



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIAPAS

FACULTAD DE INGENIERÍA
CAMPUS I

COORDINACIÓN DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

“EVALUACIÓN, PLANEACIÓN Y DISEÑO DE SISTEMA INTEGRAL DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN POBLACIONES MENORES DE 30,000 HABITANTES, CASO PRACTICO: ACACOYAGUA”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE

MAESTRIA EN INGENIERÍA

PRESENTA

ERIC TOLEDO GÁLVEZ PS1005

DIRECTOR DE TESIS

DR. JUAN JOSÉ CRUZ SOLIS



TUXTLA GUTIERREZ, CHIAPAS; JUNIO DE 2021



Tuxtla Gutiérrez; Chiapas.
A 22 de septiembre del 2021
Oficio. FI. 01/722/2021

C. Eric Toledo Gálvez
Maestría en Ingeniería con formación en Construcción
P r e s e n t e.

Por este medio comunico a usted, que se autoriza la impresión de su trabajo de tesis denominado: "Evaluación, planeación y diseño de sistema integral de abastecimiento de agua potable en poblaciones menores a 30,000 habitantes caso práctico: Acacoyagua", para que pueda continuar con los trámites de titulación para la obtención del Grado de la Maestría en Ingeniería con formación en Construcción.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

Atentamente.
"Por la conciencia de la necesidad de servir"



Dr. José Alonso Figueroa Gallegos
Encargado de Dirección DIRECCIÓN DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA



Código: FO-113-09-05

Revisión: 0

CARTA DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DE LA TESIS DE TÍTULO Y/O GRADO.

El (la) suscrito (a) Eric Toledo Gálvez
Autor (a) de la tesis bajo el título de "Evaluación, planeación y diseño de sistema integral de abastecimiento de agua potable en poblaciones menores de 30,000 habitantes, caso práctico: acacoyagua,"
presentada y aprobada en el año 20 21 como requisito para obtener el título o grado de Maestría en ingeniería, autorizo a la Dirección del Sistema de Bibliotecas Universidad Autónoma de Chiapas (SIBI-UNACH), a que realice la difusión de la creación intelectual mencionada, con fines académicos para que contribuya a la divulgación del conocimiento científico, tecnológico y de innovación que se produce en la Universidad, mediante la visibilidad de su contenido de la siguiente manera:

- Consulta del trabajo de título o de grado a través de la Biblioteca Digital de Tesis (BIDITE) del Sistema de Bibliotecas de la Universidad Autónoma de Chiapas (SIBI-UNACH) que incluye tesis de pregrado de todos los programas educativos de la Universidad, así como de los posgrados no registrados ni reconocidos en el Programa Nacional de Posgrados de Calidad del CONACYT.
- En el caso de tratarse de tesis de maestría y/o doctorado de programas educativos que sí se encuentren registrados y reconocidos en el Programa Nacional de Posgrados de Calidad (PNPC) del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), podrán consultarse en el Repositorio Institucional de la Universidad Autónoma de Chiapas (RIUNACH).

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas; a los 8 días del mes de Noviembre del año 20 21.


Eric Toledo Gálvez

Nombre y firma del Tesista o Tesistas

tabla de contenidos

1. Introducción	7
2. Objetivos	8
1. Memoria descriptiva de la localidad.	10
1.1. Situación actual	10
1.2. Problemática	10
1.3 Medio Físico Y Geográfico	11
1.4 Clasificación y uso del suelo	16
1.5 Marco social	18
1.6 Marco económico.	19
2. Descripción del sistema de agua potable existente.	21
2.1 Fuente de abastecimiento.	21
2.2 Obra de captación.	21
2.3 Línea de conducción.	22
2.4 Tanque regulador	22
2.5 Desinfección.	23
2.6 Servicio.	23
3. Memoria descriptiva del proyecto	25
3.1 Alternativas de solución.	25
3.2 Fuente de abastecimiento.	25
3.3 Obra de captación.	26
3.4. Línea de conducción.	26
3.5 Tanque regulador.	27
3.6 Red de distribución.	27
3.7 Servicio.	27
3.8 Desinfección.	27
4. Diseño del Sistema de abastecimiento de agua potable	29
4.1 Datos del proyecto.	29
4.2 Población actual.	29
4.3 Población de proyecto.	30
4.4 Dotación.	33
4.5 Gastos.	34
4.6 Funcionamiento hidráulico de la línea de conducción por gravedad.	36
4.7 Capacidad del tanque regulador	43

5. Análisis del tanque de regularización	45
5.1 consideraciones generales	45
Consideraciones en la cimentación	45
5.2 Análisis de los muros, condiciones de carga	50
5.2.1. Condición de carga No.1	51
5.2.2. Condición de carga No. 2	56
5.2.3. Revisión para fuerzas de subpresión. condición de carga no. 3.	59
5.3 Análisis de la losa de fondo	60
5.4 Análisis de la losa superior	69
5.5 Análisis de trabes	71
5.6.- Análisis sísmico del tanque	73
6. Diseño del tanque regulador.	89
6.1 Consideraciones generales	89
6.2 Diseño de muros	89
6.3 Diseño de la losa de fondo	97
6.4 Diseño de la losa superior	107
6.5 Diseño de trabes.	109
6.6 Diseño de columnas	112
6.7 Diseño de Zapatas.	114
7. Análisis y Diseño de la cortina transversal por gravedad en la obra de captación.	120
7.1 Consideraciones generales	120
7.2 Diseño estructural de la cortina transversal	124
8. Análisis y diseño del canal colector y tanque desarenador	133
8.1 Análisis y diseño del muro en canal colector.	133
8.2 Análisis y diseño de los muros del tanque Desarenador.	135
9. Construcción y mantenimiento	139
9.1 Materiales	139
9.2 Preparación del terreno	140
9.3. Control del concreto.	140
9.4. Pruebas en el tanque regulador.	142
9.5. Mantenimiento.	143
Conclusiones	144
Anexos	145
Bibliografía	157

Lista de tablas

Tabla 1 Cadenamientos de Válvulas	27
Tabla 2 Consumo de agua por habitante	34
Tabla 3 Rugosidades de algunos materiales	40
Tabla 4 Fuerza cortantes Tablero largo y corto	52
Tabla 5 Cálculo de los momentos del tablero	66
Tabla 6 Momentos flexionantes, con apoyo de la tabla 3.3.1 de las NTC-Concreto 2017	71
Tabla 7 Factores de Zona sísmica (Z)	74
Tabla 8 Factor de suelos (S) y periodo asociado (Tp)	75
Tabla 9 Factor de uso de importancia (I)	75
Tabla 10 Factor de modificación de respuesta (Rw)	76
Tabla 11 Áreas de refuerzo para momentos verticales My	94
Tabla 12 Cantidad de acero de refuerzo del No.4 a utilizar para cada punto, refuerzo por temperatura	95
Tabla 13 Áreas de refuerzo para momentos horizontales Mx y tensión directa.	96
Tabla 14 Áreas de refuerzo para el claro corto	100
Tabla 15 Áreas de refuerzo en el claro largo	100
Tabla 16 Áreas de refuerzo en los aleros	100
Tabla 17 Acero de refuerzo en los tableros ω	108
Tabla 18 Coeficiente de rugosidad n (Manning)	123
Tabla 19 Momentos con respecto a n	127
Tabla 20 Centro de gravedad y área	129

Lista de figuras

Figura 1 Localización del municipio de Acacoyagua Chiapas	11
Figura 2 Mapa de hidrografía en el municipio de Acacoyagua Chiapas	12
Figura 3 Mapa del clima en el municipio de Acacoyagua	13
Figura 4 Mapa de Temperaturas en el municipio de Acacoyagua Chiapas	14
Figura 5 Mapa de precipitaciones en el municipio de Acacoyagua Chiapas	14
Figura 6 Mapa de fisiografía del municipio de Acacoyagua Chiapas.	15
Figura 7 Mapa de vegetación y uso del suelo en el municipio de Acacoyagua Chiapas	16
Figura 8 Mapa de geología en el municipio de Acacoyagua Chiapas.	17
Figura 9 Obra de captación existente	22
Figura 10 Línea de conducción existentes	22
Figura 11 Tanque regulador existente.	23
Figura 12 Sección del rio “Cacaluta” donde se diseñará la fuente de abastecimiento.	25
Figura 13 Fotos donde se pretende pasar la línea de conducción	26
Figura 14 Diagrama universal de Moody.	39
Figura 15 Tanque regulador propuesto.	49
Figura 16 Condiciones de carga	51
Figura 17 Momentos en las partes crítica en los tableros	53
Figura 18 Coeficientes de momentos horizontales en M_x y M_z	54
Figura 19 Coeficientes de momentos verticales M_y	55
Figura 20 Distribución de presiones del suelo sobre el muro.	56
Figura 21 Coeficientes de momentos en M_x y M_z	58
Figura 22 Fuerzas actuantes en la losa de cimentación.	59
Figura 23 Fuerzas actuantes en la losa de cimentación	61
Figura 24 Cargas consideradas concentradas en la losa base debido al peso de la estructura	63
Figura 25 Geometría de losa base y cargas aplicadas	64

Figura 26 Contra trabe para losa base	65
Figura 27 Cargas aplicadas en contra trabes	66
Figura 28 Área tributaria correspondiente a la carga P	67
Figura 29 Diagrama de fuerza cortante y momento	69
Figura 30 Losa y trabe	70
Figura 31 Diagrama de momentos y cortantes	71
Figura 32 Condiciones de carga.	90
Figura 33 Elementos mecánicos en paredes del tanque	90
Figura 34 Losa de fondo apoyada en contratrabe	97
Figura 35 Armado de contratrabe en eje A y B	103
Figura 36 Armado de contratrabe eje 2	106
Figura 37 Momentos Flexionantes y fuerzas cortantes en la viga	109
Figura 38 Armado de viga	112
Figura 39 Detalles de columnas	114
Figura 40 Armado de zapata	118
Figura 41 Elementos de la sección transversal	121
Figura 42 Fuerzas que actúan en una presa de gravedad.	125
Figura 43 Fuerzas y dimensiones	128
Figura 44 Dimensiones de la cortina de concreto ciclópeo	131
Figura 45 Fuerzas que actúan en muros	133
Figura 46 Dimensiones de muros en canal colector	135
Figura 47 Dimensiones del muro en tanque sedimentador	137

1. Introducción

Las necesidades más urgentes de las comunidades la representan las relacionadas con los servicios básicos, como son: agua potable, alcantarillado, saneamiento, electrificación, vivienda, educación, etc. Dentro de todas ellas sobresale principalmente el servicio de Agua Potable, toda vez que el agua es un elemento esencial para el desarrollo y bienestar de la humanidad, así mismo garantizar su disponibilidad forma parte de los 17 objetivos de la ONU. En las últimas décadas se ha presentado en diversas regiones, los escasos en el suministro de este vital líquido, aun contando con suficiente agua en esta zona no existe sistemas apropiados de abastecimiento de agua desde la captación, conducción y almacenamiento. Las redes por lo regular están en buenas condiciones el problema es que no hay agua suficiente que satisfaga la demanda actual.

El caso práctico para considerar en este estudio es la población urbana de Acacoyagua Chiapas, que el gasto diario requerido es mucho menor al gasto que genera el sistema de captación, a pesar de que se extrae de dos fuentes, cuyas fuentes cuentan con obras de captación inapropiadas y además el gasto que aportan estos arroyos sobre todo en épocas de estiaje es insuficiente para cubrir la demanda de este vital líquido. Por ello se pretende hacer un estudio para seleccionar la fuente y el tipo de obra necesaria que pueda garantizar la demanda actual y a futuro del agua para uso doméstico.

El presente trabajo se divide en tres partes. La primera consta de la situación socioeconómica y geográfica de la localidad y de la situación actual del sistema de agua, en la segunda parte se hace la alternativa de solución al problema de demanda, donde se hace mención el sistema a desarrollar así como sus características, y el análisis de los elementos principales que incluye la demanda del consumo de agua de la población futura, la propuesta de la obra de captación, los elementos de control, la línea de conducción y el análisis estructural del tanque regulador de concreto reforzado con ayuda del folleto publicado por la Portland Cement Association (Munshi, 1998), y la tercera parte se hace el diseño del tanque con base al reglamento para construcciones de la ciudad de México y sus normas técnicas complementarias y el manual de diseño de obras civiles de la comisión federal de electricidad. Así también se hace el diseño de la cortina de mampostería de piedra que se localizara en el afluente del río, así como las obras auxiliares y de control del agua captada.

2. Objetivos

Es necesario plantear los objetivos específicos que se pretenden alcanzar de acuerdo a la localidad en estudio, para lo cual se presentan las líneas de acción general en donde se circunscribe el estudio de la cabecera municipal de Acacoyagua Chiapas proponiendo lo siguiente:

- Se llevará a cabo la determinación de la demanda de agua actual y futura de los servicios.
- Se evaluará la capacidad de los servicios de agua potable y alcantarillado, identificando sus requerimientos actuales y futuros, de acuerdo al ritmo de crecimiento de las demandas de estos servicios, con objeto de planear las acciones.
- Se propondrán alternativas de solución para el mejoramiento de los sistemas e implementación de los inexistentes.
- Se hará el análisis y diseño de los elementos que compondrán el sistema de captación, conducción y tanque regular.

CAPITULO 1

MEMORIA DESCRIPTIVA DE LA LOCALIDAD

- 1.1 Situación Actual
- 1.2 Problemática
- 1.3 Medio Físico Y Geográfico
- 1.4 Clasificación Y Uso Del Suelo
- 1.5 Marco Social
- 1.6 Marco Económico

1. Memoria descriptiva de la localidad.

1.1. Situación actual

Actualmente el Sistema de Agua Potable de la cabecera municipal de Acacoyagua, Chiapas, es ineficiente debido a que el gasto aportado por el manantial es menor al requerido, además de que en el año 2006 se hizo una derivación de la línea de conducción para alimentar al Tanque San Pápalo que alimenta a una comunidad que alberga a personas que fueron afectadas por el Stan, así mismo existen derivaciones a las colonias; Buena Voluntad, Las Brisas, Los Laureles de los Amates y tomas clandestinas, aparte de que gran parte de la línea de conducción y el Tanque de Almacenamiento se encuentran en malas condiciones.

1.2. Problemática

Las principales causas de enfermedades y muerte, son de origen infeccioso en los sistemas digestivos y respiratorios, esto daños a la salud son causados básicamente por la falta de agua potable y saneamiento; esta situación se agudiza en las poblaciones de menor desarrollo económico y social.

Para prevenir estos daños y satisfacer la demanda actual del servicio de agua potable es indispensable localizar otra fuente de abastecimiento cuyo caudal aporte la cantidad necesaria para satisfacer la demanda actual y futura requerida, así como la construcción de un nuevo tanque para el almacenamiento del agua.

1.3 Medio Físico Y Geográfico

Localización.

Se ubica en la Región Socioeconómica X SOCONUSCO. Limita al norte con Siltepec, al oeste con Mapastepec, al sur con Acapetahua y al este con Escuintla. Las coordenadas de la cabecera municipal son: 15°20'22" de latitud norte y 92°40'27" de longitud oeste y se ubica a una altitud de 79 metros sobre el nivel del mar. Con una superficie territorial de 247.85 km² ocupa el 0.33% del territorio estatal.

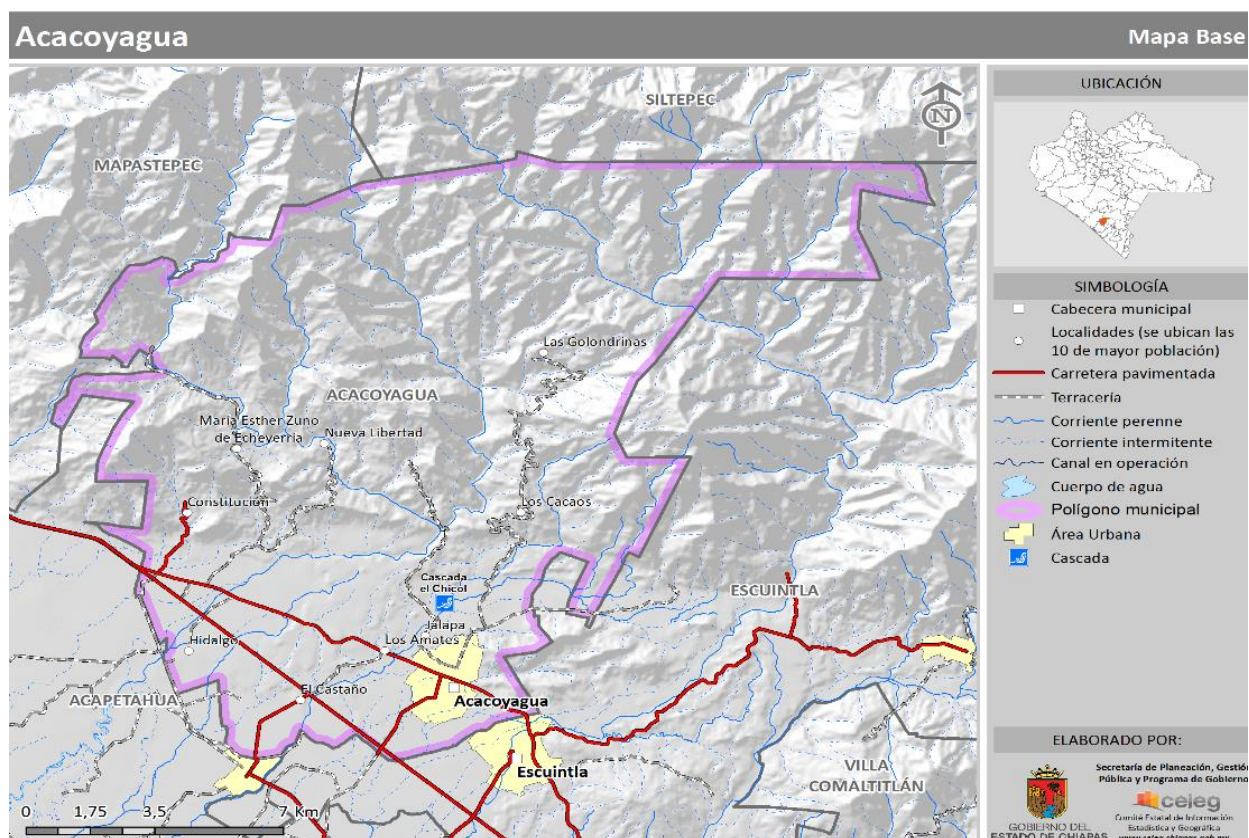


Figura 1. Localización del municipio de Acacoyagua Chiapas

Hidrografía.

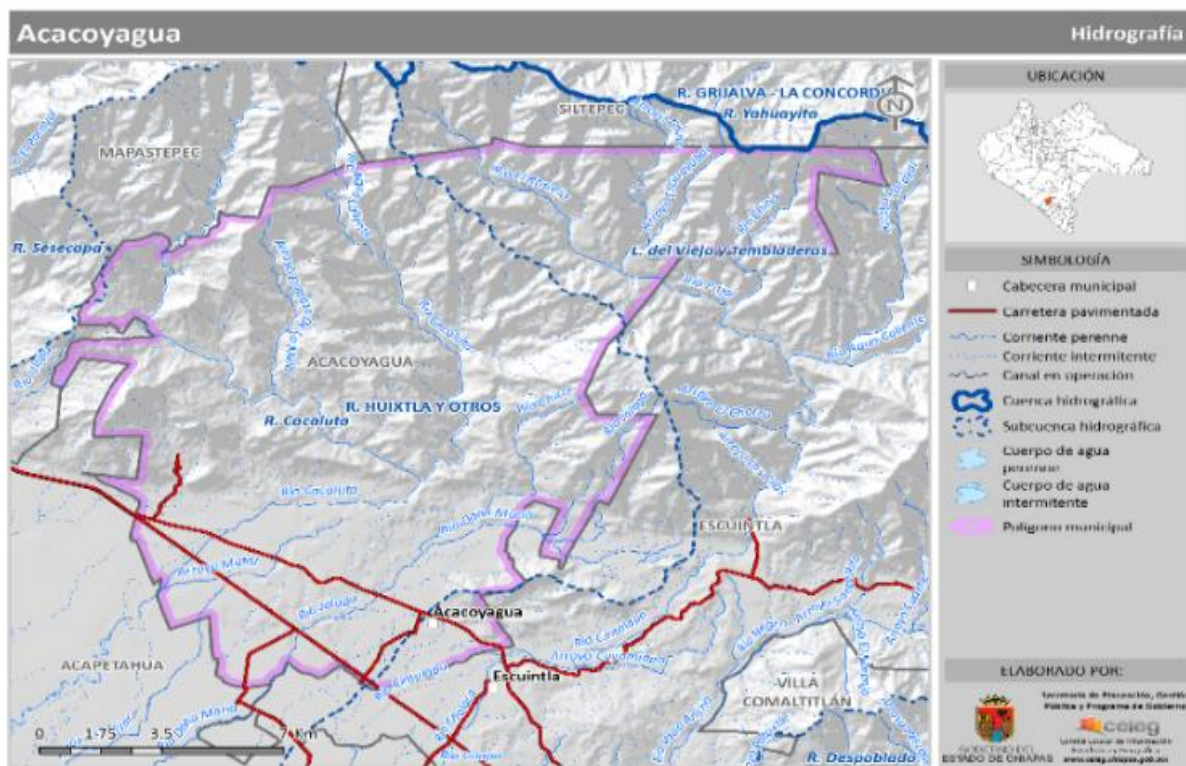


Figura 2. Mapa de hidrografía en el municipio de Acacoyagua Chiapas

El municipio se ubica dentro de las subcuencas R. Cacaluta, L. del Viejo y Tembladeras y R. Sesecapa que forman parte de la cuenca R. Huixtla y Otros. Las principales corrientes de agua en el municipio son: Río Cacaluta, Río Chicol, Río El Rosario, Arroyo El Brazo de la Mina, Arroyo Matal, Arroyo Chino, Río Jalapa, Río Agua Caliente, Río Chino y Arroyo El Guayabal

Clima.

Los climas existentes en el municipio son: Cálido húmedo con lluvias abundantes de verano (71.06%), Semicálido húmedo con lluvias abundantes de verano (23.27%) y Templado húmedo con lluvias abundantes de verano (5.67%).

En los meses de mayo a octubre, la precipitación media es: de 2300 a 2600 mm (11.19%), de 2600 a 3000 mm (76.38%), y más de 3000 mm (12.43%). En los meses de noviembre a abril, la precipitación media es: de 150 a 200 mm (1.56%), de 200 a 250 mm (16.34%), de 250 a 300 mm (79.31%) y de 300 a 350 mm (2.8%).

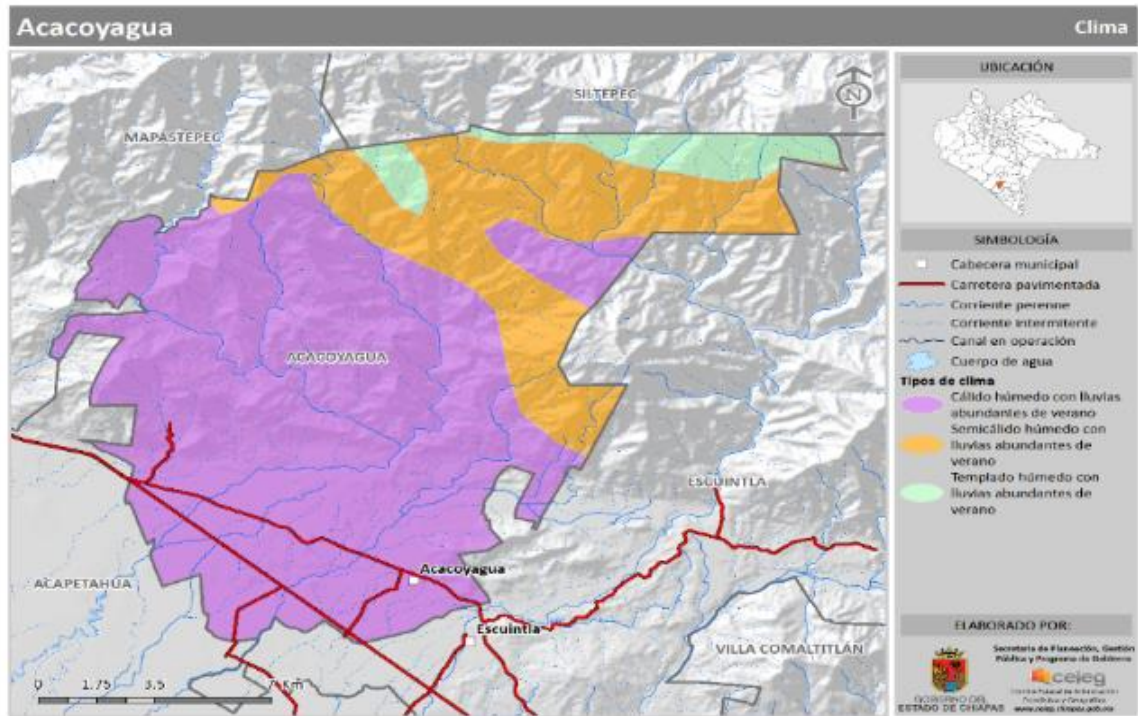


Figura 3 Mapa del clima en el municipio de Acacoyagua

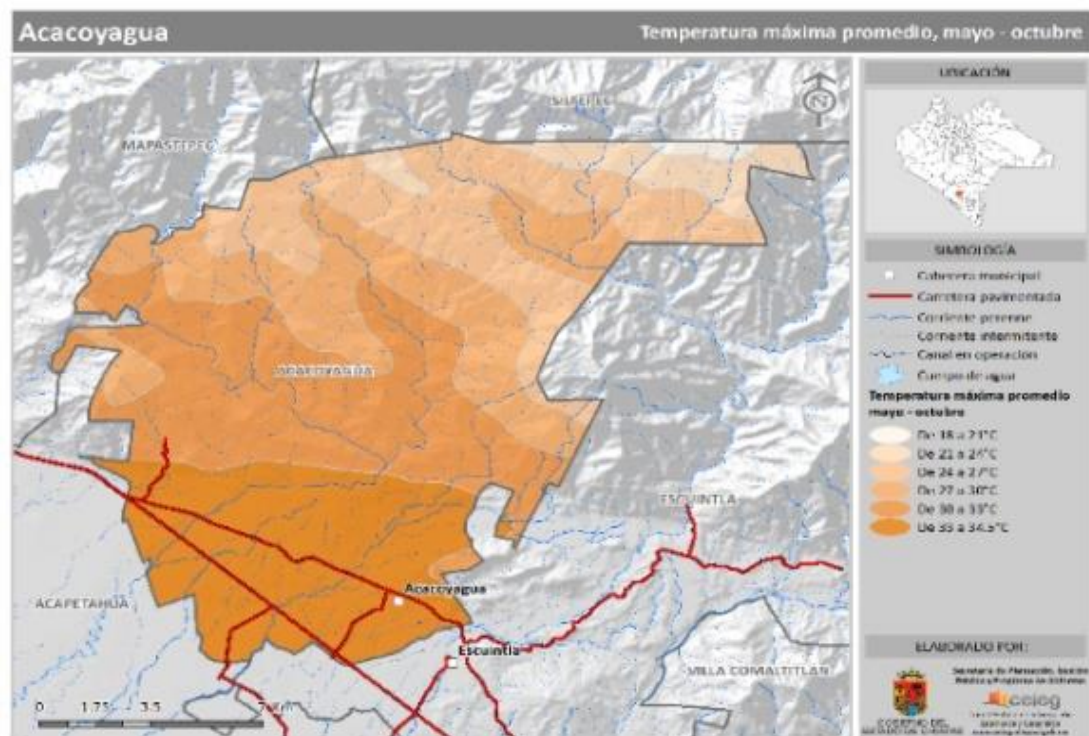


Figura 4 Mapa de Temperaturas en el municipio de Acacoyagua Chiapas

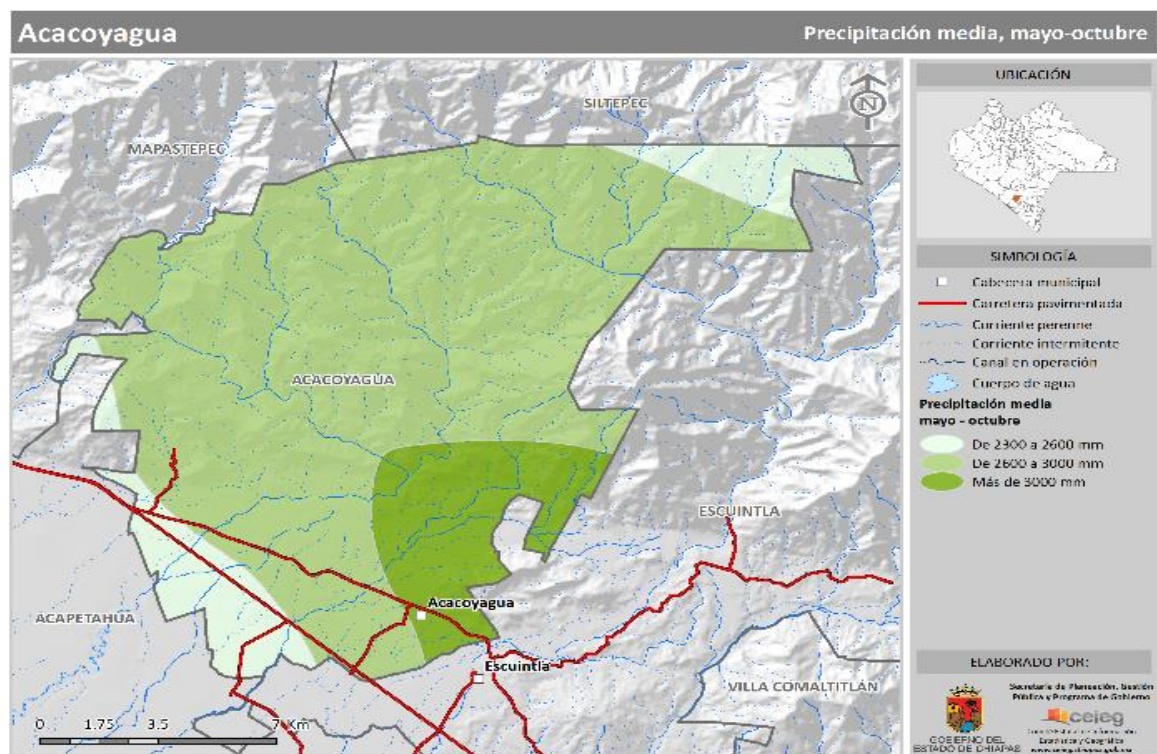


Figura 5 Mapa de precipitaciones en el municipio de Acacoyagua Chiapas

Fisiografía.

El municipio forma parte de las regiones fisiográficas Sierra Madre de Chiapas y Llanura Costera del Pacífico. La altura del relieve va desde menos de 30 mts. Y hasta los 2,600 mts. Sobre el nivel del mar. Las formas del relieve presentes en el municipio son: Sierra alta de laderas escarpadas (80.28%) y Llanura costera (19.72%).

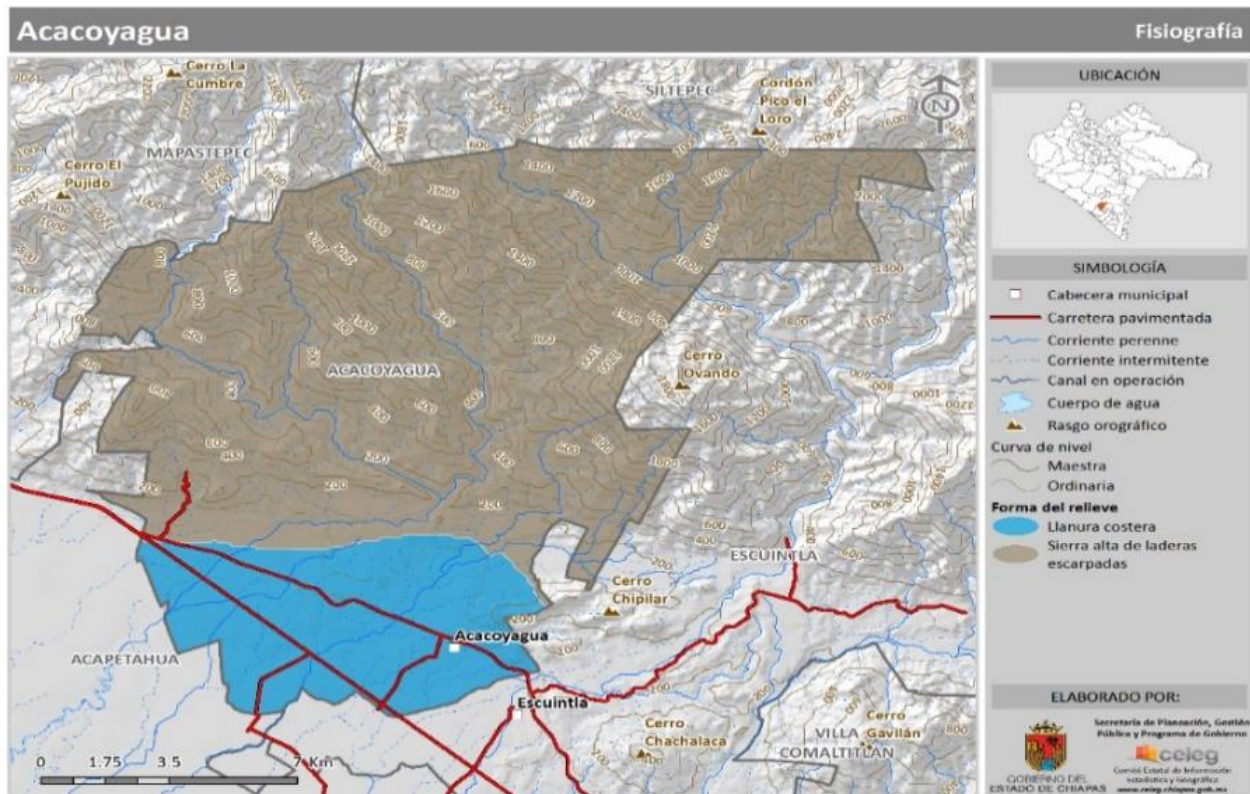


Figura 6 Mapa de fisiografía del municipio de Acacoyagua Chiapas.

1.4 Clasificación y uso del suelo

Uso del suelo.

La cobertura vegetal y el aprovechamiento del suelo en el municipio se distribuye de la siguiente manera: Selva alta perennifolia (secundario) (48.87%), Pastizal cultivado (24.41%), Bosque mesófilo de montaña (secundario) (14.54%), Pastizal inducido (6.14%), Agricultura de temporal (5.16%), Otros (0.78%), Bosque mesófilo de montaña (0.08%), y Bosque de pino (secundario) (0.03%).

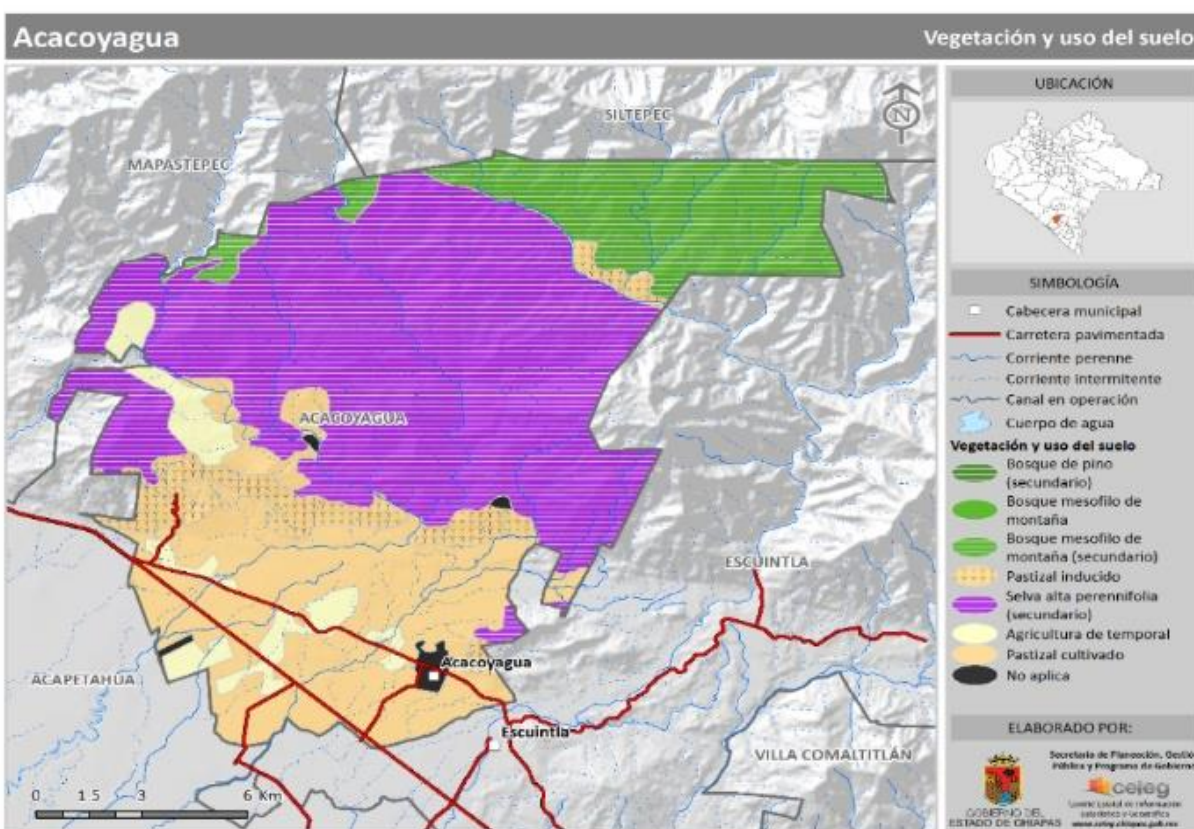


Figura 7 Mapa de vegetación y uso del suelo en el municipio de Acacoyagua Chiapas

Geología.

Los tipos de roca que conforman la corteza terrestre en el municipio son: Granito (roca ígnea intrusiva) (79.17%), Aluvial (suelo) (15.87%), Gneis (roca metamórfica) (3.95%), Conglomerado (roca sedimentaria) (0.91%) y Tonalita (roca ígnea intrusiva) (0.1%).

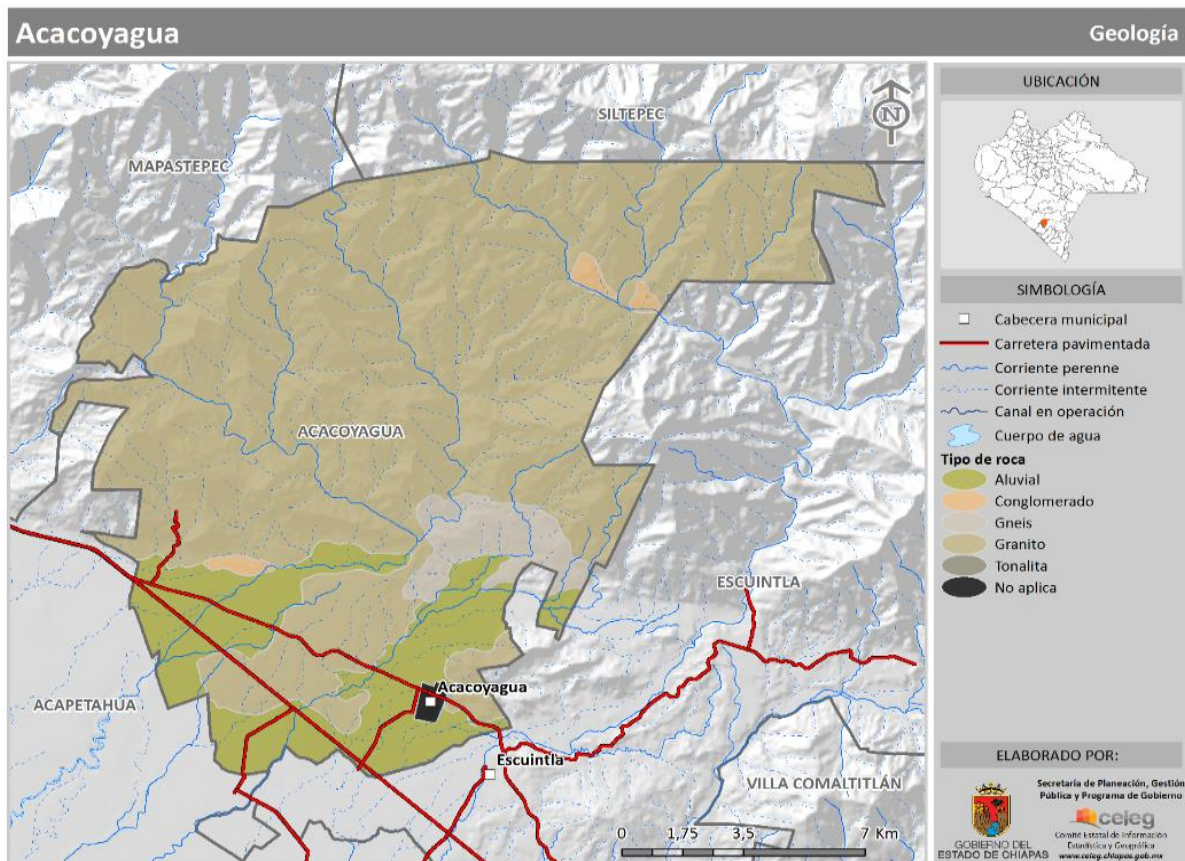


Figura 8 Mapa de geología en el municipio de Acacoyagua Chiapas.

1.5 Marco social

Población.

La población total de la localidad de acuerdo al censo físico realizado es de 8,010 habitantes, de los cuales 3,820 son hombres y 4,190 son mujeres.

Educación, cultura, recreación y deporte.

El 18,15% de la población es alfabeto, de los cuales el 18,37% ha terminado la a nivel preprimaria y telesecundaria en las localidades más importantes. En el aspecto recreativo y deportivo. El municipio dispone de bibliotecas, casa de cultura, centro social, parque infantil, canchas deportivas de futbol y basquetbol.

Salud.

En este aspecto, el municipio tiene un centro de salud que presta servicio de consulta externa en la cabecera municipal, programas de salud a cargo del Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS) y de la Secretaria de Salud (SSA), en la zona rural.

Vivienda.

En el área urbana, las viviendas están hechas con ladrillo o concreto, con techos de losa o lámina y en la zona rural de ladrillo o madera y techo de lámina. La tenencia de la vivienda, fundamentalmente es privada y en su mayoría cuenta con los servicios de agua, energía eléctrica, y drenaje.

Comunicaciones y transportes.

La transportación terrestre puede efectuarse a través de la carretera pavimentada (costera) tramo Tapachula – Arriaga. Los ejidos se comunican a través de varias carreteras de terracería.

El lo que respecta a medios de comunicación, el municipio cuenta, con los servicios de correo, telégrafo, terreno (operadora) y radiocomunicación; también reciben señales de radio y televisión.

1.6 Marco económico.

Población económicamente activa

El 60,98% de los habitantes se dedica al sector primario, el 10,86% al sector secundario, el 26,02% al sector terciario y el resto no se especifica. Las principales actividades económicas son la agricultura y la ganadería.

Actividades económicas

Agricultura: se cultiva maíz, frijol, sandía, mango, plátano y aguacate.

Ganadería: se cría ganado bovino, porcino y aves de corral.

Turismo: destacan los paisajes naturales.

CAPITULO 2

DESCRIPCION DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE EXISTENTE

- 2.1 Fuente De Abastecimiento
- 2.2 Obra De Captación
- 2.3 Línea De Conducción
- 2.4 Tanque Regulador
- 2.5 Desinfección
- 2.6 Servicio

2. Descripción del sistema de agua potable existente.

2.1 Fuente de abastecimiento.

Actualmente se extraen las aguas del arroyo “Chicol”, el cual aporta un gasto de 18 lts/seg, el cual es insuficiente para satisfacer la demanda de la población actual, en el año 2006 se construyó una derivación para suministrar agua a un tanque de regularización de 150 m³ (san pápalo), el cual suministra agua a una colonia construida para los damnificados de este municipio debido al pasado huracán “Stan” que quedaron sin vivienda, así mismo, existen otras derivaciones a las colonias; Buena Voluntad, Las Brisas, Los Laureles de los Amates y tomas clandestinas.

2.2 Obra de captación.

La obra de captación consiste en un dique sobre el rio construido con mampostería de piedra asentada con mortero cemento arena, caja colectora y válvulas de control, esta capta el agua y la envía através de la tubería.



Figura 9 Obra de captación existente

2.3 Línea de conducción.

En la actualidad se cuenta con una línea de gravedad con una longitud total de 4000 ml integrada por tubería de P.V.C. RD-26 de 203 mm (8") y de Acero Soldable del mismo diámetro, se cuenta con 12 válvulas de admisión de aire, en el cadenamiento 3+100 se encuentra una derivación de tubería de Acero Soldable de 8" al tanque de San Pápalo., así mismo existen otras derivaciones que van a las colonias Buena Voluntad, las Brisas y los laureles de los Amates, además de tomas clandestinas.



Figura 10 Línea de conducción existentes

2.4 Tanque regulador

Se cuenta con un tanque de regulación de 350 m³ localizado en una cota de terreno mayor al núcleo de la red de distribución de la cabecera municipal, lo cual permite suministrar el agua a gravedad. El tanque de 350 m³ presenta daños en su estructura, es decir que las varillas de la losa, trabes y columnas se encuentran expuestas, en algunos tramos de losa ya no existe la varilla, estos elementos ya han sido dañados por el agua clorada, así mismo por la parte de arriba de la losa ya presenta punzamiento de la columna a la losa, se observa agrietamiento en las paredes del tanque, cabe señalar que la mitad del muro del tanque está enterrado, este tanque está en operación.

La red de distribución cuenta actualmente con una longitud aproximada de 15, 000 ml, con tubería de p.v.c., de diámetros de 2" a 8" de acuerdo a la demanda en la red, las cuales se

encuentran en regulares condiciones, en este caso no se realizó un estudio para determinar las longitudes exactas de cada diámetro, debido a que se utilizara la infraestructura existente.



Figura 11 Tanque regulador existente.

2.5 Desinfección.

El tanque de almacenamiento cuenta con equipo de desinfección a base de un clorador marca Raimbow y 100 kg de hipoclorito de calcio cada uno, para la cloración de agua, sin embargo, debido a la mala operación del sistema, al igual que el tanque se encuentra en malas condiciones.

2.6 Servicio.

Para proporcionar servicio a los habitantes de la cabecera municipal, municipio de Acacoyagua, Chiapas, cuentan con la instalación de 1,600 tomas domiciliarias aproximadamente con poliducto de alta densidad de 13 mm (1/2") de diámetro RD-9 y cuadro de Fo.Go. De 13 mm (1/2") de diámetro CED-40.

CAPITULO 3

MEMORIAN DESCRIPTIVA DEL PROYECTO

- 3.1 Alternativas De Solución
- 3.2 Fuente De Abastecimiento
- 3.3 Obra De Captación
- 3.4 Línea De Conducción
- 3.5 Tanque Regulador
- 3.6 Red De Distribución
- 3.7 Servicio
- 3.8 Desinfección

3. Memoria descriptiva del proyecto

3.1 Alternativas de solución.

En referencia al apartado 4.1 y 4.3 de la Descripción del Sistema de Agua Potable Existente donde se hace mención que el gasto aportado por el Arroyo Chicol ya no es suficiente para abastecer a la cabecera municipal, aunado a esto las derivaciones existentes en la línea de conducción que van a las colonias Buena Voluntad, las Brisas y los laureles de los Amates, además de tomas clandestinas lo cual reduce considerablemente el gasto.

Para satisfacer la demanda actual de agua potable, se pretende captar agua del rio Cacaluta que es un rio que aporta un mayor volumen de agua y es uno de los principales afluentes del municipio el cual aportará únicamente agua para la cabecera municipal del municipio de Acacoyagua, Chiapas, por lo que el sistema Existente servirá para abastecer a las colonias Buena Voluntad, las Brisas y los laureles de los Amates.

3.2 Fuente de abastecimiento.

Se propone utilizar las aguas del Rio “Cacaluta”, donde se realizó el aforo del rio el día 22 de mayo de 2013, mediante el método sección-velocidad, dando el resultado siguiente:

$$Q = 1.7 m^3 / seg = 1700 \text{ lts} / seg$$

Por tanto, la fuente aporta una cantidad mayor de gasto que la requerida para la población en estudio.

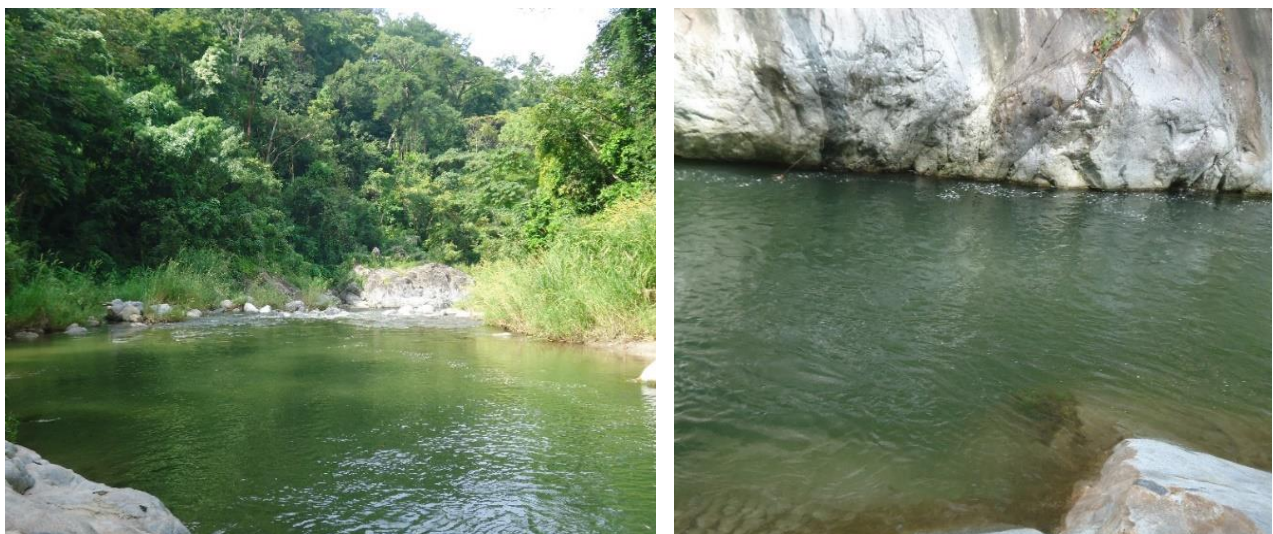


Figura 12 Sección del rio “Cacaluta” donde se diseñará la fuente de abastecimiento.

3.3 Obra de captación.

Debido a que la toma se hará de forma directa en el río cacaluta en la parte alta de montaña, se puede tener problemas de afectación a la obra de captación por las crecidas del río sobre todo en época de lluvia, así mismo puede depositar sólidos en el lecho del río que durante la época de estiaje disminuya el tirante necesario para garantizar el caudal necesario de la demanda requerida por lo que se plantea la construcción de un muro de mampostería de piedra como cortina sobre el ancho del río, esto permitirá que se capte el agua y sea conducido a un canal de derivación que terminara en un dique de mampostería de piedra asentado con mortero cemento-arena y posteriormente a la caja colectora que será de concreto armado, se instalarán cajas para operación de válvulas seccionadoras.

3.4.- Línea de conducción.

Se propone la construcción de una línea de conducción con una longitud de 8,580.00 ml, compuesta por 2,100.00 ml de tubería de Acero Soldable ced-40 de (8") de diámetro, lo anterior debido a que del cadenamiento 0+000 al 2+100 el material es "C" (figura 13), del cadenamiento 2+100 al 8+580 se utilizara P.V.C. de diferentes clases, debido a la presión de trabajo que se presenta a lo largo de la línea de conducción, quedando de la siguiente manera; 2,900.00 ml, de P.V.C. Cl-10 de (8") de diámetro del cadenamiento 2+100 al 5+000 y 3,580.00 ml, de P.V.C. Cl-14 de (8") de diámetro del cadenamiento 5+000 al 8+580, para la operación y mantenimiento de la línea de conducción se instalaron 14 válvulas de expulsión y admisión de aire y 14 válvulas de desfogue, como se indica en la tabla 1.



Figura 13 Fotos donde se pretende pasar la línea de conducción

Tabla 1 *Cadenamientos de Válvulas*

CADENAMIENTOS.							
V.A.E.A.	1(0+480)	2 (0+920)	3 (1+260)	4 (1+840)	5 (2+120)	6 (2+920)	7 (3+400)
	8 (4+040)	9 (5+200)	10 (6+120)	11 (6+660)	12 (7+100)	13 (7+920)	14 (8+380)
V.DESFOGUE	1 (0+220)	2 (0+560)	3 (0+840)	4 (1+320)	5 (1+640)	6 (2+020)	7 (2+240)
	8 (2+600)	9 (3+000)	10 (3+780)	11 (5+080)	12 (5+520)	13 (6+340)	14 (7+780)

3.5 Tanque regulador.

De acuerdo al apartado 4.4 de la Descripción del Sistema de Agua Potable Existente donde se hace mención que el tanque existente se encuentra en malas condiciones estructurales (anexa foto), así mismo el cálculo obtenido para la capacidad del tanque es de 399.22 m³, por lo que se puede apreciar que la capacidad existente de 350m³ y las condiciones del tanque existente no son la adecuadas, se propone la construcción de un nuevo tanque de regularización de 400 m³, el cual estará ubicado a un costado del existente, ya que de acuerdo a las autoridades de la localidad la red de distribución no presenta problemas de presiones de trabajo, sino que ha operado correctamente.

3.6 Red de distribución.

No se considera la construcción de Red de Distribución, debido a que la existente se encuentra en buenas condiciones.

3.7 Servicio.

Para este proyecto no se considera construcción de toma domiciliaria, se utilizará lo existente.

3.8 Desinfección.

Se propone el suministro e instalación de equipo de cloración con hipoclorito de calcio al 65% marca Rainbow.

CAPITULO 4

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

4.1 Datos Del Proyecto

4.2 Población Actual

4.3 Población Del Proyecto

4.4 Dotación

4.5 Gastos

4.6 Funcionamiento Hidráulico De La Línea De Conducción Por Gravedad

4.7 Capacidad Del Tanque Regulador

4. Diseño del Sistema de abastecimiento de agua potable

4.1 Datos del proyecto.

Tabla 2 *Datos de proyecto*

Población actual	8,010 hab.
Población de proyecto (2028)	11,102 hab.
Dotación	$D = 150 \text{ lts}/_{\text{hab} * \text{dia}}$
Gasto medio diario	19.27 l.p.s.
Gasto máximo diario	26.97 l.p.s.
Gasto máximo horario	41.80 l.p.s.
Coeficiente de variación diaria	1.40
Coeficiente de variación horaria	1.55
Fuente de abastecimiento	Rio “Cacaluta”
Captación	Caja colectara con canal de llamada
Conducción	Gravedad
Regularización	Tanque sup. de 400 m ³ de cap.
Distribución	Gravedad (existente)
Tipo de servicio	Tomas domiciliarias (existente)
Desinfección	Cloración (existente)

4.2 Población actual.

De acuerdo a los datos obtenidos en el INEGI en el censo del 2013, se obtuvo que la localidad está conformada por 8,010 habitantes.

4.3 Población de proyecto.

Para determinar la población de proyecto se calcularán por medio de cuatro métodos diferentes:

Método aritmético.

Para el cálculo de la población de proyecto de este método se realizará por medio de las siguientes formulas

$$Ka = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} \quad y \quad Pp = P_2 + Ka(T - t_2)$$

Se recomienda usar como datos los dos últimos censos, ya que representa la tendencia más reciente del crecimiento de la población, por lo que se tomó el censo 2010= 7515 habitantes, y 2013= 8010 habitantes.

Ka= constante de crecimiento de población aritmética.

P2= Población del último censo.

P1= Población del penúltimo censo.

t2= año del último censo

t1= año del penúltimo censo.

T= año a proyectar.

Pp= Población de proyecto

$$Ka = \frac{8010 - 7515}{2013 - 2010} = 165$$

$$Pp = 8010 + 165(2025 - 2010) = 10,485 \text{ habitantes.}$$

Método geométrico.

Para el cálculo de la población de proyecto de este método se realizará por medio de las siguientes formulas

$$Kge = \frac{\ln p_2 - \ln p_1}{t_2 - t_1} \quad \text{y} \quad \ln Pp = \ln P_2 + Kge(T - t_2)$$

Se recomienda usar como datos los dos últimos censos, ya que representa la tendencia más reciente del crecimiento de la población, por lo que se tomó el censo:

2010= 7515 habitantes, y 2013= 8010 habitantes.

Kge= constante de crecimiento de población geométrica.

$\ln P_2$ = logaritmo natural de la Población del último censo.

$\ln P_1$ = logaritmo natural de la Población del penúltimo censo.

t_2 = año del último censo

t_1 = año del penúltimo censo.

T= año a proyectar.

Pp=población de proyecto.

$$Kge = \frac{\ln 8010 - \ln 7515}{2013 - 2010} = 0.0213$$

$$\ln Pp = \ln 8010 + 0.0213(2028 - 2013) = 9.3079.$$

$$Pp = 11,025 \text{ habitantes}$$

Método de interés compuesto.

Para determinar la población de proyecto se calcularán las tasas de crecimiento estatal y municipal registrada de 1990 a 2000, tomándose la mayor de ellas para el cálculo de la población de proyecto. Proyectándose la población para un periodo de diseño de 15 años.

La tasa de crecimiento promedio estatal se obtuvo de la siguiente manera:

Población total en el estado en 1990: 3'210,496 habitantes.

Población total en el estado en 2000: 3'920,892 habitantes.

La tasa promedio se obtiene usando la siguiente expresión:

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

Donde:

Pf = Población futura

Pa = Población actual

r = Tasa de crecimiento media anual

n = Numero de la diferencia entre censo y censo

Despejando r se tiene:

$$r = \left(\frac{Pa}{Pf}\right)^{1/n} - 1$$

$$r = \left(\frac{3,920,892}{3,210,496}\right)^{1/10} - 1$$

$$r = 0.0202$$

Tasa de crecimiento promedio = 2.02%

Calculando la tasa de crecimiento promedio del municipio.

La tasa de crecimiento promedio municipal se obtiene de la siguiente manera:

Población total en el municipio en 2000: 14,189 habitantes.

Población total en el municipio en 2010: 16,814 habitantes.

$$r = \left(\frac{Pa}{Pf}\right)^{1/n} - 1$$

$$r = \left(\frac{16,814}{14,189}\right)^{1/10} - 1 = 0.017$$

Tasa de crecimiento promedio = 1.71%

Como la tasa de crecimiento municipal 1.71 % es menor que la tasa promedio estatal que es de 2.02%, se utilizara la tasa promedio estatal para calcular la población de proyecto.

Por lo tanto, la población de proyecto tomando que n tendrá un valor de 15 que es el periodo de diseño:

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

$$Pf = 8,010 (1 + 0.0202)^{15}$$

$$Pf = 11,102 \text{ habitantes}$$

Por lo que se obtiene una población de proyecto de 11, 800 habitantes.

Para efectos de cálculo de gastos de proyecto utilizaremos el resultado del Método de Interés Compuesto, ya que este método compara la tasa de crecimiento poblacional estatal y municipal por lo que hace más preciso el cálculo, además de que el resultado de este método es la media de los resultados de los cuatro métodos.

4.4 Dotación.

La Dotación es la cantidad de agua asignada a cada habitante, considerando todos los consumos de los servicios y las pérdidas físicas en el sistema, en un día medio anual; sus unidades están dadas en litros/habitantes/día.

Para determinar la demanda de agua potable de una ciudad deben considerarse factores como: tamaño de la ciudad, distribución de la población por estrato socioeconómico, clima y sus variaciones en el año, existencia de alcantarillado y otros.

Siguiendo la normatividad y lineamientos técnicos para la elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario, segunda versión, de la Subdirección General de Infraestructura Hidráulica de la Comisión Nacional del Agua, en la página 1-11, que textualmente dice:

Tabla 2 *Consumo de agua por habitante*

CLIMA	CONSUMO POR CLASE SOCIOECONÓMICA (L/HAB/DÍA)		
	RESIDENCIAL	MEDIA	POPULAR
CÁLIDO	400	230	185
SEMICÁLIDO	300	150	120
TEMPLADO	250	195	100

Por lo anterior tomaremos la dotación para un clima cálido con una clase socioeconómica media le corresponde 150 litros/habitantes/día.

4.5 Gastos.

Gasto medio diario.

El gasto medio es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio.

$$Q_{med} = \frac{DP}{86,400}$$

D= Dotación.

P= Población.

$$Q_{med} = \frac{11,200 * 150}{86,400}$$

$$Q_{med} = 19.44 \text{ l.p.s.}$$

Los gastos máximo diario y máximo horario son los requeridos para satisfacer las necesidades de la población en un día de máximo consumo, y a la hora de máximo consumo en un año tipo, respectivamente.

Gasto máximo diario.

$$QMd = Qmed * CVd.$$

Donde:

CVd= Coeficiente de variación diaria con un valor de 1.4

$$QMd = 19.44 \text{ l.p.s.} * 1.4$$

$$QMd = 27.22$$

Gasto máximo horario.

$$QMh = QMd * CVh.$$

Donde:

CVh= Coeficiente de variación horaria con un valor de 1.5

QMd= Gasto máximo diario.

$$QMh = 27.22 * 1.5$$

$$QMh = 42.19 \text{ l.p.s.}$$

4.6 Funcionamiento hidráulico de la línea de conducción por gravedad.

Para seleccionar la tubería a emplear en la línea de conducción se tomaron en cuenta los siguientes factores:

- 1) Calidad del agua. Mediante un estudio químico del agua se obtuvo que la cantidad de minerales como el fierro y manganeso no está presente en la zona, la cual pueden causar corrosión en las tuberías.
- 2) Características del terreno por excavar
- 3) Características topográficas. Para este caso la fuente de abastecimiento se localiza en terreno montañoso y con mucha roca en el suelo.
- 4) Gasto por conducir, tomando para este caso que es línea de conducción se obtiene con el gasto máximo diario.
- 5) Coeficientes de rugosidad según normas mexicanas para obras de agua potable.
- 6) Costo de la tubería y de su instalación, fletes y maniobras
- 7) Factibilidad de manejo e instalación, toda vez que la tubería de P.V.C. al ser más ligero puede transportarse por caminos o brechas con mayor facilidad
- 8) Característica de resistencia mecánica como presión hidráulica, aplastamiento, flexión e impacto. Conocer las normas de fabricación, los métodos de prueba, normas de operación y especificaciones de construcción.
- 9) Resistencia a los efectos de corrosión, para el caso de tuberías de acero deberá tener su protección anticorrosiva y protección catódica.

Diseño del diámetro de la línea de conducción.

Longitud total de la fuente de abastecimiento al tanque regulador es de 8,580.00 mts y se necesita conducir un gasto máximo diario de 42.19 l.p.s.

$$D = \left(\frac{3.21Qn}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

Donde:

D = diámetro teórico del tubo en metros

Q= Gasto en m³ p.s.

n= coeficiente de rugosidad de Manning

S=Pendiente hidráulica

Tabla 3 Coeficiente de rugosidad de Manning

Material	n	Material	n
Plástico (PE,PVC)	0.006-0.010	Fundición	0.012-0.015
Acero	0.010-0.011	Concreto	0.012-0.017
Hierro galvanizado	0.015-0.017	Revestimiento bituminoso	0.013-0.016

Para el tramo 1

Considerando que la tubería vendrá a un costado del río fuera de posibles inundaciones y expuesta al aire libre. Se propone tubería de acero en 2,080 mts. donde:

$$n = 0.011$$

cadenaamiento	Cota (Ht)
0+000	991.00
2+080	959.09

$$S = \frac{Ht1 - Ht2}{L} = S = \frac{991.0 - 959.09}{2080} = 0.01$$

$$D = \left(\frac{3.21 \times 0.027 \times 0.011}{0.01^{1/2}} \right)^{3/8} = 0.17 \text{ m} = 8 \text{ ''}$$

Por tanto, la tubería a utilizar será de acero de 8'' de diámetro

Para el tramo 2

Considerando tubería de P.V.C. para este tramo

$$n = 0.009$$

cadenaamiento	Cota (Ht)
2+080	959.09
8+580	902.20

$$S = \frac{Ht1 - Ht2}{L} = S = \frac{959.09 - 902.20}{6500} = 0.009$$

$$D = \left(\frac{3.21 \times 0.027 \times 0.009}{0.009^{1/2}} \right)^{3/8} = 0.17 \text{ m} = 7.00 \text{ ''} = 8 \text{ ''}$$

Por tanto, se utilizará tubería de P.V.C. hidráulico de 8'' de diámetro.

Calculando la pérdida por fricción con la siguiente formula Darcy-Weisbach que representa el flujo turbulento en tuberías:

$$H_f = F \frac{L V^2}{D 2g}$$

Donde:

H_f = Pérdida por fricción, en metros

L = Longitud de tuberías, en metros

D = Diametro de la tubería, en metros

V = velocidad media del agua

F = factor de fricción.

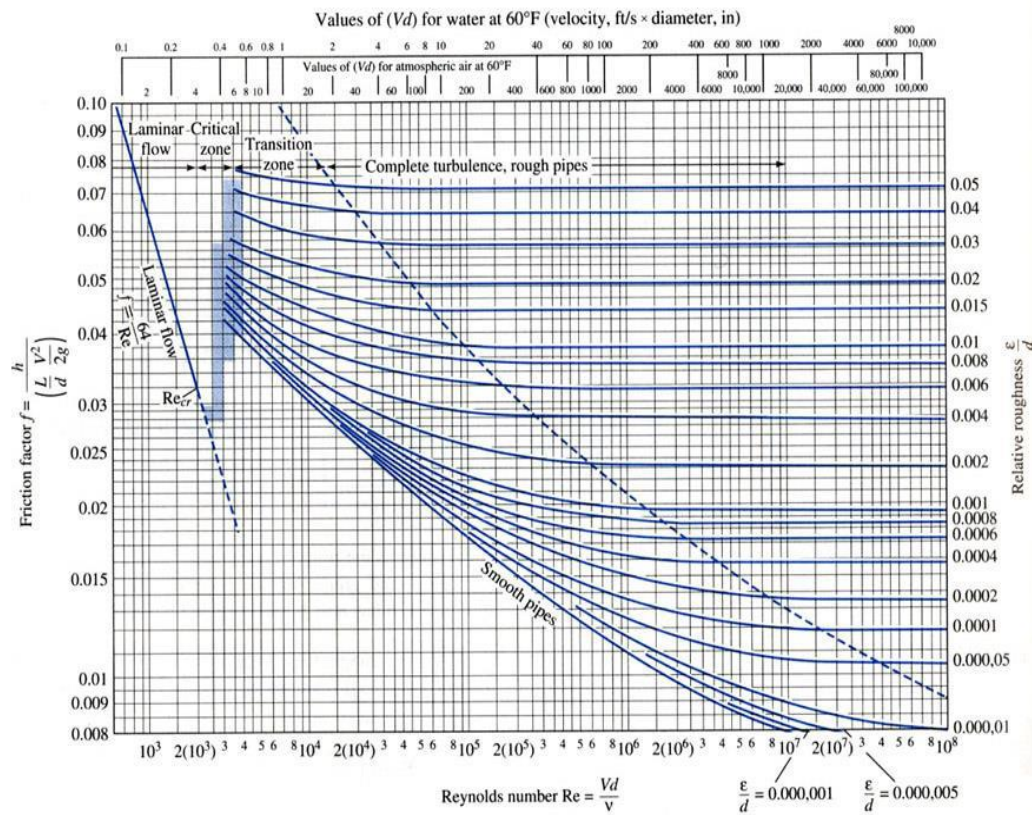


Figura 14 Diagrama universal de Moody.

Para obtener el valor del factor de fricción “f” en la zona de flujo laminar, se necesita el valor del número de Reynolds “Re”, e interceptar este valor con la recta determinada con la ecuación

$$F = \frac{64}{Re}$$

Esta ecuación indica que para flujo laminar en tuberías el factor de fricción únicamente es función del número de Reynolds; por lo que es necesario obtener el valor de la rugosidad Relativa.

Tabla 3 *Rugosidades de algunos materiales*

Material	Rugosidad
PVC, PAD, Cobre	0.0015
Fo.Fo., Fo.Go.	0.005-0.03
Acero	0.04 – 0.010
Fibro cemento	0.025
Concreto	0.16 – 2.00

Entonces: *Rugosidad Relativa* = $\frac{E}{d}$

Entonces para la tubería de 2,080 mts de Acero, se tiene

$$Rugosidad\ Relativa = \frac{0.090}{.203} = 0.05$$

Del diagrama universal de Moody (figura 29), se obtiene:

$$F = 0.075$$

Y la velocidad lo calculamos con la siguiente formula:

$$V = \frac{2gHtD}{FL}$$

Donde:

g = constante de gravedad, 9.81 m/seg

Ht = diferencia de pendientes = $H1 - H2 = 991.00 - 959.09 = 31.91\ m$.

$$V = \frac{2 * 9.81 * 31.91 * .20}{0.075 * 2080} = 0.80 \text{ m/seg}$$

Por tanto:

$$Hf = 0.075 \frac{2080}{0.20} \frac{0.80^2}{19.62} = 25.44 \text{ m}$$

Entonces para la tubería de PVC en 6,500.00 mts, se tiene

$$\text{Rugosidad Relativa} = \frac{0.0015}{.203} = 0.007$$

Del diagrama universal de Moody (figura 17), se obtiene:

$$F = 0.033$$

$$Ht = \text{diferencia de pendientes} = H1 - H2 = 959.09 - 902.20 = 56.89 \text{ m.}$$

$$V = \frac{2 * 9.81 * 56.89 * .203}{0.035 * 6500} = 0.98 \text{ m/seg}$$

$$Hf = 0.033 \frac{6500}{0.203} \frac{0.98^2}{19.62} = 52.5 \text{ m}$$

El calculo hidráulico de la línea de conducción se presenta en el apéndice, así mismo véase el plano de línea de conducción.

Conceptos mencionados

Flujo laminar. - es el tipo de flujo en el cual la viscosidad es suficientemente alta para impedir la aparición de los intercambios moleculares y mezcla entre capas del flujo que caracterizan la turbulencia.

Flujo turbulento. - es el tipo de flujo en que los intercambios moleculares y la mezcla entre capas del flujo son de tal magnitud que atenúan los efectos viscosos. Se caracteriza por una intensa interacción entre las diferentes zonas del campo de flujo.

Numero de Reynolds (Re). - parámetro adicional que describe la relación entre las fuerzas inerciales de un flujo y las fuerzas viscosas. Se utiliza para determinar si el flujo se encuentra bajo régimen laminar ($Re < 2000$) o régimen turbulento ($Re > 4000$).

Rugosidad relativa. - relación entre la rugosidad absoluta del material que conforma la pared interna de la tubería y el diámetro de ésta. La rugosidad relativa es la responsable de las pérdidas de energía por fricción en una tubería cuando el flujo es turbulento hidráulicamente rugoso.

Flujo turbulento hidráulicamente liso. - flujo turbulento en una tubería en el cual el espesor de la subcapa laminar viscosa es mayor que el tamaño de la rugosidad absoluta del material que conforma la pared interna de la tubería ($k_s < 0.305\delta$), es decir el tamaño de la rugosidad tiene que ser menor al 30% del espesor de la subcapa laminar viscosa. Para este tipo de flujo las pérdidas de energía y, por consiguiente, el factor de fricción de Darcy únicamente depende de las propiedades del fluido y de las características del flujo.

Flujo turbulento hidráulicamente rugoso. - flujo turbulento en una tubería en el cual el tamaño de la rugosidad absoluta de la pared interna de la tubería es mayor que el espesor de la subcapa laminar viscosa ($k_s > 6.10\delta$) es decir el tamaño de la rugosidad debe ser superior a 6 veces el espesor de la subcapa laminar viscosa. En este tipo de flujo las pérdidas de energía y, por tanto, el factor de fricción de Darcy, son función únicamente de la rugosidad relativa de la tubería.

4.7 Capacidad del tanque regulador

La regulación tiene por objeto cambiar el régimen de suministro (captación-conducción), que normalmente es constante, a un régimen de demandas (de la red de distribución), que siempre es variable.

El tanque de regulación es la estructura destinada para cumplir esta función, y debe proporcionar un servicio eficiente, bajo normas de seguridad e higiene, procurando que su costo de inversión y mantenimiento sea mínimo. Adicionalmente a la capacidad de regulación, se puede contar con un volumen extra y considerarlo para alimentar a la red de distribución en casos de emergencia (incendios, desperfectos en la captación o en la conducción).

La capacidad del tanque está en función del gasto máximo diario y la ley de demandas de la localidad, la cual se puede calcular mediante la siguiente formula:

$$CR = QMd * C.R.$$

CR= Capacidad de Regulación.

QMd= Gasto máximo diario.

C.R=Coeficiente de regulación.

Considerando 24 horas de suministro al tanque, el coeficiente correspondiente para el cálculo de la capacidad del tanque de regularización es de 14.58 de acuerdo a los lineamientos técnicos de CONAGUA.

$$CR = QMd * C.R.$$

$$Cap = Q_{max} \text{ diario} \times 14.58$$

$$Cap = 26.97 \times 14.58$$

$$Cap = 393.22 \text{ M}^3.$$

Por lo que se propone la construcción de un nuevo tanque de 400 M3 de capacidad.

CAPITULO 5

ANALISIS DEL TANQUE REGULADOR

- 5.1 Consideraciones generales
- 5.2 Análisis De Muros, Condiciones De Carga
- 5.3 Análisis de la Losa De Fondo
- 5.4 Análisis de la Losa Superior
- 5.5 Diseño de las Trabes
- 5.6 Análisis Sísmico del Tanque

5. Análisis del tanque de regularización

5.1 consideraciones generales

Se propone un tanque con las siguientes medidas

Largo = 13.00 m.

Ancho = 9.0.00 m.

Altura efectiva = 4.50 m.

Altura total = 5.00 m

Consideraciones en la cimentación

La cimentación debe definirse para cada situación en particular dependiendo de las condiciones del lugar y del estudio de mecánica de suelos. Es importante que el muestreo también registre el nivel freático durante un periodo para saber su máximo y mínimo. En el diseño del tanque deberá revisarse la resistencia del suelo y deben limitarse los hundimientos diferenciales y el hundimiento medio. Los hundimientos diferenciales se limitan en función de la capacidad del tanque para deformarse sin agrietarse, el hundimiento medio se limita en función de la capacidad de la deformación de las tuberías y conexiones que ligan al tanque con el exterior. Si el estudio del suelo indicó que soportará las cargas impuestas por el tanque con hundimientos tolerables y sin que haya riesgo de falla por resistencia, se puede recurrir a una cimentación a base de zapatas corridas con una losa de poco espesor reforzada solo por efectos de temperatura que funcionará como membrana impermeable.

Si la capacidad de carga del suelo es baja o inadecuada para soportar la carga que le transmitirá el tanque, pero no es excesivo al grado de recurrir a cimentación con pilotes o cimentaciones del tipo profundas, entonces se recomienda mejorar las condiciones del suelo con material mejorado y así cimentar superficialmente. Por lo que la losa de fondo tendrá una función estructural para repartir la carga en un área mayor de apoyo, en estos casos el muro y la losa de fondo podrán ser continuos y así repartirán las descargas al suelo de manera más eficiente. Así mismo debe garantizarse que sea impermeable tanto para no permitir el paso del agua de adentro hacia afuera y no permitir el paso de aguas freáticas al interior del tanque. También para tanques grandes y dependiendo de la capacidad de carga del suelo pueden proponerse en la losa del piso trabes de cimentación para reducir el espesor de la losa.

Consideraciones en los Muros

Los muros en los tanques rectangulares trabajan normalmente a flexo-tensión. El análisis se basa en la teoría de placas delgadas, teniendo en cuenta las condiciones de apoyo en la frontera de la placa. La presión del agua se resiste por la combinación de momentos horizontales y verticales en el muro.

El análisis de los muros depende la relación longitud-altura de los muros (b/a), se recurre a los coeficientes de las tablas presentadas por Portland Cement Association (PCA). (Munshi, 1998). Se tomarán los efectos de tensión directa en los muros, efectos que son inducidos por los muros adyacentes, y los esfuerzos cortantes en los bordes. Por esta razón los muros para que estén unidos rígidamente se le adicionarán un refuerzo capaz de resistir los momentos flexionantes horizontales.

Si se tiene $b/a > 2$ se puede analizar el muro como si trabajara solo en la dirección corta.

Si se tiene $b/a < 2$ y estén sujetas en sus bordes verticales, o en éstos y en el superior, se sugiere analizarlas como si estuvieran articuladas en la base.

La suposición de que el extremo inferior de los muros se encuentra articulado es la más cercana a la realidad, toda vez que un pequeño giro en la base da lugar a esta condición. Para considerar empotramiento en la cimentación se recomienda prolongar la losa de cimentación hacia el exterior para reducir el posible giro de la base.

En depósitos con cubierta, ésta debe unirse a los muros y estos quedaran restringidos en su extremo exterior. Es conveniente que la losa y el muro se diseñen para que tengan un comportamiento de conjunto, de tal manera que le proporcione al muro una restricción a los desplazamientos en su extremo superior, eliminando la presión de volteo que provoca la presión hidrostática del líquido contenido o del empuje de tierra exterior cuando el tanque esté vacío.

Si la losa se une a los muros, trabajará a tensión y los muros quedaran atirantados en su extremo superior. Se recomienda unir los muros a las paredes con apoyos deslizantes. Se considera articulado si la unión de la losa con el muro está unida por barras rectas del muro y que penetran en la losa.

Consideraciones en la cubierta.

En estructuras de claros grandes es conveniente apoyar la losa de la cubierta en trabes y estas a su vez en columnas en el interior del tanque y en el muro perimetral, estas columnas tendrán separaciones entre 4 a 5 metros y estas a su vez se apoyarán en zapatas aisladas. La junta de la cubierta con el muro puede ser continua o deslizante. Es decir, unir la cubierta con el muro dejando una junta de expansión o por medio de una trabe perimetral de repartición.

Las cubiertas tienen un comportamiento estructural en los depósitos ya que están proporcionan un soporte lateral en el borde superior de los muros, reduciendo el efecto de volteo que provoca la presión hidrostática del líquido contenido.

Acciones a considerar.**Acciones permanentes**

Carga muerta: es el peso de los equipos, del agua en su interior, el peso propio del tanque que incluya la cubierta y la estructura de soporte.

Empuje Hidrostático: Es el empuje por el agua contenido, considerando la altura del agua del recipiente hasta el nivel de vertido de excedencias con el peso volumétrico del agua. En tanques enterrados o semienterrados, ubicados en terrenos donde el nivel de aguas freáticas se encuentre temporal o permanentemente arriba de la losa de fondo, se deberá tener en cuenta el empuje hidrostático lateral del agua sobre los muros y el efecto de flotación del conjunto, considerando el nivel de aguas freáticas máximo.

Empuje del terreno: Cuando son tanques enterrados o semienterrados deberán tomarse en cuenta el empuje activo del suelo y considerar la sobrecarga que pueda presentarse por efectos de cargas vivas rodantes.

Acciones variables.

Carga viva: si se usa equipo de bombeo la carga viva será de $1,465 \text{ kg/m}^2$, si está enterrado la cubierta será de 500 kg/m^2 , sobre el nivel del terreno y con acceso restringido esta será de 120 kg/m^2 .

Sismo: Se consideran dos tipos de solicitaciones, presiones hidrodinámicas sobre las paredes y el fondo y fuerzas de inercia en la masa del tanque. Por otra parte, el movimiento del líquido contenido origina dos tipos de presiones hidrodinámicas que son las presiones impulsivas asociadas al impacto del líquido con el tanque en movimiento y las presiones convectivas asociadas a las oscilaciones del fluido.

Tanque regulador

Proponiendo un tanque con las medidas de $13.00 \times 9.00 \times 5.50 \text{ m}$

Datos generales

Ancho efectivo: $c = 9.00 \text{ m}$.

Longitud efectiva: $b = 13.00 \text{ m}$.

Altura efectiva $a = 4.50 \text{ m}$.

Peso específico del agua $\gamma_w = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 1 \text{ ton/m}^3$

Peso específico del suelo $\gamma_s = 1370 \text{ kg/m}^3$

Peso específico del suelo saturado $\gamma_{st} = 1490 \text{ kg/m}^3$

Coeficiente de presión activa del suelo $ka = 0.3$

Capacidad de soporte del suelo $q_{adm} = 6\,730 \text{ kg/m}^2$

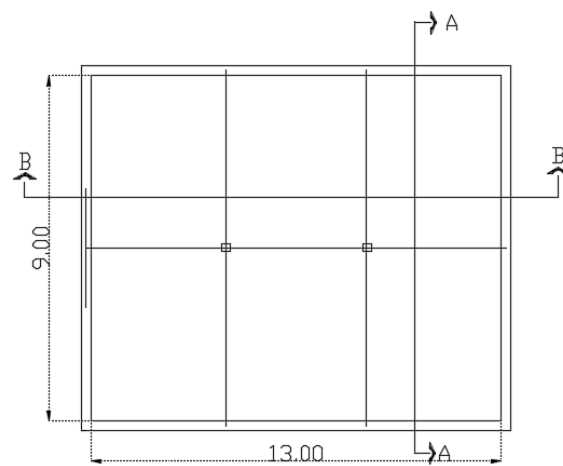
Peso específico del concreto: $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$

Resistencia nominal $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

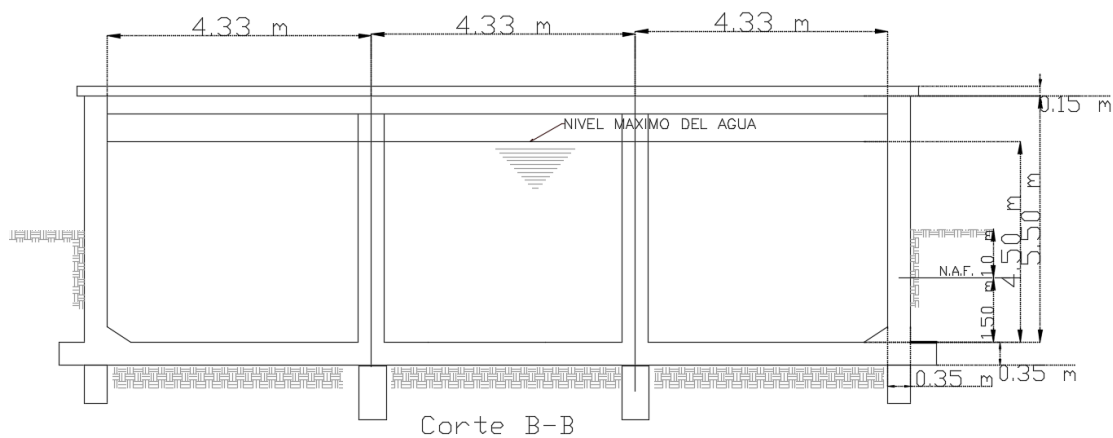
Acero de refuerzo $f'_c = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Espesor del muro $esp. m = 0.35 \text{ m}$

La altura total del muro $H_L = 5.50 \text{ m}$

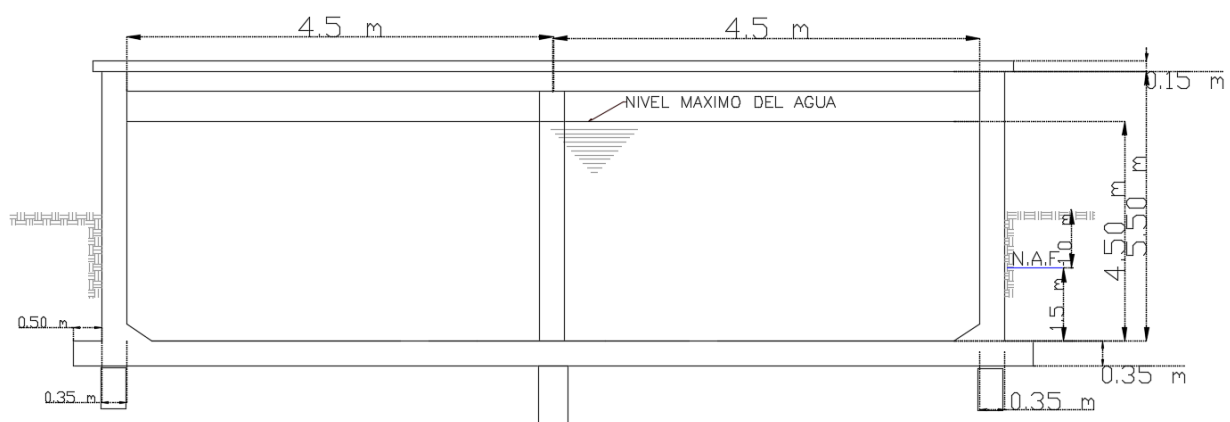


Vista en planta del tanque



Corte B-B

Vista en elevación del tanque



Corte A-A

Vista en elevación del tanque

Figura 15 Tanque regulador propuesto.

5.2 Análisis de los muros, condiciones de carga

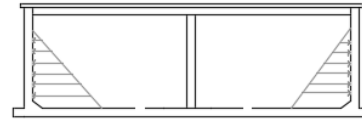
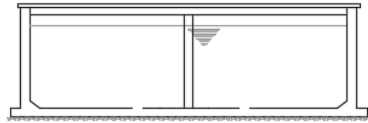
Para este caso se propone un tanque semienterrado en la que se tomaran en cuenta lo siguiente:

1. Peso propio.
2. Empuje del líquido.
3. Empuje lateral del terreno, incluyendo cierta sobrecarga sobre los muros.
4. Presión del agua del subsuelo.
5. Carga viva sobre la tapa.
6. Cargas accidentales.

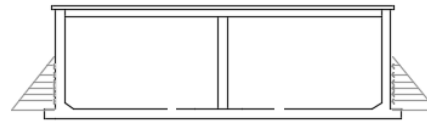
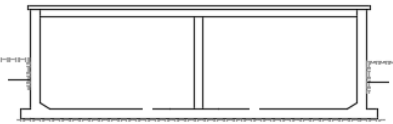
Para el análisis se toman en cuenta tanto para la estabilidad general como para el dimensionamiento de los muros, losa de fondo y tapa, las siguientes condiciones:

- 1) Tanque lleno sin ningún empuje lateral externo. Esta condición sucede cuando está lleno de agua para detectar posibles fugas, antes de colocar el relleno a su alrededor. También sucede cuando se realiza una ampliación de las instalaciones y se excava alrededor estando este lleno, entonces puede ocurrir una falla repentina si la pared no se diseñó para resistir por si sola la presión del líquido.
- 2) Tanque vacío, bajo la acción del empuje del terreno, con la sobrecarga superficial correspondiente y la presión del agua del subsuelo. Se presenta cuando aún no está en servicio o durante operaciones de mantenimiento.
- 3) Fuerzas de subpresión. Esta condición sucede cuando la presión del agua en la base del tanque pueda causar que el tanque flote literalmente en un caso extremo o en su defecto pueda ladearlo. De no cuidarse este detalle puede provocar agrietamientos en los muros y en la losa de cimentación. Contra la flotación del tanque es recomendable un factor de seguridad de 1.5, y ampliar la losa de fondo más allá de los muros de modo que ésta actúe como una fuerza estabilizadora por el peso del terreno arriba de estas salientes. También puede colocarse tuberías perforadas que fungirán como drenes, este sistema de colectores permitirá desalojar el agua del suelo circundante.

Condición de carga
No. 1
Prueba para fugas
antes del relleno



Condición de carga
No. 2
Tanque vacío con
empuje de terreno



Condición de carga
No. 3
Fuerza subpresión

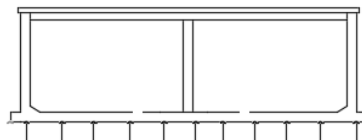
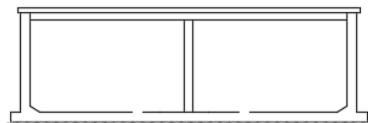


Figura 16 Condiciones de carga

5.2.1. Condición de carga No.1

Esta carga está condicionada a la situación donde el tanque está lleno sin tomar en cuenta la resistencia externa del suelo en los muros. Las condiciones de apoyo en los bordes laterales del muro se encuentran empotrados, el borde superior simplemente apoyado y el borde inferior articulado.

Se hace uso de las tablas con los coeficientes para el análisis de muros con depósitos rectangulares. Estas tablas utilizadas son publicadas por la Portland Cement Association (PCA). (Munshi, 1998)

Relaciones largo/altura y ancho/altura del tanque.

Para tener acceso a las tablas de la PCA, es necesario considerar las siguientes relaciones:

$$\text{Relación largo/altura: } \frac{b}{a} = \frac{13.00}{4.50} = 3.0$$

$$\text{Relación ancho altura: } \frac{c}{a} = \frac{9.00}{4.50} = 2.0$$

Elementos mecánicos

a) Fuerzas cortantes.

Para determinar la fuerza cortante el coeficiente (C_s) caso 4 para $b/a=4$ y $c/a=3$ (página 2-23 de la PCA).

$$V = C_s * q * a$$

Donde $q = kAw_a = 1 * 1 * 4.5 = 4.5 \text{ ton}/m^2$

La carga se aplica de forma triangular en la pared del tanque con su máximo valor en el fondo del tanque.

Haciendo uso del anexo tabla 1 se tiene:

Tabla 4 *Fuerza cortantes Tablero largo y corto*

Localización		b/a=3 (tablero largo)	b/a=2 (tablero corto)
Borde inferior	Punto medio	0.33	0.30
Borde lateral	Máximo	0.41	0.40
Borde lateral	Punto medio	0.37	0.36
Borde superior	Punto medio	0.16	0.13

Muro largo

*borde inferior – punto medio = $V_i \text{ medio} = 0.33 * 4.5 * 4.5 = 6.68 \text{ ton}$*

*borde lateral – maximo = $V_l - \text{maximo} = 0.41 * 4.5 * 4.5 = 8.30 \text{ ton}$*

*borde lateral – punto medio = $V_l - \text{medio} = 0.37 * 4.5 * 4.5 = 7.49 \text{ ton}$*

*borde superior – punto medio = $V_l - \text{medio} = 0.16 * 4.5 * 4.5 = 3.24 \text{ ton}$*

Muro corto

*borde inferior – punto medio = $V_i \text{ medio} = 0.30 * 4.5 * 4.5 = 6.08 \text{ ton}$*

*borde lateral – maximo = $V_l - \text{maximo} = 0.40 * 4.5 * 4.5 = 8.10 \text{ ton}$*

$$\text{borde lateral} - \text{punto medio} = V_l - \text{medio} = 0.36 * 4.5 * 4.5 = 7.29 \text{ ton}$$

$$\text{borde superior} - \text{punto medio} = V_l - \text{medio} = 0.13 * 4.5 * 4.5 = 2.62 \text{ ton}$$

La fuerza cortante en el muro largo es una tensión directa en el muro corto y, viceversa

Corte en la parte inferior del muro. - basándose en la tabla No. 5 la pared larga y la pared corta debe diseñarse para un coeficiente de cortante máximo (C_s) de 0.41, cuyos espesores son los mismos para los muros largo y corto. Por lo que la fuerza cortante se determinará en función del coeficiente cortante máximo de 0.41 de la siguiente manera:

$$V = C_s * q * a = 0.41 * 4.5 * 4.5 = 8.30 \text{ ton}$$

Momentos flexionantes horizontales

Se hace uso de las tablas 2 del anexo de la PCA, donde se encuentra los coeficientes para la determinación de los momentos en los muros articulado en su base y simplemente apoyado en el extremo superior.

Para el momento de flexión vertical, se emplea la expresión:

$$M_i = \text{Coeficiente} * qa^2$$

Para $b/a = 3$, $c/a = 2$

$$M_i = \text{Coeficiente} * 4.5 * 4.5^2 = 91.125 \text{ ton} - m$$

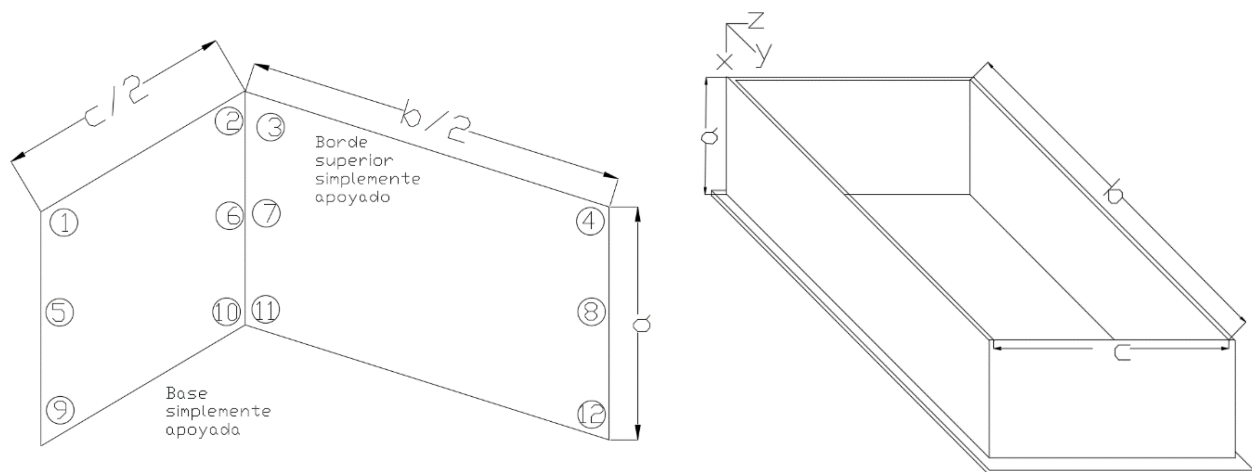


Figura 17 Momentos en las partes crítica en los tableros

Tablero largo			Tablero Corto		
Coeficientes M_x			Coeficientes M_z		
	Esquina	0.5 b		esquina	0.5 b
0.90a	-0.003	0.027	0.10a	-0.003	0.006
0.5a	-0.011	0.057	0.5a	-0.011	0.027
0.10a	-0.005	0.015	0.90a	-0.005	0.017
$c/2$			$b/2$		

$z \leftarrow$	①	0.006	0.003	②	
		-	-		
a	⑤	0.027	0.011	⑥	
		-	-		
	⑨	0.017	0.005	⑩	
		$x \downarrow$			

	③	-0.003	0.027	④	$\rightarrow y$
		-	-		
	⑦	-0.011	0.057	⑧	
		-	-		
11	11	-0.005	0.015	12	
		$x \downarrow$			

Figura 18 Coeficientes de momentos horizontales en M_x y M_z

$$M_{z1} = 0.006 * 91.15 = 0.547 \text{ ton} - m$$

$$M_{z2} = -0.003 * 91.15 = -0.273 \text{ ton} - m$$

$$M_{x3} = -0.003 * 91.15 = -0.273 \text{ ton} - m$$

$$M_{x4} = 0.027 * 91.15 = 2.46 \text{ ton} - m$$

$$M_{z5} = 0.027 * 91.15 = 2.460 \text{ ton} - m$$

$$M_{z6} = -0.011 * 91.15 = -1.002 \text{ ton} - m$$

$$M_{x7} = -0.011 * 91.15 = -1.002 \text{ ton} - m$$

$$M_{x8} = 0.057 * 91.15 = 5.194 \text{ ton} - m$$

$$M_{z9} = 0.017 * 91.15 = 1.549 \text{ ton} - m$$

$$M_{z10} = -0.005 * 91.15 = -0.455 \text{ ton} - m$$

$$M_{x11} = -0.005 * 91.15 = -0.455 \text{ ton} - m$$

$$M_{x12} = 0.015 * 91.15 = 1.367 \text{ ton} - m$$

Momentos flexionantes verticales

Tablero largo

	Coeficientes My	
	esquina	0.5 b
0.90a	-0.015	0.004
0.5a	-0.057	0.015
0.10a	-0.027	0.007

Tablero Corto

	Coeficientes My	
	esquina	0.5 b
0.10a	-0.015	0.006
0.5a	-0.057	0.020
0.90a	-0.027	0.008

 $c/2$

$z \leftarrow$

①	0.006	-0.015	②
⑤	0.020	-0.057	⑥
⑨	0.008	-0.027	⑩

$x \downarrow$

b/2

③	-0.015	0.004	④	$\rightarrow y$
⑦	-0.057	0.015	⑧	
⑨	-0.027	0.007	⑫	

$x \downarrow$

Figura 19 *Coeficientes de momentos verticales M_y*

$$M_{y1} = 0.006 * 91.15 = 0.547 \text{ ton} - m$$

$$M_{y2} = -0.015 * 91.15 = -1.367 \text{ ton} - m$$

$$M_{y3} = -0.015 * 91.15 = -1.367 \text{ ton} - m$$

$$M_{y4} = 0.0040 * 91.15 = 0.365 \text{ ton} - m$$

$$M_{y5} = 0.020 * 91.15 = 1.823 \text{ ton} - m$$

$$M_{y6} = -0.057 * 91.15 = -5.194 \text{ ton} - m$$

$$M_{y7} = -0.057 * 91.15 = -5.194 \text{ ton} - m$$

$$M_{y8} = 0.015 * 91.15 = 1.367 \text{ ton} - m$$

$$M_{y9} = 0.008 * 91.15 = 0.729 \text{ ton} - m$$

$$M_{y10} = -0.027 * 91.15 = -2.460 \text{ ton} - m$$

$$M_{y11} = -0.027 * 91.15 = -2.460 \text{ ton} - m$$

$$M_{y12} = 0.007 * 91.15 = 0.638 \text{ ton} - m$$

5.2.2. Condición de carga No. 2

La condición de carga representa la situación donde el tanque este vacío y la presión externa del suelo están presentes. Las mismas condiciones de borde.

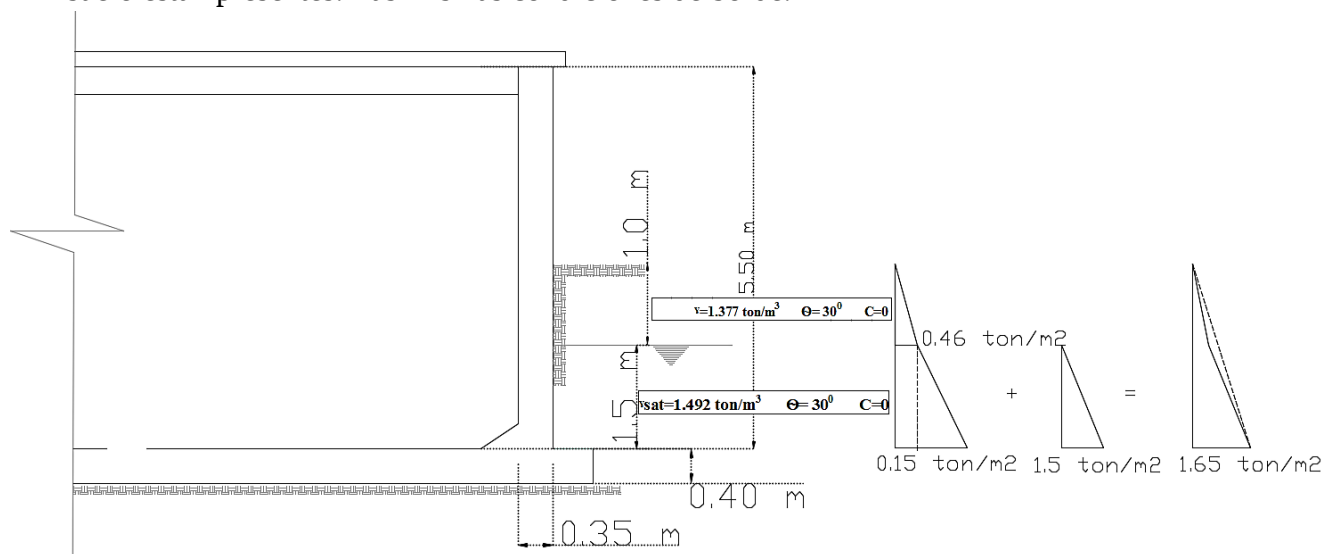


Figura 20 Distribución de presiones del suelo sobre el muro.

Determinación de la presión de empuje del terreno.

Del estudio de mecánica del suelo donde se propone construir el tanque se tiene:

$$\gamma = 1.377 \text{ ton}/m^3$$

$$\gamma_{sat} = 1.472 \text{ ton}/m^3$$

La presión activa de tierra Rankine que se ejerce sobre las paredes del tanque se determina como:

$$\text{la cohesión } c = 0 \quad \text{y} \quad \text{ángulo de fricción } \phi = 30^\circ$$

$$q_a = q_v K_a$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1}{3}$$

Cuando $Z = 1.00$

$$q_a = \frac{1}{3} * 1.377 = 0.459 \text{ ton/m}^2$$

En el estrato inferior Z= 2.5 m

$$q_v = (\gamma * Z) + (\gamma_{sat} - \gamma_w) = 1.377 + 0.1725 = 1.55 \text{ ton/m}^2$$

$$q_a = \frac{1}{3} * 1.55 = 0.153 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{presion del agua} = 1 * 1.5 = 1.5 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{total} = 0.15 + 1.5 = 1.65 \text{ ton/m}^2$$

Fuerzas Cortantes.

$$V = C_s * q * a$$

Muro largo

$$\text{borde inferior} - \text{punto medio} = Vi \text{ medio} = 0.33 * 1.65 * 2.5 = 1.361 \text{ ton}$$

$$\text{borde lateral} - \text{maximo} = Vl - \text{maximo} = 0.41 * 1.65 * 2.5 = 1.69 \text{ ton}$$

$$\text{borde lateral} - \text{punto medio} = Vl - \text{medio} = 0.37 * 1.65 * 2.5 = 1.52 \text{ ton}$$

$$\text{borde superior} - \text{punto medio} = Vl - \text{medio} = 0.17 * 1.65 * 2.5 = 0.701 \text{ ton}$$

Muro corto

$$\text{borde inferior} - \text{punto medio} = Vi \text{ medio} = 0.33 * 1.65 * 2.5 = 1.361 \text{ ton}$$

$$\text{borde lateral} - \text{maximo} = Vl - \text{maximo} = 0.41 * 1.65 * 2.5 = 1.69 \text{ ton}$$

$$\text{borde lateral} - \text{punto medio} = Vl - \text{medio} = 0.37 * 1.65 * 2.5 = 1.52 \text{ ton}$$

$$\text{borde superior} - \text{punto medio} = Vl - \text{medio} = 0.16 * 1.65 * 2.6 = 0.660 \text{ ton}$$

La fuerza cortante en el muro largo es una tensión directa en el muro corto y, viceversa

Momentos flexionantes horizontales

$$M_i = \text{Coeficiente} * \frac{qa^2}{1000}$$

Para b/a= 4, c/a= 3

$$M_i = \text{Coeficiente} * \frac{qa^2}{1000}$$

$$M_i = \text{Coeficiente} * \frac{1.65 * 2.5^2}{1000} = 0.010 \text{ ton} - m$$

Tablero largo

	Coeficientes Mx	
	esquina	0.5 b
0.90a	-0.003	0.027
0.5a	-0.012	0.061
0.10a	-0.006	0.016

c/2

z←

a

①	0.015	-0.003	②
⑤	0.057	-0.012	⑥
⑨	0.027	-0.006	⑩

x↓

Tablero Corto

	Coeficientes Mz	
	Esquina	0.5 b
0.10a	-0.003	0.015
0.5a	-0.012	0.057
0.90a	-0.006	0.027

b/2

③

⑦

⑨

-0.003	0.027
-0.012	0.061
-0.006	0.016

④

⑧

⑫

→y

x↓

Figura 512 Coeficientes de momentos en Mx y Mz

$$M_{z1} = 0.015 * 0.010 = 0.0002 \text{ ton} - m$$

$$M_{z2} = -0.003 * 0.010 = -0.00003 \text{ ton} - m$$

$$M_{x3} = -0.003 * 0.010 = -0.00003 \text{ ton} - m$$

$$M_{x4} = 0.027 * 0.010 = 0.0003 \text{ ton} - m$$

$$M_{z5} = 0.057 * 0.010 = 0.0006 \text{ ton} - m$$

$$M_{z6} = -0.012 * 0.010 = -0.0001 \text{ ton} - m$$

$$M_{x7} = -0.012 * 0.010 = -0.0001 \text{ ton} - m$$

$$M_{x8} = 0.061 * 0.010 = 0.0006 \text{ ton} - m$$

$$M_{z9} = 0.027 * 0.010 = 0.0003 \text{ ton} - m$$

$$M_{z10} = -0.006 * 0.010 = -0.00006 \text{ ton} - m$$

$$M_{x11} = -0.006 * 0.010 = -0.00006 \text{ ton} - m$$

$$M_{x12} = 0.016 * 0.010 = 0.0002 \text{ ton} - m$$

Momentos flexionantes verticales.

Como se ha visto en el cálculo de los momentos flexionantes horizontales, los valores son muy pequeños por lo que no es necesario realizar el cálculo.

5.2.3. Revisión para fuerzas de subpresión. condición de carga no. 3.

Se presentan fuerzas bajo el tanque que depende en gran medida del nivel freático y estas fuerzas pueden ser alta que levantan la estructura cuando esta se encuentre vacía. Por lo que el peso de la losa, los muros, la cimentación y el peso del suelo, deberán resistir la fuerza de supresión.

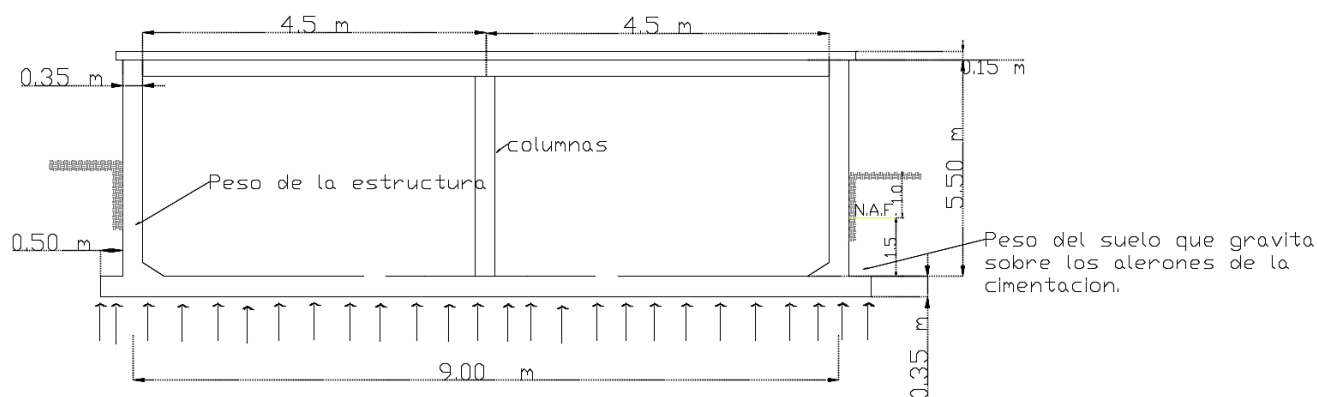


Figura 22 Fuerzas actuantes en la losa de cimentación.

Determinar el peso del tanque:

$$paredes = altura * longitud * espesor * \gamma_c$$

$$paredes = 5.50 \text{ m} * (13.00 + 9.00 + 13.00 + 9.000) \text{ m} * 0.35 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 203.28 \text{ ton}$$

$$Losa \text{ de fondo} = largo * ancho * espesor * \gamma_c$$

$$Losa \text{ fondo} = 14.35 \text{ m} * 10.70 \text{ m} * 0.35 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 128.98 \text{ ton}$$

$$Losa \text{ tapa} = 13.70 \text{ m} * 9.70 \text{ m} * 0.15 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 47.84 \text{ ton}$$

$$peso \text{ del tanque} = 203.28 + 128.98 + 47.84 = 380.10 \text{ ton}$$

Determinar el peso del suelo (se ignora el peso de la cuña del suelo)

$$\text{area del suelo sobre la extencion de la losa base} = (14.70 * 10.70) - (13.00 * 9.00) = 40.29 \text{ m}^2$$

$$\text{peso del suelo} = \text{area del suelo} * \text{altura del estrato} * \text{peso del suelo}$$

$$\text{peso del suelo} = (40.29 * 1.00 * 1.377) + (40.29 * 1.50 * 1.472) = 144.46 \text{ ton}$$

$$\text{carga resistente total} = 380.10 + 144.46 = 524.56 \text{ ton}$$

$$\text{carga resistente Factorizada} = 0.90 * 524.56 \text{ ton} = 472.10 \text{ ton}$$

Fuerza de supresión:

$$\text{Área de la losa de fondo} \quad \text{Area total} = 14.70 * 10.70 = 157.29 \text{ m}^2$$

$$\text{presion del agua} = \text{altura del nivel de aguas freaticas} * \gamma_w$$

$$\text{presion del agua} = (\text{altura del estrato 2} + \text{espesor de losa}) * \gamma_w$$

$$\text{presion del agua} = (1.50 + 0.35) * 1 \text{ ton/m}^3 = 1.85 \text{ ton}$$

$$\text{fuerza de subpresion} = \text{area} * \text{presion}$$

$$\text{fuerza de subpresion} = 157.29 * 1.85 = 290.99$$

$$\text{factor de seguridad} = \frac{\text{carga resistente factorizada}}{\text{fuerza de subpresion}}$$

$$\text{factor de seguridad} = \frac{472.10}{290.99} = 1.62 \rightarrow \text{ok}$$

El análisis por supresión nos demuestra que la geometría del tanque es satisfactoria en caso de que el tanque esté vacío, se tiene un factor de seguridad de 1.62 cuando el menor recomendado por el manual de C.F.E. es de 1.50.

5.3 Análisis de la losa de fondo

Para este caso la losa de piso se proyecta más allá del área que abarca el depósito, considerando 0.50 m para cada lado. De esta forma las salientes o aleros en voladizo soportan un volumen de

tierra. Este peso ofrece un contrapeso que se opone a la flotación del depósito cuando existe una supresión provocada por la existencia del agua freática.

Se supone que la presión neta debajo de la losa es una carga uniformemente repartida producida por el peso de los muros, el peso del suelo que gravita en el alero de la cimentación, el peso propio de la losa de cimentación, el peso de la losa de cubierta y una carga viva.

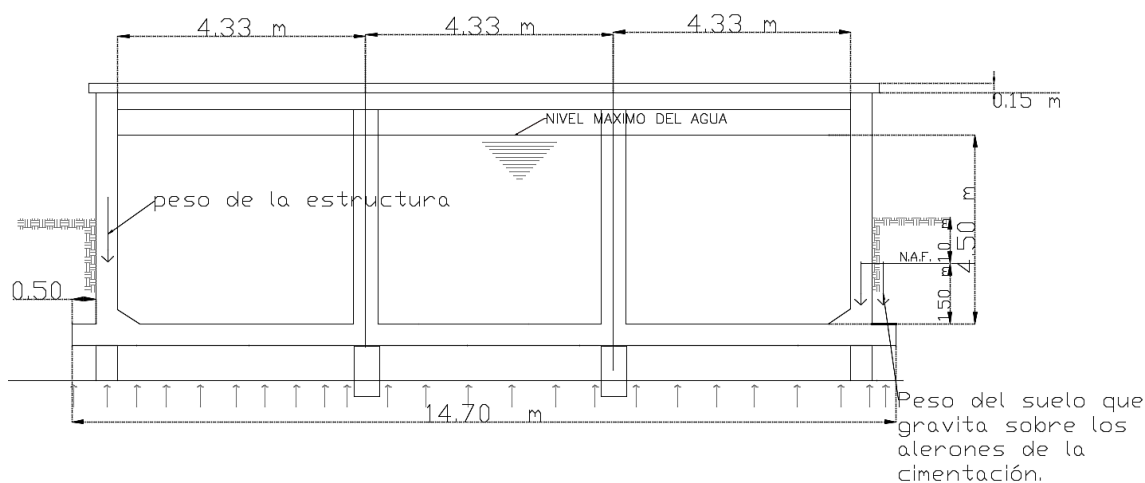


Figura 23 Fuerzas actuantes en la losa de cimentación

Datos:

Espesor propuesto $Esp = 0.35 \text{ m}$

Peso del concreto $\gamma_c = 2.4 \text{ ton/m}^3$

Peso específico del suelo $\gamma_s = 1370 \text{ kg/m}^3$

Peso específico del suelo saturado $\gamma_{st} = 1490 \text{ kg/m}^3$

$\text{Peso de los muros} = 5.50 \text{ m} * (13.35 + 10.35 + 13.35 + 10.35) \text{ m} * 0.35 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 218.99 \text{ ton}$

$\text{Area apoyo de la losa de fondo} = \text{longitud} * \text{ancho}$

$\text{Area apoyo de la losa de fondo} = (13.00 + 1.70) \text{ m} * (9.00 * 1.7) \text{ m} = 157.29 \text{ m}^2$

$\text{peso propio} = \text{area} * \text{espesor} * \gamma_c$

$\text{peso propio} = 157.29 \text{ m}^2 * 0.35 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 132.12 \text{ ton}$

$\text{Losa tapa} = 13.70 * 10.70 \text{ m} * 0.15 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 52.77 \text{ ton}$

Menos el área tributaria que absorbe las trabes 43 m^2

$$\text{Losa tapa} = 52.77 - (43 * .15 * 2.4 \text{ ton}/\text{m}^3) = 37.29 \text{ ton}$$

$$\text{Losa tapa} = * 10.70 \text{ m} * 0.15 \text{ m} * 2.4 \text{ ton}/\text{m}^3 = 52.77 \text{ ton}$$

$$\text{area del suelo sobre la extencion de la losa base} = (14.70 * 10.70) - (13.70 * 9.70) = 24.40 \text{ m}^2$$

$$\text{peso del suelo} = (24.40 * 1.00 * 1.37) + (24.40 * 1.50 * 1.49) = 87.96 \text{ ton}$$

$$\text{Carga muerta} = 218.96 + 132.12 + 37.29 + 87.96 = 476.33 \text{ ton}$$

$$\text{Carga viva} = 500 \text{ kg}/\text{m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 0.5 \text{ ton}/\text{m}^2 * (13.70 * 10.70) = 73.29 \text{ ton}$$

$$Q = CV + CM = 476.33 + 73.29 = 549.62 \text{ ton}$$

Para encontrar la presión q sobre el suelo se usa el método rígido convencional, en este método se encuentra la carga puntual que resume a todas las cargas que llegan a la losa (generalmente columnas) y su excentricidad con respecto a x y a y , después se calculan los momentos de la carga Q causados por esta excentricidad, se utiliza la siguiente expresión:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_x X}{I_y} \pm \frac{M_y Y}{I_x}$$

Donde

$$A = BL$$

$$I_x = \frac{BL^3}{12}$$

$$I_y = \frac{LB^3}{12}$$

$$M_x = Qe_x$$

$$M_y = Qe_y$$

Después se calculan las presiones del suelo por cada punto y compararlas con la presión neta admisible del suelo para determinar si $q \leq q_{adm} \text{ (neta)}$

La cimentación se encuentra sobre un suelo granular, se utiliza la siguiente expresión, tomada de (Villalaz, 1998)

$$q_{adm(neta)} \text{ kN/m}^2 = 11.98 N_{corr} \left(1 + 0.33 \frac{D_f}{B} \right) \left(\frac{S_e}{25.4} \right)$$

Donde:

resistencia por penetracion estandar corregida $N_{corr} = 10$

profundidad de desplante $D_f = 2.5 \text{ m}$

asentamiento admisible $S_e = 1 \text{ pulgada} = 25.4 \text{ mm}$

Base $B = 10.70 \text{ m}$

$$q_{adm(neta)} = 11.98 * 10 * \left(1 + 0.33 \frac{2.5}{10.70} \right) \left(\frac{25.4}{25.4} \right) = 129.04 \text{ kN/m}^2$$

Suponiendo que las cargas transmitidas por los muros se dividen en cuatro cargas puntuales. Las cargas Q_i son igual a $\frac{1}{4} Q$

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = \frac{549.62 \text{ ton}}{4} = 137.40 \text{ ton}$$

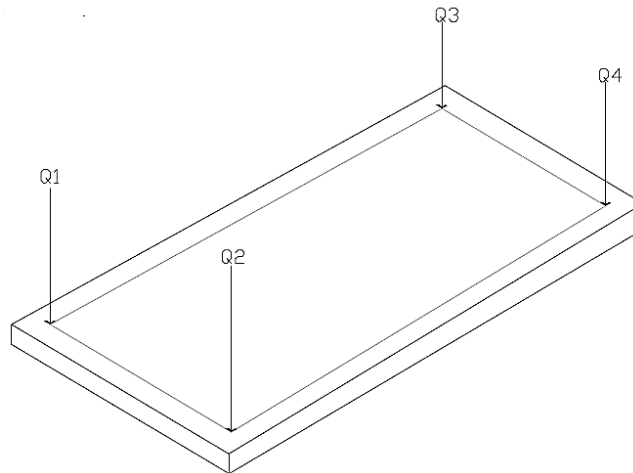


Figura 24 Cargas consideradas concentradas en la losa base debido al peso de la estructura

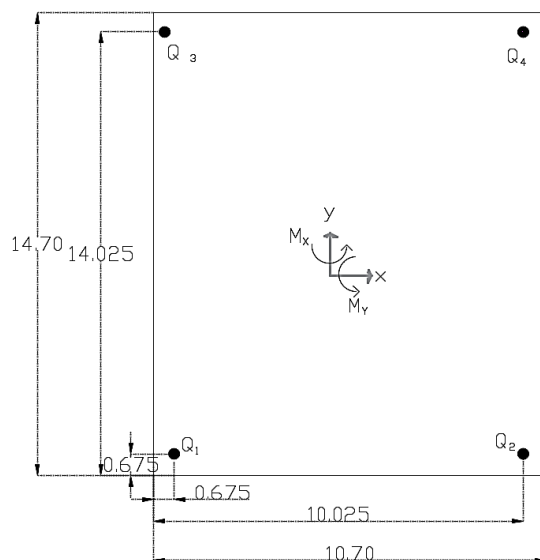


Figura 25 Geometría de losa base y cargas aplicadas

Las excentricidades de la carga e_x y e_y se determinan con las coordenadas (x' y y')

$$X' = \frac{Q_1 x_1' + Q_2 x_2' + Q_3 x_3' + \dots}{Q}$$

$$X' = \frac{0.675(137.40 + 137.40) + 10.025(137.40 + 137.40)}{549.62} = 5.35 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{B}{2} - x' = \frac{10.70}{2} - 5.35$$

Por lo que al tener la carga en forma simétrica con respecto a los dos ejes no existe excentricidad.

$$y' = \frac{Q_1 y_1' + Q_2 y_2' + Q_3 y_3' + \dots}{Q}$$

$$y' = \frac{0.675(137.40 + 137.40) + 14.025(137.40 + 137.40)}{549.62} = 7.35 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{B}{2} - y' = \frac{14.70}{2} - 7.35 = 0$$

Entonces los momentos causados por excentricidad son igual a cero, entonces:

$$q = \frac{Q}{A} = \frac{549.62}{14.70 * 10.70} = 3.49 \text{ ton/m}^2 = 3490 \text{ kg/m}^2 = 34.90 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = F_{c*q} = 1.5 * 34.90 = 52.35 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u < q_{adm} \text{ (neta)}$$

$$52.35 < 129.04 \quad ok$$

Momentos para la losa base.

Debido a que la losa se encuentra bajo carga uniformemente distribuida, los coeficientes para calcular los momentos se pueden obtener de la tabla 3.3.1 de la NTC para diseño y construcción de estructuras de concreto. Se utiliza el tablero aislado cuatro lados discontinuos, considerando el Caso I para losa colada monolíticamente con sus apoyos. Los momentos por unidad de longitud es igual a:

$$M = coeficiente * 10^{-4} q a_1^2$$

a_1 es el lado corto, a_2 es el lado largo, q es carga igual a $3,490 \text{ kg/m}^2$.

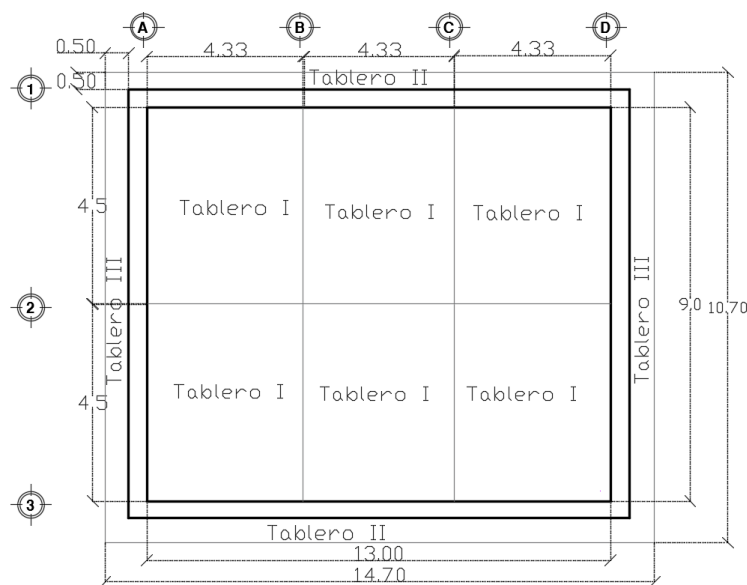


Figura 26 Contra trabe para losa base

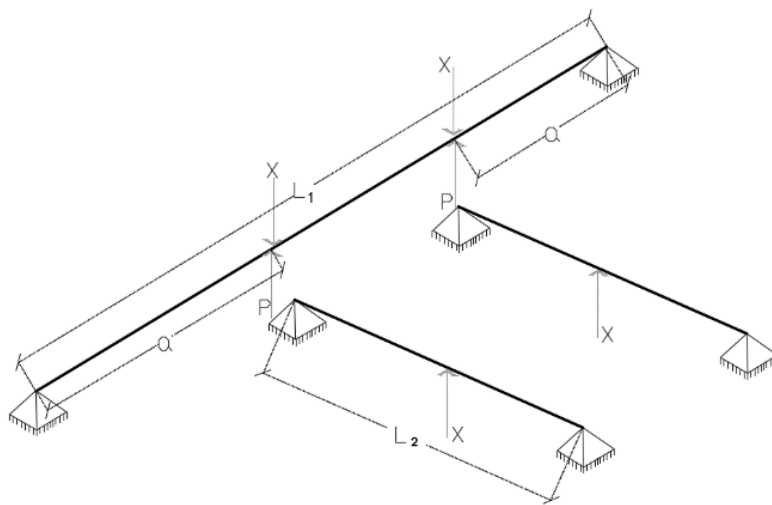
Tabla 5 *Cálculo de los momentos del tablero*

Tablero I	a ₁	a ₂	a ₁ /a ₂	Tipo	Momento	Coeficientes		M (kg-m/kg)	
						Corto	Largo	Corto	Largo
Franjas centrales	4.33	4.50	0.70	Interior	Negativo en bordes interiores	432	371	2826	2622
					positivo	228	130	1,492	919
Franjas extremas					Negativo en borde interiores	259	223	1695	1576
					positivo	137	78	896	512

En franjas extremas se multiplican por 0.60

Para los tableros laterales la norma no lo contempla, por lo tanto, se calcula el momento como si fuera una viga en voladizo, esto es, un extremo empotrado y el otro libre, bajo una carga uniformemente distribuida.

$$M = \frac{qa^2}{2} = \frac{3,490 * 0.65^2}{2} = 737 \text{ kg} - \text{m/m}$$

Figura 27 *Cargas aplicadas en contra trabes*

Análisis de contrabases

Se tiene una red de vigas en el centro de la losa base, apoyadas en sus extremos en el muro del tanque.

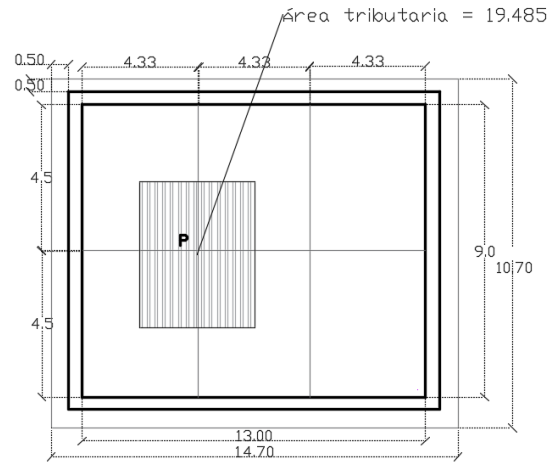


Figura 28 Área tributaria correspondiente a la carga P

La viga en el eje 2 se apoya en las vigas del eje B y C, por tanto, estas vigas soportaran hacia arriba una carga X y la viga del eje 2, una carga $(P-X)$. la carga P corresponde a la carga uniforme que actúa en cada una de las áreas tributarias. La deflexión de la viga del eje 2 simplemente apoyada esta dado por

$$\Delta_x = \frac{(P-X)x}{6EI} (3La - 3a^2 - x^2)$$

Donde a es la distancia del extremo de la viga a la carga concentrada P . La deflexión en la intersección de la viga del eje 2 con la viga del eje B, para $x = L_1/3$ y $a = L_1/3$

$$\frac{15(P-X)L_1^3}{486EI_1}$$

Donde L_1 es la longitud e I_1 momento de inercia de la viga del eje 2. Las flechas en punto de intersección deben ser iguales. Igualando las dos deflexiones de la viga B en el mismo punto se tiene

$$\frac{15(P-X)L_1^3}{486EI_1} = \frac{XL_2^3}{48EI_2}$$

Donde L_2 es la longitud y el momento de inercia I_2 de la viga en el eje B, se considera simplemente apoyada bajo carga puntual al centro. Despejando X se obtiene:

$$X = \frac{40PI_2L_1^3}{40I_2L_1^3 + 27I_1L_2^3}$$

Proponiendo vigas con sección de 35 x 70 cm en el eje 2 y 45x90 cm en el eje B y C

$$I_1 = \frac{bh^3}{12} = \frac{35 * 70^3}{12} = 1,054,687.5 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = \frac{bh^3}{12} = \frac{45 * 95^3}{12} = 3,215,156.25 \text{ cm}^4$$

Área tributaria $4.5 \times 4.33 = 19.485 \text{ m}^2$.

$$P = 3,490 * 19.485 = 68,002 \text{ Kg}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación se tiene

$$X = \frac{40 * 68,002 * 3,215,156.25 * 13^3}{40 * 3,215,156.25 * 13^3 + 27 * 1,054,687.50 * 9^3} = 65,043.8 \text{ kg}$$

$$P - X = 68,002 - 65,043.8 = 2,958 \text{ Kg}$$

La fuerza cortante en la viga del eje 2 es

$$V = (P - X) = 2,958 \text{ kg}$$

El momento es

$$M_{max} = (P - X)a = 2,958 * 4.33 = 1,280,814 \text{ kg} - \text{cm}$$

Fuerza cortante para la viga del eje B y C son

$$V = \frac{x}{2} = \frac{65,043.8}{2} = 32,522 \text{ kg}$$

Momentos para la viga del eje B y C

$$M_{max} = \frac{XL_2}{4} = \frac{65,043.5 * 9}{4} = 14,634,788 \text{ kg} - \text{cm}$$

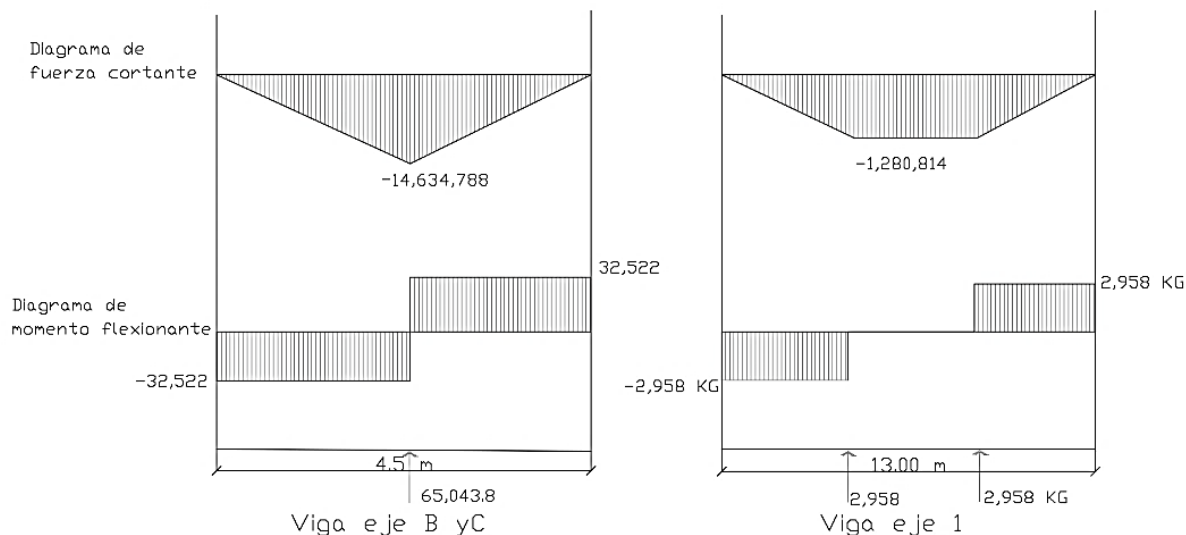


Figura 29 Diagrama de fuerza cortante y momento

Fuerzas de tensión directa

Las fuerzas cortantes en la base de los muros, constituyen fuerzas de tensión directa en la losa de fondo. Para este caso son

sobre el claro corto = $N_{cc} = 6.08 \text{ ton}$

sobre el claro largo = $N_{cl} = 6.68 \text{ ton}$

5.4 Análisis de la losa superior

La presión neta sobre la losa es una carga uniformemente repartida producida por el peso propio de la losa de cubierta, el peso del relleno (si lo hubiera) sobre la losa y una carga viva.

Datos de la losa

$$b = 13.70 \text{ m}$$

$$c = 9.70 \text{ m}$$

$$h = 0.15 \text{ m}$$

se analizará en dos direcciones, simplemente apoyadas en su perímetro.

$$\text{peso del concreto, } \gamma_c = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{area de la losa, } a = b * c = 13.60 * 9.70 = 131.92 \text{ m}^2$$

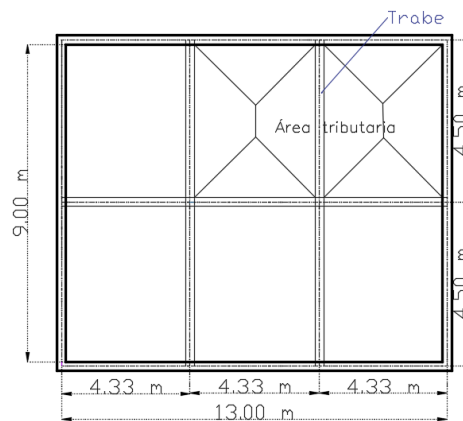
$$\text{peso de la losa, } C.M. = a * h * \gamma_c = 131.92 * 0.15 * 2.4 = 47.49 \text{ ton}$$

$$C.V. = .5 \text{ ton/m}^2 = 131.92 * .5 = 65.96 \text{ ton}$$

$$C.M. + C.V. = 47.49 + 65.96 = 113.45 \text{ ton}$$

$$\text{presion sobre la tapa, } q = \frac{C.M. + C.V.}{a} = \frac{113.45 \text{ ton}}{131.92 \text{ m}^2} = 860 \text{ kg/m}^2$$

$$M = \text{coeficiente} * 10^{-4} * q * a^2$$



Losa superior

Figura 30 Losa y trabe

Tabla 6 Momentos flexionantes, con apoyo de la tabla 3.3.1 de las NTC-Concreto 2017

Tablero	a_1	a_2	a_1/a_2	Momento	Sentido	Coefficiente	M (kg-m/m)
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	4.33	4.5	0.96	Negativo en Bordes interiores	Corto	324	522.42
					Largo	324	564.25
				Negativo en Bordes discontinuos	Corto	190	306.39
					Largo	190	330.89
				Positivo	Corto	137	220.90
					Largo	137	238.59
De borde Un lado corto discontinuo	4.33	4.5	0.96	Negativo en Bordes interiores	Corto	315	507.91
					Largo	297	517.23
				Negativo en Bordes discontinuos	Corto	0	0
					Largo	190	330.89
				Positivo	Corto	133	211.49
					Largo	129	224.65

5.5 Análisis de trabes

Análisis de carga

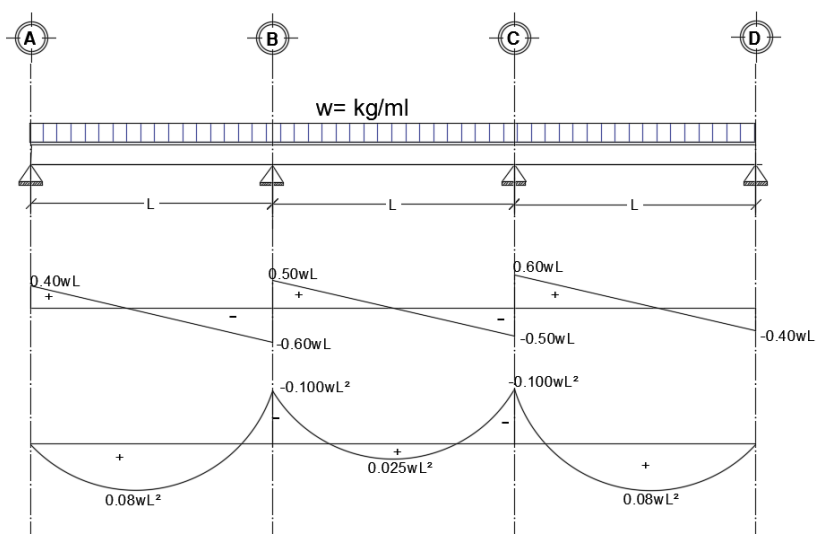


Figura 31 Diagrama de momentos y cortantes

$$peso\ propio = 0.15 * 2.4\ ton/m^3 = 0.36\ ton/m^2$$

$$C.V. = F.C. * 0.5\ ton/m^2 = 1.7 * 0.5 = 0.85\ ton/m^2$$

$$C.M. = F.C. * 0.36\ ton/m^2 = 1.5 * 0.36 = 0.54\ ton/m^2$$

$$W_t = 0.85 + 0.54 = 1.39\ ton/m^2$$

Área tributaria

$$A_t = \left(\frac{4.33 + 0.17}{2} \right) 2.25 = 5.06\ m^2$$

$$5.06 * 2(\text{dos veces el area}) = 10.12\ m^2$$

Proponiendo una dimensión de la trabe de L/12

$$h = 4.3/14 = 0.30 \rightarrow 30\ cm$$

$$peso\ de\ la\ seccion\ propuesta = 0.20 * 0.30 * 2.4 = 0.14\ ton/m$$

$$carga\ sobre\ la\ viga = (10.12 * 1.39/4.33) + 0.17 = 3.40\ ton/m$$

$$M_{AB\ centro} = 0.08 * w * L = 0.08 * 3.40 * 4.33^2 = 5.10\ ton - m$$

$$M_{B\ apoyo} = -0.100wL = -0.100 * 3.42 * 4.33^2 = 6.40\ ton - m$$

$$M_{BC\ centro} = 0.025wL = 0.025 * 3.44 * 4.33^2 = 1.60\ ton - m$$

$$M_{C\ apoyo} = -0.100wL = -0.100 * 3.44 * 4.33^2 = 6.40\ ton - m$$

$$M_{CD\ centro} = 0.08 * w * L = 0.08 * 3.44 * 4.33^2 = 5.10\ ton - m$$

5.6.- Análisis sísmico del tanque

Haciendo uso del informe "Diseño sísmico de estructuras contenedoras de líquidos y comentarios (ACI 350.3-01, 2001), se hace el análisis del tanque rectangular.

En un tanque el movimiento vibratorio de un sismo provoca un oleaje que interactúan en las paredes del tanque. En este caso el líquido disipa una cantidad muy pequeña de energía (grado de amortiguamiento pequeño) por tanto las presiones sobre las paredes del tanque contienen una componente por compresibilidad del líquido y otro por el oleaje. Por lo anterior se dice que las presiones hidrodinámicas rigen la respuesta sísmica del tanque, porque estas provocarían presiones dinámicas en las paredes y el fondo durante un evento sísmico. El líquido contenido en la parte inferior se comporta como una masa rígidamente conectada a los muros del depósito por lo que se le denomina masa impulsiva y acelera con la pared provocando presiones hidrodinámicas en la pared y el fondo. Por otra parte, la masa en la región superior, al movimiento sísmico provoca oleaje y a esto se le denomina masa convectiva, ejerciendo presiones convectivas en los muros y en el fondo.

Entonces definimos que la presión convectiva es causada por el movimiento de oscilación libre de la superficie del líquido y la presión impulsiva es causada por el líquido que se mueve junto al tanque

Propiedades del material del tanque:

Peso volumétrico del concreto $\gamma_c = 2.4 \text{ ton}/m^3$

Resistencia a la compresión del concreto $f'_c = 250 \text{ kg}/cm^2$

Peso volumétrico del líquido: $\gamma_w = 1000 \text{ kg}/m^3$

Masa específica del líquido: $\rho_L = \frac{\gamma_w}{9.8 \text{ m}/\text{seg}^2} = \frac{1000}{9.8 \text{ m}/\text{seg}^2} = 102.04 \text{ kg} \cdot \text{seg}^2/m^4$

Masa específica del concreto de peso normal: $\rho_c = \frac{\gamma_c}{9.8 \text{ m}/\text{seg}^2} = \frac{2400}{9.8 \text{ m}/\text{seg}^2} = 244.9 \text{ kg} \cdot \text{seg}^2/m^4$

Módulo de elasticidad del concreto: $E_c = 15000 \sqrt{f'_c} = 2.37 \times 10^5 \text{ kg}/cm^2$

Geometría del tanque:

Tirante del líquido: $H_L = 4.5 \text{ m}$

Longitud: $L = 13.00 \text{ m}$

Ancho: $B = 9.00 \text{ m}$

Espesor del depósito: $t_w = 0.35 \text{ m}$

Altura de la pared del depósito: $H_w = 5.50 \text{ m}$

Peso de la cubierta:

$$W_I = X * Y * t_R * \gamma_C = 9.70 \text{ m} * 13.70 \text{ m} * .15 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 47.84 \text{ ton}$$

Ubicación del centro de gravedad de la cubierta: $h_x = 5.57 \text{ m}$

Datos sísmicos del sitio.

Factor de zona sísmica “Z”, como se encuentra en una zona sísmica alta se tomará:

Tabla 7 *Factores de Zona sísmica (Z)*

ZONA	Z
1	0.075
2A	0.15
2B	0.2
3	0.3
4	0.4

Nota: El factor de zona sísmica Z representa la peak máximo de la aceleración efectiva (EPA), correspondiente al movimiento del suelo teniendo un 90% de probabilidad de no excedencia en 50 años, Fuente: (ACI 350.3-01, 2001)

$$Z = 0.30$$

Coefficiente del perfil del suelo tipo B

Tabla 8 *Factor de suelos (S) y periodo asociado (Tp)*

TIPO	DESCRIPCION	S
A	Perfil con: (a) material rocoso caracterizado por una velocidad de onda de corte mayor que 760 m/s o (b) medio-densa o semirrígido a rígido con profundidades menores a 60.96 m	1.0
B	Perfil de suelo de condiciones de suelo medio-densa a densa o semirrígida a rígida donde la profundidad del estrato excede a 60.96 m	1.2
C	Perfil de suelo con más de 60.96 m de arcilla blanda a medio rígida pe no más de 12.19 m de arcilla blanda	1.5
D	Perfil de suelo con más de 12.19 m de arcilla blanda caracterizada por una velocidad de onda de corte menor que 152.4 m/s	2.0

Nota: El factor del perfil será establecido de datos geotécnicos verificados en lugares donde no se sepan las características del suelo a detalle para determinar el perfil del suelo, será usado el tipo C, el tipo D no necesita ser asumido al menos que le profesional encargado lo determine en el sitio o que está se establezca con datos geotécnicos. Fuente: (ACI 350.3-01, 2001)

$$S = 1.2$$

Factor de importancia de la estructura.

Tabla 9 *Factor de uso de importancia (I)*

USO	I
Tanques que contienen materiales peligrosos	1.50
Tanques que son proyectados para seguir funcionando después un sismo o tanque de abastecimiento importante	1.25
Todos los otros tanques	1.00

Nota: Para estanques que contengan material peligroso, considerar $I > 1.5$ Fuente: (ACI 350.3-01, 2001)

$$I = 1.25$$

Factores de modificación de la respuesta [ACI 350.3].

Son coeficientes que representan el efecto combinado de la ductilidad, la capacidad para disipar energía y su redundancia estructural.

Tabla 10 *Factor de modificación de respuesta (R_w)*

TIPO DE TANQUE	R_{wi}	R_{wi}	R_{wc}
	Superficial o en pendiente	Enterrado	
Tanques anclados o base flexible	4.50	4.25	1
Tanques empotrados o simple apoyo	2.75	4	1
Tanques sin anclar, llenos o vacíos	2	2.75	1
Tanques elevados	3	0	1

Nota: El estanque enterrado se define como estanque en el cual el nivel piezométrico máximo está a nivel del terreno. Para estanque parcialmente enterrados el valor de R_{wi} se interpola en forma lineal de los valores del tanque enterrado y superficial. Tanques anclados, vacíos no deben ser construido en zona sísmica 2B o mayor. Fuente (ACI 350.3-01, 2001)

Valor correspondiente a la componente impulsiva en los tanques empotrados en su base o simple

$$R_{wi} = 2.75$$

Valor correspondiente a la componente convectiva del líquido acelerado

$$R_{wc} = 1.00$$

Cociente de la aceleración vertical respecto a la horizontal, cuando no existe el espectro específico del sitio se recomienda un factor:

$$b = \frac{2}{3}$$

Cálculo de las componentes del peso.

Peso del líquido:

$$w_L = \gamma_w * H_L * L * B = 1000 * 4.5 * 13.00 * 9.00 = 526.50 \text{ ton}$$

Peso de la pared del deposito

$$W_{wl} = 5.50 \text{ m} * (13.00 + 13.00 + 9.00 + 9.00) \text{ m} * 0.35 \text{ m} * 2.4 \text{ ton}/\text{m}^3 = 203.28 \text{ ton}$$

Peso de la componente impulsiva

$$w_i = \frac{\tanh(0.866 \frac{L}{H_L})}{0.866 \frac{L}{H_L}} W_L$$

$$w_i = \frac{\tanh(0.866 \frac{13.00}{4.5})}{0.866 \frac{13.00}{4.5}} 526.50 = 207.70 \text{ ton}$$

Peso de la componente convectiva

$$w_c = [0.264(\frac{L}{H_L}) \tanh(3.16 \frac{H_L}{L})] W_L$$

$$w_c = [0.264 \frac{13.00}{4.50} \tanh(3.16 * \frac{4.5}{13.00})] 526.50 = 320.43$$

Coeficiente de la masa efectiva (relación entre la masa dinámica equivalente del recipiente, a su masa total real)

$$\varepsilon = \left[0.0151 \left(\frac{L}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{L}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1.0$$

$$\varepsilon = \left[0.0151 \left(\frac{13.00}{4.50} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{13.00}{4.50} \right) + 1.021 \right] \leq 1.0$$

$$\varepsilon = 0.596$$

Peso efectivo del depósito, incluyendo cubierta

$$W_e = \varepsilon W_{wl} + w_i$$

$$W_e = 0.596 * 203.28 + 47.84 = 169.00 \text{ ton}$$

Puntos de aplicación de los componentes del peso (excluyendo presión en la base EBP [EBP: excluye la presión en la base (secc. 9.2.2)])

Altura centro de gravedad

Para depósitos $\frac{L}{H_L} \geq 1.33$

$$\frac{H_i}{H_L} = 0.375$$

$$H_i = 0.375 H_L = 0.375 * 5.50 = 2.06 \text{ m}$$

$$h_c = H_L * \left(1 - \frac{\cosh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right] - 1}{3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \sinh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right]} \right)$$

$$h_c = 5.5 * \left(1 - \frac{\cosh \left[3.16 \left(\frac{5.50}{13.00} \right) \right] - 1}{3.16 \left(\frac{5.50}{13.00} \right) \sinh \left[3.16 \left(\frac{5.50}{13.00} \right) \right]} \right) = 3.08 \text{ m}$$

Puntos de aplicación si se considera la presión en la base (IBP) [IBP: incluye la presión en la base]:

Altura de centro de gravedad

Para depósitos con $\frac{L}{H_L} < 0.75$

$$H'_i = 0.45 H_L$$

Para depósitos $\frac{L}{H_L} \geq 0.75$

$$H'_i = H_L \left[\frac{0.866 \left(\frac{L}{H_L} \right)}{2 \tanh \left[0.866 \left(\frac{L}{H_L} \right) \right]} \right] - \frac{1}{8}$$

$$H'_i = 5.50 \left[\frac{0.866 \left(\frac{13.00}{4.50} \right)}{2 \tanh \left[0.866 \left(\frac{13.00}{4.50} \right) \right]} \right] - \frac{1}{8} = 6.80 \text{ m}$$

$$H'_c = H_L \left(1 - \left[\frac{\cosh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right] - 2.01}{3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) * \sinh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right]} \right] \right)$$

$$H'_c = 5.50 \left(1 - \left[\frac{\cosh\left[3.16\left(\frac{5.50}{13.00}\right)\right] - 2.01}{3.16\left(\frac{5.50}{13.00}\right) * \sinh\left[3.16\left(\frac{5.50}{13.00}\right)\right]} \right] \right) = 5.43 \text{ m}$$

Donde H_i (EBP), H_i' (IBP), H_c (EBP) y H_c' (IBP) son las alturas desde la base del depósito, al centro de gravedad de la fuerza impulsiva y convectivamente respectivamente, en ton.

Propiedades dinámicas.

la masa m_w por unidad de ancho del depósito rectangular:

$$m_w = H_w \frac{t_w}{10^3} \rho_c$$

$$m_w = 5.50 * 0.35 * 244.9 = 471.43 \text{ kg} \cdot \text{seg}^2 \cdot \text{m}^4$$

La masa impulsiva del líquido contenido m_i , por unidad de ancho en la pared del tanque

$$m_i = \left(\frac{W_i}{W_L} \right) \left(\frac{L}{2} \right) H_L \rho_L$$

$$m_i = \left(\frac{207.70}{526.50} \right) \left(\frac{13.00}{2} \right) * 5.5 * 102.04 = 1439.08 \text{ kg} \cdot \text{seg}^2 \cdot \text{m}^4$$

Teniendo que la altura del centro de gravedad del tanque por ser de sección uniforme

$$h_w = \frac{H_w}{2} = \frac{5.50}{2} = 2.75 \text{ m}$$

El centroide de las masas h , impulsiva y de la pared.

$$h = \frac{h_w m_w + H_i m_i}{m_w + m_i} r^2$$

$$h = \frac{2.75 * 471.43 + 2.06 * 1,439.08}{471.43 + 1,439.08} = 2.23 \text{ m}$$

$$m = m_w + m_i = 471.43 + 1,439.08 = 1,910.50 \text{ kg} \cdot \text{seg}^2 / \text{m}^4$$

Para un ancho unitario de la pared que se considera en voladizo, la rigidez estructural K , se obtiene:

$$K = \frac{E_c}{4} \left(\frac{t_w}{h} \right)^3$$

$$K = \frac{2.37 * 10^5}{4} \left(\frac{0.35}{2.21} \right)^3 = 235.35 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Frecuencia natural circular de la masa impulsiva al vibrar, en radianes/segundo

$$\omega_i = \sqrt{\frac{K}{m}}$$

$$\omega_i = \sqrt{\frac{235.35}{1,910.50}} = 0.35 \text{ seg}$$

Periodo natural de la masa impulsiva al vibrar, en segundos

$$T_i = 2 \frac{\pi}{\omega_i}$$

$$T_i = 2 \frac{\pi}{0.33} = 17.95 \text{ seg}$$

Definiendo

$$\lambda = \sqrt{3.16 \text{ g} * \tanh [3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right)]}$$

$$\lambda = \sqrt{3.16 (9.81) * \tanh [3.16 \left(\frac{5.50}{13.00} \right)]} = 5.19 \text{ m/seg}^2$$

Frecuencia natural de la masa convencional al vibrar, en radianes/seg

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{L}}$$

$$\omega_c = \frac{5.19}{\sqrt{13.00}} = 1.44 \text{ rad/seg}$$

Periodo natural de la masa convectiva, en segundos

$$T_c = 2 \frac{\pi}{\omega_c}$$

$$T_c = 2 \frac{\pi}{1.44} = 4.36 \text{ seg}$$

Factores de amplificación espectral

Factor de amplificación espectral dependiente del periodo en el movimiento horizontal de la componente impulsiva (para 5% del amortiguamiento critico)

Para $T_i \leq 0.31$ seg

$$c_i = \frac{2.75}{s}$$

$$c_i = \frac{2.75}{1.20} = 2.292$$

Para $T_i > 0.31$ seg

$$C_i = \frac{1.25}{T_i^{2/3}} \leq \frac{2.75}{s}$$

$$C_i = \frac{1.25}{10.30^{2/3}} \leq \frac{2.75}{s}$$

$$C_i = 0.26 \text{ seg} < 2.292 \text{ seg}$$

Factor de amplificación espectral dependiente del periodo, en el movimiento horizontal de la componente convectiva (para 5% del amortiguamiento critico)

Para $T_c \geq 2.4$ seg.

$$c_c = \frac{6.0}{T_c^2}$$

$$c_c = \frac{6.0}{4.55^2} = 0.29 \text{ m}$$

Presiones sísmicas arriba de la base.

Las paredes de la estructura del tanque, en adición a las presiones estáticas se diseñarán para las siguientes fuerzas dinámicas

- La fuerza de inercia de la masa de la pared y de la cubierta P_w y P_c
- La presión hidrodinámica impulsiva P_i del líquido contenido.
- La presión hidrodinámica convectiva P_c del líquido contenido.
- La presión dinámica de los suelos saturados y no saturados sobre la porción enterrada de
- Los efectos de la aceleración vertical

Las fuerzas dinámicas laterales arriba de la base se determinarán como sigue:

Fuerza de inercia de la pared: $P_w = ZSIC_i * \frac{\varepsilon W_{wl}}{R_{wi}}$

$$P_w = 0.30 * 1.20 * 1.25 * 0.26 * \frac{0.523 * 203.28}{2.75} = 4.52 \text{ ton}$$

Fuerza de inercia en la cubierta: $P_r = ZSIC_i * \frac{\varepsilon W_r}{R_{wi}}$

$$P_r = 0.30 * 1.20 * 1.25 * 0.26 * \frac{0.523 * 47.84}{2.75} = 1.06 \text{ ton}$$

Fuerza lateral de la masa impulsiva: $P_i = ZSIC_i * \frac{\varepsilon W_i}{R_{wi}}$

$$P_i = 0.30 * 1.20 * 1.25 * 0.26 * \frac{0.523 * 207.70}{2.75} = 4.62 \text{ ton}$$

Fuerza lateral de la masa convectiva: $P_c = ZSIC_i * \frac{\varepsilon W_c}{R_{wc}}$

$$P_c = 0.30 * 1.20 * 1.25 * 0.26 * \frac{0.523 * 320.43}{1.0} = 19.60 \text{ ton}$$

Cortante total en la base

La fuerza cortante debido a las fuerzas sísmicas, aplicada en la pared del depósito se determinará mediante la ecuación:

$$V = \sqrt{(P_w + P_r + P_i)^2 + P_c^2}$$

$$V = \sqrt{(4.52 + 1.06 + 4.62)^2 + 19.60^2} = 22.09 \text{ ton}$$

Aceleración vertical

El tanque se diseñará para los efectos de la aceleración vertical, si no se cuenta con el espectro de respuesta especio del sitio, la relación b entre las aceleraciones vertical y horizontal no será $< 2/3$.

La carga hidrostática q_{hy} proveniente del líquido contenido en el tanque se multiplicará por la aceleración espectral a_v para tomar en cuenta el efecto de la aceleración vertical.

Entonces tenemos que q_{hy} es la carga hidrostática a un nivel del líquido arriba de la base del depósito:

$$q_{hy} = \gamma_w(H_L - y) \text{ en kg/m}^2.$$

$$a_v \text{ es la aceleración espectral: } a_v = ZSC_v I \frac{b}{R_{wi}}$$

donde $b = 2/3$ y para depósitos rectangulares $C_v = 1.0$

$$a_v = 0.30 * 1.2 * 0.26 * 1.0 * 1.25 \frac{0.67}{2.75} = 0.028$$

Entonces la presión hidrodinámica es:

$$P_{hy} = a_v q_{hy}$$

El ajuste se calcula para cada valor de y asignada:

$$\text{Para } y = 0 \quad q_{fondo} = \gamma_w(H_L - y) = 1000(5.5 - 0) = 5500 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Para } y = 5.5 \quad q_{sup} = \gamma_w(H_L - y) = 1000(5.5 - 5.5) = 0$$

Presión hidrodinámica debido a la aceleración vertical en el fondo del tanque:

$$P_{hyfondo} = a_v * q_{fondo} = 0.028 * 5500 \text{ kg/m}^2 = 0.154 \text{ ton/m}^2$$

Y la presión hidrodinámica en la superficie del líquido es nula.

Combinación de las fuerzas dinámicas para tanques rectangulares

Distribución de las fuerzas dinámicas arriba de la base.

Las paredes perpendiculares a la fuerza sísmica y la porción delantera del depósito recibirán una carga perpendicular a su plano (dimensión B) a causa de:

- a) La fuerza de inercia propia de la pared.
- b) Un medio de la fuerza impulsiva P_i
- c) Un medio de la fuerza convectiva P_c .

Las paredes perpendiculares a la fuerza sísmica y en la mitad posterior del depósito recibirán una carga perpendicular a su plano (dimensión B) a causa de:

- a) La fuerza de inercia propia de la pared.
- b) Un medio de la fuerza impulsiva P_i
- c) Un medio de la fuerza convectiva P_c .
- d) La presión dinámica del suelo y del agua freática contra la porción enterrada en la pared.

Las paredes paralelas a la dirección de la fuerza sísmica estarán cargadas en su plano (dimensión L) a causa de:

- a) La fuerza de inercia propia de la pared en su plano
- b) Las fuerzas en su plano que corresponden a las reacciones de las paredes que convergen entre sí.

Sobrepuestas a estas fuerzas laterales desbalanceadas existen las fuerzas hidro-dinámicas que resultan de la fuerza, también hidrodinámicas P_{hy} actuando en cada pared.

Fuerza lateral de inercia P_{wy} debido a W_w (masa de las paredes del tanque) por unidad de altura del tanque, que se presenta a un nivel y arriba de la base del mismo en kilogramo por metro de altura de la pared.

$$P_{wy} = ZSI \left(\frac{C_i}{R_{wi}} \right) [\varepsilon(\gamma_c B t_w)]$$

$$P_{wy} = 0.30 * 1.2 * 1.25 \left(\frac{0.26}{2.75} \right) [0.596(2.4 * 9.00 * 0.35)] = 0.191 \text{ ton/m}$$

Esta presión actúa uniformemente sobre la pared del depósito concentrada a una altura $H_w/2$.

La presión impulsiva en la superficie del líquido:

$$P_{iy} = \frac{\frac{P_i}{2} \left[4H_L - 6H_i - (6H_L - 12H_i) \left(\frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2}$$

$$P_{isup} = \frac{\frac{4.62}{2} \left[4 * 5.5 - 6 * 2.06 - (6 * 5.5 - 12 * 2.06) \left(\frac{5.5}{5.5} \right) \right]}{5.5^2} = 0.104 \text{ ton/m}$$

$$P_{ifondo} = \frac{\frac{4.62}{2} \left[4 * 5.5 - 6 * 2.06 - (6 * 5.5 - 12 * 2.06) \left(\frac{0}{5.5} \right) \right]}{5.5^2} = 0.736 \text{ ton/m}$$

La presión conectiva:

$$P_{cy} = \frac{\frac{P_c}{2} \left[4H_L - 6H_c - (6H_L - 12H_c) \left(\frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2}$$

$$P_{csup} = \frac{\frac{19.60}{2} \left[4 * 5.5 - 6 * 3.08 - (6 * 5.5 - 12 * 3.08) \left(\frac{5.5}{5.5} \right) \right]}{5.5^2} = 2.42 \text{ ton/m}$$

$$P_{cfondo} = \frac{\frac{19.60}{2} \left[4 * 5.5 - 6 * 3.08 - (6 * 3.5 - 12 * 3.08) \left(\frac{0}{5.5} \right) \right]}{5.5^2} = 1.14 \text{ ton/m}$$

La fuerza hidrodinámica a una altura y sobre la base:

$$P_y = \sqrt{(P_{iy} + P_{wy})^2 + P_{cy}^2 + (P_{hy})^2}$$

$$P_{sup} = \sqrt{(P_{isup} + P_{wy})^2 + P_{csup}^2 + (P_{hysup})^2}$$

$$P_{ysup} = \sqrt{(0.104 + 0.191)^2 + 2.42^2 + (0)^2} = 2.44 \text{ ton}$$

$$P_{sup} = \sqrt{(P_{ifondo} + P_{wy})^2 + P_{cfondo}^2 + (P_{hyfondo})^2}$$

$$P_{yfondo} = \sqrt{(0.736 + 0.191)^2 + 1.14^2 + (1.39)^2} = 2.02 \text{ ton}$$

$$P_{hyfondo} = P_{hyfondo} * B = 0.154 * 9 = 1.39 \text{ ton}$$

Carga impulsiva y convectiva por unidad de ancho.

La carga impulsiva ρ_{iy} es máxima en el borde superior del agua y mínima en el fondo del depósito.

$$\rho_{isup} = \frac{P_{isup}}{B} = \frac{0.104}{9.00} = 0.012 \text{ ton}$$

$$\rho_{iinf} = \frac{P_{ifondo}}{B} = \frac{0.736}{9.00} = 0.08 \text{ ton}$$

La carga convectiva es máxima ρ_{cy} es máxima en el fondo del depósito y mínima en el borde superior del agua.

$$\rho_{csup} = \frac{P_{csup}}{B} = \frac{2.42}{9.00} = 0.269 \text{ ton/m}^2$$

$$\rho_{cinf} = \frac{P_{cinf}}{B} = \frac{1.14}{9.00} = .127 \text{ ton/m}^2$$

Momentos flexionantes en las paredes del tanque:

Los momentos flexionantes se calculan en la base de la pared del depósito, arriba de la junta y se utilizan para determinar las compresiones y tensiones en las paredes del depósito.

Los momentos flexionantes en toda la sección transversal justo arriba de la base de la pared del depósito (EBP):

$$M_w = P_w h_w = 5.15 * 2.75 = 14.16 \text{ ton} - m$$

$$M_r = P_r h_r = 1.06 * 5.575 = 5.91 \text{ ton} - m$$

$$M_i = P_i h_i = 4.62 * 2.06 = 9.52 \text{ ton} - m$$

$$M_c = P_c h_c = 19.60 * 3.08 = 60.37 \text{ ton} - m$$

$$M_b = \sqrt{(M_w + M_r + M_i)^2 + M_c^2}$$

$$M_b = \sqrt{(14.16 + 5.91 + 9.52)^2 + 60.37^2} = 67.23 \text{ ton} - m$$

M_b es el momento flexionante en toda la sección transversal del depósito, justo arriba de la base de la pared del mismo en ton-m.

Momento de volteo en la base del depósito, incluyendo el fondo del mismo y la estructura de soporte (IBP).

$$M_w = P_w h_w = 5.15 * 2.75 = 14.16 \text{ ton} - m$$

$$M_r = P_r h_r = 1.06 * 5.575 = 5.91 \text{ ton} - m$$

$$M'_i = P_i h'_i = 4.62 * 6.80 = 31.42 \text{ ton} - m$$

$$M_c = P_c h'_c = 19.60 * 5.43 = 106.43 \text{ ton} - m$$

$$M_o = \sqrt{(M_w + M_r + M'_i)^2 + M M'^2_c}$$

$$M_o = \sqrt{(14.16 + 5.91 + 31.42)^2 + 106.43^2} = 118.23 \text{ ton} - m$$

M_o es el momento de volteo de la base del tanque incluyendo el fondo y la estructura de soporte.

Desplazamiento (oscilación) del agua para tanques rectangulares.

La cubierta, así como la conexión entre el depósito y dicha cubierta se diseñarán para una presión de abajo hacia arriba o, en su defecto, dejar un amplio tablero libre para dar lugar al chapoteo del agua.

$$d_{max} = \left(\frac{L}{2}\right) (ZSIC_c)$$

$$d_{max} = \left(\frac{13.00}{2}\right) (0.30 * 1.2 * 1.25 * 0.29) = 0.84 \text{ m}$$

CAPITULO 6

DISEÑO DEL TANQUE REGULADOR

6.1 Consideraciones Generales

6.2 Diseño De Muros

6.3 Diseño De Losa De Fondo

6.4 Diseño De Losa Superior

6.5 Diseño De Las Trabes

6.6 Diseño De Columnas

6.7 Diseño De Zapatas

6. Diseño del tanque regulador.

6.1 Consideraciones generales

Para el diseño de los elementos de concreto reforzado se hará con el método de resistencia que utiliza el reglamento de construcción de la ciudad de México y las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto.

La resistencia se describe como la magnitud de una acción o de una combinación de acciones que provoquen la aparición de un estado límite de falla en la estructura. Esta se expresa como:

$$Resistencia\ requerida \leq Resistencia\ de\ diseño$$

El criterio de estado límite de falla es donde las estructuras se dimensionan con el objeto de que la resistencia de diseño de la sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momentos internos.

El diseño será en conformidad con el Reglamento de construcción de la ciudad de México, las Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de Estructuras de concreto (México, 2017), Las normas técnicas Complementarias sobre criterios y Acciones para el Diseño Estructural de edificaciones, Tanques y Depósitos del Manual de diseño de obras civiles de la C.F.E.

6.2 Diseño de muros.

Datos de diseño

Tanque rectangular semienterrado con cubierta

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 0.80 * f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 * f_c^* = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Espesor de los tableros es $h = 35 \text{ cm}$.

Recubrimiento = 5 cm.

Se considera una estructura tipo A, por tanto, el factor de carga es $F_c = 1.5$

Factores de resistencia para flexión, $F_R = 0.9$ y para cortante $F_R = 0.8$

Condiciones de carga

Condición de carga No. 1

Prueba para fugas antes del relleno

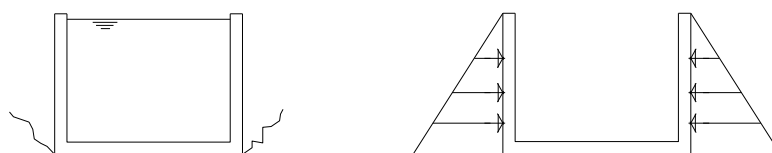


Figura 32 Condiciones de carga.

Se realiza el diseño tomando la condición de carga No. 1, Toda vez que con esta condición resultaran los momentos y cortantes mayores a los otros casos.

Revisión del estado límite.

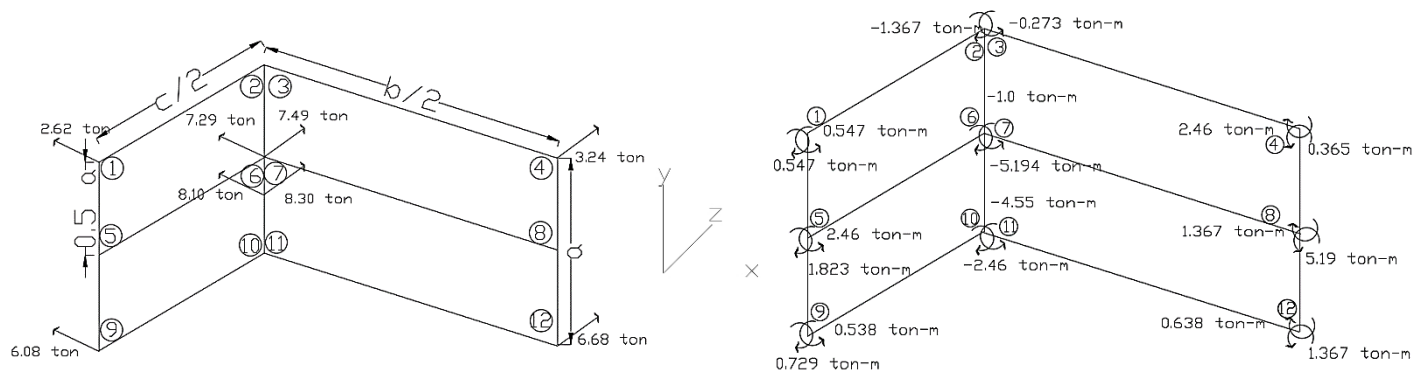


Figura 33 Elementos mecánicos en paredes del tanque

(1) Revisión de fuerza cortante en el borde inferior punto medio del tablero largo

Del análisis realizado, el cortante máximo en el punto medio del borde inferior del tablero largo es 6.68 ton

$$V_u = F_c V = 1.5 * 6.68 = 10.02 \text{ ton}$$

La fuerza cortante que toma el concreto con base a la sección 6.3.3.5 de las NTC–Concreto es

$$V_{cR} = F_R 0.5 \sqrt{F'_C} b d \quad \text{Ec. 5.3.13 NTC 2017-Concreto)}$$

donde el ancho efectivo $b = 100 \text{ cm}$ y $d = \text{espesor} - \text{recubrimiento} - d_b/2$, siendo d_b el diámetro de la varilla. Si se utiliza varillas del No. 4 se tiene

$$d_b = 1.27 \text{ cm} \rightarrow \frac{d_b}{2} = 0.635 \text{ cm}$$

$$d = 35 - 7 - 0.635 = 27.36 \text{ cm}$$

$$V_{cR} = 0.8 * 0.5 \sqrt{200} * 100 * 27.36 = 15,477.15 \text{ ton} > 10.02 \quad \text{OK}$$

Al ser mayor $V_{cR} > V_u$ no se aplica el coeficiente sanitario.

Cortante en el punto a media altura de la intersección de los tableros

$$V_u = 1.5 * 8.30 = 12,453.75 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.5 * 8.10 = 12,150.00 \text{ ton}$$

ya que el tablero largo está sometido a una fuerza de tensión directa simultánea debido al cortante del tablero corto, el tablero está sujeto a flexo tensión y por tanto el cortante resistente de las NTC 2017-Concreto será el mismo que anteriormente multiplicado por:

$$1 - 0.03 \frac{N_u}{A_g}$$

Donde:

$N_u = 8.10 = 8,100 \text{ kg}$ que es la fuerza de tensión directa para el tablero largo

$A_g = b d = 100 * 35 = 3500 \text{ cm}^2$ que es el área bruta de la sección transversal

$$V_{cR} = F_R 0.5 \sqrt{F'_C} b d \left(1 - 0.03 \frac{N_u}{A_g} \right)$$

$$V_{cR} = .80 * 0.5 * \sqrt{250} * 100 * 22.27 \left(1 - 0.03 \frac{8100}{3500} \right) = 12,488.84 > 12,453.75$$

La fuerza cortante en el borde lateral del tablero corto.

$N_u = 8.30 = 8,300 \text{ kg}$ que es la fuerza de tensión directa para el tablero corto

$A_g = bd = 100 * 35 = 3500 \text{ cm}^2$ que es el área bruta de la sección transversal

$$V_{CR} = F_R 0.5 \sqrt{F'_C} bd \left(1 - 0.03 \frac{N_u}{A_g} \right)$$

$$V_{CR} = .80 * 0.5 * \sqrt{250} * 100 * 22.27 \left(1 - 0.03 \frac{8300}{3500} \right) = 13,522.44 > 12,150.00$$

Diseño para momentos flexionantes verticales.

Para calcular el acero se ocupa la fórmula para calcular resistencias

$$M_R = F_R db^2 f'_c q (1 - 0.5q) \quad \text{Ec. 5.12 NTC 2017-Concreto}$$

Donde:

$$q = \frac{\rho f_y}{f'_c}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

Tomando $M_u = M_R$, que es el momento factorizado de la sección de interés, se tiene

$$-0.5q^2 + q - \frac{M_u}{F_R bd^2 f'_c}$$

$$d=27.36 \text{ cm}$$

$$b= 100 \text{ cm}$$

$$M_y= 5.19 \text{ ton-m}$$

$S = 1.3$ factor de durabilidad sanitaria

$$M_u = F_c * S * M = 1.5 * 1.3 * 5.19 = 1012854.38 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$-0.5q^2 + q - \frac{1012854.38}{0.9 * 100 * 26.73^2 * 170} = 0$$

$$1012854.38 = 10931741q (1 - 0.5q^2)$$

$$5465870q^2 - 10931741q + 1012854.38$$

Resolviendo la ecuación cuadrática se escoge el valor de $q = 0.09$ para el acero a flexión

$$A_{sflex} = qbd \frac{f_c''}{f_y} = 0.09 * 100 * 26.37 * \frac{170}{4200} = 9.60 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{smin} = \frac{.7\sqrt{250}}{4200} * 100 * 26.37 = 7.21 \text{ cm}^2/m$$

La norma marca que no es necesario que el refuerzo mínimo sea mayor que 1.33 veces el requerido por el análisis

$$1.33A_{sflex} = 12.77 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{smax} = 0.75 \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} bd \quad \text{Ec. 5.1.1 NTC 2017-Concreto}$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{si } f_c' \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.75 \frac{170}{4200} \frac{6000(0.85)}{4200 + 6000} * 100 * 27.36 = 41.54 \text{ cm}^2/m$$

Por tanto, rige A_{sflex} , utilizando varillas del No. 4, $a_s = 1.27$

$$\# var = \frac{A_{sflex}}{a_s} = \frac{9.60}{1.27} = 8$$

$$sep = \frac{100}{8} \approx 13 \text{ cm}$$

Por tanto, el refuerzo por flexión es varilla del No. 4 a cada 12 cms ($10.16 \text{ cm}^2/m$) en la cara exterior del tablero.

Tabla 11 Áreas de refuerzo para momentos verticales M_y

Punto	Mu	V	a_s	d_b	D	$A_{s\ min}$	q	A_{sflex}	$1.33A_s$	Rige	Área de acero	#	S
		N	cm^2	cm	cm	cm^2/m		cm^2/m	cm^2/m			v	cm
1	106616	3	0.71	0.355	27.29	7.19	0.009	1.04	1.38	1.33As	1.38	2	50
2	-266541	3	1.27	0.635	26.73	7.19	-0.024	2.61	3.47	1.33As	3.47	3	33
3	-266541	3	1.27	0.635	26.73	7.04	-0.024	2.61	3.47	1.33As	3.47	3	33
4	71078	4	1.27	0.635	26.73	7.04	0.006	0.69	0.92	1.33As	0.92	2	50
5	355388	4	1.27	0.635	26.73	7.04	0.033	3.58	4.76	1.33As	4.76	3	33
6	-1012854	4	1.27	0.635	26.73	7.04	-0.089	9.60	12.77	a_{sflex}	9.60	8	13
7	-1012854	4	1.27	0.635	26.73	7.04	-0.089	9.60	12.77	a_{sflex}	9.60	8	13
8	266541	4	1.27	0.635	26.73	7.04	0.025	2.67	3.55	1.33As	3.55	2	50
9	142155	4	1.27	0.635	26.73	7.04	0.013	1.42	1.88	1.33As	1.88	2	50
10	-479773	4	1.27	0.355	26.73	7.04	-0.043	4.65	6.18	1.33As	6.18	6	17
11	-479773	4	1.27	0.355	26.73	7.04	-0.043	4.65	6.18	1.33As	6.18	5	20
12	124386	4	1.27	0.635	26.73	7.04	0.011	1.24	1.65	1.33As	1.65	2	50

Los puntos donde el momento es positivo, el refuerzo va en la cara exterior y en los momentos negativos el refuerzo va en la cara interior.

La recomendación del manual de la C.F.E el área de refuerzo por cambios de volumétricos debe tener una cuantía de $\rho = 0.002$, esta cuantía que incluye el refuerzo por tensión debe cumplirse en ambas caras.

$$A_{s\ temp} = \rho b h = 0.002 * 100 * 35 = 7.00\ cm^2$$

Por tanto, regirá $A_{s\ temp}$

Tabla 12 Cantidad de acero de refuerzo del No.4 a utilizar para cada punto, refuerzo por temperatura

Punto	Área de acero	Var No	# var	Sep cm	A _{s real} cm ² /m
1	7.00	4	6	17	7.62
2	7.00	4	6	17	7.62
3	7.00	4	6	17	7.62
4	7.00	4	6	17	7.62
5	7.00	4	6	17	7.62
6	9.60	4	8	13	10.16
7	9.60	4	8	13	10.16
8	7.00	4	6	17	7.62
9	7.00	4	6	17	7.62
10	7.00	4	6	17	7.62
11	7.00	4	6	17	7.62
12	7.00	4	6	17	7.62

Diseño para momentos flexionantes horizontales combinados con tensión directa.

Utilizando la ecuación:

$$M_R = F_R d b^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$$

$$M_u = F_c * S * M$$

$$A_{s \text{ tension}} = \frac{N u}{F_R f_y}$$

$$N_u = F_c * S * N$$

Donde N es el cortante que provoca tensión el tablero corto en el largo y viceversa.

$$F_c = 1.5$$

$$\text{Factor de durabilidad sanitaria } S = 1.65$$

Tabla 13 Áreas de refuerzo para momentos horizontales M_x y tensión directa.

P	Mu	V	as	db	D	As min	q	Asfle x	1.33As	Nu	As tens	As total	# v	sep
1	135321	3	0.71	0.355	27.29	7.19	0.012	1.32	1.76	8019	1.06	2.82	4	25
2	-338302	4	1.27	0.635	26.73	7.04	-0.030	3.30	4.39	8019	1.06	5.45	4	23
3	-338302	4	1.27	0.635	26.73	7.04	-0.030	3.30	4.39	6515	0.86	5.25	4	24
4	90214	3	0.71	0.355	27.29	7.19	0.008	0.88	1.17	6515	0.86	2.03	3	35
5	451069	4	1.27	0.635	26.73	7.04	0.042	4.56	6.07	20549	2.72	8.78	7	14
6	-1285546	5	1.99	0.995	26.01	6.85	-0.117	12.35	16.43	20549	2.72	15.07	8	13
7	-1285546	5	1.99	0.995	26.01	6.85	-0.117	12.35	16.43	20048	2.65	15.00	8	13
8	338302	4	1.27	0.635	26.73	7.04	0.031	3.40	4.52	20048	2.65	7.18	6	18
9	180428	4	1.27	0.635	26.73	7.04	0.017	1.80	2.39	16539	2.19	4.58	4	28
10	-608943	4	1.27	0.635	26.73	7.04	-0.054	5.87	7.80	16539	2.19	9.99	8	13
11	-608943	4	1.27	0.635	26.73	7.04	-0.054	5.87	7.80	15036	1.99	9.79	8	13
12	157874	4	1.27	0.635	26.73	7.04	0.015	1.57	2.09	15036	1.99	4.08	3	31

En los puntos donde los momentos son positivos el refuerzo calculado en la tabla 13 va en la cara exterior y donde los momentos son negativos el refuerzo va en la cara interior y donde no hay refuerzo por tensión se tiene refuerzo por cambios volumétricos sumándose al área de tensión, para el punto 6 y 7 se tiene

$$A_{s \text{ temp}} + A_{s \text{ tensión}} = 7 + 2.72 = 9.72 \text{ cm}^2/m$$

Utilizando varilla del No.5 con $A_s = 1.99 \text{ cm}^2$

$$\# \text{ var} = \frac{9.72}{1.99} = 5$$

Y la separación $sep = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Considerando el refuerzo por temperatura 6 varillas del No.4 @ 17 (7.62), se observa en la tabla 13

que hay punto donde no se cumple el área por temperatura, por tanto, en esos puntos llevarán acero por temperatura que deberá ir en la cara exterior e interior en el sentido horizontal.

Revisión del estado límite de falla condición No. 2

Del análisis de la condición No.2, las fuerzas cortantes y momentos flexionantes son menores al obtenido en la condición No.1, por lo que las revisiones anteriores proceden, solo debemos considerar que las caras de tensión y compresión para la condición de la carga No. 2 son invertidas con respecto a la carga No.1, por lo que para el refuerzo de momentos verticales se usará el armado en el punto 6 y 7 de la tabla 12 para la cara interior y exterior y para el refuerzo de momentos horizontales se utiliza el mismo armado de la tabla 14 de los puntos 6 y 7 para la cara interior y exterior. Para los demás puntos regirá el refuerzo por temperatura.

6.3 Diseño de la losa de fondo

Revisión del estado límite de falla para losa base

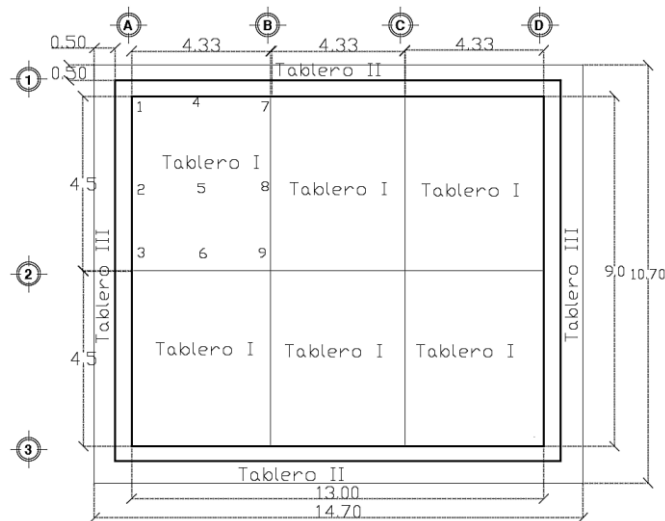


Figura 34 Losa de fondo apoyada en contratrabe

Concreto $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

espesor = 35 cm

Revisión de la capacidad de cortante

La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculará con la expresión:

$$V = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) w \quad \text{Ec. 7.5.2 NTC}_{\text{concreto.}}$$

Donde $a_1 = 4.33$, $a_2 = 4.50$ y $w = 3,490 \text{ kg/m}^2$

Si se usan varillas del No. 6 se tiene $d = 28.09$

$$V_u = 1.5 \left(\frac{4.33}{2} - 0.28 \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{4.33}{4.5} \right) 3490 = 4,628.08 \text{ kg/m}$$

La fuerza cortante que toma el concreto es

$$V_{cR} = F_R 0.5 \sqrt{F_c^*} b d \quad \text{Ec. 5.3.13 NTC}_{\text{concreto}}$$

Tomando ancho efectivo $b = 100 \text{ cm}$

$$V_{cR} = F_R 0.5 \sqrt{F_c^*} b d = 0.75 * 0.5 * 100 * 28.09 * \sqrt{200} = 14,897 > 4628.08 \text{ ok}$$

Diseño por momentos combinados con tensión directa

$$A = \pi r^2 A_{sflex} = q b d \frac{f_c''}{f_y}$$

$$A_{s\text{ tension}} = \frac{N_u}{F_R f_y}$$

$$N_u = F_c * S * N$$

Las fuerzas cortantes que aparecen en la base de los muros como resultado de los momentos verticales, dan lugar a fuerzas de tensión directa en la losa de fondo.

Sobre el claro corto $N = 6.08 \text{ ton}$

Sobre el claro largo $N = 6.68 \text{ ton}$

Para el tablero I, claro corto

$$A_{s \text{ temp}} = \rho b h = 0.002 * 100 * 30 = 6.00 \text{ cm}^2/m$$

Área de refuerzo por cambio volumétricos que se suman al área de acero por tensión (ver tabla 14)

$$A_{s \text{ temp}} + A_{s \text{ tensión}} = 6.00 + 1.99 = 7.99 \text{ cm}^2/m$$

Utilizando varillas del No.4 con un $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$\text{No. var} = \frac{7.99}{1.27} = 6$$

$$\text{separacion de varilla} = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm}$$

Por lo que es refuerzo por temperatura es varilla del No.4 a cada 16 cm. De la tabla No.14, los valores menores a esta condición de refuerzo por cambios volumétricos, registrá el refuerzo por temperatura.

Tabla 14 Áreas de refuerzo para el claro corto

punto	Coefficiente	lecho	Mu	Var #	asmin	q	asflex	1.33 as	rige	Nu	As tensión	As total	área de acero	# var	sep	as real
1	0.0258	inferior	330525	6	2.83	0.11	5.64	7.51	7.51	15048.00	1.99	9.50	2.87	3	30.00	9
2	0.0137	superior	174720	4	2.83	0.05	2.90	3.86	3.86	15048.00	1.99	5.85	1.27	5	22.00	6
3	0.0258	inferior	330525	6	2.83	0.11	5.64	7.51	-7.51	15048.00	1.99	9.50	2.87	6	17.00	8
4	0.0432	inferior	551070	6	2.83	0.19	10.06	13.38	13.38	15048.00	1.99	15.37	2.87	5	19.00	10
5	0.0228	superior	290940	4	2.83	0.09	4.93	6.56	6.56	15048.00	1.99	8.55	1.27	7	15.00	9
6	0.0432	inferior	551070	6	2.83	0.19	10.06	13.38	13.38	15048.00	1.99	15.37	2.87	5	19.00	10
7	0.0258	inferior	330525	6	2.83	0.11	5.77	7.67	7.67	15048.00	1.99	9.66	2.87	3	30.00	6
8	0.0137	superior	174720	4	2.83	0.05	2.90	3.86	3.86	15048.00	1.99	5.85	1.27	5	22.00	6
9	0.0258	inferior	330525	6	2.83	0.11	5.77	7.67	7.67	15048.00	1.99	9.66	2.87	3	30.00	6

Tabla 15 Áreas de refuerzo en el claro largo

punto	coeficiente	lecho	Mu	Varilla #	As min	Q	asflex	1.33 as	rige	Nu	As tensión	As total	área de acero	# var	sep	as real
1	0.0258	inferior	307320	4	2.83	0.10	5.23	6.95	6.95	16533.00	2.19	9.14	1.27	7.19	14.00	9.14
2	0.0137	superior	99840	4	2.83	0.03	1.64	2.18	2.18	16533.00	2.19	4.37	1.27	3.44	29.00	4.37
3	0.0258	inferior	307320	6	2.83	0.10	5.34	7.10	-7.10	16533.00	2.19	9.29	2.87	6.00	17.00	11.46
4	0.0432	inferior	511290	6	2.83	0.18	9.25	12.31	12.31	16533.00	2.19	14.50	2.87	5.05	20.00	9.65
5	0.0228	superior	179205	4	2.83	0.06	2.98	3.96	3.96	16533.00	2.19	6.15	1.27	4.84	21.00	6.15
6	0.0432	inferior	511290	6	2.83	0.18	9.25	12.31	12.31	16533.00	2.19	14.50	2.87	5.05	20.00	9.65
7	0.0258	inferior	307320	6	2.83	0.10	5.34	7.10	7.10	16533.00	2.19	9.29	2.87	3.24	31.00	6.18
8	0.0137	superior	99840	4	2.83	0.03	1.64	2.18	2.18	16533.00	2.19	4.37	1.27	3.44	29.00	4.37
9	0.0258	inferior	307320	4	2.83	0.10	5.23	6.95	6.95	16533.00	2.19	9.14	1.27	7.19	14.00	9.14

Tabla 16 Áreas de refuerzo en los aleros

punto	coef.	lecho	Mu	Varilla #	As min	q2	asflex	1.33 as	rige	Nu	As tensión	As total	área de acero	# var	sep.	as real
1	0.0258	inferior	143715	4	2.83	0.045	2.38	3.16	3.16	16533.00	2.19	5.35	1.27	4	24	5.35
2	0.0137	superior	143715	4	2.83	0.045	2.38	3.16	3.16	16533.00	2.19	5.35	1.27	4	24	5.35

Para el tablero I, claro largo

$$A_{s \text{ temp}} = \rho b h = 0.002 * 100 * 30 = 6.00 \text{ cm}^2/m$$

Área de refuerzo por cambio volumétricos que se suman al área de acero por tensión (ver tabla 15)

$$A_{s \text{ temp}} + A_{s \text{ tensión}} = 6.00 + 2.19 = 8.19 \text{ cm}^2/m$$

Utilizando varillas del No.4 con un $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$\text{No. var} = \frac{8.19}{1.27} = 7$$

$$\text{separacion de varilla} = \frac{100}{7} = 14 \text{ cm}$$

Por lo que es refuerzo por temperatura es varilla del No.4 a cada 14 cm. De la tabla No.15, los valores menores a esta condición de refuerzo por cambios volumétricos, registrará el refuerzo por temperatura.

Diseño de contratraveses en el eje A y B

Datos

$$M_u = 1.5 * 1.3 * 14,634,788 = 28,537,837 \text{ kg} - \text{cm}$$

Dimensiones de la sección:

$$b = 50 \text{ cm}, H = 105 \text{ cm}, d = 100 \text{ cm}$$

$$\text{concreto} = f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 0.80 f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* = 170 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizando las NTC-17

Capacidad máxima como sección simplemente armada

$$\rho_{max} = 0.90\rho_b$$

$$\rho_b = \frac{f_c''}{f_y} \cdot \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000}, \beta = 0.85$$

Ec. 5.1 NTC17 concreto

$$\rho_b = \frac{170}{4200} \cdot \frac{6000 * 0.85}{4200 + 6000} = 0.020$$

$$\rho_{max} = 0.90 * 0.020 = 0.018$$

$$q_{max} = \frac{\rho_{max}f_y}{f_c''} = \frac{0.018 * 4200}{170} = 0.48$$

$$A_{s\ max} = \rho_{max}bd = 0.018 * 50 * 100 = 90.00\ cm^2$$

Resistencia nominal requerida:

$$M_n = \frac{M_u}{F_R} = \frac{28,537,837}{.90} = 31,708,708\ kg - cm$$

Momento resistente con el acero máximo permisible:

$$\begin{aligned} M_{n\ max} &= bd^2f_c''q(1 - 0.5q) = 50 * 100^2 * 170 * 0.48(1 - 0.5 * 0.48) \\ &= 31,008,000\ kg - cm \end{aligned}$$

Al ser menor el momento que resiste la viga al momento aplicado se requiere acero a compresión.

Determinando el acero de compresión

$$M_{na} = M_n - M_{n\ max} = 31,708,708 - 31,008,000 = 700,708\ kg - cm$$

Fuerza en el acero de compresión

$$C_a = \frac{M_{na}}{d - d'} = \frac{700,708}{100 - 4.77} = 7,358\ kg - cm$$

Acero de compresión requerida

$$A'_s = \frac{C_a}{f_y - f_c''} = \frac{7,358}{4200 - 170} = 20.40\ cm^2$$

Acero de tensión total:

$$A_s = A_{s \max} + A'_s = 81.0 + 20.40 = 91.40 \text{ cm}^2$$

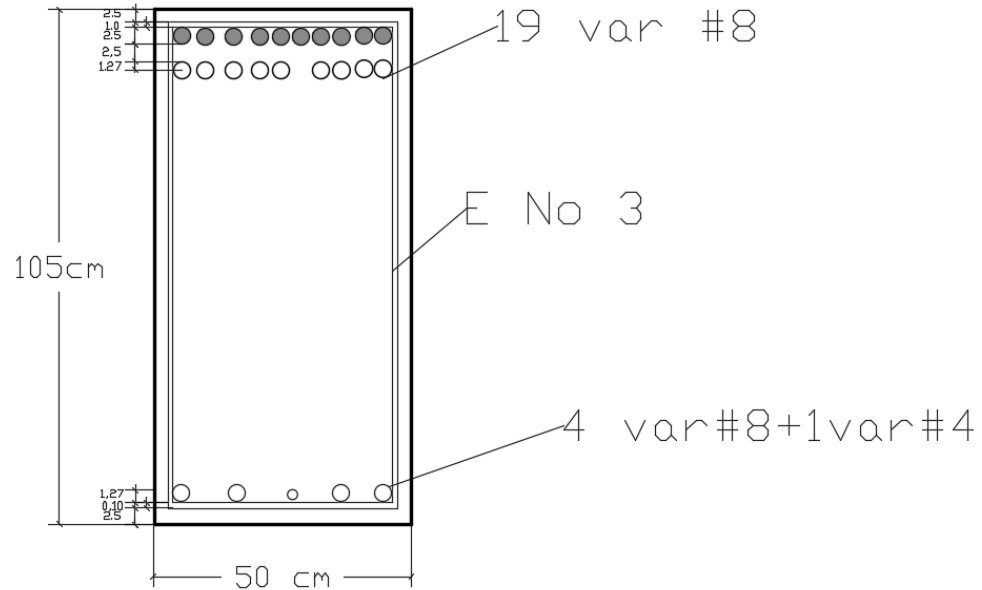


Figura 35 Armado de contratrabe en eje A y B

Revisión de la fluencia del acero de compresión

$$a = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{f'_c b} = \frac{(96.33 - 21.55)4200}{170 * 50} = 36.95 \text{ cm}$$

$$\varepsilon'_s = 0.003 \left(1 - \frac{0.85d'}{a} \right) = 0.003 \left(1 - \frac{0.85 * 4.77}{36.95} \right) = 0.0027 > (\varepsilon_y = 0.0021)$$

Revisión de la fluencia del acero de tensión

$$A_{s \max} = \rho_{\max} bd + A'_s = 0.018 * 50 * 96.33 + 21.55 = 108.25 > 92.53$$

Si fuera menor se recomienda aumentar el área de compresión

Revisión del momento resistente

$$a = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{f'_c b} = \frac{(108.25 - 21.55)4200}{170 * 50} = 42.84 \text{ cm}$$

$$\varepsilon'_s = 0.003 \left(1 - \frac{0.85d'}{a} \right) = 0.003 \left(1 - \frac{0.85 * 4.77}{42.84} \right) = 0.0027 > (\varepsilon_y = 0.0021)$$

$$M_R = F_R \left[(A_s - A'_s)f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \right] \quad \text{Ec. 5.1.6 NTC concreto}$$

$$M_R = 0.9 \left[(96.33 - 21.55) * 4200 \left(103.54 - \frac{42.84}{2} \right) + 21.55 * 4200 * (103.54 - 4.77) \right]$$

$$M_R = 31,258,434 \text{ kg.m} > 28,537,837 \text{ kg - cm ok}$$

Revisión del cortante resistente

$$v_u = 1.5 * 33,691 \text{ kg} = 50,536 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. 5.3.2 NTCconcreto}$$

$$V_{cr} = 0.5 * 0.75 * 50 * 96.33 * \sqrt{200} = 25,543 \text{ kg}$$

Fuerza cortante que toma el acero transversal

$$V_{sR} = V_u - V_{cr} = 50,536 - 25,543 = 24,993 \text{ kg}$$

Cuando V_u es mayor que V_{cr} la separación del refuerzo para 90° se determina,

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{sR}} \quad \text{Ec. 5.3.29 NTCconcreto}$$

Se proponen estribos del No. 3 con $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$

$$A_v = 2 * 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{sR}} = \frac{0.75 * 1.42 * 4200 * 96.33}{24,993} = 17 \text{ cm}$$

$$s_{max} = 0.5d = 0.5 * 96.33 = 48 \text{ cm}$$

Se tomará 13 cm

$$V_{sR} = \frac{F_R A_v f_y d}{S} = \frac{0.75 * 1.42 * 4200 * 96.33}{13} = 33,145 \text{ kg}$$

Y el cortante resistente es

$$V_r = V_{cr} + V_{SR} = 24,993 + 33,145 = 58,138 \text{ kg} > V_u$$

Revisión del estado límite de falla en contratrabe eje 2

$$M_u = 1.5 * 1.3 * 1,268,814 = 2,474,187 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}, H = 40 \text{ cm}, \text{considerando varillas del No. 4 } r = 4.13 \text{ cm}, d = 35.87 \text{ cm}$$

Área de refuerzo

$$M_u = F_R db^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$$

Resolviendo

$$-0.5q^2 + q - \frac{2,474,187}{0.9 * 20 * 35.87^2 * 170} = 0$$

$$2,474,187 = 3,937,170q (1 - 0.5q^2)$$

$$1,968,585q^2 - 3,937,170q + 2,474,187$$

Resolviendo ecuación:

$$q = 0.07$$

$$A_{s \text{ flex}} = qbd \frac{f_c''}{f_y} = 0.07 * 20 * 35.87 * \frac{170}{4200} = 2.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} bd$$

Ec. 5.1.18 NTC_{concreto}

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 * \sqrt{250}}{4200} 20 * 35.87 = 1.9 \text{ cm}^2$$

El área de refuerzo máxima es

$$A_{max} = \frac{f_c''}{f_y} \cdot \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} \cdot bd$$

$$A_{max} = \frac{170}{4200} * \frac{6000 * 0.85}{4200 + 6000} * 20 * 35.87 = 14.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Por tanto, rige } A_{s \text{ flex}} = 1.33 A_{s \text{ flex}} = 2.7 \text{ cm}^2$$

Proponiendo 3 varillas del No.4 (3.81 cm²) para el acero a tensión

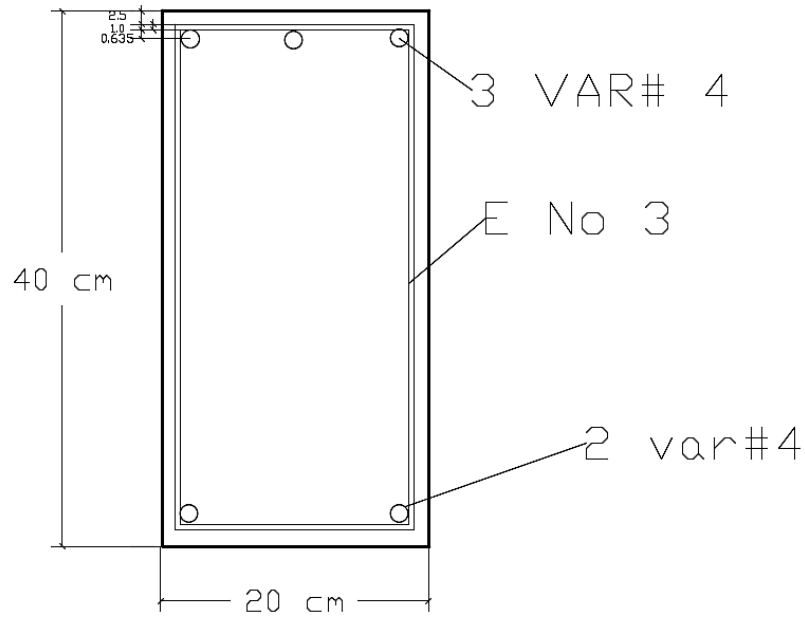


Figura 36 Armado de contratrabe eje 2

Revisión del cortante resistente

$$V_u = 1.5 \times 619 \text{ kg} = 928.5 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$$

Ec. 5.3.2 NTC 17_{concreto}

$$V_{cr} = 0.5 \times 0.75 \times 35 \times 68.56 \times \sqrt{200} = 12,726 \text{ kg} > 928.5 \text{ kg}$$

No se requiere refuerzo por cortante, pero se propone para fines constructivos estribos del No.3 a cada 20 cms

6.4 Diseño de la losa superior

Determinación del armado por flexión de una losa apoyada perimetralmente por el método de las normas NTC-2017

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{carga por } m^2, W = 860 \text{ kg/m}^2$$

$$a_1 = 4.33 \text{ m}$$

$$a_2 = 4.50 \text{ m}$$

Peralte mínimo

$$d_{min} = \frac{\text{perimetro del tablero}}{250} * k$$

$$d_{min} = \frac{\text{perimetro del tablero}}{250} * k$$

$$k = 0.32(.5f_y W)^{\frac{1}{4}} = 0.32 * (.5 * 4200 * 860)^{\frac{1}{4}} = 1.17$$

$$d_{min} = \frac{(4.5 * 2 + 4.33 * 2)}{250} * 1.17 = 0.10 \text{ m}$$

Por efecto de recubrimiento por el cloro en el agua que daña la superficie inferior de la losa se dejara en 15 cm.

Corrección del momento en el borde común:

$$\text{Diferencia de momentos } 522.42 - 507.91 = 14.51 * \frac{2}{3} = \frac{9.7}{2} = 4.9$$

Determinación del refuerzo

$$\rho_{min} = 0.002$$

$$A_{smin} = 0.002 * 100 * 15 = 3.00$$

$$S_{máx} = 50 \text{ cm } o \ 3.5h = 52.5 > 50 \text{ cm}$$

$$F_R b d^2 f_c'' = 0.9 * 100 * 15^2 * 170 = 344 * 10^4 \text{ acero positivo}$$

$$F_R b d^2 f_c'' = 0.9 * 100 * 10^2 * 170 = 185 * 10^4 \text{ acero negativo}$$

Tabla 17 *Acero de refuerzo en los tableros ω*

M (kg-m)	$Q = M / F_R b d^2 f_c''$	ω	$\rho = \omega f_c'' \pi r^2 / f_y$	$A_s = \rho b h$	A_{smin} $\rho_{min} = 0.002$	S (cm) var No.3=0.71
527.32	0.028	0.04	0.0016	2.43	3.00	24
564.25	0.030	0.05	0.0020	3.04	3.04	23
306.36	0.017	0.018	0.0007	1.09	3.00	24
330.89	0.018	0.018	0.0007	1.09	3.00	24
220.90	0.006	0.006	0.0002	0.36	3.00	24
238.59	0.007	0.007	0.0003	0.43	3.00	24
512.81	0.027	0.04	0.0016	2.43	3.00	24
517.23	0.028	0.04	0.0016	2.43	3.00	24
330.89	0.018	0.018	0.0007	1.09	3.00	24
211.49	0.006	0.006	0.0002	0.36	3.00	24
224.65	0.007	0.007	0.0003	0.43	3.00	24

Nota: Del apéndice A, (Cuevas & Villegas, 2014)

6.5 Diseño de traves.

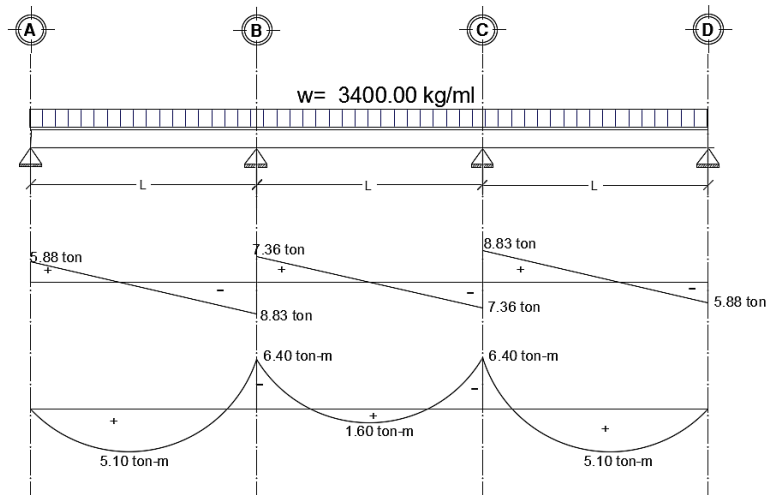


Figura 37 Momentos Flexionantes y fuerzas cortantes en la viga

Los momentos se incrementaron en 1.5 como se ve en la figura

$$M_{BAPOYO} = 1.5 * 6.40 = 9.60 \text{ ton} - m = 960000 \text{ kg} - cm$$

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$$

$$-0.5q^2 + q - \frac{960,000}{0.9 * 20 * 30^2 * 170} = 0$$

$$960,000 = 2,754,000q (1 - 0.5q^2)$$

$$1,377,000q^2 - 2,754,000q + 963,000$$

Resolviendo la ecuación cuadrática se escoge el valor de $q = 0.45$ para el acero a flexión

$$\rho = q \frac{f_c''}{f_y} = 0.45 \frac{170}{4200} = 0.018$$

$$A_s = \rho b d = 0.018 * 20 * 30 = 10.95 \text{ cm}^2$$

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$$

$$M_R = 0.9 * 20 * 30^2 * 170 * 0.45 (1 - 0.5 * .45) = 1,666,700 \text{ kg.cm} > 960,000$$

$$\text{Armado propuesto 4 var. del No. 6} = 4 * 2.87 = 11.48 \text{ cm}^2$$

Longitud de desarrollo para las barras No.6

$$L_{db} = \frac{a_s f_y}{3c \sqrt{f'_c}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$C = 4 + 1 + 1 = 6$$

$$\frac{a_s f_y}{3c \sqrt{f'_c}} = \frac{2 * 4200}{3 * 6 * \sqrt{250}} = 30 \text{ cm}$$

$$0.11 \frac{1.91 * 4200}{\sqrt{250}} = 56 \text{ cm}$$

$$L_{db} = 56 \text{ cm}$$

$$12d_b = 12 * 2.87 = 23$$

$$M_{uAB \text{ centro}} = 1.5 * 5.10 = 7.65 \text{ ton} - m = 765,000 \text{ kg} - cm$$

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5q)$$

$$-0.5q^2 + q - \frac{765,000}{0.9 * 20 * 30^2 * 170} = 0$$

$$765,000 = 2,754,000q (1 - 0.5q^2)$$

$$1,377,000q^2 - 2,754,000q + 765,000$$

Resolviendo la ecuación cuadrática se escoge el valor de q= 0.33

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.33 \frac{170}{4200} = .013$$

$$A_s = \rho b d = 0.013 * 20 * 30 = 8.10 \text{ cm}^2$$

$$M_R = 0.9 * 20 * 30^2 * 170 * 0.33(1 - 0.5 * .33) = 1,147,500 \text{ kg.cm} > 765,000 \text{ kg.cm}$$

Revisión del cortante resistente.

$$V = 8.83 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.5 * 8,833 = 13.25 \text{ ton}$$

Fuerza cortante que toma el concreto para $\rho > 0.015$

$$V_{cr} = 0.5F_Rbd\sqrt{f_c^*} \quad \text{Ec. 5.3.2 NTC}_{\text{concreto}}$$

$$V_{cr} = 0.5 * 0.75 * 20 * 30 * \sqrt{250} = 3558 \text{ kg}$$

Fuerza cortante que toma el acero transversal

$$V_{SR} = V_u - V_{cr} = 13,250 - 3558 = 9,692 \text{ kg}$$

Cuando V_u es mayor que V_{cr} la separación del refuerzo para 90° se determina,

$$S = \frac{F_RA_vf_yd}{V_{SR}} \quad \text{Ec. 5.3.29 NTC}_{\text{concreto}}$$

Se proponen estribos del No. 3 con $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$

$$A_v = 2 * 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{F_RA_vf_yd}{V_{SR}} = \frac{0.75 * 1.42 * 4200 * 30}{9,692} = 13 \text{ cm}$$

$$s_{max} = 0.5d = 0.5 * 30 = 15 \text{ cm}$$

Se tomará 13 cm

$$V_{SR} = \frac{F_RA_vf_yd}{S} = \frac{0.75 * 1.42 * 4200 * 30}{13} = 10,322 \text{ kg}$$

Y el cortante resistente es

$$V_r = V_{cr} + V_{SR} = 3,558 + 10,322 = 13880 \text{ kg} > V_u$$

Distancia a partir del paño donde $V_s = 0$

Pendiente del diagrama

$$m = \frac{M_u}{\phi} = \frac{9.6}{0.95} = 10.10 \text{ ton/m}$$

$$V_s = 0 \text{ para } x_1 = \frac{13.25}{10.10} = 1.31 \text{ m}$$

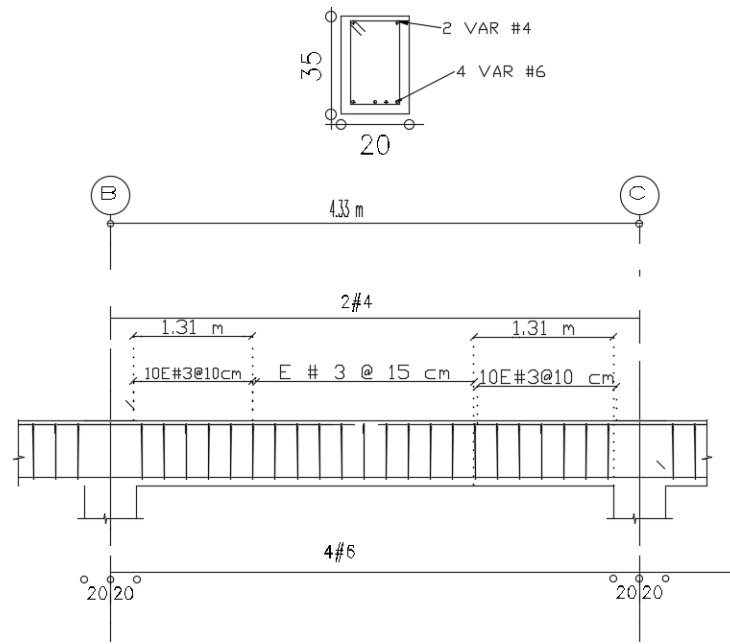


Figura 38 Armado de viga

6.6 Diseño de columnas

$$V_u = 1.5 * 7.34 * 4 = 44.04 \text{ ton}$$

Se toma el valor de 4 porque son 4 reacciones que llegan a la columna

$$M_u = 12.38 = 12,380 \text{ kg} - m$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Suponiendo una sección de 40x40 cm

$$\frac{d}{h} = \frac{40 - 5}{40} = 0.88$$

Usando la gráfica del apéndice C, fig. C5, González Cuevas.

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{44,040}{0.75 * 40 * 40 * 250} = 0.15$$

$$R = \frac{M_u}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{12.38 * 10^5}{0.75 * 40 * 40^2 * 250} = 0.10$$

Donde $q=0.25$

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.25 \frac{170}{4200} = 0.010$$

$$A_s = \rho b h = 0.010 * 40 * 40 = 16.0 \text{ cm}^2$$

Varilla No.6, 2.87 cm², diámetro= 1.91 cm

Se propone 6 varillas del No. 6= 17.22 cm² > 16 cm²

Refuerzo transversal, (México, 2017)NTC 17 concreto, requisitos mínimos figura 9.3.1

Estribos del No. 3

Zona de confinamiento en columnas

$$b_{max} = 40 \text{ cm} \quad H/6 = 400/6 = 67 \text{ cm} \quad 600 \text{ mm}$$

Separación

$$S_1 = b_{min}/4 = 40/4 = 10 \text{ cm}$$

$$S_1 = 6d_{b, longitudinal} = 6 * 1.91 = 11.46 \text{ cm}$$

$$S_1 = 100 \text{ mm}$$

Separación de estribos = 10 cm

La longitud en que debe mantenerse la separación de 10 cm de ser igual o superior a 67 cm.

Zona central

$$S_2 = \frac{850 d_{b, longitudinal}}{\sqrt{f_y}} = \frac{850 * 1.91}{\sqrt{4200}} = 25 \text{ cm}$$

$$S_2 = 48 d_{b, estribo} = 48 * 0.95 = 46 \text{ cm}$$

$$S_2 = b/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$$

Separación de estribos= 20 cm

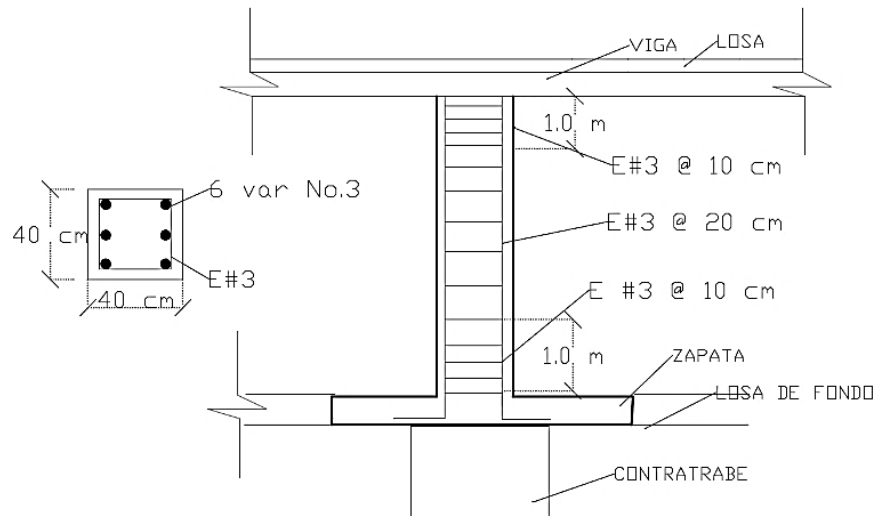


Figura 39 Detalles de columnas

6.7 Diseño de Zapatas.

Las fuerzas que actúan en la base de una columna son las siguientes:

$$V_u = 1.5 * 7.34 * 4 = 44.04 \text{ ton}$$

$$M_x = 12.38 = 12,380 \text{ kg} - m$$

$$M_y = 12.38 = 12,380 \text{ kg} - m$$

$$q_{adm} = 129 \text{ KN}/m^2 = 13.16 \text{ ton}/m^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg}/cm^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg}/cm^2$$

Dimensión de la zapata.

Proponiendo una zapata de 1.50 m x 1.50 m con peralte de 35 cm, el peso resulta

$$W = 3.0 * 3.0 * 0.35 * 2.4 = 7.56 \text{ ton}$$

$$N_u = (P + W)F_c$$

$$\text{Donde: } F_c = 1.4$$

$$N_u = (44.04 + 7.56)1.4 = 72.24 \text{ ton}$$

Excentricidades en "x" y "y"

$$e_x = \frac{F_c M_x}{N_u} = \frac{1.4 * 12.4}{72.24} = 0.24 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{F_c M_y}{N_u} = \frac{1.4 * 12.4}{72.24} = 0.24 \text{ m}$$

Presión sobre el suelo, bajo la hipótesis de una distribución uniforme

$$q = \frac{N_u}{(A - 2e_x)(B - 2e_y)}$$

$$A' = (A - 2e_x)(B - 2e_y) = (3 - 2 * 0.24)(3 - 2 * 0.24) = 6.35$$

$$q = \frac{N_u}{A'} = \frac{72.24}{6.35} = 11.37 \text{ ton/m}^2$$

Se consideran aceptables las dimensiones

$$q < q_{adm}$$

Para el dimensionamiento de la zapata debe descontarse de la reacción del suelo la que se debe al peso propio de la zapata, por tanto:

$$P_u = \frac{F_c P}{A'} = \frac{1.4 * 44.04}{6.5} = 9.48 \text{ ton/m}^2$$

Determinación del peralte de la zapata por resistencia a la falla por punzonamiento.

$$d = h - r = 35 - 5 = 30 \text{ cm}$$

La sección crítica $30/2 = 15$ cm del paño de la columna

$$h = 35 - \frac{15}{132.5}(35) = 31.04 \text{ cm}$$

$$d = 31.04 - 5 = 26.04 \text{ cm}$$

Área de la sección crítica

$$A_p = 4(40 + 30)31.04 = 8691.2 \text{ cm}^2$$

Fuerza cortante en la sección crítica

$$V_u = F_c P - p_u(b_1 b_2)^2 = 1.4 * 44.04 - 9.48 * (.30 + .30)^2 = 58.25 \text{ ton}$$

$$V_u = \frac{58250}{8691.20} = 6.70 \text{ kg/cm}^2$$

Se adicionará el esfuerzo cortante producido en una cara de la sección crítica por el momento flexionante aplicado en la base de la columna

Tomando

$$M_x = 12.38 = 12,380 \text{ kg} - m$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \left[\frac{(c_1 + d)}{(c_2 + d)} \right]^{1/2}} \quad \text{Ec. 5.3.35 NTC}_{\text{CONCRETO}}$$

Donde c_1 y c_2 son los lados de la columna y para este caso son iguales

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1.67} = 0.4$$

$$\propto M_u = 0.4 * 1.4 * 12.38 = 6.93 \text{ ton} - m$$

Esfuerzo cortante máximo

$$\propto M_u \frac{C_{AB}}{J_C}$$

$$C_{AB} = \frac{b_1}{2} = \frac{40 + 35}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

$$J_C = \frac{db_1^3}{6} + \frac{b_1 d^3}{6} + \frac{db_2 b_1^2}{2} = \frac{26.04 * 70^3}{6} + \frac{70 * 26.04^3}{6} + \frac{26.04 * 70 * 70^2}{2} = 6.16 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\propto M_u \frac{C_{AB}}{J_C} = \frac{6.93 * 10^5 * 37.5}{6.16 * 10^6} = 4.22 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante total en la sección crítica

$$V_u = 6.70 + 4.22 = 10.92 \text{ kg/cm}^2$$

V_u no se será mayor que

$$V_u = 1.3 F_R \sqrt{f'_c}$$

Ec. 5.3.40 NTC_{CONCRETO}

$$V_u = 1.3 F_R \sqrt{f'_c} = 1.3 * .75 * \sqrt{250} = 15.42 \text{ kg/cm}^2 > 10.92 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

Revisión del peralte de la zapata por cortante de viga, la sección crítica a un peralte del paño de la columna.

$$d = 35 - 5 = 30 \text{ cm}$$

$$b = c + 2d = 40 + 2 * 30 = 100 \text{ cm}$$

Área de la sección crítica

$$A_v = 300 * 30 = 9000 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 0.98 * 3 * 9.48 = 27.87 \text{ ton}$$

$$V_R = F_R A_v 0.5 \sqrt{f'_c} = 0.75 * 9000 * .5 * \sqrt{200} = 47.72 \text{ ton}$$

$$V_R > V_u$$

Es aceptable el peralte.

Refuerzo por flexión

El momento en el empotramiento, considerando una longitud

$$L = \frac{3.0 - .40}{2} = 1.30$$

$$M = \frac{wL^2}{2} = \frac{44.04 * 1.30^2}{2} = 37.21 \text{ ton} \cdot m$$

Considerando $j = 0.90$

$$A_s = \frac{M}{F_{Rid} f_y} = \frac{37.21}{0.9 * 0.9 * 30 * 4200} = 36.45 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas del No.6

$$S = \frac{B}{A_s} A_b = \frac{300 * 2.87}{36.45} = 23 \text{ cm}$$

Se emplearán varillas del No.6 @ 20 cm en ambas direcciones.

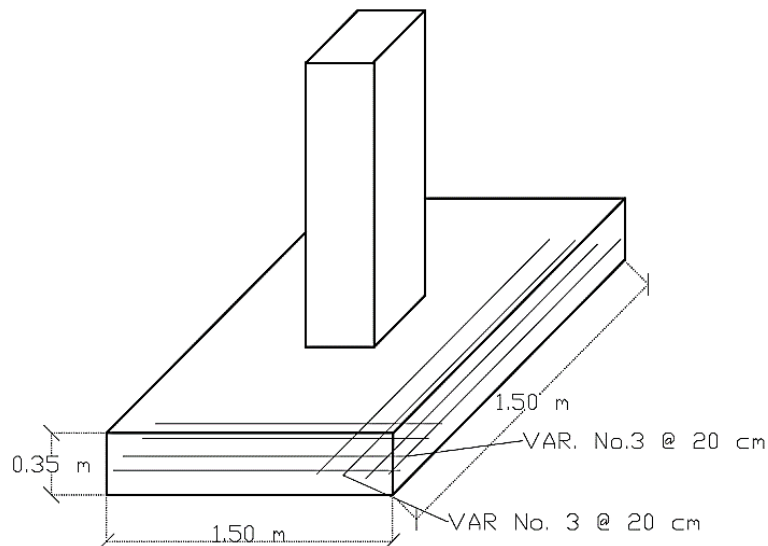


Figura 40 Armado de zapata

CAPITULO 7

ANALISIS Y DISEÑO DE LA CORTINA TRANSVERSAL POR GRAVEDAD EN LA CAPTACION

7.1 Consideraciones Generales

7.2 Diseño Estructural de la Cortina
transversal

7. Análisis y Diseño de la cortina transversal por gravedad en la captación.

7.1 Consideraciones generales

Se propone la construcción una presa de mampostería, para elevar el nivel del tirante de agua y así garantizar el gasto requerido. Definimos como presa de mampostería a la estructura permanente construida con piedra, arena y cemento, ubicada en forma transversal al flujo dentro de un cauce o una cárcava, esto con el fin de reducir la velocidad del escurrimiento superficial, retener azolves y almacenar agua.

En el diseño de la presa de mampostería se tomaron en cuenta:

- a) El sitio más adecuado para la construcción de la presa
- b) Se determinó la pendiente del cauce en el sitio seleccionado.
- c) Se determinó la sección transversal del cauce o cárcava en el sitio seleccionado
- d) Se calculó los gastos de diseño utilizando el método simplificado de las huellas máximas.
- e) Estimar el escurrimiento máximo en la sección transversal levantada a fin de diseñar la capacidad máxima del vertedor.
- f) Se diseña el vertedor a fin de satisfacer la capacidad de descarga del escurrimiento máximo.
- g) Calcula estructural de la presa que constituye el análisis de cada fuerza que actúa sobre el muro y determinar la estabilidad de la obra.
- h) Considerar el diseño de un colchón hidráulico a fin de evitar que la fuerza de la caída del agua desalojada a través del vertedor origine socavación del lecho aguas abajo y el deterioro de las paredes laterales que pongan en peligro la estabilidad de la estructura.
- i) Considerar los empotramientos mínimos requeridos en ambas márgenes de la cárcava con el fin de evitar filtraciones que puedan debilitar la seguridad de la obra.
- j) Determinar los volúmenes de excavación y de la obra, de acuerdo con la dureza del suelo y las condiciones físicas del lecho.

Tomando las avenidas máximas que han ocurrido en la zona, para este caso la captación estará ubicada en zona montañosa de la sierra, por lo que el río aumenta su caudal en época de lluvias toda vez que estas suelen ser intensas.

El levantamiento topográfico en el cauce del río se inició 680 mts arriba de donde se propone construir las cortinas.

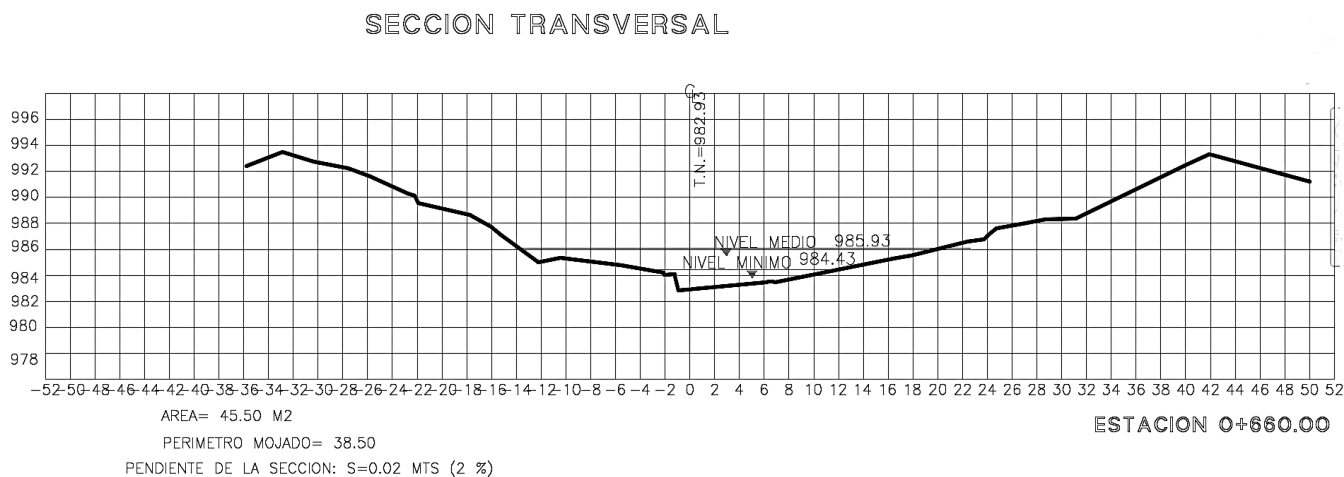


Figura 41 Elementos de la sección transversal

cadenamamiento	cota	
0+000	995.79	inicio
0+680	982.03	ubicación de cortina

longitud = 680 mts.

desnivel= 13.76 mts.

pendiente (S) = 0.020

Longitud transversal de la cortina = 40.00 mts

Cálculo del escurrimiento máximo

$$Q = Av$$

donde:

Q =Escurrimiento máximo (m³/s)

A =Área hidráulica de la sección (m²)

v = Velocidad del flujo (m/s)

Velocidad del flujo, ecuación de Manning

$$v = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

Donde:

v = *velocidad del flujo*

R = *Radio hidráulico de la sección (m)*

S = *Pendiente de la sección (m)*

n = *coeficiente de rugosidad*

Radio hidráulico, es la relación que existe entre el área hidráulica de la sección y el perímetro mojado.

$$R = \frac{a}{p}$$

Donde;

a = *area de la seccion*

p = *perimetro mojado*

Tabla 18 *Coficiente de rugosidad n (Manning)*

Descripción de la corriente	Mínimo	Normal	Máximo
A Causas naturales			
A.1 Cursos secundarios (ancho de la superficie libre crecida < 30 metros)			
A.1.1 cursos en planicies			
-Limpios rectos sin fallas ni pozos	0,025	0,030	0,033
-Rectos con algunas piedras y pastos	0,030	0,035	0,040
-Limpios con meandros, con algunos pozos y bancos	0,033	0,040	0,045
-Meandros con algunas piedras y pastos	0,035	0,045	0,050
-Meandros con muchas piedras	0,045	0,050	0,060
-Tramos sucios, con pasto y pozos profundos	0,050	0,070	0,080
-Tramo con mucho pasto, pozos profundos y cauce en crecida con muchos arbustos y matorral	0,075	0,100	0,150
A.1.2 Cursos montañosos, carente de vegetación en el fondo laderas con pendientes pronunciadas y árboles y arbustos en las laderas que se sumergen en niveles de crecida.			
-Cauce de grava cantos rodados algunas rocas	0,030	0,040	0,050
-Cauce de cantos rodados con grandes rocas	0,040	0,050	0,070
A.2 Cursos en planicies inundadas			
A.2.1 Zonas de pastos, sin arbustos			
-Pasto corto	0,025	0,030	0,035
-Pasto alto	0,030	0,035	0,050
A.2.2 Zonas cultivadas			
-Sin cultivo	0,020	0,030	0,030
-Cultivos sembrados en línea en fase de madurez fisiológica	0,025	0,035	0,045
-Cultivos sembrados a volco en fase de madurez fisiológica	0,030	0,040	0,050
A.2.3 Zonas arbustivas			
-Escasos arbustos y pasto abundante	0,035	0,050	0,070
-Pequeños árboles y arbustos sin follaje (parada invernal)	0,035	0,050	0,060
-Pequeños árboles y arbustos con follaje (fase vegetativa)	0,040	0,060	0,080
-Arbustos medianos a densos durante la parada invernal	0,045	0,070	0,110
-Arbustos medianos a densos durante la fase vegetativa	0,070	0,100	0,160
A.2.4 Zonas arbóreas			
-Sauces densos, temporada invernal	0,110	0,150	0,200
-Terreno claro con ramas sin brotes	0,030	0,040	0,050
-Terreno claro con ramas con gran crecimiento de brotes	0,050	0,060	0,080
-Zonas de explotación maderera con árboles caídos, poco crecimiento en la zonas bajas y nivel de inundación por debajo de las ramas	0,080	0,100	0,120
-Zonas de explotación de maderera con árboles caídos, poco crecimiento en la zona bajas y nivel de inundación que alcanza a las ramas	0,100	0,120	0,160
A.3 Cursos importantes (ancho de la superficie libre en crecida > 30 m)			
En este caso los valores del coeficiente n son inferiores a los correspondientes de cauces secundarios análogos, ya que los bancos ofrecen una resistencia efectiva menor			
-Sección regular sin rocas ni arbustos	0,025		0,060
-Sección irregular y rugosa	0,035		0,100

$$R = \frac{45}{78} = 0.58 \text{ m.}$$

Para este caso

río de montaña $n = 0.050$

calculo de la velocidad

velocidad

$$v = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} = \frac{0.58^2 0.02^{1/2}}{0.050} = 1.96 \text{ m/seg}$$

Calculando el caudal Q

$$Q = A * v$$

$$Q = 45.0 * 1.96 = 88.21 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Carga sobre la cresta del vertedor

La descarga de los vertederos de las presas de control se calcula mediante:

$$Hd = \left[\frac{Q}{C_v * L} \right]^{2/3}$$

Donde:

C_v = Coeficiente del vertedor = 1.45 para ser un vertedor de cresta ancha y sección longitudinal rectangular

Longitud del vertedor = 25.00 mts.

Sustituyendo

$$Hd = \left[\frac{88.21}{1.45 * 25} \right]^{2/3} = 1.8 \text{ m}$$

7.2 Diseño estructural de la cortina transversal

El diseño se hará considerando solo por gravedad en la que todas las fuerzas que intervienen en la estabilidad de la obra son equilibradas por el peso propio de la estructura. En este método se pretende que las resultantes de las fuerzas actuantes queden dentro del tercio medio de la base de la presa, para evitar la presencia de tensiones. En el análisis de esfuerzos no se consideran los efectos del sismo ni de vientos, toda vez que es una obra de dimensiones muy reducidas cuya falla no pone en peligro vidas humanas.

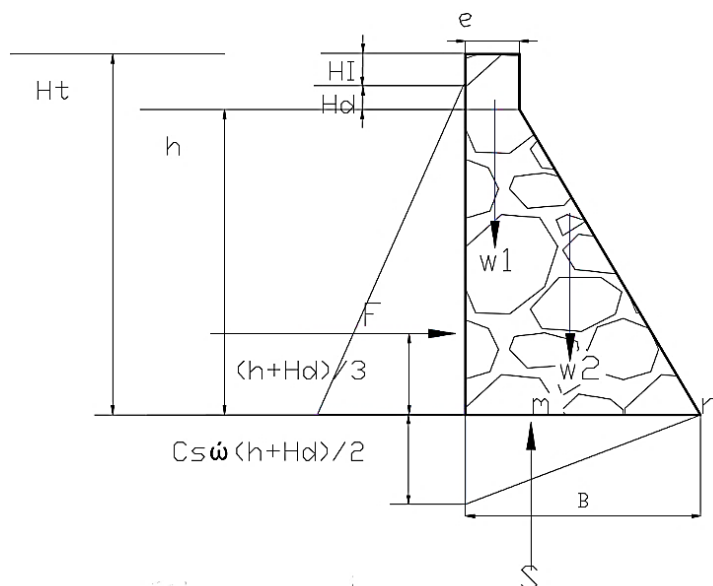


Figura 42 *Fuerzas que actúan en una presa de gravedad.*

Definición de variables:

h =Altura efectiva de la presa (m)

H_t =Altura total de la presa (m)

B = Ancho de la base (m)

e =Ancho de la corona (m)

H_l =Bordo libre (m)

H_d = Carga sobre la cresta del vertedor (m)

F = Empuje hidrostático (kg)

W_1 = Peso de la sección rectangular de la cortina (kg)

W_2 = Peso de la sección triangular de la cortina (kg)

K = Coeficiente de subpresión

γ = Peso específico de la mampostería (kg/m^3)

ω = Peso específico del agua con sedimentos (kg/m^3)

S = Subpresión (kg)

Cálculo del ancho de la corona

Para que la resultante pase por el tercio medio, se obtiene que

$$e = \sqrt{\frac{\omega H_d^3}{\gamma(H_d + H_l) - K\omega H_d}}$$

Donde:

$$\gamma = \text{peso específico de la mampostería} = 2,400.00 \text{ kg/m}$$

$$\gamma_a = \text{peso específico del agua} = 1000 \text{ kg/m}$$

$$w = \text{peso específico del agua con sedimentos} = 1,300.00 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{AZ} = \text{Peso específico del agua con desasolve} = 1,350 \text{ kg/m}^3$$

$$H_l = \text{Borde libre del vertedor} = 0.20 \text{ m}$$

$$K = \text{Coeficiente de subpresión} = 0.5$$

Los valores de K , varían de 0 a 1 ($K=0$ para roca, $K=.3$ para arcilla, $K=.5$ para textura franca, $K=0.66$ para arena)

$$h = \text{Altura efectiva de la presa} = 3.50 \text{ m}$$

Sustituyendo:

$$e = \sqrt{\frac{1300 \cdot 1.8^3}{2400(1.8+0.20) - 0.5 \cdot 1300 \cdot 1.8}} = 1.20 \text{ m}$$

Cálculo de la base de la presa

Se obtienen los momentos con respecto al punto n, cuyas fuerzas son:

F = Empuje hidrostático (kg)

W_1 = Peso de la sección rectangular de la cortina (kg)

W_2 = Peso de la sección triangular de la cortina (kg)

S = Subpresión (kg)

Tabla 19 *Momentos con respecto a n*

Fuerza (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
$F = \frac{\omega(h + H_d)^2}{2}$	$\frac{1}{3}(h + H_d)$	$\frac{1}{6}\omega(h + H_d)^3$
$W_1 = \gamma e H_t$	$-\frac{2}{3}B + \frac{1}{2}e$	$\frac{1}{2}e^2\gamma H_t - \frac{2}{3}eB\gamma H_t + \frac{2}{3}\gamma hBe$
$W_2 = \frac{\gamma h(B - e)}{2}$	$-\frac{2}{3}B + \frac{2}{3}e$	$-\frac{1}{6}\gamma hB^2 - \frac{1}{3}\gamma he^2$
$S = -\frac{1}{2}K\omega(h + H_d)B$	$-\frac{2}{3}B$	$\frac{1}{6}K\omega(h + H_d)B^2$

$$\sum M_n = \frac{1}{6}\omega(h + H_d)^3 + \frac{1}{2}e^2\gamma H_t - \frac{2}{3}eB\gamma H_t + \frac{2}{3}\gamma hBe - \frac{1}{6}\gamma hB^2 - \frac{1}{3}\gamma he^2 + \frac{1}{6}K\omega(h + H_d)B^2 = 0$$

Factorizando la ecuación se tiene:

$$(K\omega(h + H_d) - \gamma h)B^2 + (\gamma e(3h - 4H_t))B + \gamma e^2(3H_t - 2h) + \omega(h + H_d)^3$$

Se obtiene una ecuación cuadrática, cuyo B se obtiene con la solución de la ecuación general, entonces:

$$a = (K\omega(h + H_d) - \gamma h)\pi r^2$$

$$b = (\gamma e(3h - 4H_t))\pi r^2$$

$$c = \gamma e^2(3H_t - 2h) + \omega(h + H_d)^3$$

Altura de la presa

$$H_t = h + H_d + H_l$$

$$H_t = 4.5 + 1.8 + 0.20 = 6.50 \text{ m}$$

Calculo de las variables a, b, c

$$a = KW(h - Hd) - \gamma h$$

$$a = 0.5 * 1300 * (4.5 - 1.8) - 2400 * 4.5 = -10800$$

$$b = \gamma e(3h - 4H_t)$$

$$b = 2400 * 1.20(3 * 4.50 - 4 * 6.50) = -36523$$

$$c = \gamma e^2(3H_t - 2h) + W(h + Hd)^3$$

$$c = 2400 * 1.20^2(3 * 6.50 - 2 * 4.5) + 1300(4.5 + 1.80)^3 = 338588$$

Cálculo de la base

$$B = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$B = \frac{-(-36523) \pm \sqrt{(-36523)^2 - 4(-10800)(338588)}}{2(-10800)} = 5.3 \text{ m}$$

Proponiendo después de varias iteraciones

B= 3.43 mts.

Análisis de la estabilidad de la presa

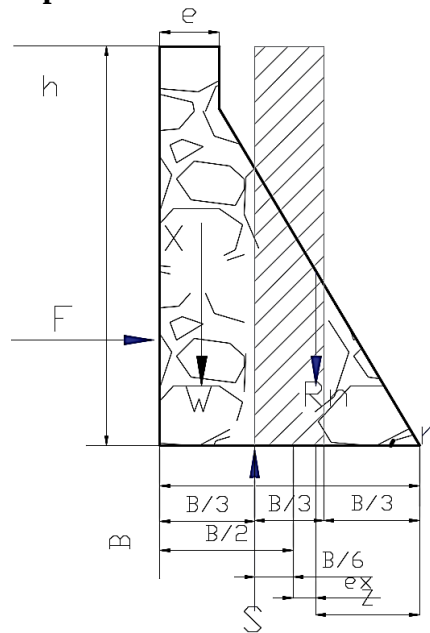


Figura 43 Fuerzas y dimensiones

Donde:

F= Fuerza de empuje (kg)

h= Altura efectiva de la presa (m)

B= Base de la presa

e= Ancho de la corona

S= Subpresión (kg)

X=Centroide (m)

W=Peso de la presa (kg)

Rn= Resultante normal

ex= Excentricidad (m)

Z= Brazo de palanca (m)

Tabla 20 Centro de gravedad y área

	CENTRO DE GRAVEDAD (X)	AREA (A)	PRODUCTO XA
 A1	$\frac{e}{2} = 0.61$	$e * h = 5.46$	$\frac{e^2 h}{2} = 3.32$
 A2	$\frac{(B - e)}{3} + e = 1.95$	$(B - e)(\frac{h}{2}) = 4.99$	$\left[\frac{(B - e)}{3} + e \right] * \left[(B - e) \left(\frac{h}{2} \right) \right] = 9.74$
SUMAS		$\Sigma A = 10.45$	$\Sigma XA = 13.05$

Centro de gravedad de la presa (X)

$$X = \frac{\sum XA}{\sum X} = \frac{13.05}{10.45} = 1.25 \text{ m}$$

El peso de la presa de mampostería

$$Wt = \gamma * \sum A$$

$$Wt = 2400 * 10.45 = 25,077.00 \text{ kg}$$

La fuerza de los empujes de los sedimentos

$$F = \gamma_{az} \left(\frac{h^2}{2} \right)$$

$$\gamma_{az} = \text{peso específico del azolve, varía de } 1,100 \text{ a } 1,400 \text{ kg/m}^3$$

$$F = 1350 \left(\frac{4.50^2}{2} \right) = 13669 \text{ kg}$$

La supresión del agua

$$S = \frac{K\gamma_a h^2}{2}$$

$$\gamma_a = \text{peso específico del agua } 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$S = \frac{0.5 * 1000 * 4.50^2}{2} = 3858.8 \text{ kg}$$

La resultante normal (Rn)

$$Rn = Wt - S$$

$$Rn = 25,077.00 - 3858.8 = 21218.2 \text{ kg}$$

Y espaciamiento

$$Z = \frac{W_t(B - X) - F\left(\frac{h}{3}\right) - S\left(\frac{2B}{3}\right)}{Rn}$$

$$Z = \frac{25,077(3.43 - 1.25) - 13669\left(\frac{3.5}{3}\right) - 3858.8\left(\frac{2 * 3.43}{3}\right)}{21218.2} = 1.20 \text{ m}$$

Calculando excentricidad

$$ex = \frac{B}{2} - Z$$

$$ex = \frac{3.43}{2} - 1.20 = 0.52$$

Factor de seguridad R

$$R = 600 \frac{e_x}{B} = 600 * \left(\frac{0.52}{3.43}\right) = 90.90$$

Se realiza por tanteos en donde se propone un valor de la base (B) calculada previamente, hasta obtener una R que se aproxime a 90%. Donde sí R es mayor de 90% se aumenta el tamaño de la base y en caso contrario hay que reducirlo.

Empotramiento de la estructura.

Con la finalidad de evitar que el agua penetre en la estructura y que esta origine socavaciones en los flancos y por tanto brechas en los taludes de las cárcavas. Se deberá cimentar a una mayor profundidad de la superficie del delantal sobre todo cuando el agua que pasa sobre el vertedor origina una caída sobre su parte posterior que puede socavar el fondo de la cárcava y pueda provocar poner en riesgo la estabilidad. Así mismo se puede proponer hasta un metro en los taludes o según sea el caso del suelo.

Se propone una cimentación de 2.0 mts de profundidad.

Diseño del colchón amortiguador.

Solo se considera una longitud de 9 mts el colchón hidráulico y 0.40 m de espesor.

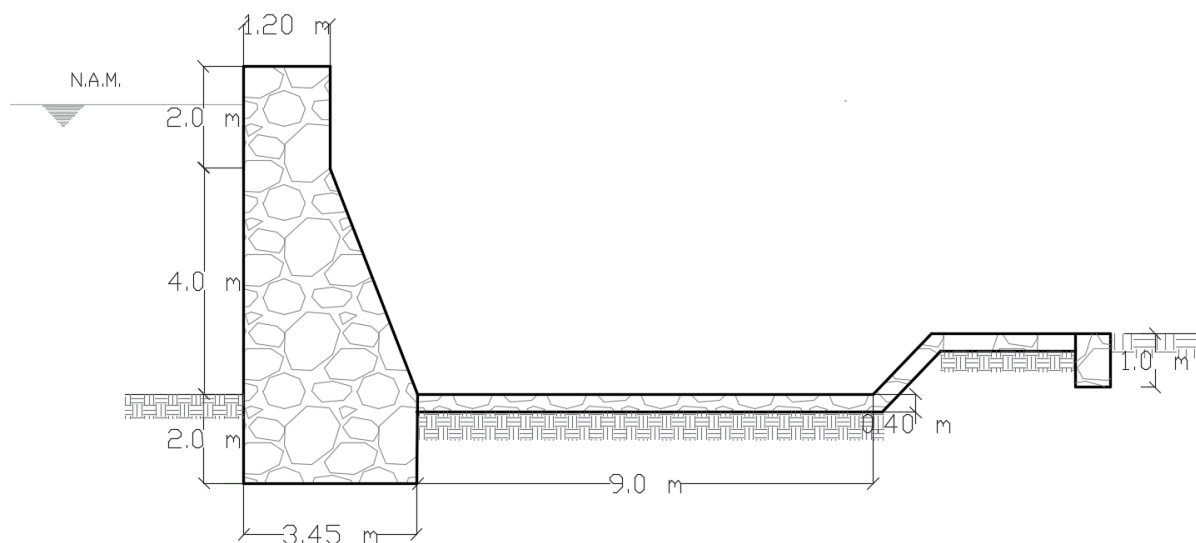


Figura 44 Dimensiones de la cortina de concreto ciclópeo

CAPITULO 8

ANALISIS Y DISEÑO DEL CANAL COLECTOR Y TANQUE DESARENADOR

8.1 Consideraciones Generales

8.2 Diseño Estructural de la Cortina
transversal

8. Análisis y diseño del canal colector y tanque desarenador

8.1 Análisis y diseño del muro en canal colector.

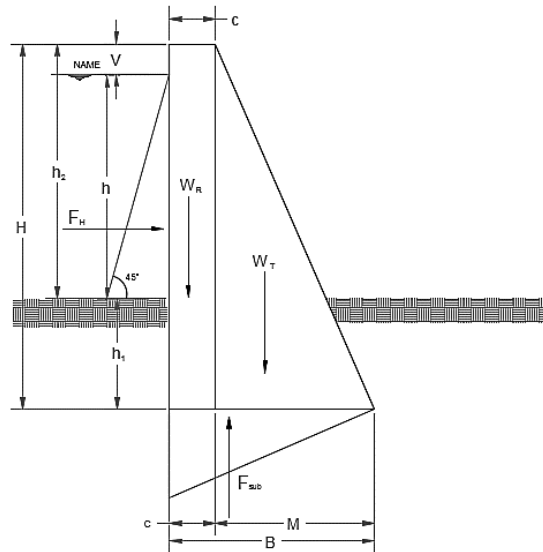


Figura 45 Fuerzas que actúan en muros

Datos

Longitud del canal = 35 mts

$B = 1.30 \text{ m}$

$C = 0.65 \text{ m}$

$H = 2.40 \text{ m}$

$h = 1.20 \text{ m}$

$M = 0.65 \text{ m}$

$\gamma = \text{peso específico de la mampostería} = 2,400.00 \text{ kg/m}$

$w = \text{peso específico del agua con sedimentos} = 1,300.00 \text{ kg/m}^3$

$c = \text{coeficiente de filtración} = 0.67$

$L = 1.00 \text{ m}$

$h_1 = 1.00 \text{ m}$

$$W_R = CHL\gamma = 0.65 * 2.40 * 1.0 * 2400 = 3,744.00 \text{ kg}$$

$$W_T = \frac{1}{2}MHL\gamma = \frac{1}{2} * 0.65 * 2.40 * 1.0 * 2400 = 1872.00 \text{ kg}$$

$$N = W_R + W_T = 5,616.00 \text{ kg}$$

$$F_H = \frac{1}{2}\gamma h^2 = \frac{1}{2} * 2400 * 1.20 = 720 \text{ kg}$$

$$F_{sub} = \frac{1}{2}BHc\omega = \frac{1}{2} * 1.30 * 2.40 * 0.67 * 1300 = 1038 \text{ kg}$$

$$X_{WR} = M + .5C = 0.98 \text{ m}$$

$$X_{WT} = \frac{2}{3}M = \frac{2}{3} * 0.65 = 0.43 \text{ m}$$

$$X_{FH} = h_1 + \frac{1}{3}h = 1.40 \text{ m}$$

$$X_{Fsub} = \frac{2}{3}B = 0.87 \text{ m}$$

Factor de seguridad por volcamiento > 2.00

$$M_{o \text{ resistente}} = W_R X_{WR} + W_T X_{WT} = (3744 * 0.98) + (1872 * 0.43) = 4,461.60 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{o \text{ actuante}} = F_H X_{FH} + F_{sub} X_{Fsub} = (720 * 1.40) + (1038.96 * 0.87) = 1,908.43 \text{ kg} - \text{m}$$

$$F_s \text{ volcamiento} = \frac{M_{o \text{ resistente}}}{M_{o \text{ actuante}}} = \frac{4,461.60}{1908.43} = 2.34 > 2.00 \text{ Ok}$$

$$F_s = \frac{F_{resistente}}{F_{actuante}} > 1.5$$

$$F_{resistente} = coef * N = 0.70 * 5616 = 3,931.20 \text{ kg}$$

$$coef = 0.70$$

$$F_s = \frac{3,931.20}{720} = 5.46 > 1.5 \text{ Ok}$$

Por tanto, las secciones propuestas son correctas para estos muros que funcionaran como canal colector.

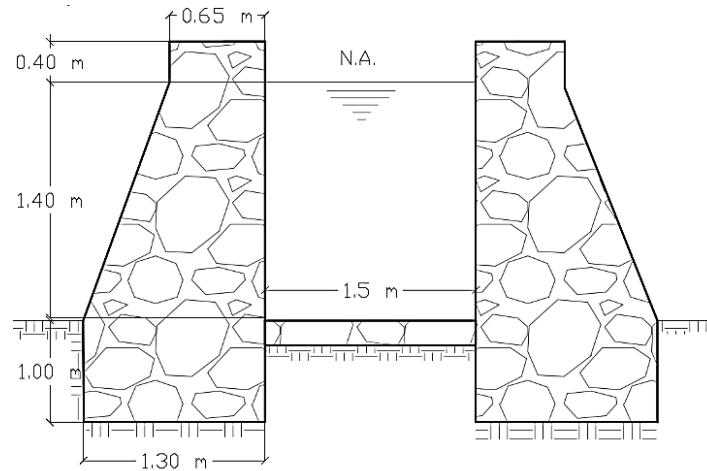


Figura 46 Dimensiones de muros en canal colector

8.2 Análisis y diseño de los muros del tanque Desarenador.

Se proponen las siguientes dimensiones:

Datos

$$L_1 = 10.00 \text{ m}$$

$$L_2 = 10.00 \text{ m}$$

$$B = 1.60 \text{ m}$$

$$C = 0.80 \text{ m}$$

$$H = 3.40 \text{ m}$$

$$h = 2.0 \text{ m}$$

$$M = 1.20 \text{ m}$$

$$\gamma = \text{peso específico de la mampostería} = 2,400.00 \text{ kg/m}$$

$$w = \text{peso específico del agua con sedimentos} = 1,300.00 \text{ kg/m}^3$$

$$c = \text{coeficiente de filtración} = 0.67$$

$$L = 1.00 \text{ m}$$

$$h_1 = 1.20 \text{ m}$$

$$W_R = CHL\gamma = 0.65 * 3.40 * 1.0 * 2400 = 6,528.00 \text{ kg}$$

$$W_T = \frac{1}{2}MHL\gamma = \frac{1}{2} * 1.20 * 3.40 * 1.0 * 2400 = 4,896.00 \text{ kg}$$

$$N = W_R + W_T = 11,424.00 \text{ kg}$$

$$F_H = \frac{1}{2}\gamma h^2 = \frac{1}{2} * 2400 * 2.00 = 2,600.00 \text{ kg}$$

$$F_{sub} = \frac{1}{2}BHcw = \frac{1}{2} * 1.60 * 3.40 * 0.67 * 1300 = 2,354.98 \text{ kg}$$

$$X_{WR} = M + .5C = 1.60 \text{ m}$$

$$X_{WT} = \frac{2}{3}M = \frac{2}{3} * 1.20 = 0.80 \text{ m}$$

$$X_{FH} = h_1 + \frac{1}{3}h = 1.67 \text{ m}$$

$$X_{Fsub} = \frac{2}{3}B = 1.07 \text{ m}$$

Factor de seguridad por volcamiento > 2.00

$$M_{o\text{ resistente}} = W_R X_{WR} + W_T X_{WT} = (6528 * 1.60) + (4896 * 0.80) = 14,361.60 \text{ kg} - m$$

$$M_{o\text{ actuante}} = F_H X_{FH} + F_{sub} X_{Fsub} = (2600 * 1.67) + (2354.98 * 1.07) = 6,845.31 \text{ kg} - m$$

$$F_s \text{ volcamiento} = \frac{M_{o\text{ resistente}}}{M_{o\text{ actuante}}} = \frac{14,361.60}{6845.31} = 2.10 > 2.00 \text{ Ok}$$

$$F_s = \frac{F_{\text{resistente}}}{F_{\text{actuante}}} > 1.5$$

$$F_{\text{resistente}} = coef * N = 0.70 * 11,424.00 = 7,996.9 \text{ kg}$$

$$coef = 0.70$$

$$F_s = \frac{7,996.90}{2600} = 3.08 > 1.5 \text{ Ok}$$

Por tanto, las secciones propuestas son correctas para estos muros que funcionaran como tanque desarenador.

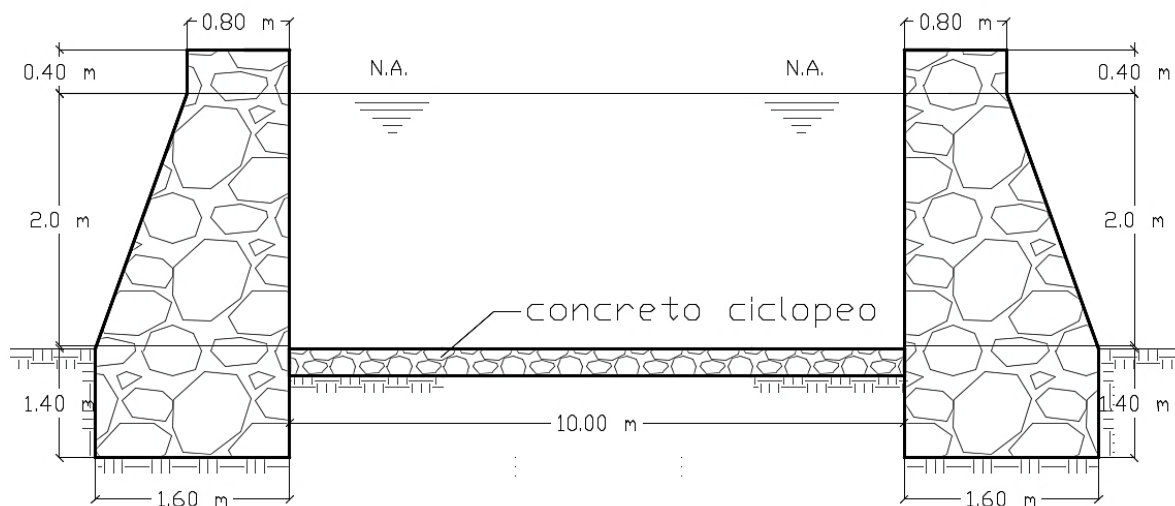


Figura 47 Dimensiones del muro en tanque sedimentador

CAPITULO 9

CONSTRUCCION Y MANTENIMIENTO

- 9.1 Materiales
- 9.2 Preparación Del Terreno
- 9.3 Control Del Concreto
- 9.4 Prueba Del Tanque Regulador
- 9.5 Mantenimiento

9. Construcción y mantenimiento

9.1 Materiales

Deberán cumplir los materiales, lo expresado en las Normas Técnicas Complementarias para el diseño y ejecución de obras e instalaciones hidráulicas. (NTC Hidraulicas, 2017) así también con los estándares de las Normas Mexicanas (NMX) que publica el Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación.

El concreto a utilizar para fines estructurales será de resistencia f'_c especificada a los 28 días para el concreto reforzado, no será menor a 250 kg/cm² para el tanque regulador y el utilizado para la obra de compuerta en la captación. El agregado pétreo deberá cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-111-ONNCCE. El mortero a utilizar en la cortina de mampostería debe ser 3:1 (arena: cemento) y las piedras deberán ser lo más uniforme posible y de buena calidad. El agua a utilizar en la elaboración del concreto deberá ser limpia y libre de aceites, ácidos, sales, material orgánico y otras sustancias que puedan ser nocivos para el concreto o el acero de refuerzo y cumplir con la norma NMX-C-122-ONNCCE (Industria de la construcción – agua para concreto – Especificaciones).

Módulo de elasticidad: los concretos para la clase 1, se supondrá igual a:

$$E_c = 14,000\sqrt{f'_c}$$

Para el refuerzo se utilizarán varillas de acero corrugadas y deberán cumplir con las normas NMX-C-407 o NMX-B-294 (Industria siderúrgica – varillas corrugadas de acero, torcidas en frío, procedentes de lingotes o palanquillas, para refuerzo de concreto). El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario será:

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

Y su esfuerzo de fluencia mínimos será

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

9.2 Preparación del terreno

El terreno donde se construirá la obra de captación deberá estar en un sitio apropiado para maximizar el vaso de almacenamiento y la vida útil de la presa, para evitar el azolve en poco tiempo. Así mismo en la zona se situará donde se obtengan piedras de calidad esto con el fin de reducir costos de acarreo. Los muros para el canal colector se deberán nivelar con la pendiente según proyecto y el fondo del canal se construirá un zampeado que protegerá de socavaciones. Para la línea de conducción se hará según el trazo topográfico y evitar zonas de deslaves, así mismo se considerará tubería de fierro soldable en la zona expuesta a la superficie y estas se fijarán con atraques a cuando menos a cada 3 metros, y en la línea de tubería enterrada se deberá compactar la plantilla que alojara el tubo así mismo en el relleno se evitará piedras que puedan dañar la tubería al momento de compactar dicho relleno. En el tanque donde se proponga construirlo, deberá estar a nivel, libre de material orgánico y se le suministrará material mejorado compactado al 90% según prueba Proctor, además que se construirá una plantilla con un espesor de 5 cm con un concreto de $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$, para evitar la contaminación del acero y el concreto fresco en el momento de su colocación.

9.3. Control del concreto.

Proporcionamiento: estas se seleccionarán con el fin de lograr trabajabilidad, densidad, resistencia, impermeabilidad y durabilidad en el concreto, las especificaciones para el concreto que deberán cumplir son las siguientes:

- Una relación máxima agua – cemento.
- Un contenido mínimo de materiales cementantes.
- El contenido de aire.
- El revenimiento.
- El tamaño máximo de los agregados
- La resistencia
- Otros requisitos como los aditivos, tipo de cemento o de agregados.

Tamaño máximo de agregados: estos deberán cumplir lo siguiente de no ser mayor a:

- Un quinto de la menor distancia horizontal entre caras de los moldes
- Un tercio del espesor de losa
- Tres cuartos de la separación horizontal libre mínima entre barras.

Mezclado del concreto: para el caso del concreto utilizado en el tanque regulador se recomienda el uso de concreto premezclado, para las obras en captación puede emplearse revolvedora que garantice el mezclado uniforme de los agregados con el cemento y el agua, a fin de producir una masa uniforme en el tiempo especificados de mezclado y capaz de descargar el concreto sin una segregación dañina.

Revenimiento: Al concreto fresco se le harán pruebas para verificar que cumple con los requisitos de revenimiento y peso volumétrico. Este será el mínimo requerido para que el concreto fluya a través de las varillas y para que pueda bombearse según su caso, este revenimiento nominal no será mayor de 120 mm, pero para el caso de los muros del tanque regulador se puede utilizar un revenimiento no mayor a 180 mm con el uso de aditivos superfluidificante.

Vaciado del concreto: esta deberá vaciarse cuando la cimbra este colocada, cuando se retire el agua presente en el sitio, el refuerzo este colocado, el material de junta en su sitio y todo lo demás que conlleve antes de la colocación del concreto ya esté aprobado por la supervisión.

Curado del concreto: El manual de tanques y depósitos de la CFE, recomienda que el curado durante los primeros 7 días si es cemento normal y 3 si es de resistencia rápida, sea curado húmedo continuo, el curado posterior puede ser mediante compuestos que forman membrana impermeable. El curado debe iniciarse inmediatamente después del fraguado inicial.

Cimbras: la cimbra se hará de madera o de acero o una combinación, pero se diseñara de tal manera que todos sus componentes y elementos de la estructura queden moldeados con sus dimensiones, forma, alineamiento, elevación y posición correcta, así mismo estas deberán ser capaces de resistir las cargas verticales y horizontales que le son aplicadas en tanto la estructura de concreto no sea capaz de soportarse por sí solas, los que soporten el peso del concreto de las vigas, losas y muros deberán mantenerse en su sitio hasta que el concreto haya alcanzado la resistencia mínima especificada.

Pruebas al concreto: Una prueba de resistencia deberá ser promedio de las resistencias de dos cilindros estándar de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, y hechos de la misma prueba de concreto y probados a los 28 días o según la prueba designada para determinación del $f'c$, se considerará aprobada su resistencia si cumple lo siguiente:

- El promedio de una serie de tres pruebas de resistencia consecutivas es igual o superior a la $f'c$ especificada del proyecto, que para el caso del tanque no será menor a 250 kg/cm^2 .
- Ningún resultado individual de la prueba de resistencia (promedio de dos cilindros), sea menor que el $f'c$ en más de 35 kg/cm^2 .

9.4. Pruebas en el tanque regulador.

Se hará una prueba en el tanque terminado para verificar que no existan filtraciones de agua por los muros y el fondo, como es un tanque semienterrado, las pruebas de impermeabilidad se harán antes de colocar el relleno. Antes del llenado se harán las actividades siguientes:

- a) Limpieza del tanque
- b) Verificar dimensiones, forma, niveles, propiedades del concreto, sellos y acabados de los elementos estructurales.
- c) Verificar el funcionamiento de válvulas, desfogues, vertedores de demasías, ventilación y uniones.

El procedimiento de prueba consistirá en llenar el tanque con agua y medir cualquier descenso en el nivel de la misma en un cierto periodo de tiempo, es decir las filtraciones no deberán ser mayores al 0.05 % en las primeras 24 horas.

Para garantizar que la losa sea impermeable se le hará aplicar un impermeabilizante integral o con membranas colocadas en caliente y con pintura reflejante en la superficie.

9.5. Mantenimiento.

Se hará un mantenimiento periódico en tanque desarenador esto es cerrando la compuerta en el canal colector y abriendo la compuerta en el dique desarenador, esto con el fin de que al vaciarse las aguas lleven consigo el material depositados en el fondo.

Así mismo se hará una revisión de la línea de conducción para verificar que las válvulas de admisión y expulsión funcionen correctamente, así como fugas posibles esto con el fin de garantizar el gasto requerido diario de consumo.

El interior del tanque regulador se le dará limpieza en forma periódica, para evitar la contaminación del agua potable. En la unión entre los muros y la losa del fondo, se construirá un zoclo curvo, para que facilite la limpieza, además el piso interior tendrá una pendiente de 1 % hacia el cárcamo recolector.

Conclusiones

En el desarrollo de los capítulos se tomaron en cuenta las especificaciones técnicas de análisis y diseño de lo que respecta a un sistema de abastecimiento de agua en su captación, línea de conducción y almacenamiento, y esta a su vez cumplen con los requisitos de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) que son el organismo que valida los proyectos públicos y autoriza los permisos para extracción de agua de las fuentes ya sea ríos, arroyos, lagos etc., con el fin de garantizar el uso adecuado de los recursos. Este trabajo pretende ser una guía práctica, donde establece los criterios para resolver la problemática de desabasto de este vital líquido en muchas poblaciones urbanas que carecen o que no es suficiente la demanda actual de agua potable. Se hace el uso de reglamentos y manuales con el fin de simplificar los problemas de la ingeniería estructural mediante el uso de tablas y coeficientes para el diseño del tanque regulador publicados por la PCA así también el análisis y diseño de cortinas transversales a ríos de alturas pequeñas que se proyectan para lograr un mayor tirante de agua que garanticen un mayor aprovechamiento de agua. Aunque existen programas de análisis y diseño para este tipo de estructuras, debemos señalar que los profesionistas que hacen uso de estas herramientas a veces no comprenden o no saben la parte teórica y sobre todo la particularidad de cada problema de desabasto de agua potable en cada localidad, y esto con lleva a sistemas que operan en forma ineficientes y por ende excesos de recursos públicos.

Se concluye que aunque el estado de Chiapas contenga muchos ríos, lago, arroyos que aportan agua dulce suficiente para garantizar agua a las poblaciones, la realidad es otra, que no se cuentan con sistemas eficientes de aprovechamiento del agua para satisfacer la demanda de este vital líquido, porque se ha hecho prioridad para muchos gobiernos la solución más factible de suministro de este vital líquido, y por ende la necesidad de hacer uso de profesionistas en la solución de los problemas de este tipo.

ANEXOS

Apéndice

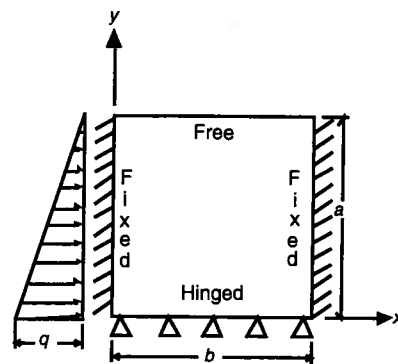
Planos

CASE 2

$$\text{Shear} = C_s \times q \times a$$

$$\text{Deflection} = \frac{C_d q a^4}{1000 D}$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}$$



Shear Coefficients, C_s

LOCATION \ b/a	4.0	3.0	2.5	2.0	1.75	1.5	1.25	1.0	0.75	0.5
Bottom edge — midpoint	0.39	0.36	0.33	0.31	0.28	0.26	0.23	0.19	0.15	0.11
Side edge — maximum	1.14	0.76	0.58	0.41	0.39	0.37	0.35	0.31	0.26	0.20
Side edge — midpoint	0.51	0.45	0.43	0.39	0.37	0.34	0.30	0.25	0.19	0.13

Deflection Coefficients, C_d

Along Midheight ($y = a/2$)

b/a \ x	END	0.1b	0.2b	0.3b	0.4b	0.5b
		0.9b	0.8b	0.7b	0.6b	
4.0	0	10.50	29.40	46.30	57.40	61.30
3.0	0	4.50	13.00	21.00	26.40	28.30
2.5	0	2.60	7.70	12.50	15.80	16.90
2.0	0	1.30	3.90	6.50	8.20	8.80
1.75	0	0.90	2.60	4.30	5.50	5.90
1.5	0	0.50	1.60	2.70	3.50	3.70
1.25	0	0.30	0.90	1.50	2.00	2.10
1.0	0	0.10	0.40	0.70	1.00	1.00
0.75	0	0.10	0.20	0.30	0.30	0.40
0.5	0	0.00	0.00	0.10	0.10	0.10

Along Midspan ($x = b/2$)

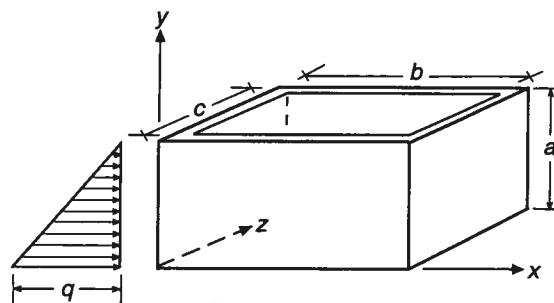
b/a \ y	BOT.	0.1a	0.2a	0.3a	0.4a	0.5a	0.6a	0.7a	0.8a	0.9a	TOP
4.0	0	13.00	25.70	38.00	49.90	61.30	72.20	82.70	92.90	103.10	113.20
3.0	0	6.30	12.40	18.10	23.40	28.30	32.80	37.00	40.90	44.80	48.70
2.5	0	4.00	7.70	11.20	14.30	16.90	19.30	21.40	23.30	25.10	26.90
2.0	0	2.30	4.40	6.20	7.70	8.80	9.80	10.50	11.10	11.60	12.20
1.75	0	1.60	3.10	4.30	5.30	5.90	6.40	6.70	6.90	7.10	7.30
1.5	0	1.10	2.10	2.90	3.40	3.70	3.90	3.90	3.90	3.80	3.80
1.25	0	0.70	1.30	1.80	2.00	2.10	2.10	2.00	1.90	1.80	1.70
1.0	0	0.40	0.70	0.90	1.00	1.00	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60
0.75	0	0.20	0.30	0.40	0.40	0.40	0.30	0.30	0.20	0.20	0.10
0.5	0	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.00	0.00	0.00

Free Top Hinged Base

CASE 2

$$\text{Deflection} = \frac{C_d q a^4}{1000 D}$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}$$



Deflection Coefficients, C_d

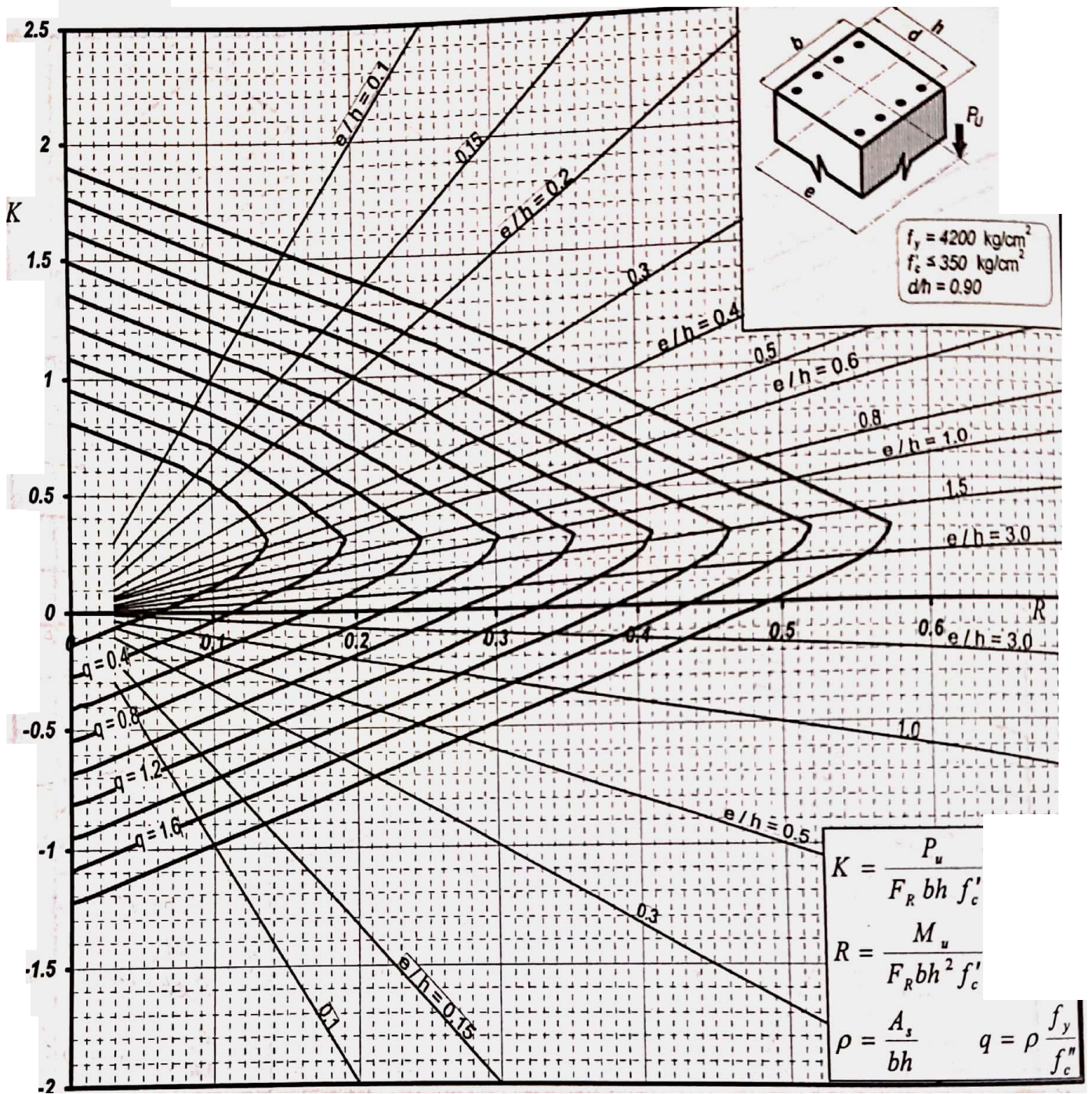
Long Side - Along Midspan ($x = b/2$)

b/a	c/a	0	0.1a	0.2a	0.3a	0.4a	0.5a	0.6a	0.7a	0.8a	0.9a	1.0a
4.0	3.0	0	14.10	28.00	41.50	54.50	67.00	79.10	90.80	102.20	113.40	124.70
4.0	2.0	0	15.20	30.20	44.80	58.90	72.50	85.70	98.40	110.90	123.20	135.60
4.0	1.5	0	15.70	31.10	46.20	60.70	74.70	88.30	101.50	114.40	127.20	140.00
4.0	1.0	0	15.90	31.50	46.70	61.40	75.70	89.40	102.80	115.80	128.80	141.80
4.0	0.5	0	15.30	30.40	45.10	59.30	73.00	86.20	99.10	111.70	124.10	136.60
3.0	2.0	0	7.40	14.60	21.40	27.70	33.70	39.20	44.40	49.30	54.20	59.10
3.0	1.5	0	7.90	15.50	22.70	29.60	35.90	41.90	47.50	52.90	58.20	63.50
3.0	1.0	0	8.10	16.00	23.50	30.60	37.20	43.40	49.30	54.90	60.50	66.00
3.0	0.5	0	7.90	15.50	22.80	29.60	36.00	41.90	47.50	52.90	58.20	63.50
2.0	1.5	0	2.70	5.20	7.50	9.40	10.90	12.20	13.30	14.30	15.20	16.10
2.0	1.0	0	3.00	5.80	8.40	10.60	12.40	14.00	15.40	16.60	17.70	18.90
2.0	0.5	0	3.00	5.90	8.40	10.60	12.40	14.00	15.30	16.50	17.60	18.80
1.5	1.0	0	1.40	2.70	3.80	4.60	5.10	5.50	5.80	6.00	6.10	6.30
1.5	0.5	0	1.50	2.90	4.10	4.90	5.60	6.00	6.30	6.50	6.70	7.00
1.0	0.5	0	0.60	1.00	1.40	1.50	1.60	1.60	1.60	1.50	1.40	1.40

Short Side - Along Midspan ($z = c/2$)

b/a	c/a	0	0.1a	0.2a	0.3a	0.4a	0.5a	0.6a	0.7a	0.8a	0.9a	1.0a
4.0	3.0	0	5.20	10.20	14.80	19.00	22.80	26.20	29.30	32.20	35.00	37.80
4.0	2.0	0	0.30	0.50	0.40	0.00	-0.60	-1.50	-2.50	-3.60	-4.80	-5.90
4.0	1.5	0	-0.90	-1.90	-3.10	-4.50	-6.00	-7.60	-9.30	-11.00	-12.60	-14.30
4.0	1.0	0	-1.20	-2.50	-3.90	-5.30	-6.80	-8.20	-9.60	-10.90	-12.20	-13.60
4.0	0.5	0	-0.70	-1.40	-2.00	-2.70	-3.40	-4.00	-4.50	-5.00	-5.50	-6.20
3.0	2.0	0	1.30	2.40	3.30	3.90	4.20	4.20	4.10	3.80	3.50	3.30
3.0	1.5	0	-0.10	-0.30	-0.70	-1.20	-2.00	-2.90	-3.80	-4.80	-5.80	-6.80
3.0	1.0	0	-0.70	-1.40	-2.20	-3.10	-4.00	-4.90	-5.80	-6.70	-7.60	-8.50
3.0	0.5	0	-0.50	-0.90	-1.40	-1.90	-2.30	-2.70	-3.00	-3.40	-3.70	-4.10
2.0	1.5	0	0.70	1.40	1.80	1.90	1.90	1.80	1.50	1.20	0.80	0.50
2.0	1.0	0	-0.10	-0.30	-0.50	-0.90	-1.30	-1.80	-2.20	-2.60	-3.10	-3.50
2.0	0.5	0	-0.20	-0.50	-0.80	-1.00	-1.20	-1.40	-1.60	-1.70	-1.90	-2.00
1.5	1.0	0	0.20	0.30	0.30	0.10	0.00	-0.30	-0.50	-0.80	-1.00	-1.20
1.5	0.5	0	-0.10	-0.30	-0.50	-0.60	-0.70	-0.80	-0.90	-1.00	-1.00	-1.10
1.0	0.5	0	0.00	-0.10	-0.20	-0.20	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.40	-0.40

Fuente: Rectangular Concrete Tanks, Fifth Edición, by Jaaved A. Munshi, Portlan Cemento Association

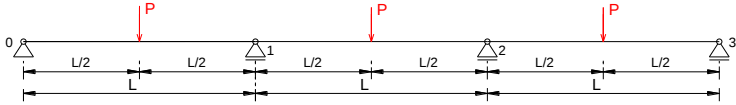
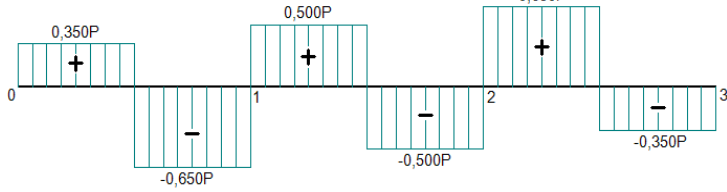
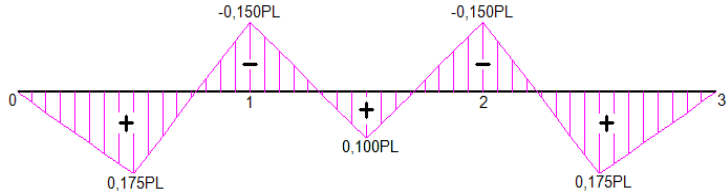


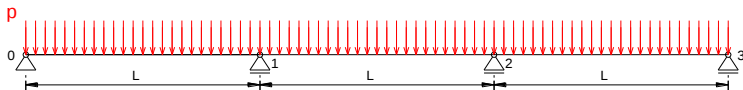
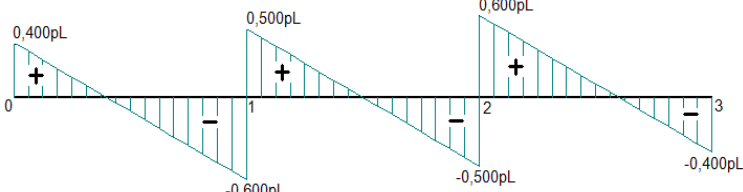
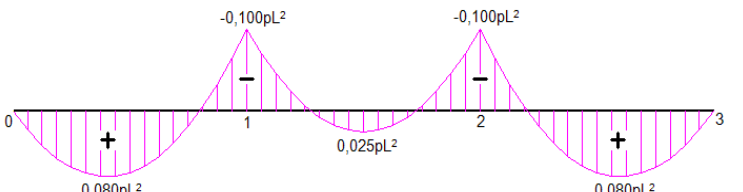
A_s = Area total de refuerzo
 $f'_c = 0.85 f_c^*$
 $f_c^* = 0.80 f'_c$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_u = Momento flexionante último

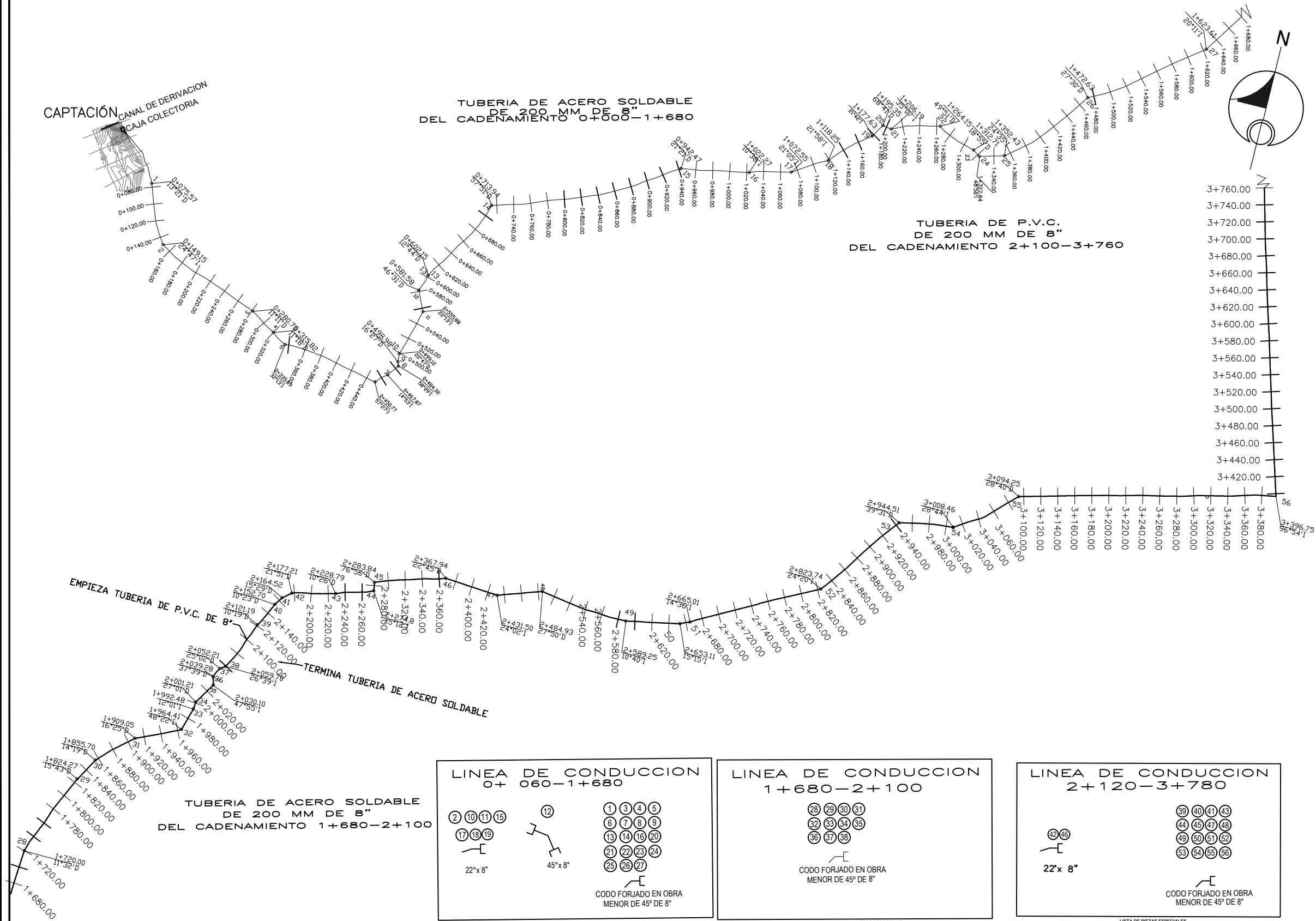
Figura C.5

Apéndice D

Formulario de viga continua de 3 tramos iguales

Esfuerzos aplicados	
Diagrama de esfuerzos cortantes	
Diagrama de momento flector	

Esfuerzos aplicados	
Diagrama de esfuerzos cortantes	
Diagrama de momento flector	



CROQUIS DE LOCALIZACION



DATOS DE PROYECTO

POBLACION ACTUAL (2013) 810 HAB.
POBLACION DE PROYECTO (2028) 44,102 HAB.
DOTACION 150 LTS./HAB./DIA
GASTO MEDIO DIARIO 19.27 L.P.S.
GASTO MAXIMO DIARIO 26.97 L.P.S.
GASTO MAXIMO HORARIO 41.80 L.P.S.
COEF. DE VARIACION DIARIA 1.40
COEF. DE VARIACION HORARIA 1.55
FUENTE DE ABASTECIMIENTO MANANTIAL "CACALUTA"
CONDUCCION GRAVEDAD
REGULARIZACION TANQUE SUPERFICIAL DE 400M² DE CAP.
DISTRIBUCION GRAVEDAD (EXISTENTE)
TIPO DE SERVICIO TOMAS DOMICILIARIAS

CANTIDADES DE TUBERIA

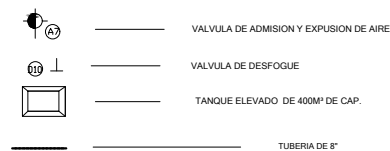
(EN LINEA DE CONDUCCION)

TUBERIA DE ACERO SOLDABLE DE 200mm (8") Ø 2,100.00 ML.
TUBERIA DE P.V.C. DE 200 mm (8") Ø 2,900.00 ML.
TUBERIA DE P.V.C. DE 200 mm (8") Ø 3,580.00 ML.

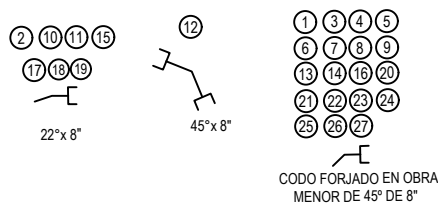
VOLUMENES DE OBRA

DESMONTE, LIMPIA y TRAZO 8,776.00 M²
EXCAVACION PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS 1,604.64 M³
EN MATERIAL "B"
CONCRETO Fc= 150 Kg./Cm² 80.50 M³
CIMBRA DE MADERA 140.00 M²
ACERO DE REFUERZO No. 3 3,509.10 Kg.

SIMBOLOGIA



LINEA DE CONDUCCION 0+060-1+680



LISTA DE PIEZAS ESPECIALES

SIMBOLO	CONCEPTO	CANT.
	CODO DE ACERO REFORZADO DE 22° x (200 MM) 8" DE Ø.	7 Pzas.
	CODO DE ACERO REFORZADO DE 45° x (200 MM) 8" DE Ø.	1 Pza.
	CODO FORJADO DE ACERO MENORES DE 45° 8" DE Ø.	19Pzas.

LINEA DE CONDUCCION 1+680-2+100



CODO FORJADO EN OBRA MENOR DE 45° DE 8"

LISTA DE PIEZAS ESPECIALES

SIMBOLO	CONCEPTO	CANT.
	CODO FORJADO DE ACERO MENORES DE 45° 8" DE Ø.	11Pzas.

LINEA DE CONDUCCION 2+120-3+780



22° x 8"



CODO FORJADO EN OBRA MENOR DE 45° DE 8"

LISTA DE PIEZAS ESPECIALES

SIMBOLO	CONCEPTO	CANT.
	CODO DE P.V.C. DE 22° x (200 MM) 8" DE Ø.	2 Pzas.
	CODO DE P.V.C. DE 45° x (200 MM) 8" DE Ø.	19Pzas.

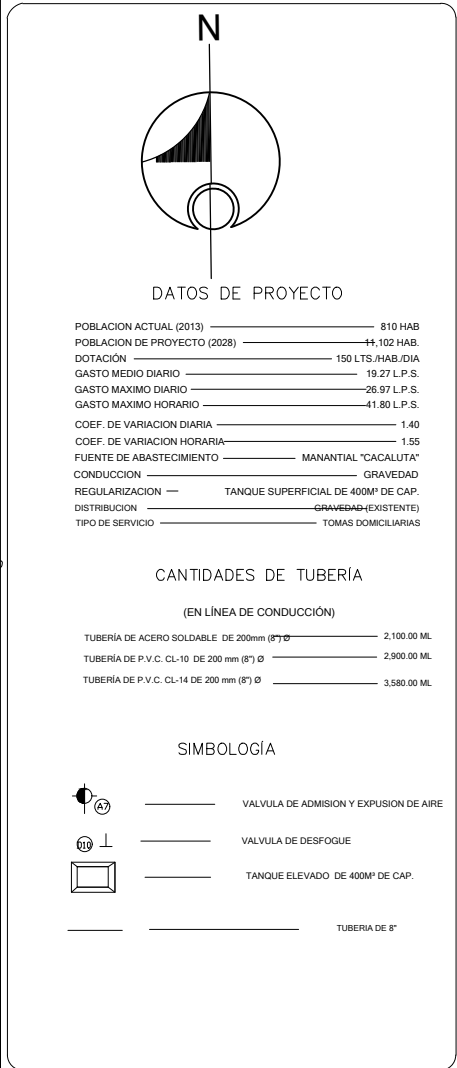
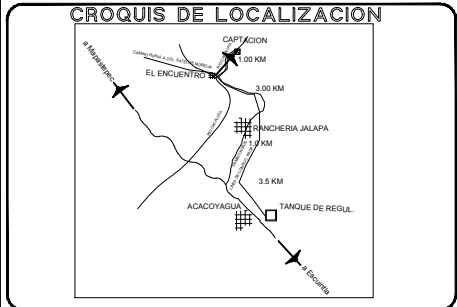
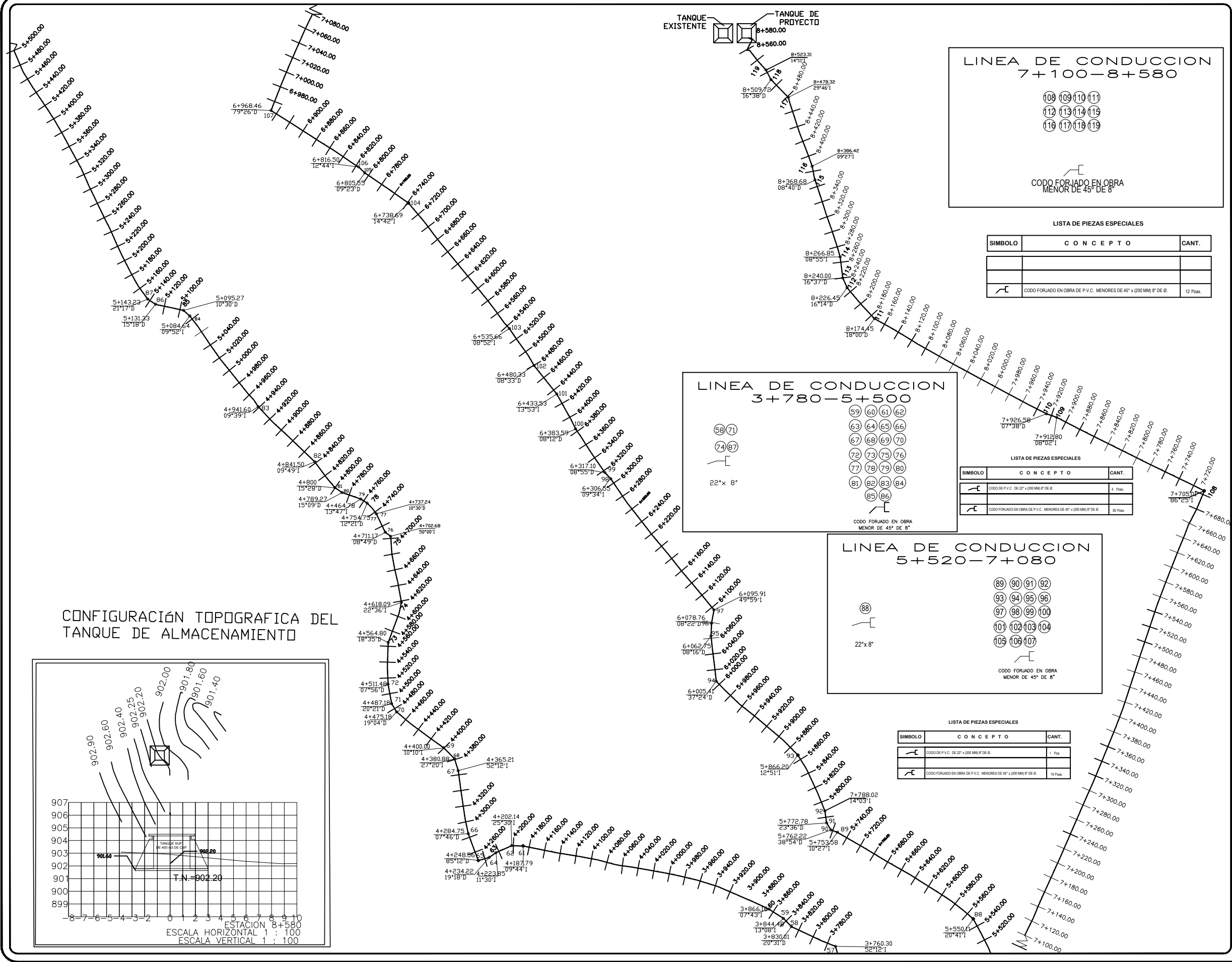
Tesis
Evaluación y diseño integral del sistema de abastecimiento de agua potable en poblaciones menores de 30,000 habitantes, caso práctico: Acacovagua.

NOMBRE DEL PLANO
PLANTA DE LA LINEA DE CONDUCCION

LOCALIDAD:
ACACOVAGUA, CHIAPAS

No. DE PLANO
A-01

FECHA:
JULIO/21



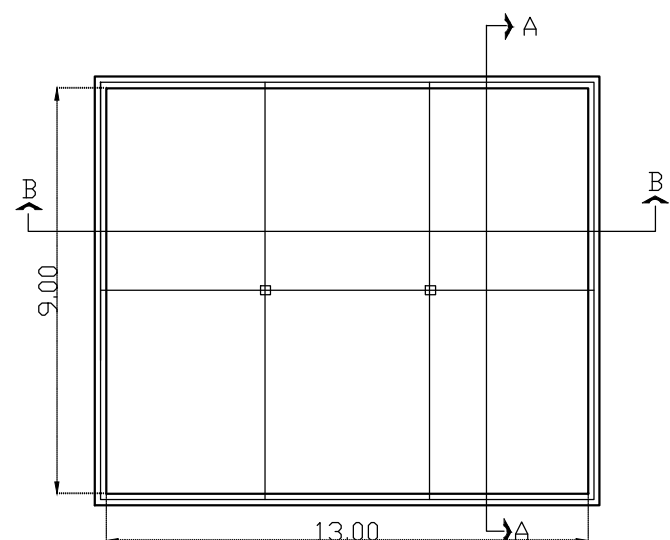
Tesis
Evaluación y diseño integral del sistema de abastecimiento de agua potable en poblaciones menores de 30,000 habitantes, caso práctico: Acacoyagua

NOMBRE DEL PLANO
PLANTA DE LA LINEA DE CONDUCCION

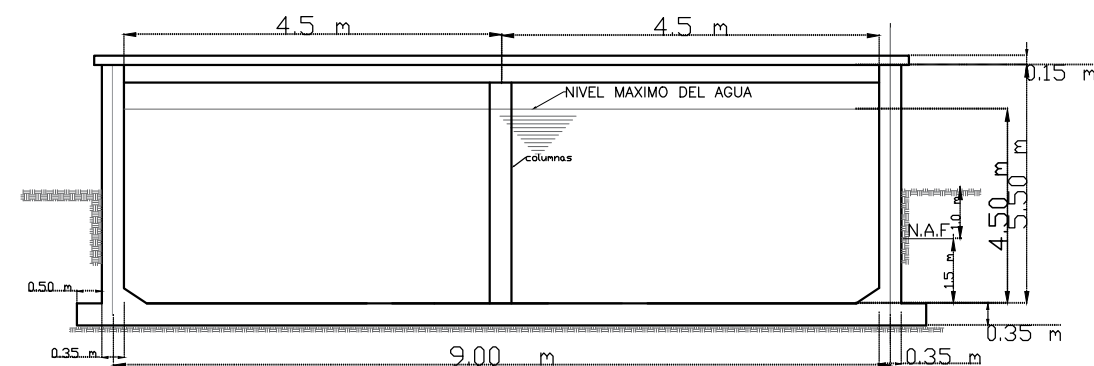
LOCALIDAD
ACACUYAGUA, CHIAPAS

No. DE PLANO
A-02

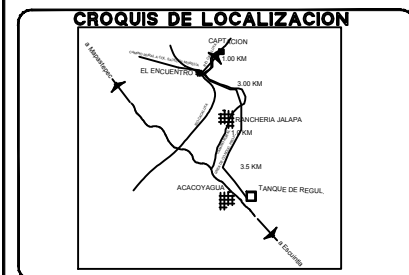
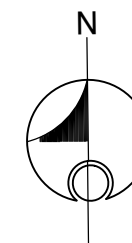
FECHA:
JULIO/21



Vista en planta del tanque

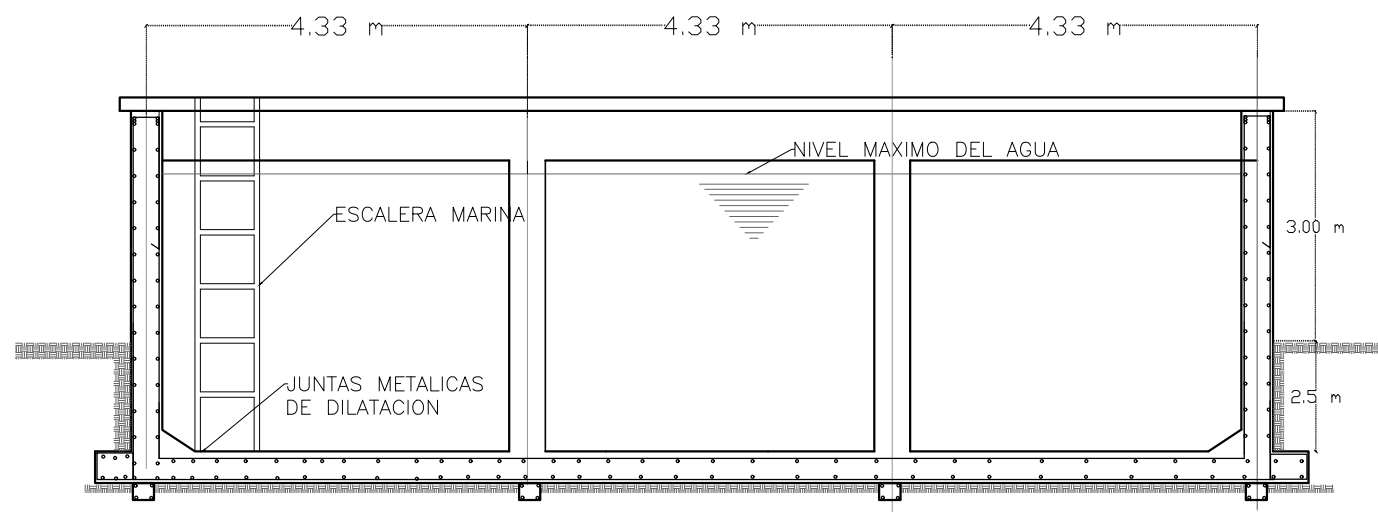


Corte A-A
Vista en elevación del tanque



DATOS DE PROYECTO

POBLACION ACTUAL (2013)	810 HAB.
POBLACION DE PROYECTO (2028)	44.102 HAB.
DOTACION	150 LTS./HAB./DIA
GASTO MEDIO DIARIO	19.27 L.P.S.
GASTO MAXIMO DIARIO	26.97 L.P.S.
GASTO MAXIMO HORARIO	41.80 L.P.S.
COEF. DE VARIACION DIARIA	1.40
COEF. DE VARIACION HORARIA	1.55
FUENTE DE ABASTECIMIENTO	MANANTIAL "CACALUTA"
CONDUCCION	GRAVEDAD
REGULARIZACION	TANQUE SUPERFICIAL DE 400M ² DE CAP.
DISTRIBUCION	GRAVEDAD (EXISTENTE)
TIPO DE SERVICIO	TOMAS DOMICILIARIAS



CORTE SEGUN (B - B')

Vista en elevación del tanque

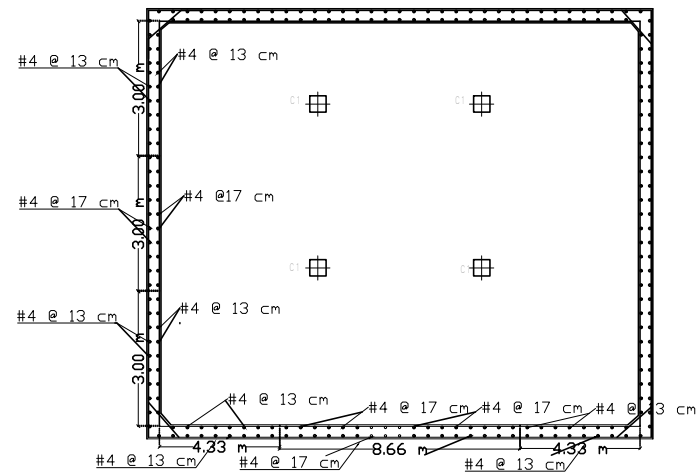
Tesis
Evaluación y diseño integral del sistema de abastecimiento de agua potable en poblaciones menores de 30,000 habitantes, caso práctico: Acacoyagua

TANQUE DE REGULARIZACION

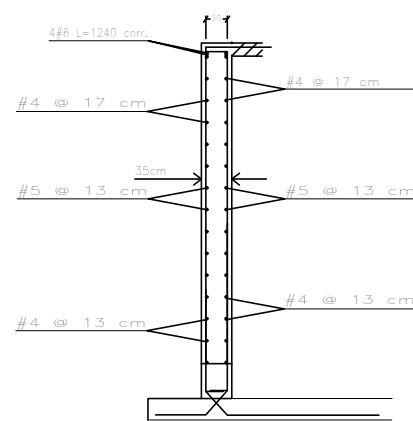
ACACOYAGUA, CHIAPAS

B-01

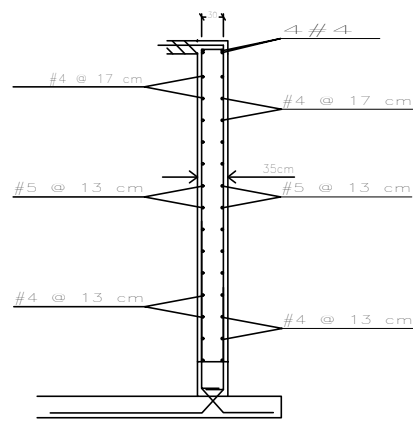
JULIO/21



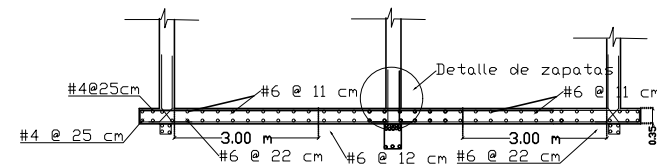
PLANTA DEL TANQUE



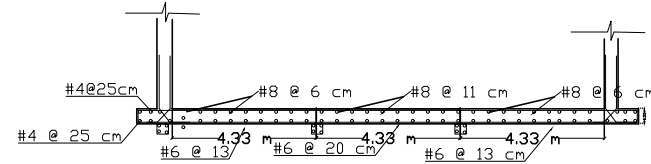
MURO CORTO



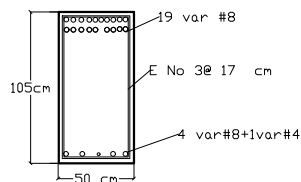
MURO LARGO



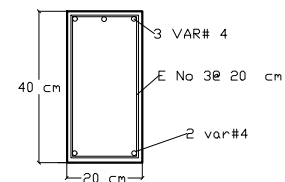
Refuerzo en losa base (claro corto)



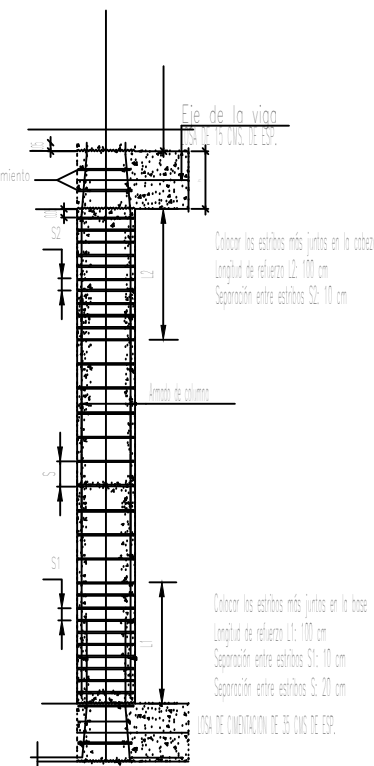
Refuerzo en losa base (claro largo)



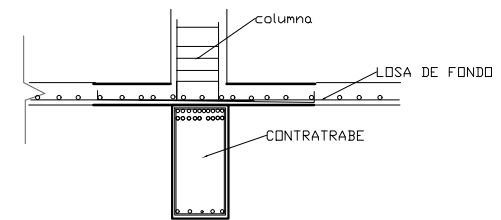
Contratrabe eje A y B



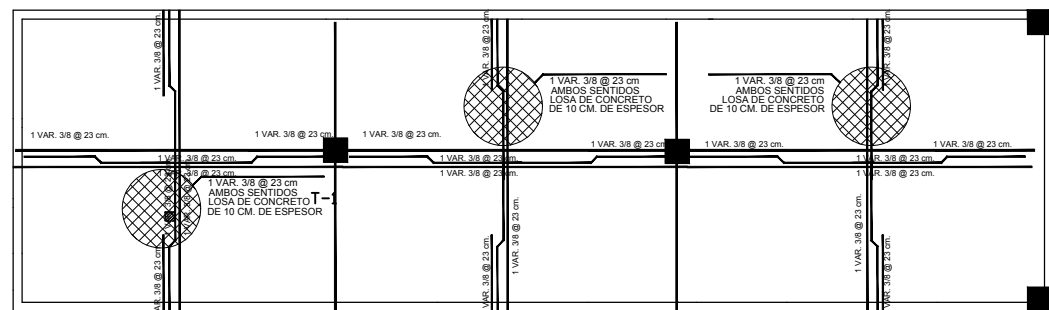
Contratrabe eje 1



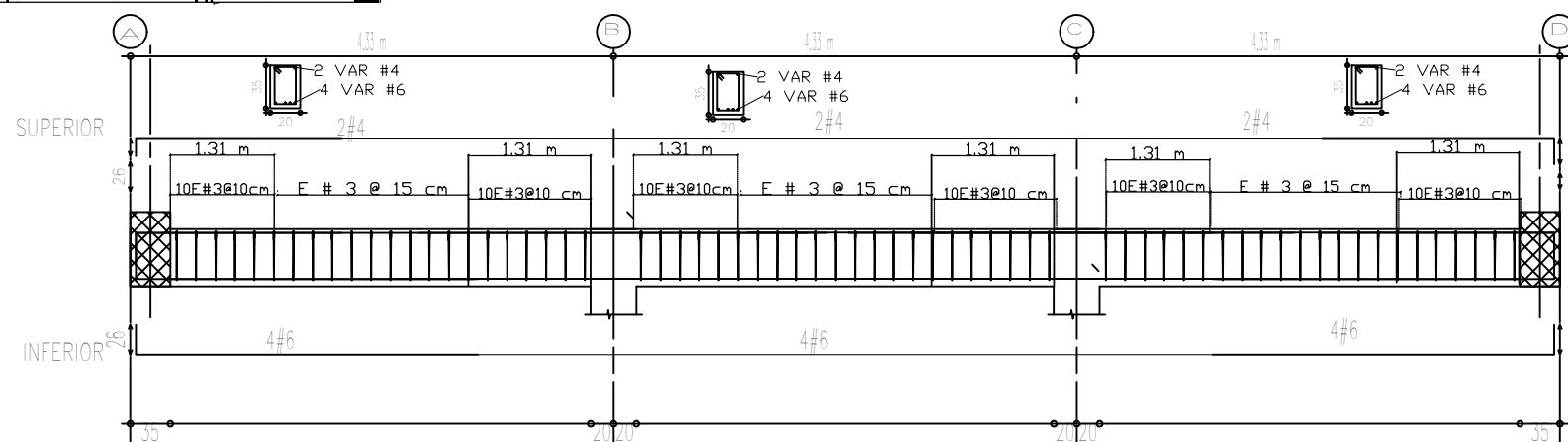
Columna



Zapatas: varillas del No.3 @ 20 cms ambos sentidos



Armado de losa



Armado de viga

CROQUIS DE LOCALIZACION



NOTA:

NO SE CONSIDERÓ EMPUJE DE TIERRA NI SUBPRESION
EL ESFUERZO MÁXIMO SOBRE EL TERRENO ES DE 0.680 kg/cm²
CONCRETO DOSIFICADO PARA F=200 kg/cm²
ACERO DE REFUERZO F=42000 kg/cm²
TODO EL CONCRETO Y EL APLANADO FINO DE CEMENTO
LLEVARÁN IMPERMEABILIZANTE INTEGRAL.
EL RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE LAS VARILLAS DE REFUERZO SERÁ DE 25 CM.
LAS VARILLAS 301 SON DOBLES UNA ARriba Y OTRA Abajo
EN EL MISMO PLANO VERTICAL. EL ARMADO DE LA
LOSA SE DIBUJA SOLO EN 80 CM. DEBIENDO REPETIR LAS MISMAS VARILLAS
CON ESE MÓDULO DE 80 CM. EXISTEN DOS TIPOS DE ARMADO
UNO PARA LAS ZONAS DE COLUMNAS Y OTRO PARA LAS ZONAS MEDIAS
SE DEBE TENER ESPECIAL CUIDADO DE COLOCAR LOS TUBOS QUE HAN DE ATRAVEZAR
LOS MATERIALES DEL TANQUE ANTES DE PROCEDER A LA CONSTRUCCION DE LOS MISMOS
TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EN CENTÍMETROS EXCEPTO LOS INDICADOS EN OTRA UNIDAD
LAS JUNTAS METÁLICAS DE DILATACION PUEDEN SER SUSTITUIDAS POR JUNTAS DE CLORURO
DE POLIVINIL o SIMILAR.

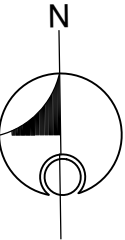
Tesis
Evaluación y diseño integral del sistema
de abastecimiento de agua potable en
poblaciones menores de 30,000
habitantes, caso práctico: Acacoyagua

TITULO DEL PLANO
TANQUE DE REGULARIZACION

LOCALIDAD
ACACUYAGUA, CHIAPAS

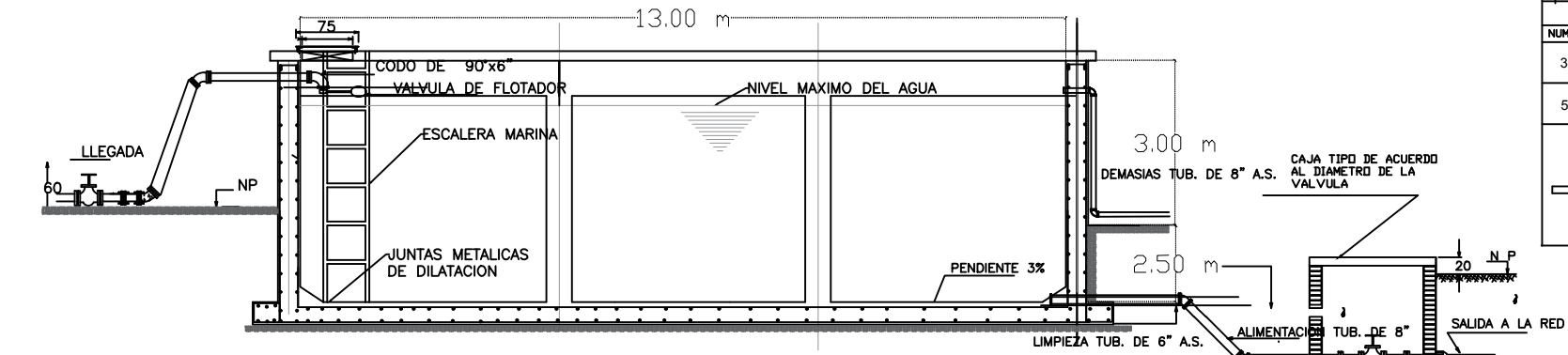
No. DE PLANO
B-02

FECHA
JULIO/21

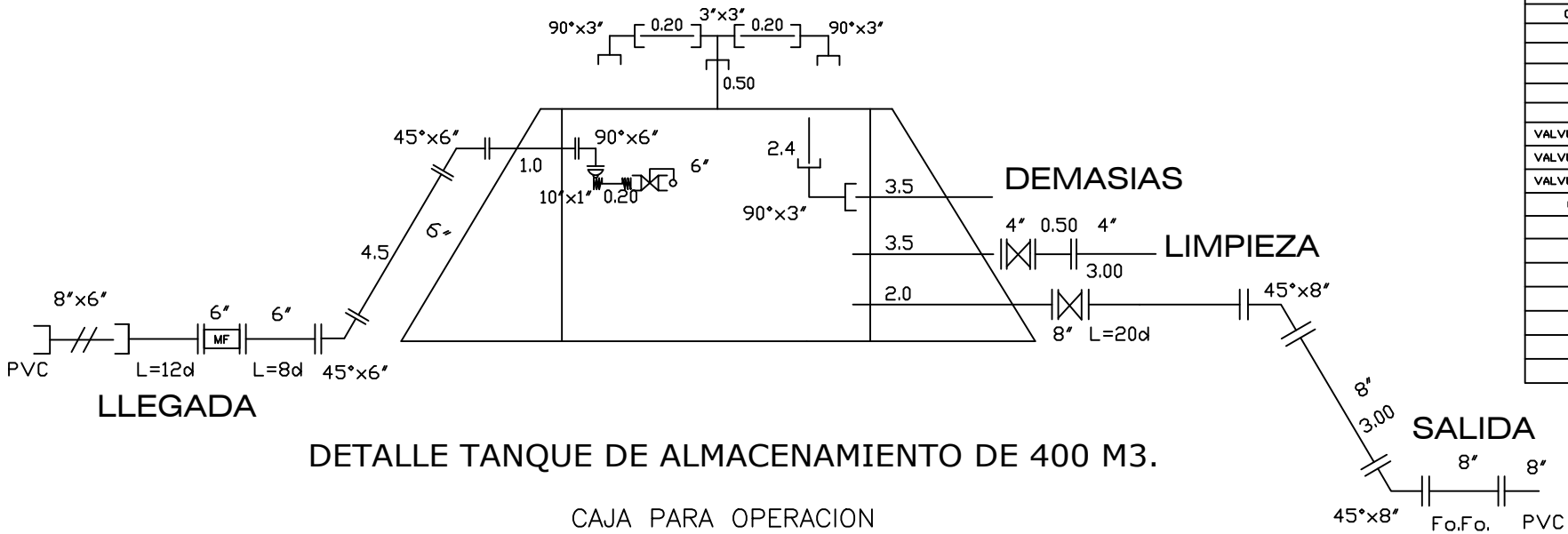


GANCHOS Y EMPALMES

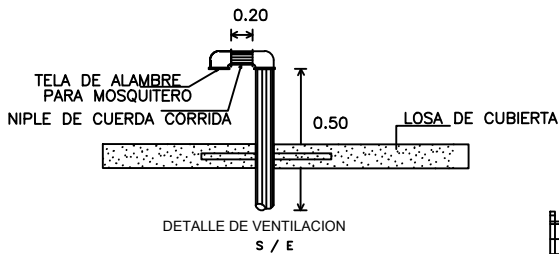
DIAMETRO		a	b	d
NUMERO	CMS.	PULGADAS		
300	0.95	(3/8")	5.7	13
500	1.58	(5/8")	9.5	21



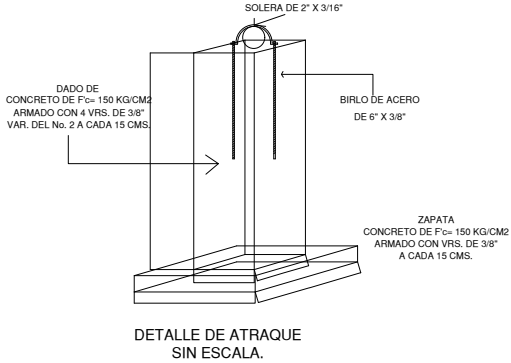
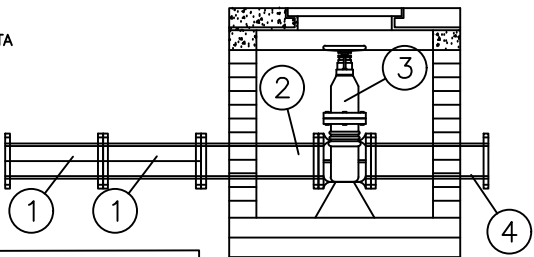
CORTE SEGUN (B-B')



DETALLE TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE 400 M3.

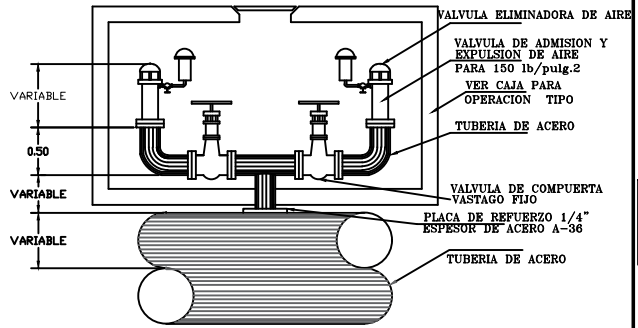


CAJA PARA OPERACION DE VALVULAS



LISTA DE MATERIALES

MATERIAL	CANTIDAD	UNIDAD
REDUCCION BUSHING DE P.V.C 200x150 (8"x6") Ø	1	PZA
EXTREMIDAD ESPIGA DE PVC HCD. DE 8" Ø	1	PZA
CARRETE DE FoFo. DE 10" Ø DE 55 CM	3	PZA
CARRETE DE FoFo. DE 10" Ø DE 300 MTS	1	PZA
CARRETE DE FoFo. DE 10" Ø DE 200 MTS	1	PZA
CARRETE DE FoFo. DE 8" Ø DE 55 CM	2	PZA
CARRETE DE FoFo. DE 8" Ø DE 240 MTS	1	PZA
CARRETE DE FoFo. DE 8" Ø DE 160 MTS	1	PZA
CODO DE 90"x3" DE FoFo.	2	PZA
CODO DE ACERO SOLD. DE 45" x 6" Ø	2	PZA
CODO DE ACERO SOLD. DE 90" x 6" Ø	1	PZA
CODO DE ACERO SOLD. DE 45" x 6" Ø	2	PZA
BRIDA DE ACERO SOLD. DE 6" Ø	6	PZA
VALVULA TIPO COMPUERTA V/F DE 6" Ø DE FoFo.	1	PZA
VALVULA TIPO COMPUERTA V/F DE 8" Ø DE FoFo.	1	PZA
VALVULA TIPO COMPUERTA V/F DE 4" Ø DE FoFo.	1	PZA
CARRETE DE 55 CMS DE FoFo. DE 4" Ø	1	PZA
VALVULA DE FLOTADOR DE 6" Ø	1	PZA
MEDIDOR DE FLUJO DE 6" DE Ø	1	PZA
NIPLE DE 50 CMS DE FoGo. DE 3" Ø	1	PZA
NIPLE DE 20 CMS DE FoGo. DE 3" Ø	2	PZA
TUBO DE FoGo. DE 3" Ø	6	ML.
CODO DE 90"x3" Ø DE FoGo.	3	PZA
TEE DE 3"x3" Ø DE FoGo.	1	PZA



INSTALACION DE VALVULA DE ADMISION Y EXPULSION DE AIRE EN TUBERIA DE ACERO

1	CARRETE LARGO DE Fo. Fo. DE 205 mm (8") Ø
2	CARRETE DE ACERO ASTM A53 GRADO B DE 205mm (8") DE DIAM. 800mm DE LONGITUD, BRIDADO EN AMBOS EXTREMOS CON UN ESPESOR e= 3.96 mm.
3	VALVULA DE SECCIONAMIENTO TIPO COMPUERTA VASTAGO FIJO DE DE 205 mm (8") Ø
4	CARRETE DE ACERO ASTM A53 GRADO B DE 205mm (8") DE DIAM. 750mm DE LONGITUD, BRIDADO EN AMBOS EXTREMOS CON UN ESPESOR e= 3.96 mm.

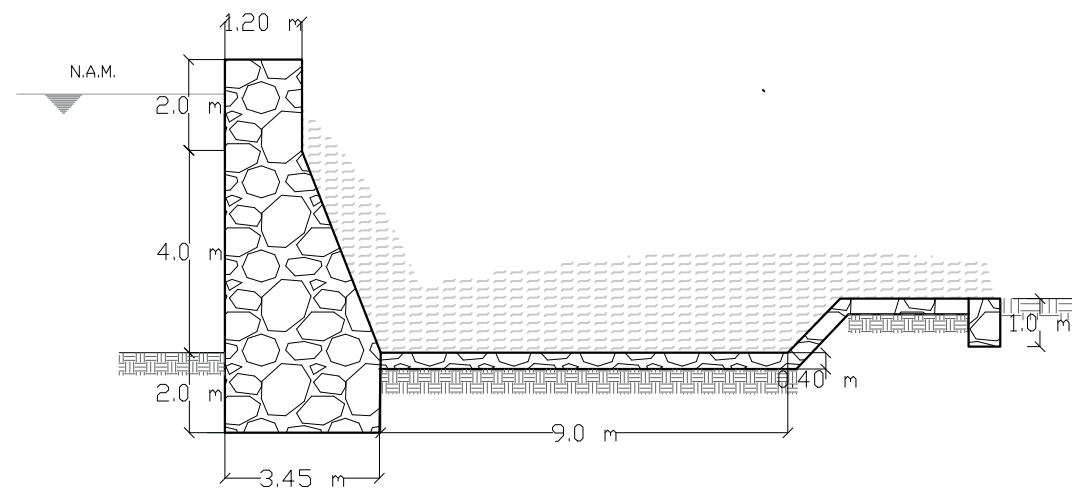
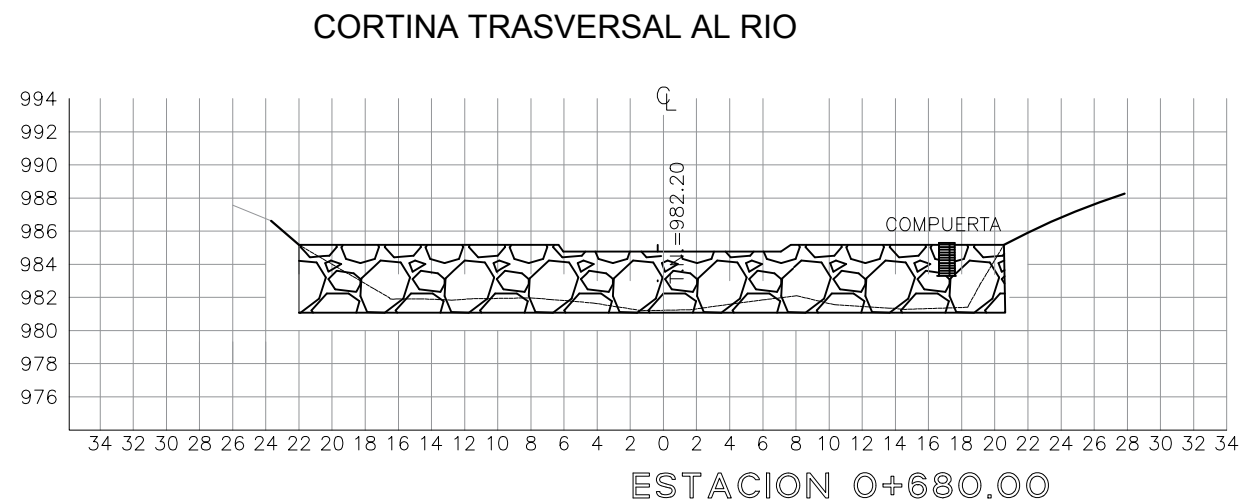
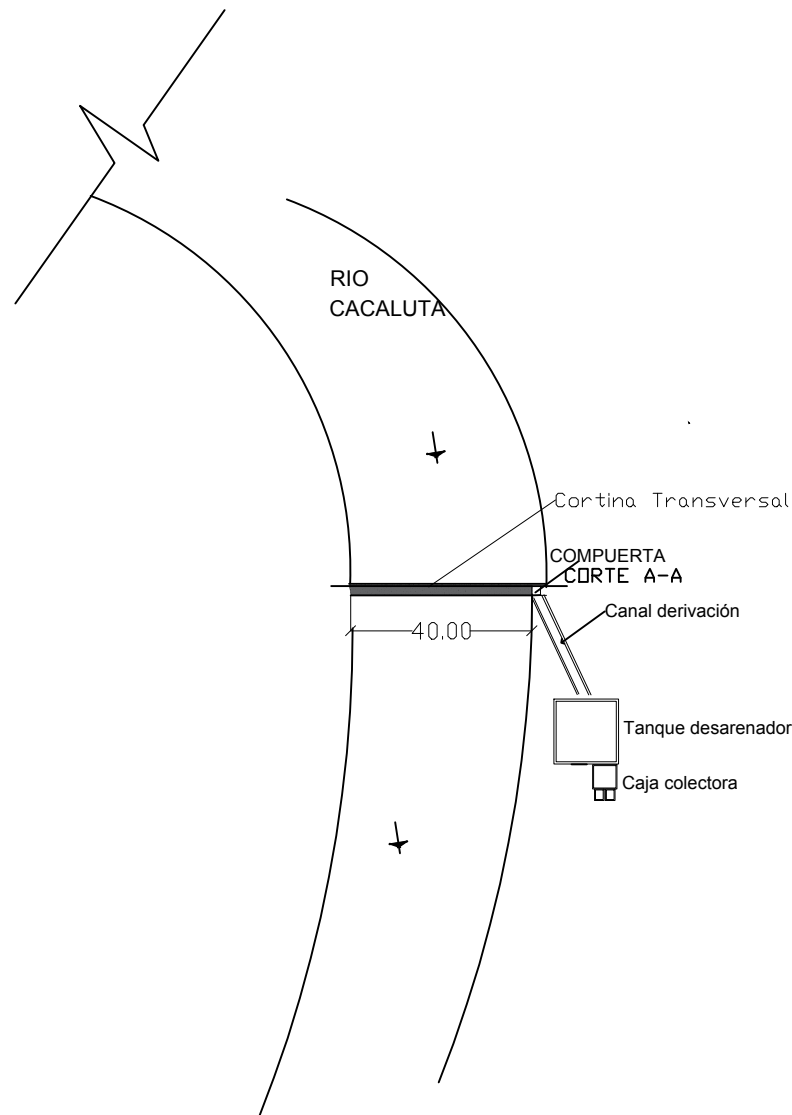
Tesis
Evaluación y diseño integral del sistema de abastecimiento de agua potable en poblaciones menores de 30,000 habitantes, caso práctico: Acacoyagua

NOMBRE DEL FLUJO
TANQUE DE REGULARIZACION

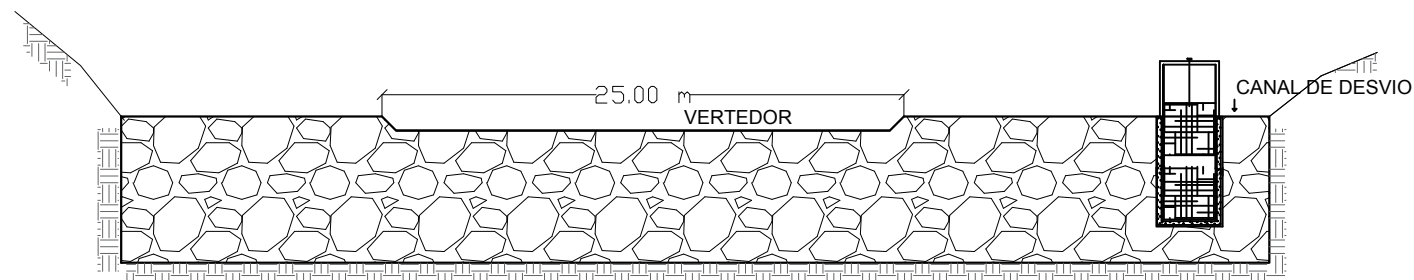
LOCALIDAD:
ACACOTAGUA, CHIAPAS

Nº DE FLUJO
B-03

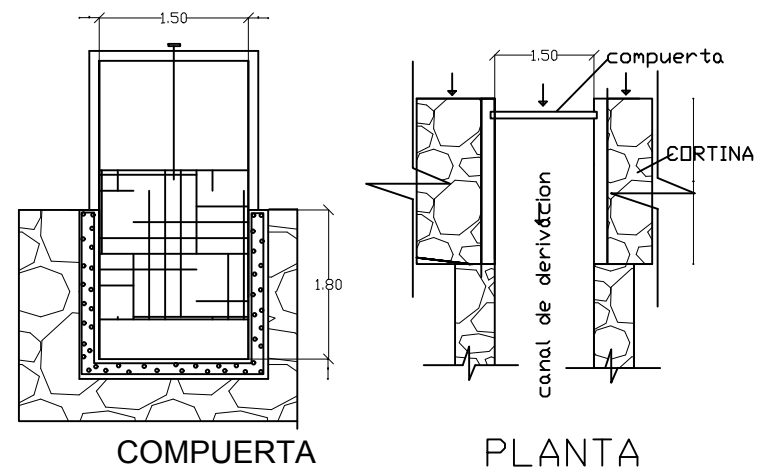
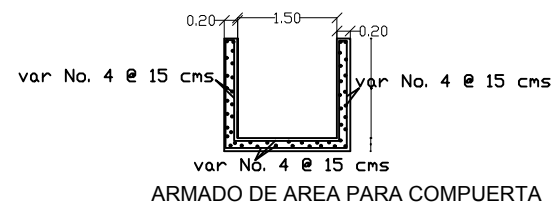
FECHA:
JULIO/21



PERFIL CORTINA TRANSVERSAL

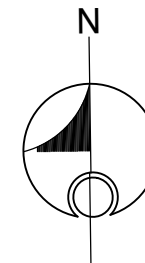


CORTE A-A



COMPUERTA

PLANTA



CROQUIS DE LOCALIZACION



DATOS DE PROYECTO

POBLACION ACTUAL (2013)	810 HAB
POBLACION DE PROYECTO (2028)	11,102 HAB.
DOTACION	150 LTS/HAB/DIA
GASTO MEDIO DIARIO	19.27 L.P.S.
GASTO MAXIMO DIARIO	26.97 L.P.S.
GASTO MAXIMO HORARIO	41.80 L.P.S.
COEF. DE VARIACION DIARIA	1.40
COEF. DE VARIACION HORARIA	1.55
FUENTE DE ABASTECIMIENTO	MANANTIAL "CACALUTA"
CONDUCCION	GRAVEDAD
REGULARIZACION	TANQUE SUPERFICIAL DE 400M ² DE CAP.
DISTRIBUCION	GRAVEDAD (EXISTENTE)
TIPO DE SERVICIO	TOMAS DOMICILIARIAS

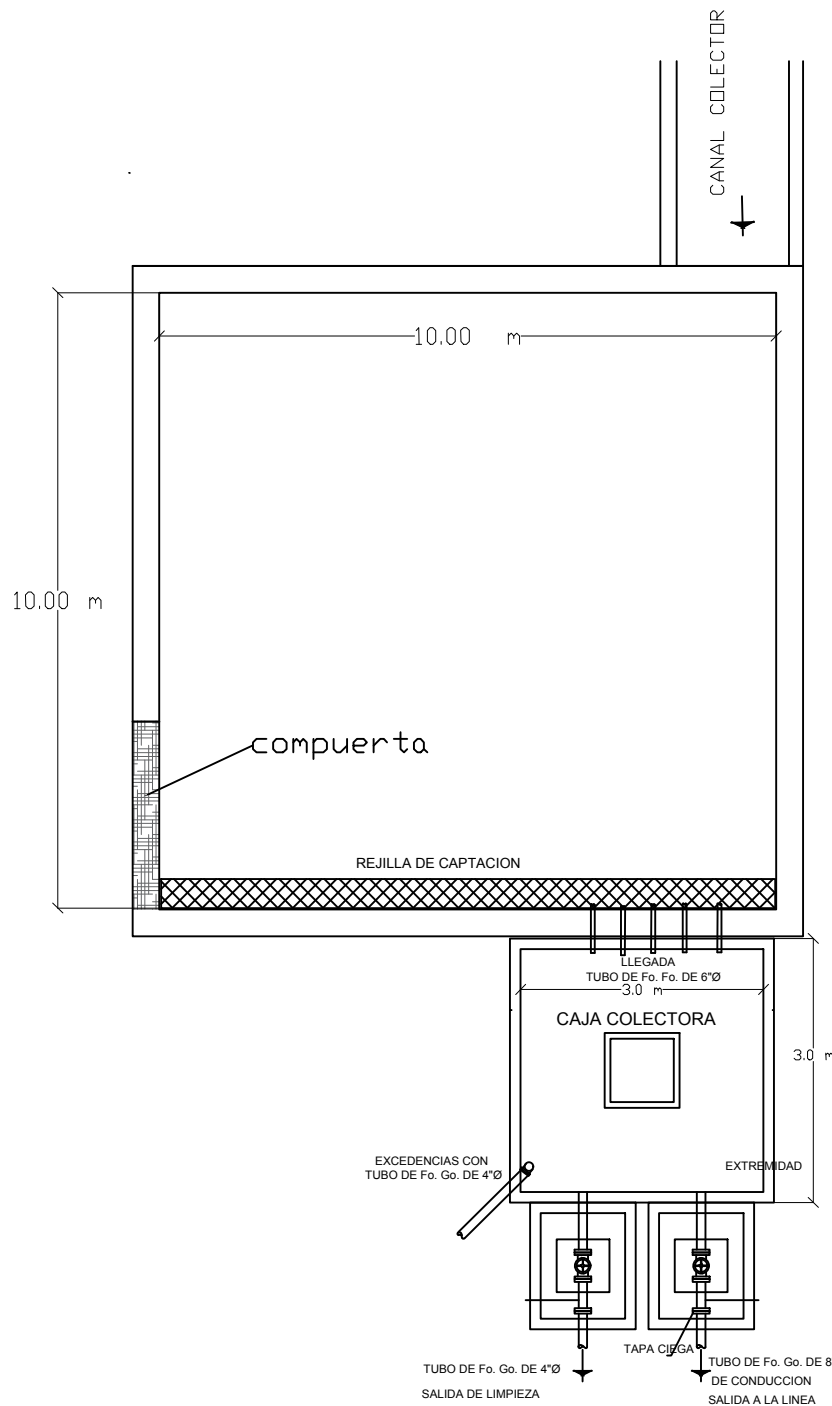
Tesis
Evaluación y diseño integral del sistema de abastecimiento de agua potable en poblaciones menores de 30,000 habitantes, caso práctico: Acacoyagua

NOMBRE DEL PLANO
CORTINA TRANSVERSAL AL RIO

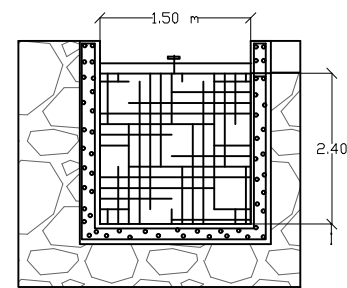
LOCALIDAD
ACACUYAGUA, CHIAPAS

Nº DE PLANO
C-02

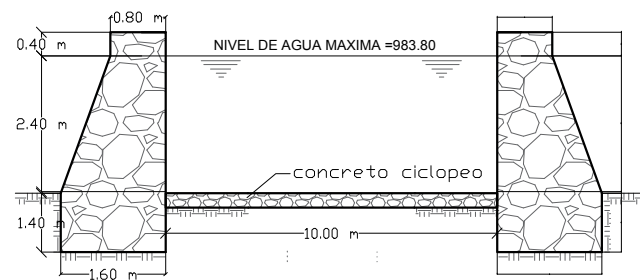
FECHA
JULIO/21



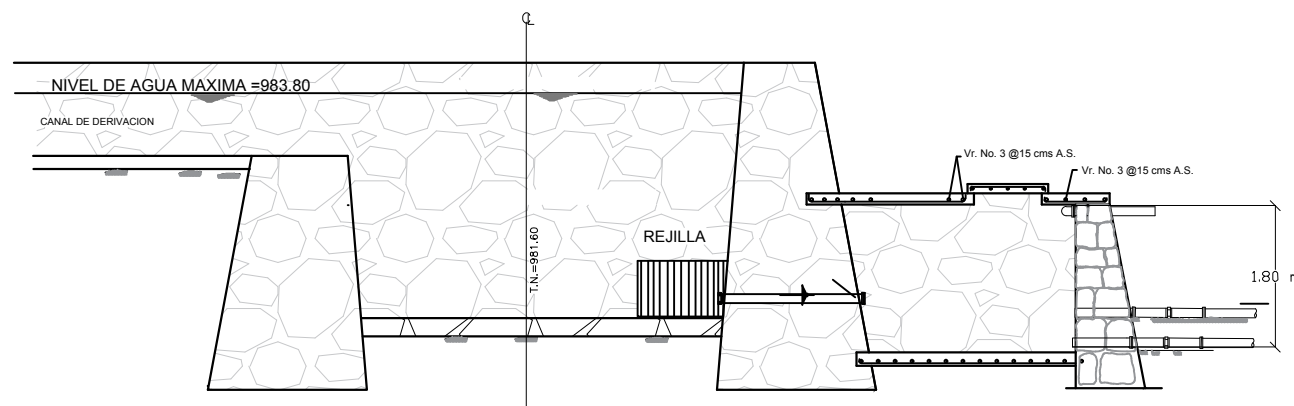
PLANTA TANQUE DESARENADOR



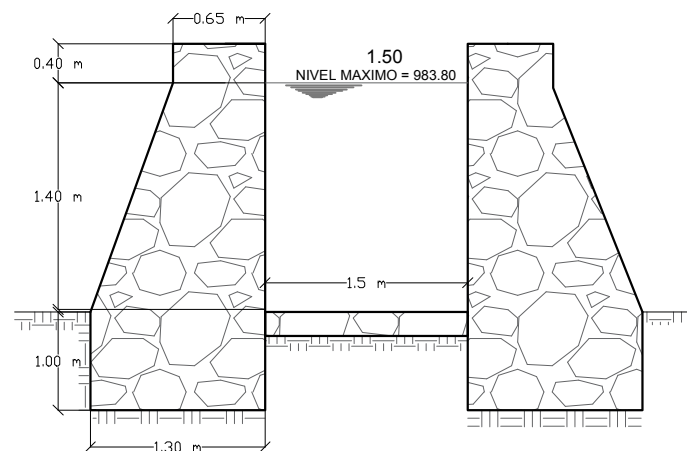
DETALLE DE COMPUERTA



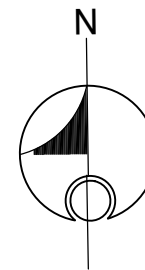
PERFIL TANQUE



TANQUE SEDIMENTADOR Y CAJA COLECTORA



CANAL COLECTOR



CROQUIS DE LOCALIZACION



DATOS DE PROYECTO

POBLACION ACTUAL (2013)	810 HAB
POBLACION DE PROYECTO (2028)	44,102 HAB.
DOTACION	150 LTS./HAB./DIA
GASTO MEDIO DIARIO	19.27 L.P.S.
GASTO MAXIMO DIARIO	26.97 L.P.S.
GASTO MAXIMO HORARIO	41.80 L.P.S.
COEF. DE VARIACION DIARIA	1.40
COEF. DE VARIACION HORARIA	1.55
FUENTE DE ABASTECIMIENTO	MANANTIAL "CACALUTA"
CONDUCCION	GRAVEDAD
REGULARIZACION	TANQUE SUPERFICIAL DE 400M ² DE CAP.
DISTRIBUCION	GRAVEDAD (EXISTENTE)
TIPO DE SERVICIO	TOMAS DOMICILIARIAS

Simbolo	LISTA DE PIEZAS ESPECIALES CAJA COLECTORA	Cant.	Unidad
	VALVULA DE SECC. TIC. CIB DE 100 mm (4") Ø	1 PZAS.	
	TUERCA UNION DE Fo. Go. 200 mm (8") Ø	1 PZA.	
	VALVULA DE SECC. TICOMP. CROSCA DE 200 mm (8") Ø	1 PZAS.	
	NIPLE DE Fo. Go. DE 100 mm x 100 mm (4") Ø	3 PZAS.	
	NIPLE DE Fo. Go. DE 200 mm x 200 mm (8") Ø	1 PZA.	
	BRIDA ROSCADA DE Fo. 100 mm (4") Ø	4 PZAS.	
	TORNILLOS CICAB. Y TCA. HEXAGONAL DE 5/8" x 3"Ø	32 PZAS.	
	CAJA PARA OPERACION DE VALVULAS TIPO 1	1 PZA.	
	CAJA PARA OPERACION DE VALVULAS TIPO 3	1 PZAS.	
	TUBO DE Fo. Go. CED-40 DE 100 mm (4") Ø	12.40 ML.	
	TUBO DE Fo. Go. CED-40 DE 200 mm (8") Ø	14.00 ML.	

Tesis
Evaluación y diseño integral del sistema
de abastecimiento de agua potable en
poblaciones menores de 30,000
habitantes, caso práctico: Acacoyagua

NOMBRE DEL PLANO
OBRA DE CAPTACION

LOCALIDAD
ACACUYAGUA, CHIAPAS

No. DE PLANO
D-01

FECHA
JULIO/21

Bibliografía

- ACI 350.3-01. (2001). *Diseño Sísmico de Estructuras Contenedoras de Líquidos*. American Concrete Institute.
- Cuevas, Ó. M., & Villegas, F. R. (2014). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado* (Cuarta ed.). Cd. de México: Limusa.
- México, G. d. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de concreto*. Cd. de México: Gaceta Oficial de la Cd. de México.
- Munshi, J. A. (1998). *Rectangular concrete Tanks* (Quinta ed.). Washinton, DC: PCA.
Recuperado el 15 de Marzo de 2021
- NTC Hidráulicas, G. d. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para el diseño y ejecución de obras e instalaciones hidráulicas*. México: Gaceta Oficial.
- Villalaz, I. C. (1998). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. Cd. de México: Limusa S.A. de C.V.