
9	Tubería PVC de 160 psi de 1"	632	m.l	50	31600
10	Tubería PVC de 250 psi de 4"	84	m.l	590	49560
11	Tubería PVC de 160 psi de 4"	130	m.l	495	64350
12	Tubo HG de 4"	3	m.l	960	2880
13	Conexiones domiciliarias	419	unidad	427,37	179068
14	Clorador de pastillas	1	unidad	3500	3500
15	Equipo de bombeo	1	unidad	42000	42000
16	Tanque de almacenamiento	1	unidad	108163	108163
17	Tanque de distribución	1	unidad	395716	395716
18	Caja de válvulas	2	unidad	7506,15	15012
19	Red de distribución	19732,39	m.l	17	335451
20	Mano de obra				556186

TOTAL 1,883,752.00

SON: UN MILLÓN OCHOCIENTOS OCHENTA Y TRES MIL SETECIENTOS CINCUENTA Y DOS QUETZALES EXACTOS. INCLUYE LA ACOMETIDA ELÉCTRICA DE Q 5,000.00.

CONCLUSIONES

1. Por las características topográficas del lugar, se determinó que el sistema de abastecimiento de agua potable es por bombeo, la red de distribución por gravedad y ramales abiertos, debido a que las viviendas están muy dispersas.
2. La utilización del sistema estructural de marcos dúctiles con losas planas de concreto reforzado, en el diseño del graderío la hace una estructura sismo resistente, ya que se utilizó el 10% del peso total de la estructura, que considera los efectos laterales que el sismo causa.
3. Para garantizar la durabilidad y el buen funcionamiento de los proyectos, se deberá respetar las dimensiones, materiales, y especificaciones de cada diseño.
4. Con el propósito de asegurar la potabilidad y evitar posibles contaminaciones bacterianas en el agua, se incorporó al sistema un tratamiento a base de cloración, a través de un alimentador automático con pastillas de tricloro.

RECOMENDACIONES.

A la municipalidad de La Esperanza, Quetzaltenango

1. Una vez construido el sistema de abastecimiento de agua potable, implementar un plan de mantenimiento al mismo.
2. Proteger la fuente de la tala de árboles, ingreso de animales y paso de personas.
3. Contratar un fontanero para que se encargue del mantenimiento y funcionamiento del sistema de agua potable.
4. Al construir el graderío del estadio de fútbol, se deben cumplir estrictamente todos los detalles y especificaciones que se encuentran en los planos, debiendo tomar como bibliografía de apoyo tanto para la construcción como para la supervisión, el reglamento del ACI.

BIBLIOGRAFÍA

AGIES

Normas recomendadas

Normas estructurales de diseño y construcción

Recomendadas para la Republica de Guatemala

Guatemala junio 2002

Paredes Ruiz Paola Anaite

Guía teórica y práctica del curso de Diseño Estructural

Nilson Arthur H.

Diseño de estructuras de concreto

Sic García Ángel Roberto

Guía teórica y práctica del curso de concreto armado 2

Tesis de graduación

Arreaza García Elder Uvaldo

Diseño y construcción del graderío del estadio Manuel Ariza, el Progreso, Jutiapa

Crespo Carlos

Mecánica de suelos y cimentaciones, 4ta edición 1995, editorial Limusa

ACI 318-99

Código de diseño de hormigón armado

PLANOS DE LOS DOS PROYECTOS

Figura 33 Detalles del graderío.

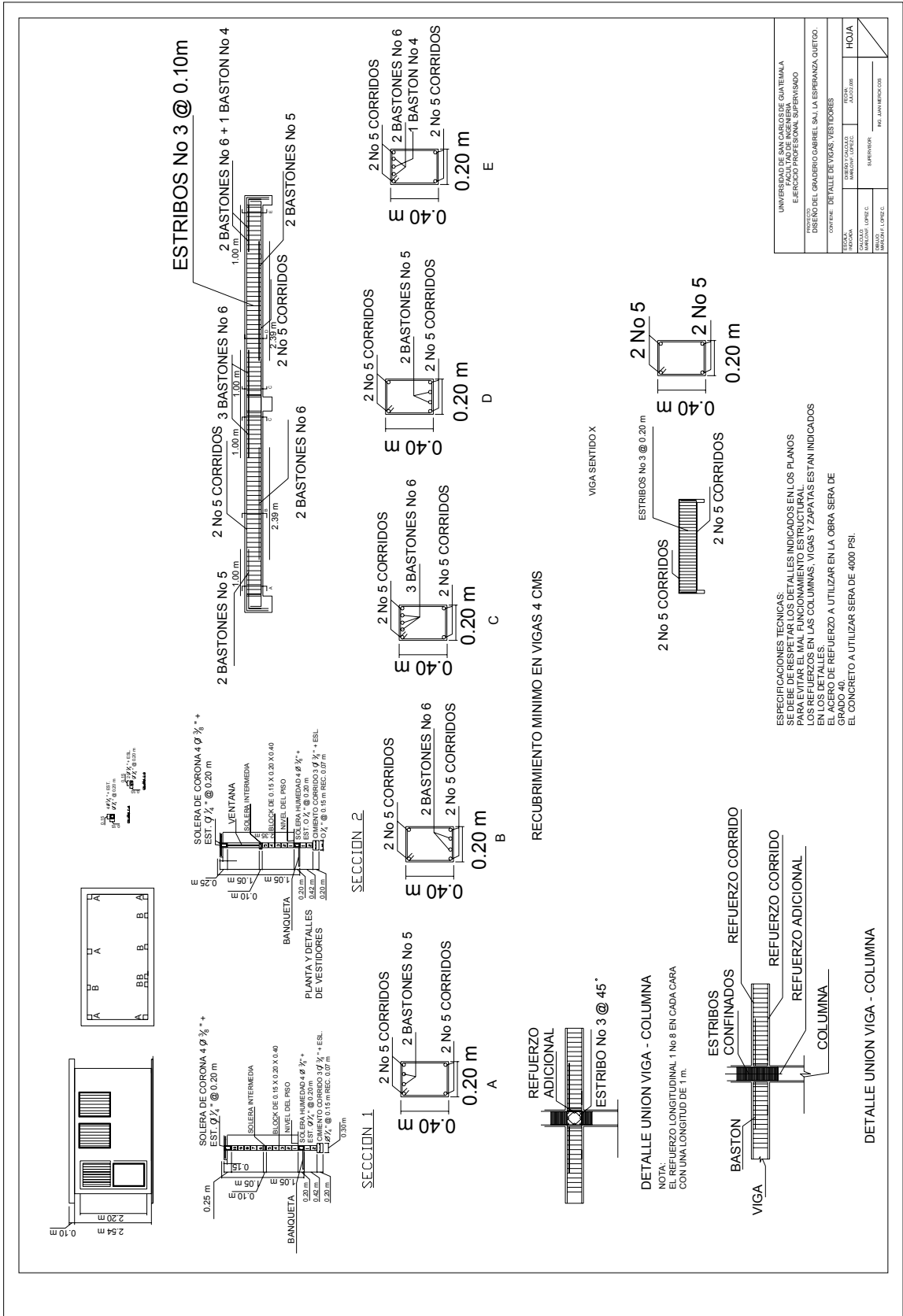


Figura 34 Plano de densidad de vivienda.

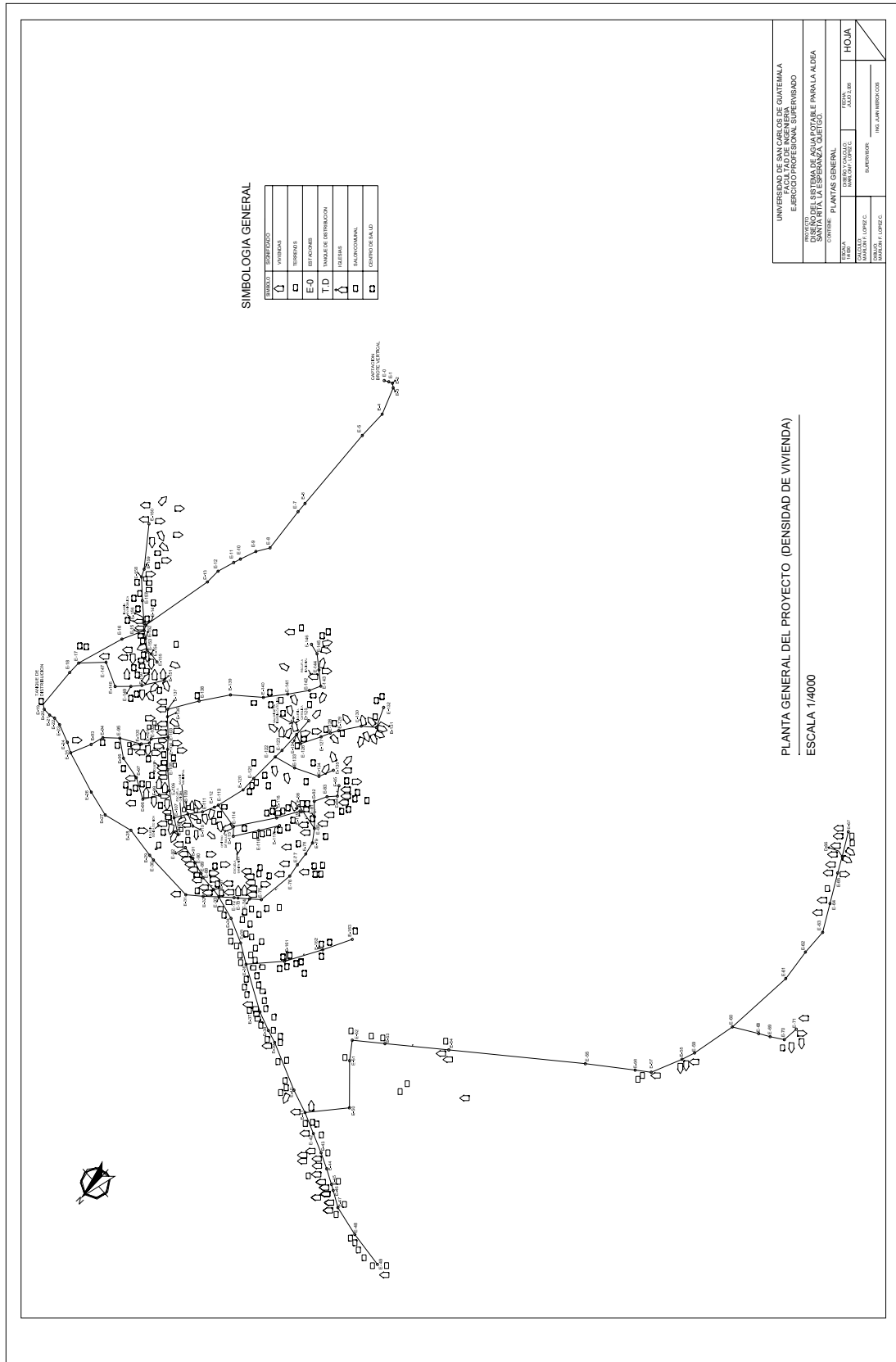


Figura 35 Planta general del proyecto.

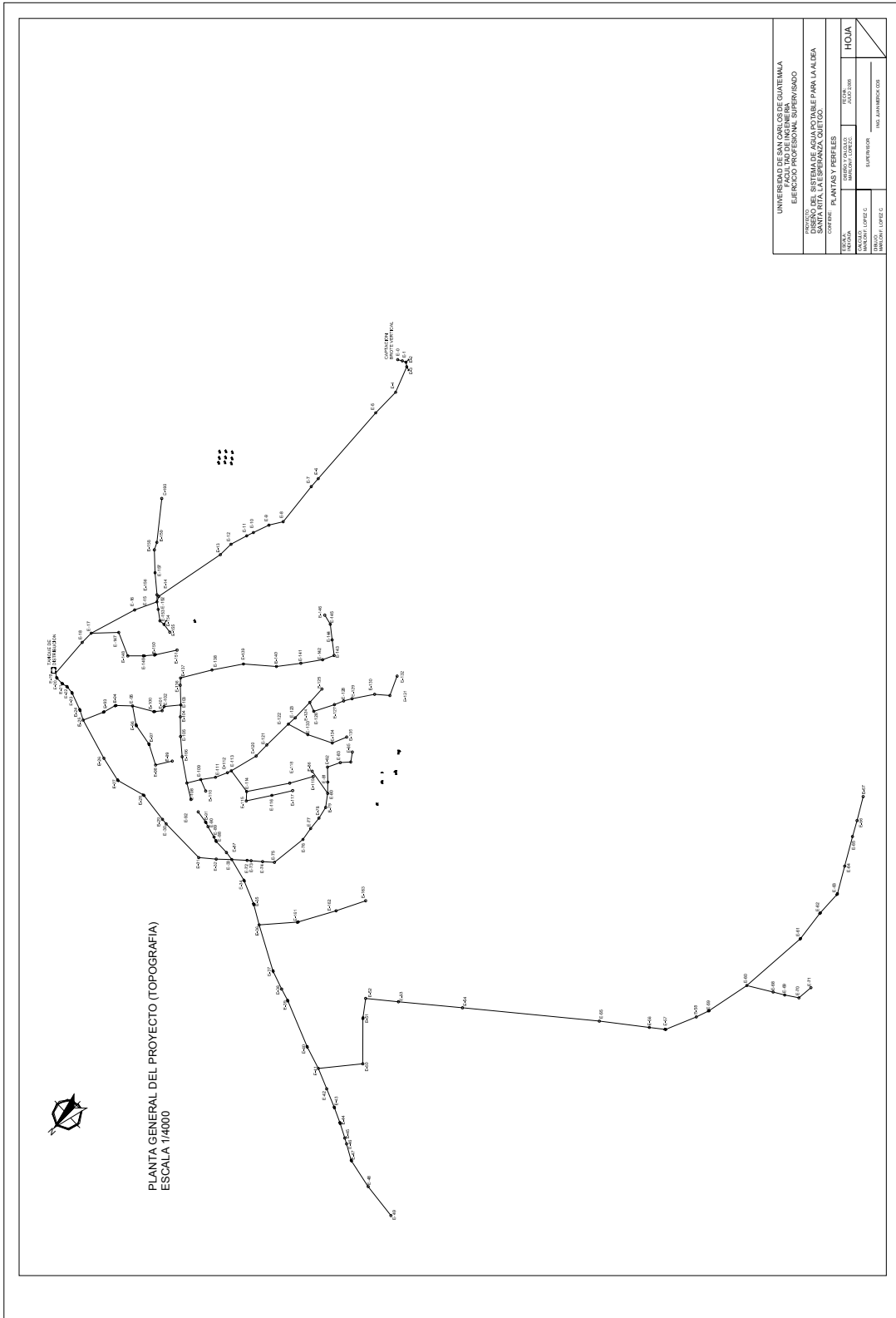
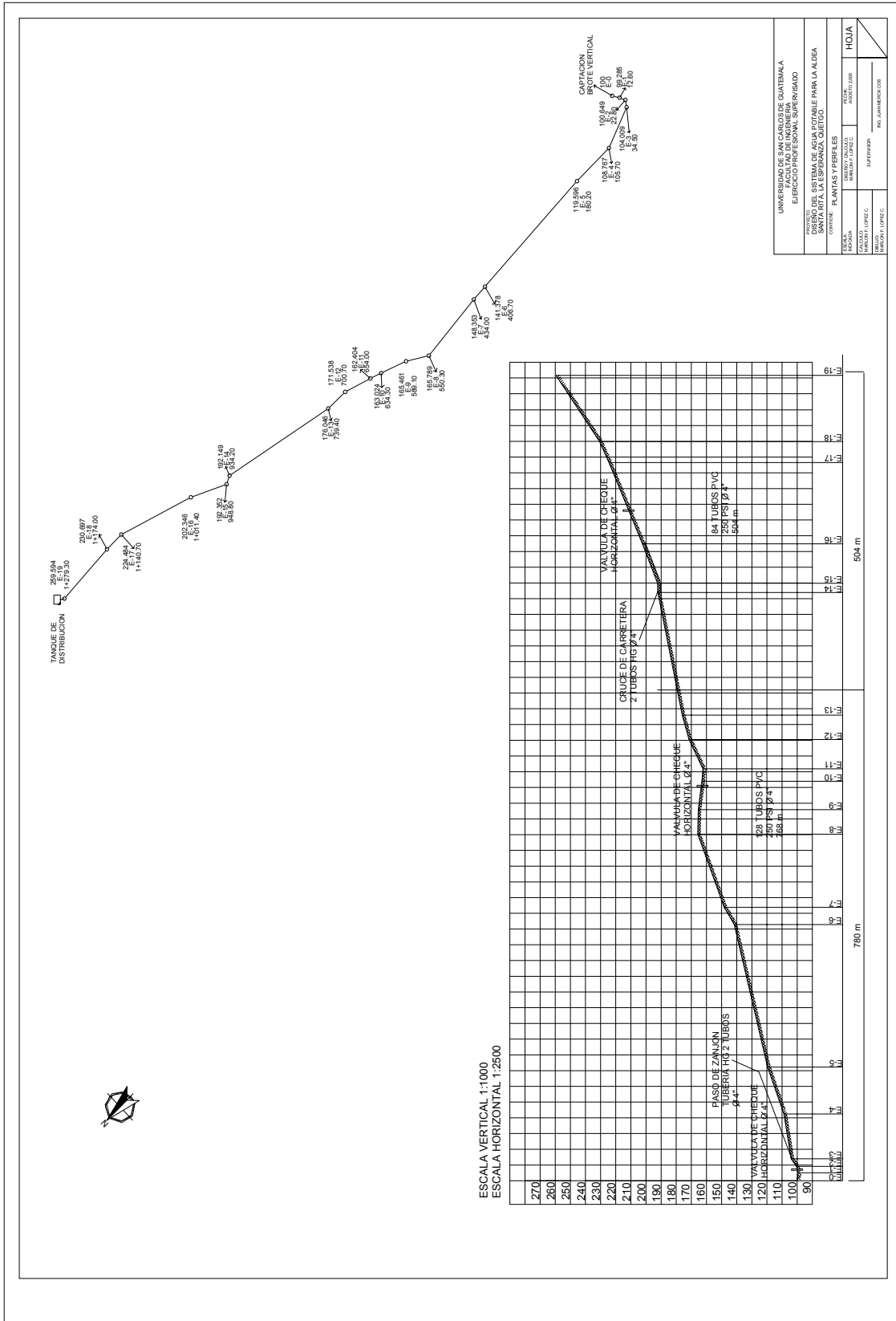


Figura 36 Perfil de conducción.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
ESCUELA DE INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUAS	
EJERCICIO DE TALLER DE DISEÑO	
PROFESOR:	DR. JUAN MANUEL GONZALEZ
ALUMNO:	ANDRÉS LÓPEZ C.
FECHA:	AGOSTO 2008
HOJA	
DE:	1
DE:	1
DE:	1
DE:	1

Figura 37 Planta y perfil de distribución.

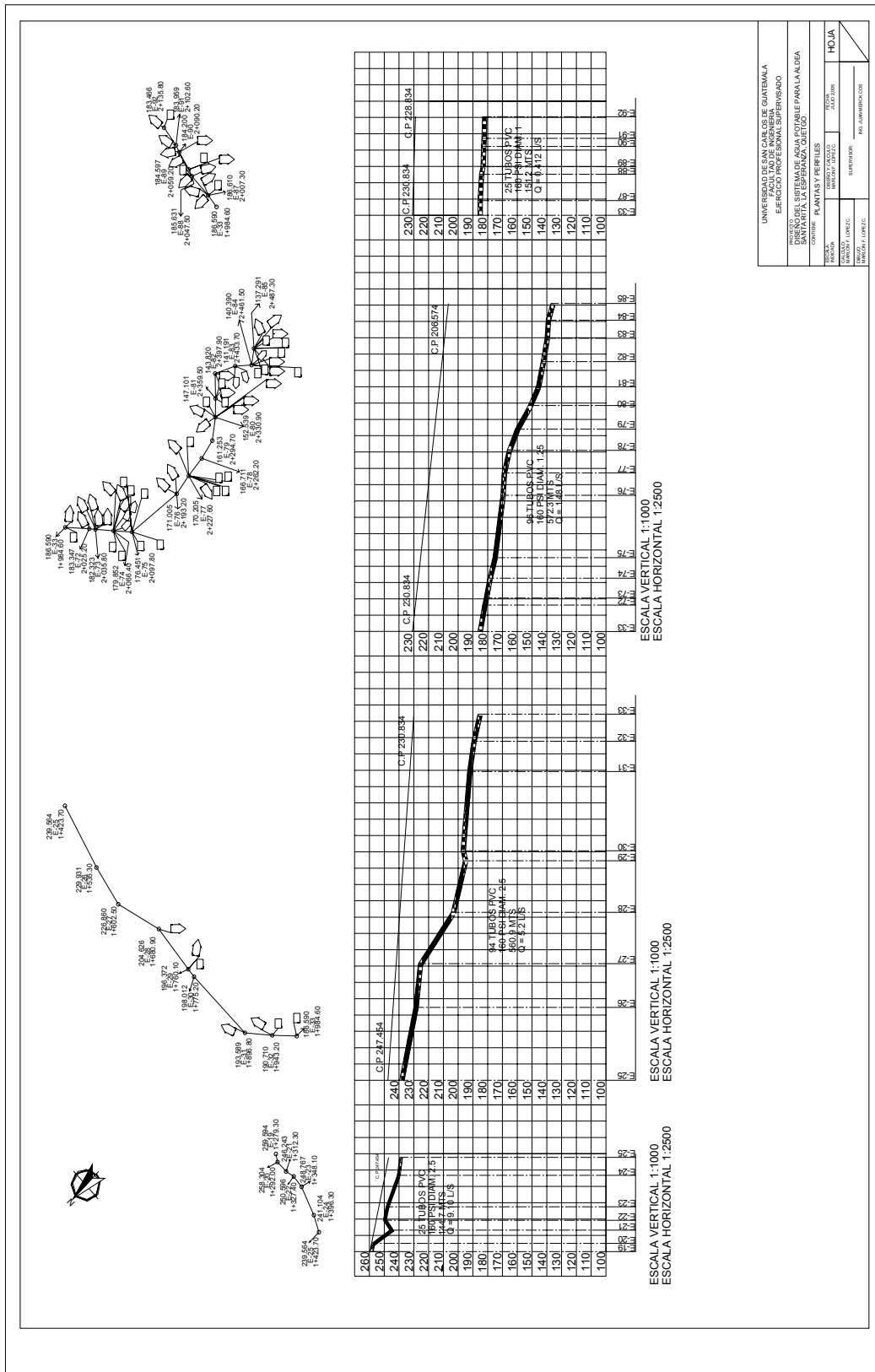


Figura 38 Perfil y planta de distribución.

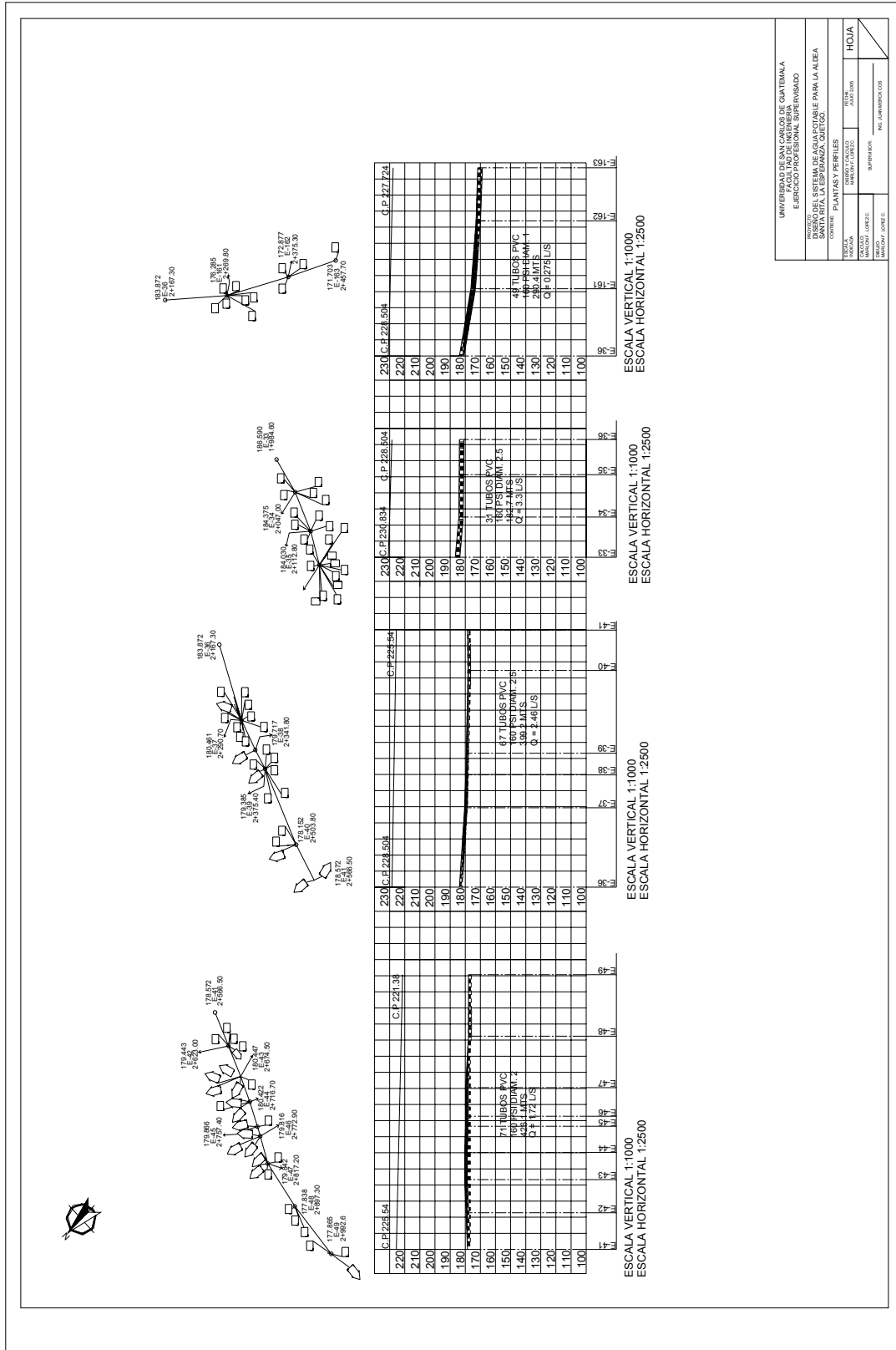


Figura 39 Perfil y planta de distribución.

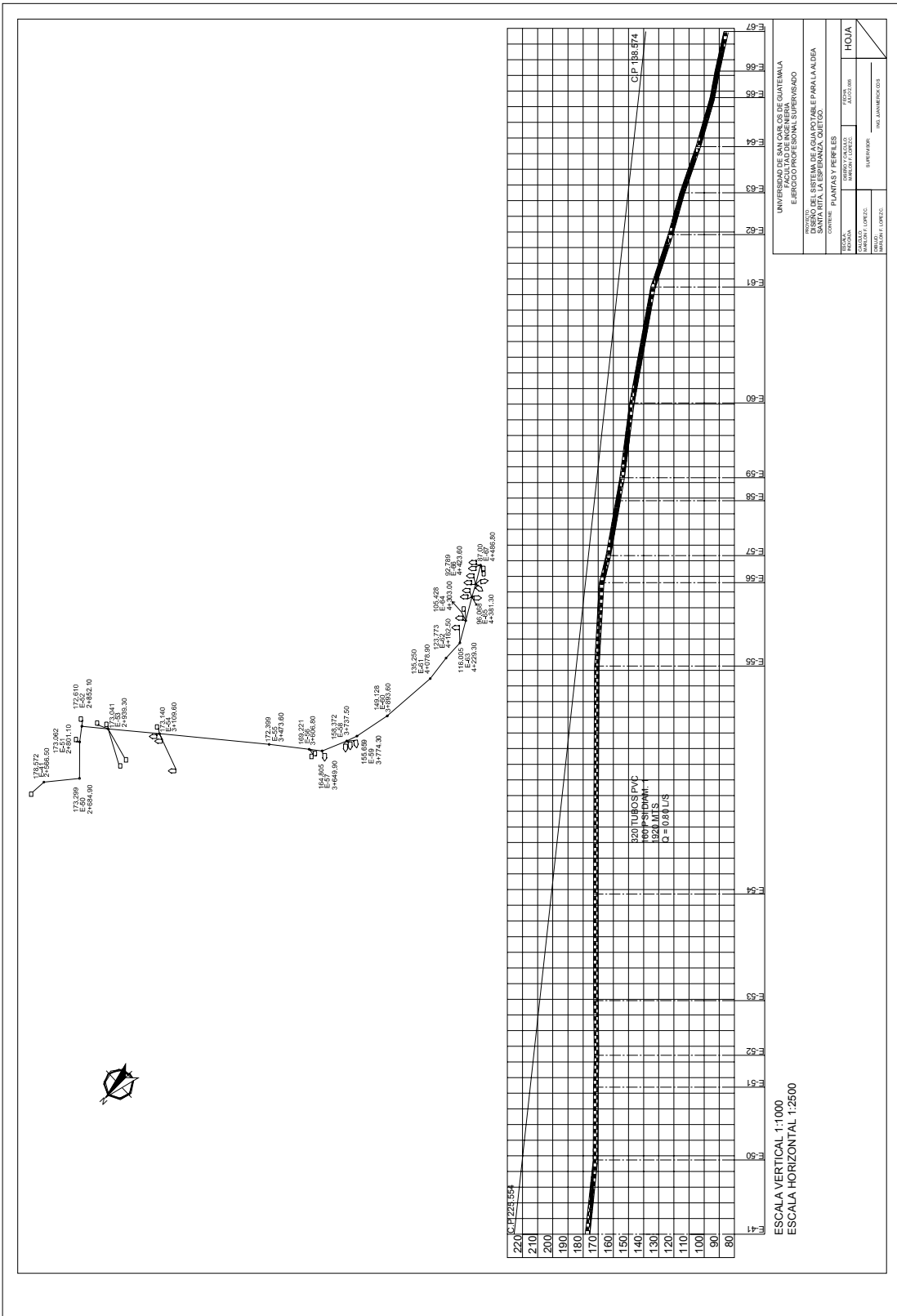
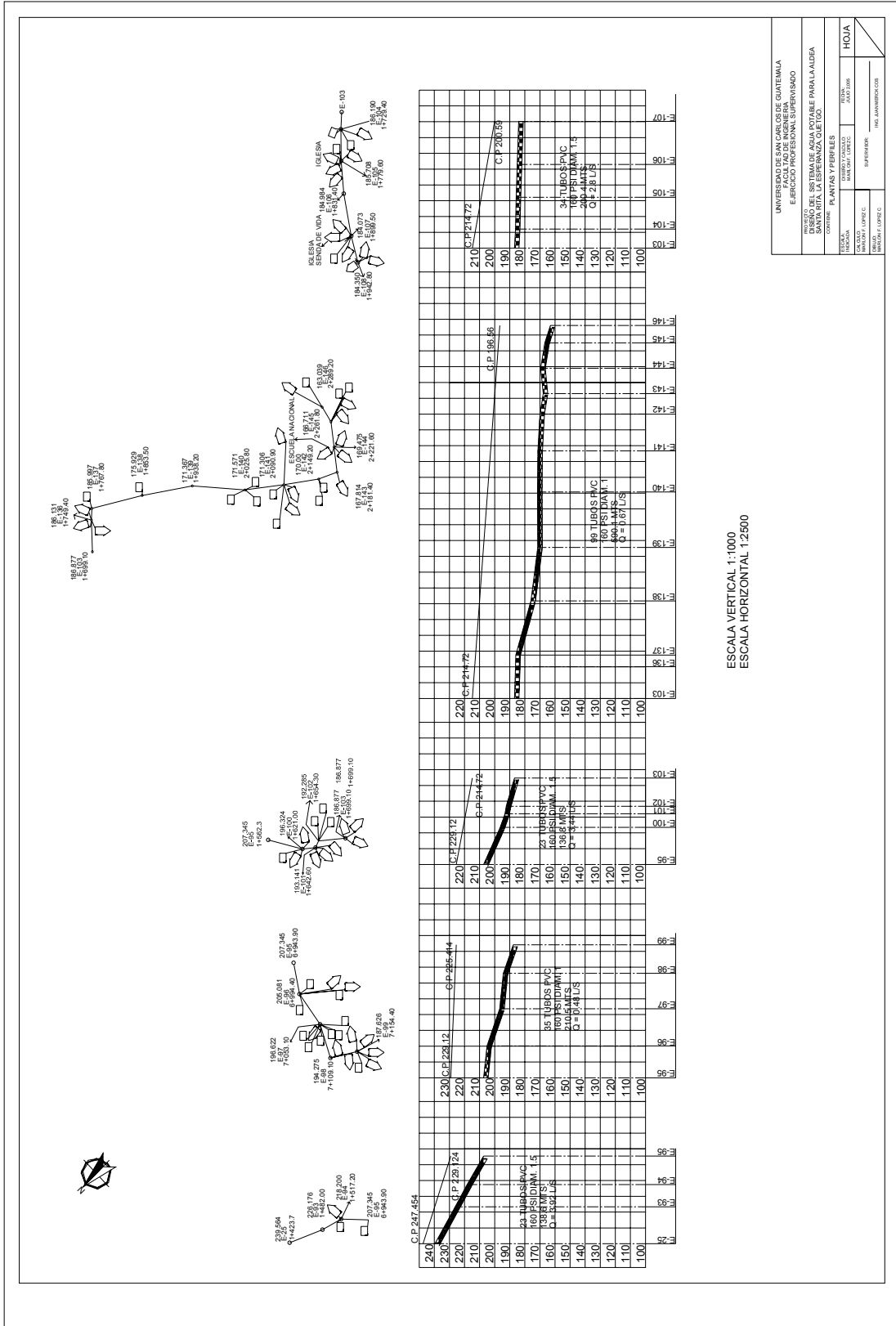


Figura 40 Perfil y planta de distribución.



ESCALA VERTICAL 1:1000
ESCALA HORIZONTAL 1:2500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LA REJILLA DE LA BARRERA DE PARRAL LA ALDIDA	
CANTON DE SAN JUAN CANTON DE LA ESPERANZA DELETON	
CONTINENTE: AMANTIA Y FIBRILES	
ESCALA:	FECHA:
DISEÑADO: CARLOS CALABREZ	2007.08.08
REVISADO: MARCO ANTONIO LOPEZ	REVISOR:
ELABORADO: MARCO ANTONIO LOPEZ	ING. JUAN RAMIRO TORRES

Figura 41 Planta y perfil de distribución.

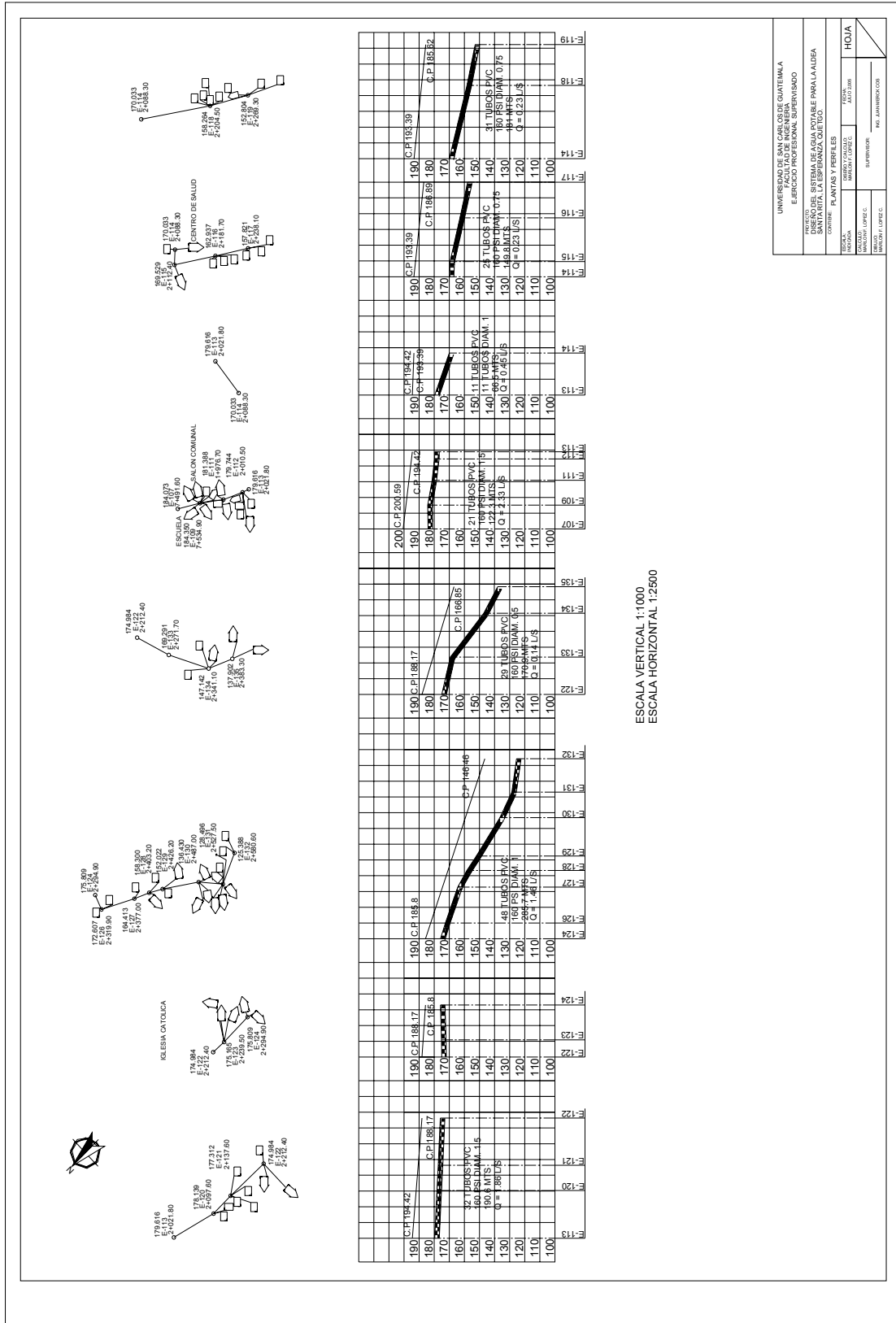


Figura 42 Perfil y planta de distribución.

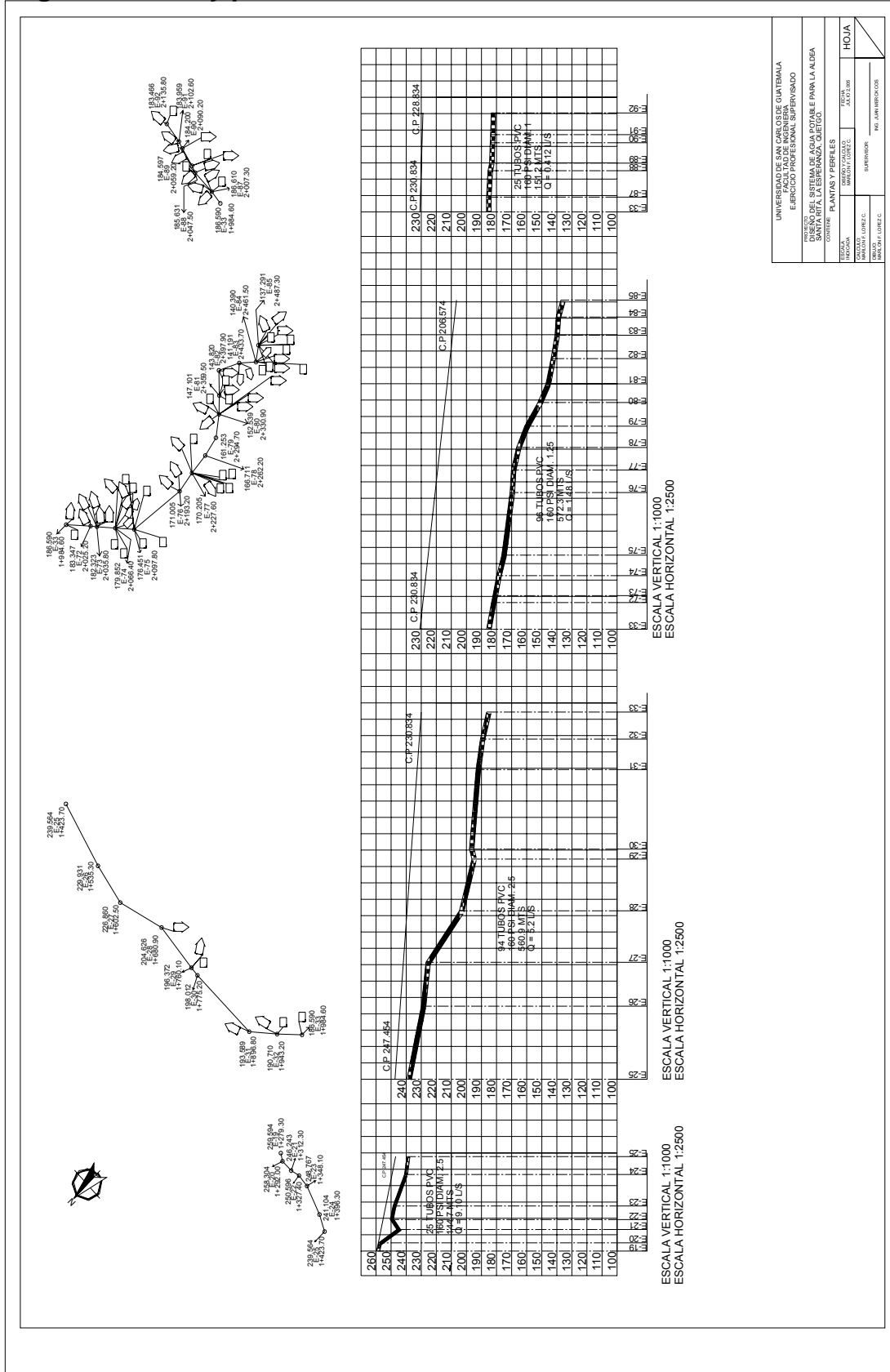
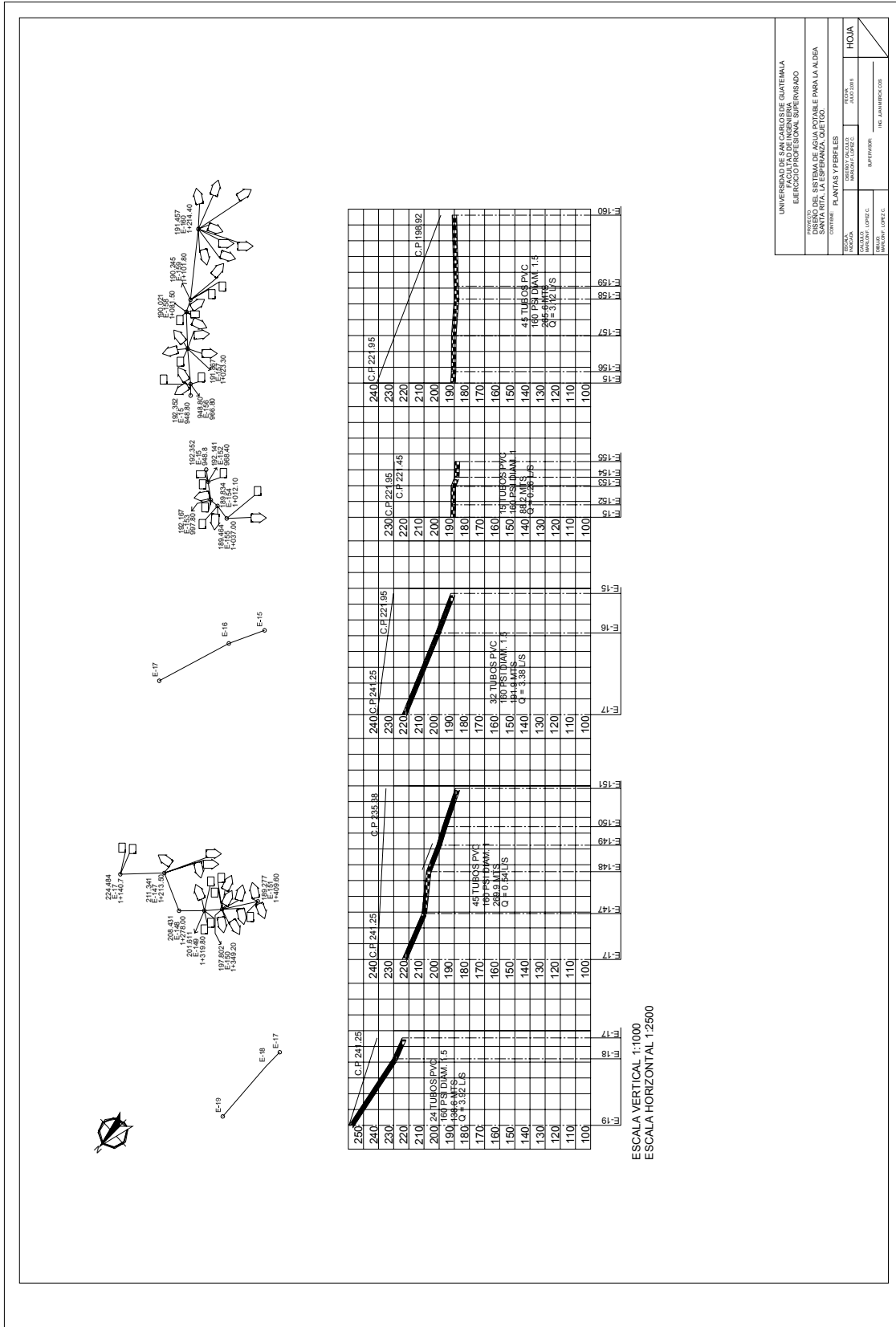


Figura 43 Perfil y planta de distribución.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		FACULTAD DE INGENIERIA	
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		PROYECTO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA SANTA RITA, LA ESPERANZA, Q.G.T.	
CONTIENE: PLANTAS Y PERFILES		HOJA	
TECNICO	INGENIERO AUXILIAR	ALUMNO	FECHA
COORDINADOR	PROFESOR	BOLETIN	NO. DE PLANOS
BOLETIN	PROFESOR	BOLETIN	NO. DE PLANOS

Figura 44 Obras de arte.

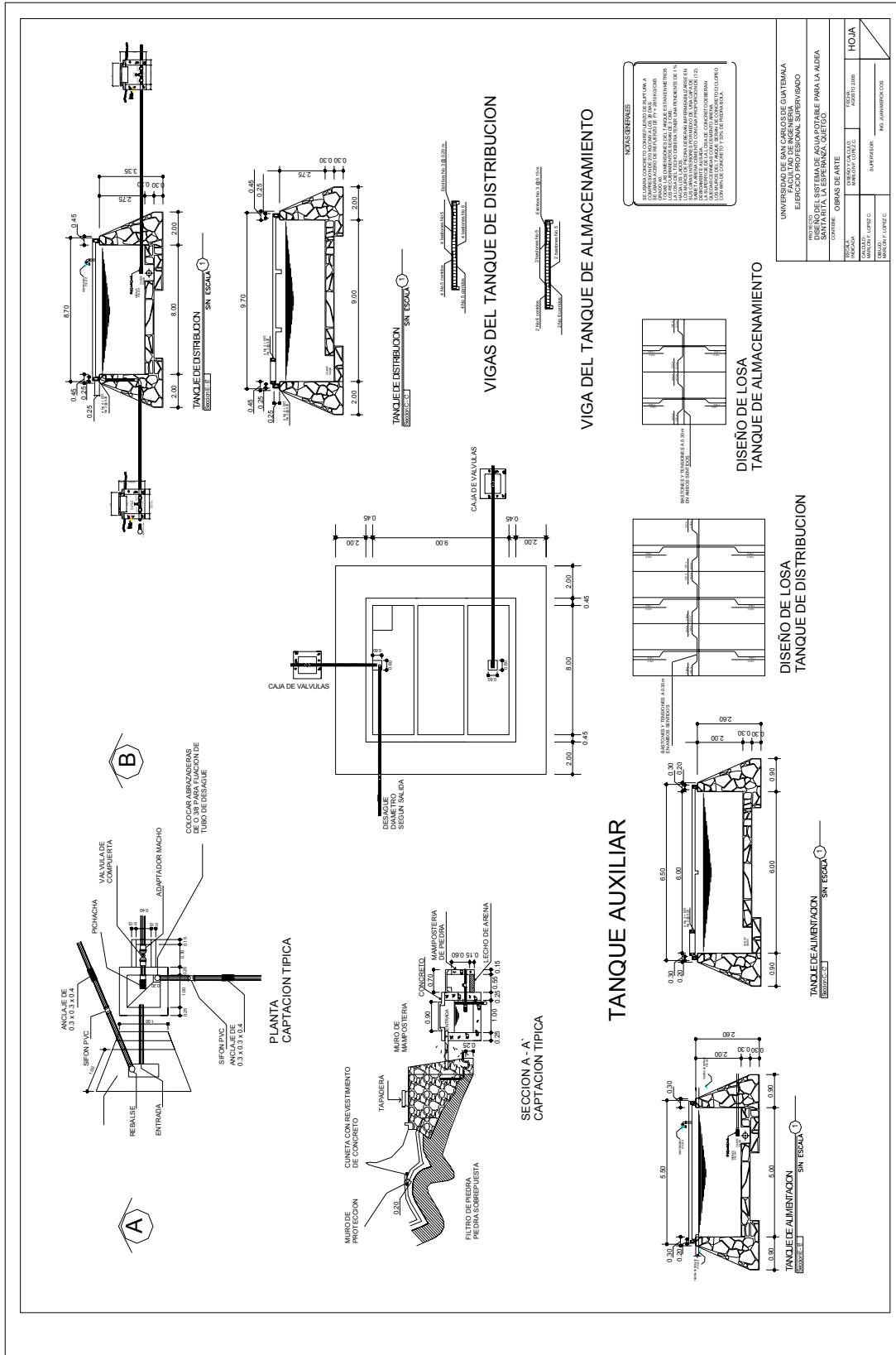


Figura 45 Obras de arte.

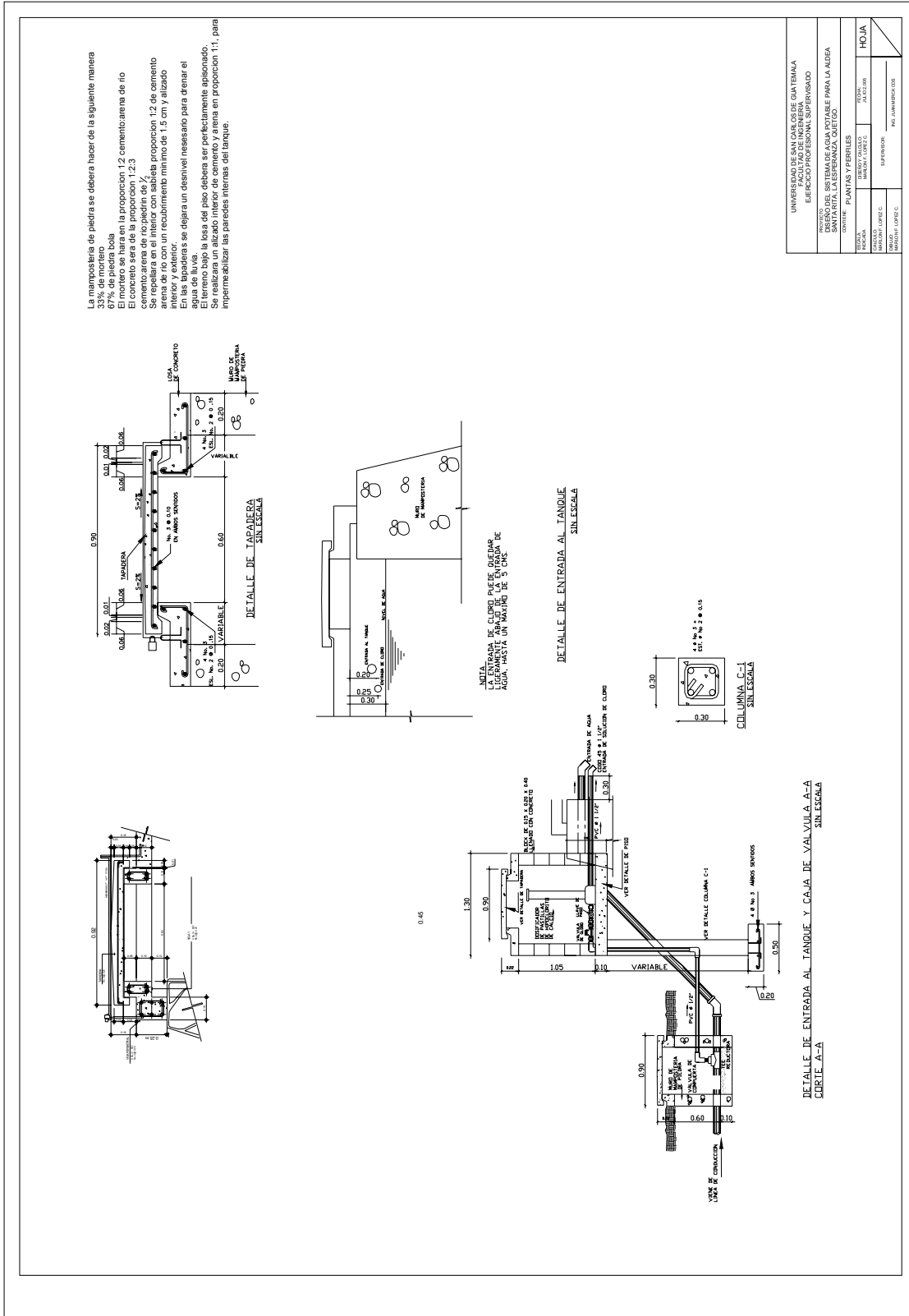


Tabla V.

CALCULO HIDRAULICO DE LA RED DE DISTRIBUCION

DE	A	CT	CT	LH	CPI	CAUDAL	C	DIAM.	Hf	V	CPF	PF
EST	EST	INICIAL	FINAL	M	M	L/S		PULG	M	M/S	M	M
19	25	259,594	239,564	144,7	259,59	9,1	150	2,5	12,14	2,87	247,45	7,89
25	33	239,564	186,59	560,9	247,5	5,2	150	2,5	16,62	1,64	230,83	44,24
33	92	186,59	183,466	151,2	230,83	0,4125	150	1	2	0,81	228,83	45,36
33	86	186,59	147,835	572,3	230,83	1,485	150	1,25	24,26	1,88	206,57	58,74
33	36	186,59	183,872	182,7	230,83	3,3	150	2,5	2,33	1,04	228,5	44,63
36	163	183,872	171,703	290,4	228,5	0,275	150	1	1,82	0,54	227,72	56,02
36	41	183,872	178,572	399,2	228,5	2,46	150	2,5	2,96	0,78	225,54	46,97
41	67	178,572	87	1920	225,54	0,8	150	1	86,28	1,58	138,57	51,57
41	49	178,572	177,865	426,1	225,54	1,72	150	2	6,65	0,85	221,38	43,52
25	95	239,564	207,345	138,6	247,45	3,92	150	1,5	40,83	3,44	229,12	21,78
95	99	207,345	187,626	210,5	229,12	0,48	150	1	9,03	0,95	225,41	37,79
95	103	207,345	186,877	136,8	229,12	3,44	150	1,5	30,72	3,02	214,72	27,84
103	107	186,877	184,35	243,7	214,72	2,8	150	1,5	38,31	2,46	200,59	16,24
103	146	186,877	163,039	590,1	214,72	0,67	150	1	46,96	1,32	196,56	33,52
107	113	184,073	179,616	122,3	200,59	2,33	150	1,5	13,63	2,04	194,42	14,8
113	114	179,616	170,363	397,3	194,42	0,45	150	1	15,13	0,89	193,39	23,03
114	119	170,033	157,821	558,8	193,39	0,23	150	0,75	25,01	0,81	185,62	27,8
114	117	170,033	157,821	138,6	193,39	0,23	150	0,75	6,25	0,81	186,89	29,07
113	122	179,616	174,984	268,9	194,42	1,86	150	1,5	19,67	1,63	188,17	13,19
122	124	174,984	175,809	82,5	188,17	1,72	150	1,5	2,37	1,51	185,8	9,991
124	132	175,809	125,388	285,7	185,8	1,46	150	1	39,34	2,88	146,46	21,07
122	135	174,984	137,902	191,9	188,17	0,14	150	0,5	24,7	1,11	166,85	28,95
19	17	259,594	224,484	88,2	259,59	3,92	150	1,5	18,34	3,44	241,25	16,77
17	151	224,484	189,277	265,6	241,25	0,54	150	1	14,34	1,07	235,38	46,1
17	15	224,484	192,352	191,9	241,25	3,38	150	1,5	19,3	2,96	221,95	29,6
15	155	192,352	189,464	88,2	221,95	0,26	150	1	0,5	0,51	221,45	31,99
15	160	192,352	191,457	265,6	221,95	3,12	150	1,5	23,03	2,74	198,92	7,463

APENDICES

Figura 45. Informe bacteriológico del sistema de agua potable



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

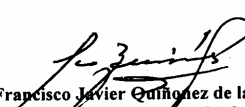

EXAMEN BACTERIOLOGICO			
O.T. No. 18366		INF. No. A-191205	
INTERESADO	<u>FACULTAD DE INGENIERÍA</u> <u>EPS</u>	PROYECTO:	<u>CONTROL DE CALIDAD DE AGUA</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Marlon F. López</u>	DEPENDENCIA:	<u>U S A C</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Santa Rita</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2005-02-02; 08 h 36 min.</u>
FUENTE:	<u>Nacimiento</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2005-02-02; 15 h 30 min.</u>
MUNICIPIO:	<u>La Esperanza</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Sin refrigeración</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Quetzaltenango</u>		
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>No hay</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. 19 TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.			
CONCLUSION <u>CLASIFICACIÓN I. Calidad Bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según Normas Internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.</u>			
Guatemala, <u>2005-02-08</u>			
Vo.Bo.  Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz DIRECTOR CI / USAC		 ZENOR MICH SANTOS Ing. Químico Col. No. 420 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria	

Figura 46. Informe fisicoquímico del sistema de agua potable.



LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
 ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS HIDRÁULICOS (ERIS)-CENTRO
 DE INVESTIGACIONES (CII)
 DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
 CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO				INF. No. 21762	
O.T. No. 18366					
INTERESADO:	FACULTAD DE INGENIERÍA -EPS-	PROYECTO:	CONTROL DE CALIDAD		
RECOLECTADA POR:	Marlon F. López Cifuentes	DEPENDENCIA:	U S A C		
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Santa Rita	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2005-02-02; 08 h 36 min.		
FUENTE:	Nacimiento	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO	2005-02-02; 15 h 30 min.		
MUNICIPIO:	La Esperanza	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Sin refrigeración		
DEPARTAMENTO:	Quetzaltenango				
RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Claro	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA:	-- ° C
2. COLOR:	01,00 Unidades	5. SABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	133,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	00,17 UNT	6. pH :	06,50 unidades		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,23	6. CLORUROS (Cl ⁻)	08,00	11. SÓLIDOS TOTALES	81,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,13	12. SÓLIDOS VOLÁTILES	09,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	09,68	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	04,00	13. SÓLIDOS FIJOS	72,00
4. CLORO RESIDUAL	----	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,02	14. SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	02,00
5. MANGANESO (Mn)	----	10. DUREZA TOTAL	54,00	15. SÓLIDOS DISUELTOS	70,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS	CARBONATOS	BICARBONATOS	ALCALINIDAD TOTAL		
mg/L	mg/L	mg/L	mg/L		
00,00	00,00	80,00	80,00		

OTRAS DETERMINACIONES _____

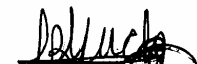
OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química los resultados obtenidos cumplen con las normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 19 TH EDITION 1995, NORMA COGUANOR NGR 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2005-02-08

Vo.Bo. 
 Ing. Francisco Javier Quiñones de la Cruz
 DIRECTOR CII/USAC




 ZENÓN MUCK SANTOS
 Ing. Químico Col. No. 420
 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria

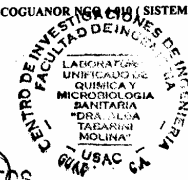
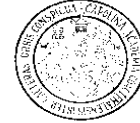


Figura 47. Estudio de suelos.

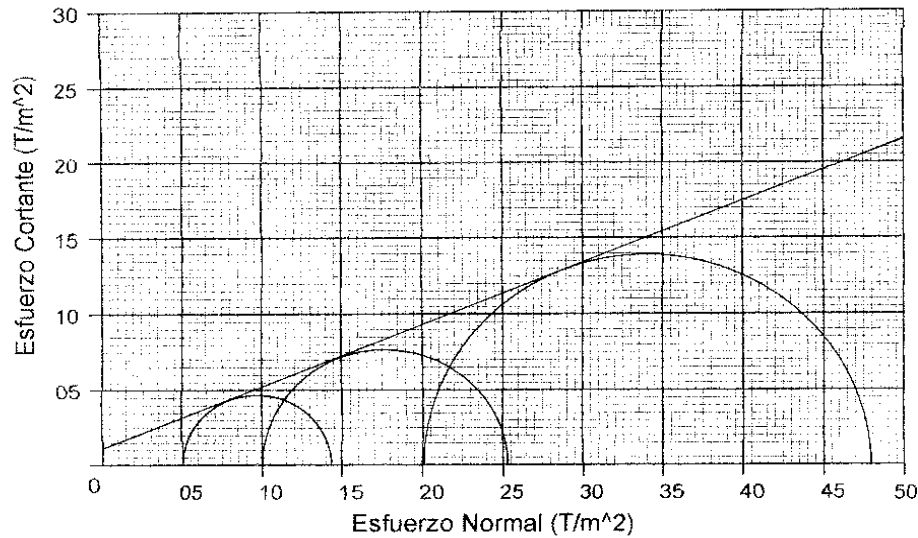


**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 264 S.S. O.T.No.: 18.179
 INTERESADO: MARLON FABRICO LOPEZ CIFUENTES (97-31072)
 PROYECTO: EPS (Diseño de Graderíos para el Estadio Municipal)
 UBICACION: La Esperanza, Quetzaltenango.
 Pozo No.: 1 Profundidad: 1.20 metro FECHA: 15 de noviembre de 2004



PARAMETROS DE CORTE: $\phi = 22.3^\circ$, $C_u = 1.1 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCION DEL SUELO: Limo arcilloso color negro.
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0" Tallada
 OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado

PROBETA No	1	2	3
PRESION LATERAL σ_3 (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (T/m ²)	9.49	15.47	27.95
PRESION INTERSTICIAL u (T/m ²)			
DEFORMACION EN ROTURA ϵ_r (%)	4.5	9.0	16.0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	0.96	0.96	0.96
HUMEDAD (%H)	32.5	32.5	32.5

Atentamente,

vo Bo

Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz
 DIRECTOR CII/USAC



Ing. Flor de María González Gajay
 Jefe Sección Mecánica de Suelos

