

“Año del Centenario de la Promulgación de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos”

# INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA COORDINACIÓN DE HIDRÁULICA

## IMTA VERDE INFORME FINAL

Subcoordinación de Hidráulica Urbana  
Coordinación de Hidráulica  
Jiutepec, Morelos

México 2017

Página 1 de 214



“Año del Centenario de la Promulgación de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos”

## Contenido

1. Objetivos o Metas .....	7
1.1. Objetivos Generales .....	7
1.2. Objetivos específicos .....	7
2. Antecedentes.....	7
3. Recopilación y análisis de información .....	11
3.1. Levantamiento del catastro de la Red de Distribución, Red de riego, Red de Alcantarillado Sanitario y Drenaje Pluvial .....	11
3.1.1. Recorrido de campo.....	11
3.2. Integración de la Infraestructura en un Sistema de Información Geográfica (SIG)....	15
3.3. Evaluación de la eficiencia electromecánica del equipo de bombeo en el pozo IMTA con base en la NOM-006-ENER-2015.....	18
3.3.1. Alcances.....	18
3.3.2. Mediciones realizadas en equipos .....	18
3.3.3. Equipo utilizado.....	19
3.4. Análisis de la información, propuesta de mejoramiento y eficiencia energética en equipos de bombeo.....	21
3.4.1. Eficiencia electromecánica en el pozo del IMTA .....	22
3.4.2. Revisión de la infraestructura eléctrica.....	27
3.4.3. Resultados de potencia consumida en el pozo del IMTA, equipos de bombeo de riego y para abastecimiento de agua a edificios .....	30
3.5. Estudio de demandas, usos y consumos.....	31
3.6. Estudio de demanda de agua para riego.....	33
3.7. Estudio de Calidad del Agua .....	35
4. Proyecto Ejecutivo Para la Mejora de la Red de Riego .....	38
5. Proyecto Ejecutivo Para la Mejora de la Red de Distribución de Agua Potable .....	39
5.1. Diseño hidráulico de la red de distribución de agua potable .....	39
5.1.1. Demanda de diseño .....	41
5.1.2. Consideraciones del riego tecnificado.....	43
5.1.3. Modelo de simulación en periodos extendidos .....	47
5.1.4. Llenado de cisternas del laboratorio Enzo Levi desde el Pozo IMTA .....	52
5.1.5. Análisis de transitorios en la Conducción Pozo IMTA-Tanque elevado.....	59
5.1.6. Determinación del espesor de la tubería .....	64
5.2. Estudios complementarios .....	66

“Año del Centenario de la Promulgación de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos”

5.2.1.	Diseño estructural .....	66
5.2.2.	Estudio de mecánica de suelos.....	126
5.2.3.	Puesta en marcha del sector piloto del sistema de riego por bombeo sustentable en el IMTA.....	131
5.3.	Planos.....	139
5.4.	Catálogo de conceptos y presupuesto base.....	141
5.5.	Calendario de ejecución .....	143
6.	Anteproyecto Para La Mejora de la Red de Alcantarillado Sanitario .....	145
6.1.	Diseño de la red de alcantarillado sanitario .....	145
6.1.	Presupuesto base de la red de alcantarillado sanitario .....	146
7.	Anteproyecto Para la Mejora de la Red de Drenaje Pluvial y Aprovechamiento del Agua de Lluvia.....	150
7.1.	Antecedentes .....	150
7.2.	Estudio hidrológico para determinar el gasto de diseño hidráulico del sistema de drenaje del IMTA (2003) .....	150
7.2.1.	Antecedentes.....	150
7.2.2.	Objetivo .....	151
7.2.3.	Descripción del sitio .....	151
7.2.4.	Estudio hidrológico.....	154
7.2.5.	Información disponible.....	154
7.2.6.	Análisis de la información.....	156
7.2.7.	Precipitación e intensidad de diseño .....	159
7.2.8.	Distribución temporal de la lluvia .....	160
7.2.9.	Cálculo de los gastos de diseño.....	164
7.3.	Propuestas de Drenaje Pluvial.....	170
7.3.1.	Descripción de la red actual de drenaje.....	170
7.3.2.	Capacidad de la red de drenaje actual.....	172
7.3.3.	Propuesta de cuatro tramos de canal.....	173
7.3.4.	Propuesta de colectores enterrados y vasos reguladores .....	186
7.3.5.	Estudio de mecánica de suelos.....	189
7.3.6.	Estudio geotécnico para determinar las características geotécnicas de los terrenos destinados a los vasos reguladores .....	191
7.3.7.	Estudio geotécnico para determinar las características geotécnicas del perfil de las conducciones de drenaje pluvial por construir.....	195
7.4.	Trabajos futuros de drenaje pluvial .....	200
8.	Conclusiones .....	201
9.	Bibliografía .....	204



“Año del Centenario de la Promulgación de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos”

10.	Lista de ilustraciones .....	206
11.	Lista de Tablas .....	209





## 1. Objetivos o Metas

### 1.1. Objetivos Generales

Promover acciones dentro de las instalaciones del IMTA, que permitan un adecuado uso del recurso hídrico; una adecuada recolección del agua residual y su potencial uso una vez tratada, así como del agua producto de la precipitación pluvial, dentro de las instalaciones del Instituto. Con ello se busca la disminución del consumo de energía eléctrica por concepto de los servicios de agua potable y riego.

### 1.2. Objetivos específicos

Integrar y concretar una serie de acciones a corto y mediano plazo para mejorar el funcionamiento de las redes de agua potable, alcantarillado sanitario y drenaje pluvial, conformada por proyectos específicos que permitirán alcanzar metas establecidas en plazos establecidos.

## 2. Antecedentes

El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) tiene una extensión de 20 Ha, las cuales se distribuyen en 37 edificios con un área cubierta de 2.15 ha; 0.35 ha de áreas recreativas; 10.5 has de áreas verdes; 7.5 has de área restante entre pasillos, banquetas y vialidades. Para el abasto de agua potable y riego de áreas verdes se cuenta con: Un pozo de 105 metros de profundidad y una producción de 17 L/s (Ilustración 2.1); Un tanque de almacenamiento de 300 m<sup>3</sup> (Ilustración 2.2). La red principal tiene una longitud de 2 km, con una antigüedad de 29 años, la cual, se conforma de: 90% de asbesto cemento; 5% de PVC; 5% de FoFo. El agua se distribuye desde el tanque hasta 27 cisternas ubicadas en los edificios del IMTA (Ilustración 2.3) y un tanque elevado de 128 m<sup>3</sup> (Ilustración 2.4), para el laboratorio de hidráulica “Enzo Levi”.



Ilustración 2.1 Pozo IMTA



Ilustración 2.2 Cisterna principal



Ilustración 2.3 Cisterna de agua potable



Ilustración 2.4 Tanque elevado de laboratorio Enzo Levi

Se ha presentado un incremento del consumo de agua en el IMTA al pasar de 72 584 m<sup>3</sup>/año, en 2013, a 85 892 m<sup>3</sup>/año en 2015. Por derechos de extracción de agua, el incremento fue de \$501 872.00 a \$644,705.35 respectivamente, lo que representa un incremento del 28.46%.

En 2015 se realizó el estudio “Cultura del Agua en el IMTA”, el cual tuvo como objetivo diseñar, probar y validar una metodología para implementar en las instituciones públicas de los tres órdenes de gobierno, con la finalidad de educar y hacer responsables a los usuarios del agua en instituciones públicas.

Derivado de este proyecto se presentó un plan de acciones enfocadas a la adecuación y mejoramiento del uso del agua en el instituto, entre las cuales se destacan:



- Recopilar información sobre los hábitos de consumo de agua del personal que labora en el instituto
- Generar un folleto de cultura del agua con información sobre el uso del agua, instalaciones y propuestas para utilizar el agua responsable dentro de la institución
- Establecer políticas de mantenimiento para la infraestructura hidráulica
- Proyecto de sustitución de la red de distribución, considerando telemetría
- Crear y digitalizar planos hidráulicos y aquellos en los que muestran zonas de riego automático, manual y sin riego en el IMTA
- Realizar una investigación en la que se defina de manera comparativa en el riego entre plantas nativas y adoptadas
- Verificar el estado físico de las cisternas y evaluar la calidad del agua
- Instalar bebederos
- Llevar a cabo reuniones con los responsables de las coordinaciones y subcoordinaciones con el objeto de establecer un mapa de responsabilidades en la operación de las instalaciones hidráulicas
- Definir la posibilidad de instalar calentadores solares en las instalaciones del centro de capacitación
- Diseñar un programa de reúso de agua tratada
- Verificar los consumos y pagos de energía eléctrica por bombeo y hacer un comparativo





### 3. Recopilación y análisis de información

Derivado del plan de acciones establecido en la primera etapa, se iniciaron los estudios para la optimización del recurso hídrico dentro de las instalaciones del IMTA, con una visión técnica y ambiental; el cual consideró estudios y proyectos ejecutivos para la sustitución de la red de distribución de agua potable, ampliar el riego tecnificado y la red de drenaje pluvial. Este estudio incluyó:

- La revisión y reseña histórica de los estudios, trabajos y proyectos relacionados con de las redes de agua potable, riego, alcantarillado sanitario y drenaje pluvial
- Levantamiento del catastro de la Red de Distribución, Red de riego, Red de Alcantarillado Sanitario y Drenaje Pluvial
- Integración de la Infraestructura hidráulica del IMTA en un Sistema de Información Geográfica (SIG)
- Evaluación de la eficiencia electromecánica del equipo de bombeo en el pozo IMTA con base en la NOM-006-ENER-2015
- Estudio de demandas, usos y consumos.
- Proyecto Ejecutivo Para la Mejora de la Red de Distribución de Agua Potable y Riego tecnificado integral
- Diseño de la red de drenaje pluvial

Como primer acción, se realizó una revisión y reseña histórica de los estudios, trabajos y proyectos relacionados con de las redes de agua potable, riego, alcantarillado sanitario y drenaje pluvial, dentro del IMTA.

#### 3.1. Levantamiento del catastro de la Red de Distribución, Red de riego, Red de Alcantarillado Sanitario y Drenaje Pluvial

Se realizaron recorridos de campo, para levantar la infraestructura de alcantarillado sanitario y de drenaje pluvial, así como verificar la información existente de la red de distribución de agua potable y de riego.

##### 3.1.1. Recorrido de campo

Se realizaron una serie de recorridos de campo, para levantar la infraestructura de alcantarillado sanitario y de drenaje pluvial, así como verificar la información existente de la red de distribución de agua potable y de riego. Para ello se habilitaron brigadas

con personal de la subdirección de recursos materiales, de la Coordinación de administración.



**Ilustración 3.1 Infraestructura de agua potable y riego**



**Ilustración 3.2 Infraestructura de drenaje pluvial y alcantarillado sanitario**

Se integraron fichas de campo de cada elemento que conforma la infraestructura, las cuales se adjuntan a este informe dentro de la carpeta digital *Fichas de Infraestructura* con los siguientes archivos:

- Cajas de valvulas.xlsx (Ilustración 3.3)
- Motores de abastecimiento de agua.xlsx (Ilustración 3.4)
- Motores sistema de riego.xlsx
- Registros hidráulicos.xlsx\*
- Registros pluviales y sanitarios.xls\*

\*Estos dos registros nos producto de los trabajos de levantamiento topográfico, realizado durante 2015.

INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA SUBCOORDINACIÓN DE HIDRÁULICA URBANA			
IMTA Verde			
<b>FICHA TÉCNICA DE MANTENIMIENTO DE VÁLVULAS Y SU CAJA</b>			
DISTRITO	UBICACIÓN Y REFERENCIAS	COLONIA	CLAVE
	Bld. Paseo Cuauhnáhuac	Progreso	RH-021
CROQUIS DE LOCALIZACIÓN		CARACTERÍSTICAS DE LA TAPA	
		MATERIAL	Metálica
		ESTADO	Buena
		ACCIÓN REALIZADA	Ninguna
		CONDICIONES DE LA CAJA	
		BASURA	LODO
		TIERRA	AGUA
CARACTERÍSTICAS DE LA VÁLVULA		CONDICIONES DE LA VÁLVULA	
DIÁMETRO	4"	BUENO	MALO
MATERIAL	Fofo	REGULAR	NO HAY
TIPO	Compuerta		
FUGA (L/S)	Ninguna	COORDENADAS GEOGRÁFICAS UTM	
FOTOGRAFÍAS DE REFERENCIA DE UBICACIÓN		X	
DE:	439	Y	
A:	441	Z	
CRUCERO DE PIEZA ESPECIALES		DIMENSIONES DE LA CAJA	
		ALTO	1.25 m
		LARGO	1.00 m
		ANCHO	0.80 m
		DISTANCIA A LOMO	1.05 m
		OBSERVACIONES	
FOTOGRAFÍAS DE LAS CONDICIONES INICIALES DE LA CAJA		FOTOGRAFÍAS DE LOS TRABAJOS DE LIMPIEZA	
DE:		DE:	
A:		A:	
FOTOGRAFÍAS DEL MANTENIMIENTO DE VÁLVULA		FOTOGRAFÍAS DEL RESULTADO DE LOS TRABAJOS	
DE:		DE:	
A:		A:	
OBSERVACIONES Y DICTAMEN GENERAL AL RESPECTO DE LO OBSERVADO EN CAMPO			



Ilustración 3.3 Ficha de levantamiento de cajas de válvulas

INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA SUBCOORDINACIÓN DE HIDRÁULICA URBANA			
IMTA Verde			
<b>FICHA TÉCNICA DE MOTORES</b>			
DISTRITO	UBICACIÓN Y REFERENCIAS	COLONIA	CLAVE
	Bld. Paseo Cuauhnáhuac	Progreso	MA-017
CROQUIS DE LOCALIZACIÓN		CONDICIONES DE LA PLACA DE DATOS	
		BUENO	MALO
		REGULAR	NO HAY
		PROTECCIÓN CONTRA INTERPERIE	
		EXISTE	NO EXISTE
		CONDICIONES DE CÁRCASA	
		BUENO	MALO
		REGULAR	
CARACTERÍSTICAS DEL EQUIPO		COORDENADAS GEOGRÁFICAS UTM	
POTENCIA	1.5	X	
TENSIÓN	127/220	Y	
MARCA	SIEMENS	Z	
FOTOGRAFÍAS DE REFERENCIA DE UBICACIÓN			
DE:		361	
A:		363	
OBSERVACIONES:			
Bomba hidroneumatica			

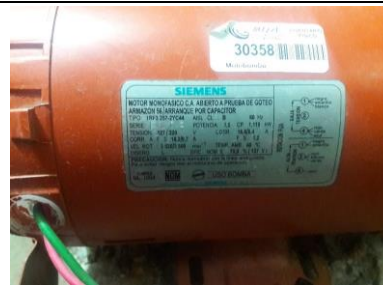


Ilustración 3.4 Ficha de levantamiento de motores



Derivado de estos trabajos, la infraestructura de agua potable, riego tecnificado, drenaje pluvial y alcantarillado sanitario se resume de la Tabla 3.1 a la Tabla 3.4.

**Tabla 3.1 Infraestructura de Agua Potable y Riego**

Descripción	Cantidad
<b>Sistema de Bombeo</b>	
Equipos de suministro de agua	32
Equipos de Riego	17
Pozo	1
<b>Accesorios</b>	
Medidores electromecánicos	8
Cisternas	27
Cajas de válvulas de suministro de agua	67
Cajas de válvulas de Riego	12
Cajas de sistema contra incendios	5
Medidores volumétricos	65
Llaves de jardín	36
<b>Válvulas</b>	
Válvula de compuerta de 1/2"	1
Válvula de compuerta de 3/4"	9
Válvula de compuerta de 1"	5
Válvula de compuerta de 2"	7
Válvula de compuerta de 2 (1/2)"	1
Válvula de compuerta de 4"	4
Válvula de compuerta de 6"	5

**Tabla 3.2 Conducciones de agua potable y riego**

Descripción	Cantidad (m)	Porcentaje
Tubería de agua de 1/2 "	250	5.6%
Tubería de agua de 3/4 "	970	21.6%
Tubería de agua de 1"	780	17.4%
Tubería de agua de 2"	385	8.6%
Tubería de agua de 2 (1/2)"	48	1.1%
Tubería de agua de 4"	1 299	28.9%
Tubería de agua de 6"	756	16.8%
<b>Total</b>	<b>4 488</b>	<b>100%</b>

Tabla 3.3 Infraestructura de drenaje pluvial y alcantarillado sanitario

Descripción	Cantidad
<b>Pozos de visita</b>	
Pluvial	62
Sanitario	19

Tabla 3.4 Conducciones de Drenaje pluvial y alcantarillado sanitario

Descripción	Cantidad (m)	Porcentaje
Tubería Sanitario 12"	788	21.6%
Tubería pluvial de PVC 6"	36	1.0%
Tubería pluvial de concreto 8"	36	1.0%
Tubería pluvial de concreto 10"	51	1.4%
Tubería pluvial de concreto 12"	2 406	65.8%
Tubería pluvial de concreto 14"	337	9.2%
<b>Total</b>	<b>3 654</b>	<b>100%</b>

### 3.2. Integración de la Infraestructura en un Sistema de Información Geográfica (SIG)

Por la gran cantidad de información generada durante el desarrollo del estudio, se integró un Sistema de Información Geográfica, SIG, incluye la planimetría del instituto, el modelo digital de elevaciones (MDE) del terreno, infraestructura de las redes de agua potable, alcantarillado sanitario y drenaje pluvial, demás información que sea relevante.



Ilustración 3.5 SHP de la Topografía del IMTA

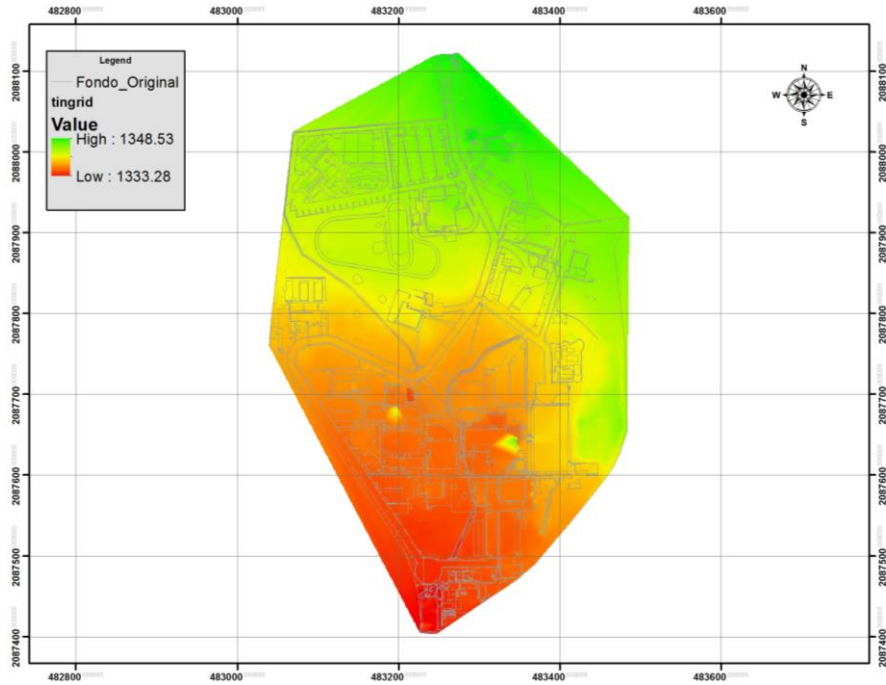


Ilustración 3.6 Modelo digital de elevaciones del IMTA

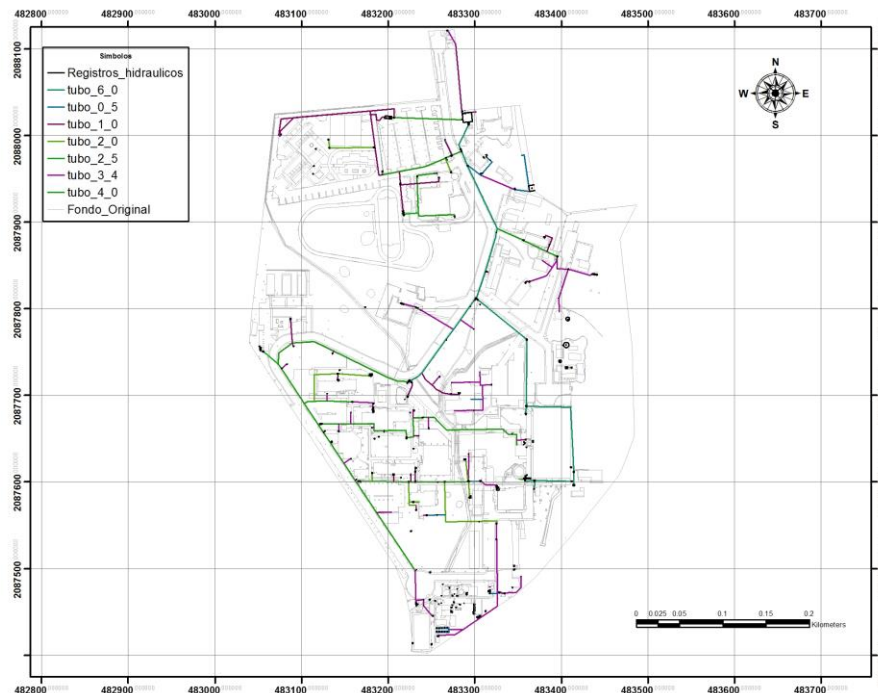


Ilustración 3.7 SHP de la Red de Agua Potable y Riego



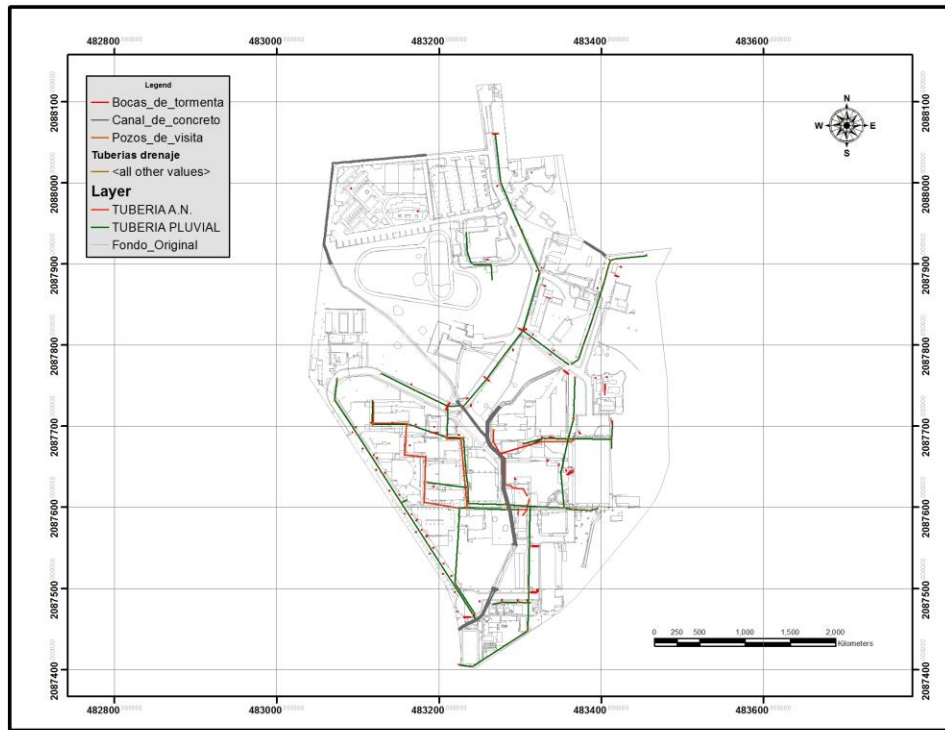


Ilustración 3.8 SHP de la Red de drenaje Pluvial y alcantarillado sanitario

Se integraron bases de datos la infraestructura, las cuales se adjuntan a este informe dentro de la carpeta digital *Bases de datos de Infraestructura* con los siguientes archivos:

- Base
  - Curvas Topograficas.shp
  - MDE\_IMTA (TIN)
  - Poligonos\_Imta.shp
- Agua Potable y riego
  - Tuberias.shp
  - Zonas\_de\_riego
- Drenaje y alcantarillado
  - Canal\_de\_concreto.shp
  - Bocas\_de\_tormenta.shp
  - Pozos\_de\_visita.shp
  - Tuberias drenaje.shp

### 3.3. Evaluación de la eficiencia electromecánica del equipo de bombeo en el pozo IMTA con base en la NOM-006-ENER-2015

#### 3.3.1. Alcances

Se realizaron mediciones de parámetros hidráulicos y electromecánicos para determinar la eficiencia electromecánica del equipo de bombeo del Pozo IMTA, con base en la NOM-006-ENER-2015, Eficiencia energética electromecánica en sistemas de bombeo para pozo profundo en operación.- Límites y método de prueba.

Se realizó un levantamiento de los elementos y accesorios eléctricos de potencia y control como: arrancador, protectores, transformador, CCM, canalizaciones, cable, sistema de tierra, etcétera de acuerdo con la NMX-J-604-ANCE-2008 y NOM-029-STPS-2011.

Se realizó el levantamiento de los equipos de potencia y control del Pozo IMTA, de acuerdo a la NMX-J-604-ANCE-2008 y NOM-029-STPS-2011.

Se realizaron mediciones del consumo de energía de diez equipos de bombeo para la alimentación de los tinacos de cada edificio así como el sistema de riego, con el fin calcular cuanta energía está consumiendo el IMTA para el abastecimiento de agua desde su extracción hasta su consumo

Se tomaron mediciones de energía requerida (kWh) de 10 bombas que suministra agua a los tinacos y al sistema de riego del IMTA.

#### 3.3.2. Mediciones realizadas en equipos

##### *Parámetros hidráulicos del pozo*

- Caudal, con equipo ultrasónico portátil, una vez estabilizado el nivel dinámico. Registrar y almacenar información.
- Presión de descarga,
- Nivel dinámico del pozo, se medirá con sonda eléctrica.

### ***Parámetros electromecánicos de los equipos de bombeo***

- Tensión eléctrica, (V)
- Corriente en las tres fases, (A)
- Factor de potencia
- Velocidad de rotación del motor, (r/min)

### ***Medición de niveles***

Los datos obtenidos de los niveles son obtenidos del mantenimiento realizado a finales del año pasado realizado por el IMTA.

### **3.3.3. Equipo utilizado**

#### ***Medidor de flujo ultrasónico thermo polysonics DCT7088***

Se colocaron los medidores en las tuberías de descarga de los equipos de bombeo analizados, utilizando el método V. La colocación se realizó en tramos que cumplen con las especificaciones del equipo, es decir un tramo recto aguas arriba y aguas abajo de su ubicación. Lo anterior debido a la necesidad de que el flujo llegue sin turbulencia mayor que afecte el funcionamiento del medidor, y de esta manera, la magnitud del error nominal se mantenga.

El equipo consta básicamente de un transmisor, un emisor y receptor (transductores), cables que conectan los transductores con un computador que controla la señal acústica, analiza la información registrada y la transforma en caudales, volúmenes o velocidad del agua (Ilustración 3.9).

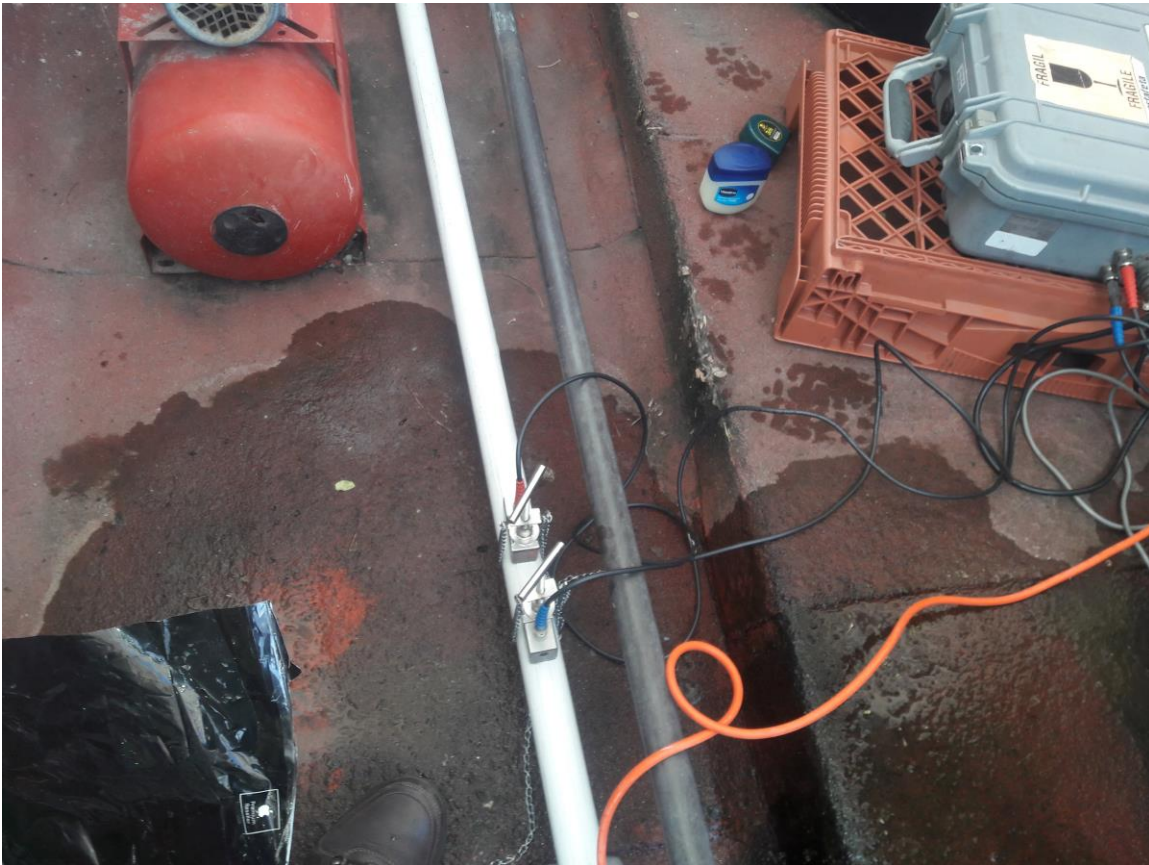


Ilustración 3.9 Instalación del equipo de medición thermo polysonics DCT7088

### **Medidor de redes eléctrica PowerPad® III Modelo 8435**

En estos casos, resulta indispensable la utilización del equipo de medición adecuado (voltímetro, amperímetro, vatímetro, multímetro, entre otros) que permita medir los siguientes parámetros.

- Tensión eléctrica en las 3 fases, (V)
- Corriente en las 3 fases, (A)
- Factor de potencia
- Velocidad de rotación del motor, (r/min)

Para este estudio se utilizó un equipo PowerPad® III Modelo 8435, que permite diagnosticar y realizar trabajos de calidad de energía en sistemas de una, dos o tres fases; Proporciona cuatro entradas de tensión y cuatro entradas de corriente. Al utilizarlo con la tapa cerrada para efectuar mediciones.





Ilustración 3.10 Equipo PowerPad® III Modelo 8435

### 3.4. Análisis de la información, propuesta de mejoramiento y eficiencia energética en equipos de bombeo.

Se evaluó el estado de operación del pozo de acuerdo con los valores mínimos de eficiencia para sistemas de bombeo que establece la: NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-006-ENER-2015, EFICIENCIA ENERGÉTICA ELECTROMECÁNICA EN SISTEMAS DE BOMBEO PARA POZO PROFUNDO EN OPERACIÓN.- LÍMITES Y MÉTODO DE PRUEBA.

Cualquier sistema de bombeo para pozo profundo que utilice la energía eléctrica para su operación debe cumplir con los valores mínimos de eficiencia establecidos en la Tabla 3.5.

**Tabla 3.5 Valores mínimos de eficiencia para sistemas de bombeo para pozo profundo en operación**

Intervalo de Potencias		Eficiencia electromecánica (conjunto motor bomba) (%)	
kW	Hp	Bomba con motor sumergible	Bomba con motor externo
5,6-14,9	7,5-20	35	52
15,7-37,3	21-50	47	56
38,0-93,3	51-125	57	60
94,0-261	126-350	59	64

### 3.4.1. Eficiencia electromecánica en el pozo del IMTA

En base a la NOM-006-ENER-2015 y derivado del diagnóstico de eficiencia electromecánica del conjunto bomba-motor, este equipo presentó una eficiencia 45.51 %, alcanzando los valores requeridos de eficiencia, por lo tanto no deben efectuarse acciones de rehabilitación. El proceso y resultados se presenta de la Tabla 3.6 a la Tabla 3.10.



**Tabla 3.6 Datos generales del equipo de bombeo del pozo IMTA**

<b>NOMBRE DE LA ESTRUCTURA:</b>	<u>POZO 1 IMTA</u>	<b>NOMBRE DEL EQUIPO:</b>	<u>BOMBA # 1</u>
TOTAL DE EQUIPOS:	<u>1</u>	CALLE:	<u>Paseo Cuauhnáhuac</u>
ENTRE CALLE:	<u>Paseo Cuauhnáhuac</u>	ESTADO:	<u>Morelos</u>
COLONIA:	<u>Progreso</u>	MUNICIPIO:	<u>Jiutepec</u>
FECHA:	<u>22-ago-16</u>	HORA:	<u>11:35 hrs</u>
<b>SISTEMA ELÉCTRICO</b>			
<b>SUMINISTRO ELÉCTRICO:</b>	<b>ARRANCADOR:</b>		
Demanda contratada:	<u>809 kWh General</u>	Tipo:	<u>Autotransformador</u> Marca: <u>EEL</u>
Tarifa contratada:	<u>HM</u>	Capacidad:	<u>60 hp</u> Clave: <u>AUT-0238.3.35</u>
<b>TRANSFORMADOR:</b>		Control:	<u>440 V</u>
Tipo:	<u>Seco</u> Marca: <u>IMEM</u>	<b>CONDUCTOR ELÉCTRICO DE ARRANCADOR - BOMBA:</b>	
Capacidad:	<u>50 KVA</u> Clave: <u>N.V.</u>	Calibre:	<u>4</u>
Tensión	Alta: <u>N.V.</u> Baja: <u>480 volts</u>	<b>CAPACITORES:</b>	
<b>MEDIDOR:</b>		Marca:	<u>No tiene</u>
No. de medidor:	<u>General del IMTA</u>	Potencia:	<u>No tiene</u>
KWh:	<u>NA</u>	Tensión:	<u>No tiene</u>
KWmáx.:	<u>NA</u>	<b>SISTEMAS DE TIERRA:</b>	
KVARh:	<u>NA</u>	Marca:	<u>SCHNEIDER</u>
		Tensión:	<u>480</u>
		<b>INTERRUPTOR:</b>	

**Tabla 3.7 Datos generales del equipo de bombeo del pozo IMTA (Continuación)**

DATOS DE PLACA MOTOR				DIAGRAMA UNIFILAR	
TIPO:	<u>SUMERGIBLE</u>	VOLTAJE:	<u>480 V</u>		
POTENCIA:	<u>30 h.p</u>	EFICIENCIA NOMINAL:	<u>N.V.</u>		
ARMAZÓN:	<u>N.V.</u>	EFICIENCIA MÍNIMA:	<u>N.V.</u>		
RPM:	<u>1775</u>	F.S.:	<u>N.V.</u>		
MARCA:	<u>BAMSA</u>	CLAVE	<u>N.V.</u>		
MODELO:	<u>N.V.</u>	DIAM. DE LA FLECHA	<u>N.V.</u>		
SERIE:	<u>                    </u>				

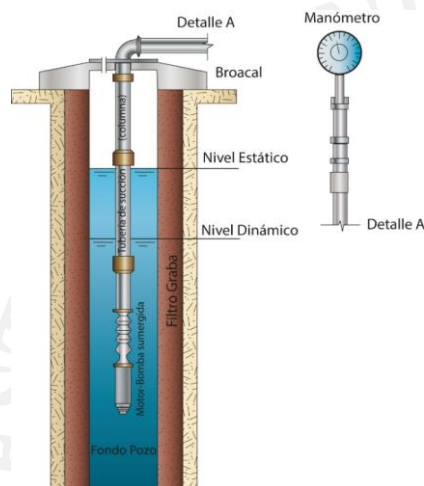
**Tabla 3.8 Mediciones eléctricas del pozo IMTA**

No.	TENSIÓN ENTRE FASES			CORRIENTE POR FASE			FACTOR DE POTENCIA			POTENCIA REAL	POTENCIA APARENTE	POTENCIA REACTIVA
	$V_{A-B}$	$V_{B-C}$	$V_{A-C}$	$I_A$	$I_B$	$I_C$	$F_{pA}$	$F_{pB}$	$F_{pC}$			
1	426.26	424.55	425.64	38.98	38.56	37.48	0.720	0.740	0.740	20.72 KW	28.25 KVA	23.57 KVAR
2	425.51	422.78	424.95	38.90	38.53	37.53	0.720	0.740	0.740	20.66 KW	28.17 KVA	23.50 KVAR
3	429.68	427.11	429.21	38.98	38.60	37.61	0.720	0.740	0.730	20.81 KW	28.51 KVA	23.78 KVAR

**Tabla 3.9 Medición de parámetros hidráulicos del Pozo IMTA**

**MEDICIONES DE PARÁMETROS HIDRÁULICOS**

NIVEL DINÁMICO :	<u>40.00 m.</u>	LONGITUD DE TUBERÍA DE SUCCIÓN (B):	<u>67.50 m.</u>
LONGITUD DE TUBERÍA DE DESCARGA :	<u>0.37 m.</u>	ALTURA DEL MANÓMETRO DE DESCARGA (D):	<u>1.10 m.</u>
ALTURA DE TUBERÍA DE DESCARGA :	<u>0.50 m.</u>	DIÁMETRO DEL ADEME:	<u>8 plg.</u>
		HORAS DE OPERACIÓN:	<u>3 hrs.</u>



SUCCIÓN

Diámetro:	101.60 mm	4 plg
Material:	ACERO AL CARBON	

DESCARGA

Diámetro:	152.40 mm	6 plg
Material:	ACERO AL CARBON	

MEDICIONES HIDRÁULICAS DEL EQUIPO DE BOMBEO			
Prueba	Gasto (L/s)	Presión (m)	Nivel Dinámico (m)
1	16.90	15.00	40.00
2	17.11	15.00	40.00
3	17.25	15.00	40.00

Mediciones hidráulicas (condición normal)		
Nombre de equipos operando	Gasto Total (L/s)	Presión (m)
1	17.09	15

Tabla 3.10 Resultados de eficiencia electromecánica en el pozo del IMTA

EFICIENCIA ELECTROMECAÁNICA			PRUEBA		
No.	Símbolo	Descripción	1	2	3
1	$D_i$	Diámetro interno de la tubería (m)	152.4000	152.4000	152.4000
2	$N$	Frecuencia de rotación (RPM)	1,775	1,775	1,775
3	$ND$	Nivel dinámico (m)	40.00	40.00	40.00
4	$x$	Distancia desde el nivel de referencia a la línea de centros del manómetro (m)	1.10	1.10	1.10
5	$P_1$	Lectura del manómetro a la descarga (m)	15.00	15.00	15.00
6	$P_m$	Presión a la descarga = [(4) + (5)] (m)	16.10	16.10	16.10
7	$A$	Área del tubo a la descarga [3.141592*(1) <sup>2</sup> /4](m <sup>2</sup> )	18241.465	18241.465	18241.465
8	$q_v$	Gasto (m <sup>3</sup> /s)	0.0169	0.0171	0.0173
9	$h_v$	Carga de velocidad=[{(8)/(7)} <sup>2</sup> /19,613.3] (m)	0.0000	0.0000	0.0000
10	$h_{fc}$	Perdidas de fricción en la columna (m)	0.1986	0.2035	0.2069
11	$h_d$	Carga a la descarga=[(6)+(9)+(10)] (m)	16.30	16.30	16.31
12	$H$	Carga total=[(3)+(11)] (m)	56.30	56.30	56.31
13	$I_A$	Corriente Línea A	38.98	38.90	38.98
	$I_B$	Corriente Línea B	38.56	38.53	38.60
	$I_C$	Corriente Línea C	37.48	37.53	37.61
	$I$	Corriente promedio (A)=[(I <sub>A</sub> +I <sub>B</sub> +I <sub>C</sub> )/3]	38.34	38.32	38.40
14	$V_{A-B}$	Tensión fase AB	426.26	425.51	429.68
	$V_{B-C}$	Tensión fase BC	424.55	422.78	427.11
	$V_{A-C}$	Tensión fase AC	425.64	424.95	429.21
	$V$	Tensión promedio (V)=[(V <sub>AB</sub> +V <sub>BC</sub> +V <sub>AC</sub> )/3]	425.48	424.41	428.67
15	$F_{pA}$	Factor de potencia línea A	0.72	0.72	0.72
	$F_{pB}$	Factor de potencia línea B	0.74	0.74	0.74
	$F_{pC}$	Factor de potencia línea C	0.74	0.74	0.73
	$F_p$	Factor de potencia promedio (%) [(F <sub>pA</sub> +F <sub>pB</sub> +F <sub>pC</sub> )/3]	0.73	0.73	0.73
16	$Pe$	Potencia de entrada al motor (kW) [(1,732*(13)*(14)*(15)*10 <sup>-5</sup> ]	20.72	20.66	20.81

EFICIENCIA ELECTROMECÁNICA			PRUEBA		
No.	Símbolo	Descripción	1	2	3
17	$P_s$	Potencia de salida de la bomba (kW) [ (8) * (12) * 9,806.65 ]	9.33	9.45	9.53
18	$\eta$	Eficiencia electromecánica (%) [ (17) / (16) * 100 ]	45.03	45.73	45.77
Eficiencia electromecánica promedio:			45.51 %		

### 3.4.2. Revisión de la infraestructura eléctrica

Las Normas Mexicanas (NOM, NMX) establece requisitos para el diagnóstico y evaluación de una instalación eléctrica en operación, con objeto de identificar condiciones peligrosas, deterioro físico, mala utilización y en general aquellas que ponen en riesgo la vida de las personas y su patrimonio, a fin de establecer las acciones necesarias para asegurar una protección adecuada contra:

- a) Los choques eléctricos
- b) Los efectos térmicos
- c) Las sobre corrientes
- d) Las corrientes de falla
- e) Las sobres tensiones

Del Pozos del IMTA se hace la recomendación de colocar a tierra el equipo de bombeo en base a la NOM-SEDE-001-2012.

Con forme NOM-029-STPS-2011 “Mantenimiento de las instalaciones eléctricas en los centros de trabajo-Condiciones de seguridad”, se invita a revisar la parte de seguimiento y documentación del mantenimiento preventivos y correctivos, esta norma también establece toda la información necesaria que necesita el operador para salvaguardar su integridad física como son: carteles informativos de alto voltaje, delimitación de área de trabajo, tarjetas de equipos en reparación etcétera.

De acuerdo al levantamiento de las condiciones eléctricas realiza en campo de un formato referido a la NOM-029-STPS-2011 y NMX-J-604-ANCE-2008, para un



total de 44 preguntas se obtuvo un resultado de 84% ver Tabla 3.11 donde se muestran las siguientes evidencias:

**Tabla 3.11 Diagnóstico de infraestructura eléctrica**

N°	Especificación del Diagnóstico	Mecanismo de diagnóstico	Pozo IMTA
1	Diagrama unifilar de la instalaciones eléctricas actualizados	Visual	C
2	Todos los equipos destinados al uso y distribución de la energía eléctrica cuenten con información para identificar las características eléctricas y la distancia de seguridad para las tensiones eléctricas presentes, ya sea en una placa, en etiquetas adheridas o marcada sobre el equipo (NOM-029-STPS-2011)	Visual	NC
<i>Según la NMX-J-604-ANCE-2008</i>			
3	Los medios de soporte de la acometida (mufas) están sujetos firmemente en la instalación?	Visual	C
4	Indicar si los conductores de entrada de la acometida muestran evidencia de daño físico, corrosión, sobrecalentamiento u otro tipo de deterioro en el aislamiento del conductor o en la cubierta del cable	Visual	C
5	Los conductores de entrada de la acometida están sujetos firmemente a muros?	Visual	C
6	Indicar si los conductores de entrada de la acometida terminan en accesorios o conectadores aprobados para las condiciones ambientales en las que se encuentran instalados	Visual	C
7	Indicar si las canalizaciones de entrada de la acometida terminan en accesorios o conectadores aprobados para las condiciones ambientales en las que se encuentran instalados	Visual	C
8	Es fácil el acceso al equipo de entrada de la acometida?	Visual	C
9	El espacio de trabajo al equipo de entrada de la acometida permite una operación y reacondicionamiento de forma fácil y seguro?	Visual	C
10	Indicar si el equipo de entrada de la acometida muestra daño físico evidente, sobrecalentamiento, corrosión u otro tipo de deterioro	Visual	C
11	Indicar si los conductores de la acometida muestran daño físico evidente, sobrecalentamiento, corrosión u otro tipo de deterioro	Visual	C
12	Indicar si las canalizaciones de la acometida muestran daño físico evidente, sobrecalentamiento, corrosión u otro tipo de deterioro	Visual	C
13	La conexión entre los conductores de protección a los electrodos de tierra o puente de unión, asegura una trayectoria de tierra efectiva y permanente?	Visual	C
14	El conductor de protección del electrodo de puesta a tierra muestra deterioro o daño físico evidente?	Visual	NC
15	El conector del conductor de protección del electrodo de puesta a tierra muestra deterioro o daño físico evidente?	Visual	C
16	El conductor de protección del electrodo de puesta a tierra está protegido contra daño físico?	Visual	C
17	El conductor de protección del electrodo de puesta a tierra es de una sola pieza en toda su longitud?	Visual	C
18	Los conductores en derivación están conectados al conductor de protección del electrodo de puesta a tierra, de manera que el conductor de protección del	Visual	C



Nº	Especificación del Diagnóstico	Mecanismo de diagnóstico	Pozo IMTA
	electrodo de puesta a tierra permanezca sin empalmes?		
19	Los tableros de control están accesibles?	Visual	C
20	Los espacios de trabajo y accesos que requieren los tableros de control permiten la operación y reacondicionamiento de manera segura?	Visual	C
21	Los conductores que entran al equipo están sujetos con conectadores aprobados?	Visual	C
22	Las partes metálicas no vivas están puestas a tierra eficazmente?	Visual	NC
23	Existen envolventes para asegurar la protección de partes vivas?	Visual	C
24	Las conexiones de los dispositivos de protección contra sobrecorriente se pueden desconectar?	Visual	C
25	Las conexiones de los dispositivos de protección contra sobrecorriente muestran evidencia de corrosión?	Visual	C
26	Las terminaciones de los dispositivos de protección contra sobrecorriente se pueden desconectar?	Visual	C
27	Las terminaciones de los dispositivos de protección contra sobrecorriente muestran evidencia de corrosión?	Visual	C
28	Las bases de fusibles muestran evidencia de fundición.	Visual	C
29	Las bases de fusibles muestran evidencia de ataque?	Visual	C
30	Las bases de fusibles muestran evidencia de daño?	Visual	C
31	Los conductores expuestos muestran daño físico?	Visual	C
32	Los conductores expuestos están debidamente soportados?	Visual	C
33	Los conductores muestran evidencia de sobrecalentamiento?	Visual	C
34	Los conductores muestran evidencia de deterioro?	Visual	C
35	Los conductores muestran evidencia de desgaste, daño o abuso físico?	Visual	C
36	Las canalizaciones están sujetadas firmemente en la instalación?	Visual	C
37	Las canalizaciones muestran evidencia de daño físico o deterioro?	Visual	C
38	Los interruptores de circuitos por falla a tierra operan correctamente?	Visual	NC
39	Se lleva a cabo el seguimiento y mantenimiento?	Visual	C
40	Se llevan a cabo actividades correctivas?	Visual	C
41	Los equipos y aparatos de utilización tienen un medio de desconexión para desconectar todos los conductores no puestos a tierra?	Visual	NC
42	La capacidad del dispositivo de protección del circuito derivado excede la que se indica en el equipo?	Visual	C
43	Los conductores que entran a los equipos están sujetos con conectores aprobados?	Visual	C
44	Las partes metálicas no conductoras de corriente están puestas a tierra eficazmente?	Visual	NC
C = cumple			84%
NC= no cumple			16%

### 3.4.3. Resultados de potencia consumida en el pozo del IMTA, equipos de bombeo de riego y para abastecimiento de agua a edificios

Se muestran los consumos por tiempo de uso de los equipos de bombeo, ver Tabla 3.12, Tabla 3.13 y Tabla 3.9.

**Tabla 3.12. Consumo de potencia (kWh) POZO IMTA**

Pozo bombeo del IMTA					
Item	Descripción		Tiempo de uso (hrs)	Consumo en kWh	Consumo total kWh
1	Pozo de IMTA	BAMSA (30 h.p)	3	20.64	61.93

**Tabla 3.13. Consumo de potencia (kWh) bombas de riego IMTA**

Sistemas de riego para bombeo del IMTA							
Item	Clave de ubicación	Descripción		Zonas de riego	Tiempo de riego	Consumo en kWh x Zona	Consumo total kWh
1	MR-001	Cisterna general	B.R SIMENS (7.5 h.p)	2	20	2.14	4.276
3	MR-003	Centro de capacitación	B.R JACUZZI (5 h.p)	7	20	2.28	15.978
6	MR-006	Asta Bandera	B.R SIMENS (5 h.p)	4	20	2.28	9.130
7	MR-007	Edif. 2 Riego y drenaje	B.R SIMENS (3 h.p)	2	20	1.84	3.676
11	MR-011	Edif. Hidrología	B.R SIMENS (3 h.p)	1	20	1.84	1.838
							34.91

**Tabla 3.14. Consumo de potencia (kWh) bombas de abastecimiento de agua IMTA**

Sistemas de bombeo para abastecimiento de agua en el IMTA					
Item	Clave de ubicación	Descripción		Tiempo aprox. de usos (min)	Consumo total kWh
1	MA-005	Centro de capacitación	B.A.SIEMENS (0.5 h.p)	70	0.435
2	MA-016	Comedor	B.A. SIEMENS (0.75 h.p)	60	1.125
3	MA-017	Dirección general	B.A. SIEMENS (1.5 h.p)	75	1.398
4	MA-018	Dirección general	B.A. SIEMENS (1.5 h.p)	75	1.398
5	MA-026	Hidráulica	B.A. SIEMENS (1 h.p)	70	1.162
					5.52

La tarifa que aplica CFE al IMTA es de H-M, el IMTA en el mes de julio-2016 reporto conforme al recibo de CFE un consumo de:

- 37,296 kWh Base
- 117 624 kWh Intermedio
- 7 452 kWh Punta

Tomando 21 días hábiles del mes de julio resulta un consumo de 1300.53 kWh para el pozo, dando esto un 1.1% del consumo total de la demanda intermedia.

Tomando 21 días hábiles del mes de julio resulta un consumo de 733.11 kWh para 5 equipos de riego dando esto un 2.0% del consumo total de la demanda base.

Tomando 21 días hábiles del mes de julio resulta un consumo de 115.92 kWh para 5 equipos de abastecimiento a edificios dando esto un 0.1% del consumo total de la demanda intermedia.

La infraestructura de bombeo actual el IMTA consume 241.817 kWh en promedio, de acuerdo con la siguiente clasificación.

- Un equipo de bombeo en el Pozo IMTA: 61.927 kWh
- 31 sistemas de bombeo para edificios y oficinas del IMTA: 124.45 kWh
- 18 sistemas de bombeo para riego de áreas verdes del IMTA: 55.44 kWh

### **3.5. Estudio de demandas, usos y consumos**

Se realizaron mediciones de gasto en periodos de 24, 48 y 72 horas en seis edificios de oficinas y en la alimentación general de la red de distribución de agua del IMTA. Tomando como referencia las mediciones realizadas y considerando la producción mensual en el Pozo IMTA, se realizará el balance hidráulico en los meses donde no se presenta consumo de agua para riego de áreas verdes y se estimara al consumo per cápita de los trabajadores, la demanda diaria por edificio y el patrón de consumo para cada uno de ellos, de acuerdo con el número de personas por edificio durante el horario laboral.


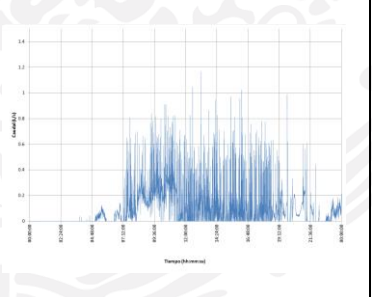

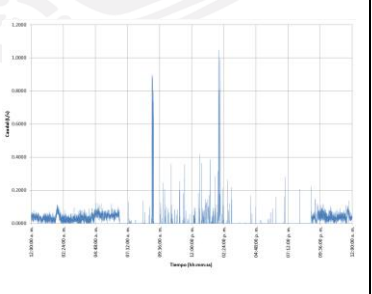
Del registro mensual de mediciones de volumen producido en el Pozo IMTA, la Tabla 3.15 presenta el volumen producido durante 2013, 2014 y 2015, en los meses donde no se presenta riego de áreas verdes (Junio a Septiembre). De acuerdo a esta información, se ha presentado un incremento del volumen producido de 2013 a 2015 de 74%, en promedio.

**Tabla 3.15 Volumen de Producción del Pozo IMTA (2013-2015)**

Mes	Días/mes	2013	2014	2015	2013	2014	2015	2013	2014	2015
		Volumen producido mensual			Volumen promedio diario			Gasto promedio diario		
		m <sup>3</sup> /mes	m <sup>3</sup> /mes	m <sup>3</sup> /mes	m <sup>3</sup> /d	m <sup>3</sup> /d	m <sup>3</sup> /d	L/s	L/s	L/s
Junio	30	2 412	5 135	4 724	80.40	171.17	157.47	1.60	3.40	3.12
Julio	31	3 046	4 922	5 620	98.26	158.77	181.29	1.95	3.15	3.60
Agosto	31	3 157	4 894	4 838	101.84	157.87	156.06	2.02	3.13	3.10
Septiembre	30	3 035	6 126	4 906	101.17	204.20	163.53	2.01	4.05	3.24

Se instalaron equipos ultrasónicos portátiles de medición de caudal, con intervalo de medición a cada cinco segundos durante periodos de 24, 48 y 72 horas en seis edificios de oficinas, la Tabla 3.16 muestra dos de estos a manera de ejemplo. Considerando el personal que labora en cada edificio y un horario laboral de 7:00 a 21:00 hrs, de acuerdo con la Tabla 3.17 se estima una dotación media de 99.19 L/(Trabajador día), lo que representa un gasto medio de 0.002 L/s, por trabajador.

**Tabla 3.16 2 Mediciones realizadas en dos edificios de oficinas**

Edificio	Instalación del equipo de medición	Gráfica de medición	Intervalo de medición
Edificio 4 (Dirección General)			Intervalo de 10 s durante 72 hrs.
Edificio 9 (Hidráulica y Calidad del Agua)			Intervalo de 10 s durante 24 hrs.



**Tabla 3.17 Estimación de la Dotación y Gasto Medio**

Edificio		Total	Volumen	Dotación	Gasto medio
		Trabajadores	L/día	L/(trabajador día)	L/s
31	Encaucemos el Agua	15	90.08	6.01	0.0001
35	STAR	17	412.68	24.28	0.0005
9	Hidráulica y Calidad del Agua	89	757.71	8.51	0.0002
4	Dirección General	134	7 363.71	54.95	0.0011
10	Laboratorio de Calidad del Agua	44	11 756.94	267.20	0.0053
19	Centro de Capacitación	55	12 881.23	234.20	0.0046
Promedio				99.19	0.002

Se puede establecer un consumo total de 78.18 m<sup>3</sup>/día y un gasto medio de 1.50 L/s. De acuerdo con la Ecuación 1, la eficiencia física es del 47.5 %, tomando en consideración que dentro del IMTA no se tiene volumen facturado y en su lugar se considera el volumen consumido estimado.

$$EF = \frac{\text{Volumen de agua estimado}}{\text{Volumen de agua producido}} (100) = \frac{78.18}{164.59} (100) = 47.5\% \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Estos resultados ratifican la necesidad de mejorar el funcionamiento de la red de distribución de agua potable y riego y brindan certeza del volumen de agua requerido para satisfacer las necesidades del personal que labora en el Instituto. Cabe mencionar que continúan los trabajos de medición de gasto en los edificios del IMTA, para establecer valores más precisos.

### 3.6. Estudio de demanda de agua para riego

De los trabajos de visita de inspección y evaluación del estado actual de la Red de Riego, se establece que se aprovechan:

- 15 cisternas para el uso de riego de áreas verdes (18 ha).
- Se cuenta con riego tecnificado, en una superficie de 5 ha;
- 3 ha, se riega de forma manual;
- Aproximadamente 5 ha dependen de la temporada de lluvias.

**Tabla 3.18 Sistemas de riego en operación**

Zonas de riego	Sector de operación	Área	Tiempo	Gasto	Volumen	Lámina
		m <sup>2</sup>	min	L/s	m <sup>3</sup>	mm
Centro de capacitación	7	3038.43	15	7.00	6.30	2.07
Edificio 2. Riego y drenaje	2	2180.40	15	3.68	3.31	1.51
Edificio 7. CENCA	1	1179.79	15	1.39	1.25	1.06
Edificio 6. Hidrología	1	237.23	15	1.84	1.66	6.98
Laboratorio de riego	1	662.60	15	2.60	2.34	3.53
Cisterna General	2	1909.70	15	2.91	2.62	1.37
Casa editorial	1	309.05	15	0.97	0.88	2.83
CB asta bandera	4	2041.62	15	3.94	3.55	1.74
Auditorio	2	1101.52	15			
Edificio 4. Dirección general	3	1093.26	15	4.83	4.35	3.98
Torre	2	959.69	15	2.38	2.14	2.23
Total:	26	14 713.29	165	31.54	28.4	27.301

**Tabla 3.19 Sistemas de riego existentes fuera de operación**

Zonas de riego	Sector de operación	Área	Tiempo	Gasto	Volumen	Lámina
		m <sup>2</sup>	min	L/s	m <sup>3</sup>	mm
Posgrado UNAM	2	492.06	15	1.99	1.79	3.64
Planta de tratamiento	1	352.29	15	1.69	1.52	4.32
Hidrometeorología	2	291.91	15	1.83	1.65	5.64
Talleres de cultura del agua	1	955.29	15	1.69	1.52	1.59
Casa IMTA	2	1 632.45	15	1.20	1.08	0.66
Edificio 9. Hidráulica	2	939.52	15	1.28	1.15	1.23
Total:	10	4 663.52	90	9.68	8.71	17.08

Derivado del diagnóstico de la infraestructura de riego, se encontró que:

- 1 ha con sistema de riego tecnificado está fuera de servicio;
- 3 ha de sistema de riego por goteo, está fuera de operación (Tabla 3.19);
- Sólo 5 ha de superficie de riego funcionando en buenas condiciones con evidencias de pequeñas fugas o aspersores rotos (Tabla 3.18).



**Tabla 3.20 Resumen de volúmenes necesarios para riego tecnificado**

Riego	Área m <sup>2</sup>	Gasto L/s	Volumen m <sup>3</sup>	Capacidad cisternas m <sup>3</sup>	Lámina mm
Actual	13 611.78	31.54	28.39	105.50	2.09
Nuevo	21 577.30	50.00	45.00	100.00	2.09
	35 189.08		73.39	205.50	4.18

### 3.7. Estudio de Calidad del Agua

Se realizó un estudio de calidad del agua en la descarga del pozo IMTA y cinco puntos de la red de distribución de agua existente, de acuerdo con la Ilustración 3.11.

Los análisis se realizaron de acuerdo con la NOM-127-SSA1-1994 Mod. 2000, entre los cuales se destacaron:

Análisis de Absorción Atómica: Al, As, Ba, Cd, Cu, Cr, Fe, Mn, Hg, Pb, Na, Zn,  
Digestión Análisis Físicoquímico: Cianuros, Color Verdadero, Cloruros, Dureza total, Fenoles, Fluoruros, Nitrógeno de Nitratos, Nitrógeno de Nitritos, Nitrógeno Amoniacal, SDT, Sulfatos, SAAM, Turbiedad Análisis Microbiológicos: Coliformes Fecales (NMP), Coliformes Totales (NMP) Análisis Orgánicos: OCL's 2,4-D  
Muestreo Puntual con parámetros de campo: Muestro, pH, Temperatura, Conductividad Eléctrica, Cloro Residual.

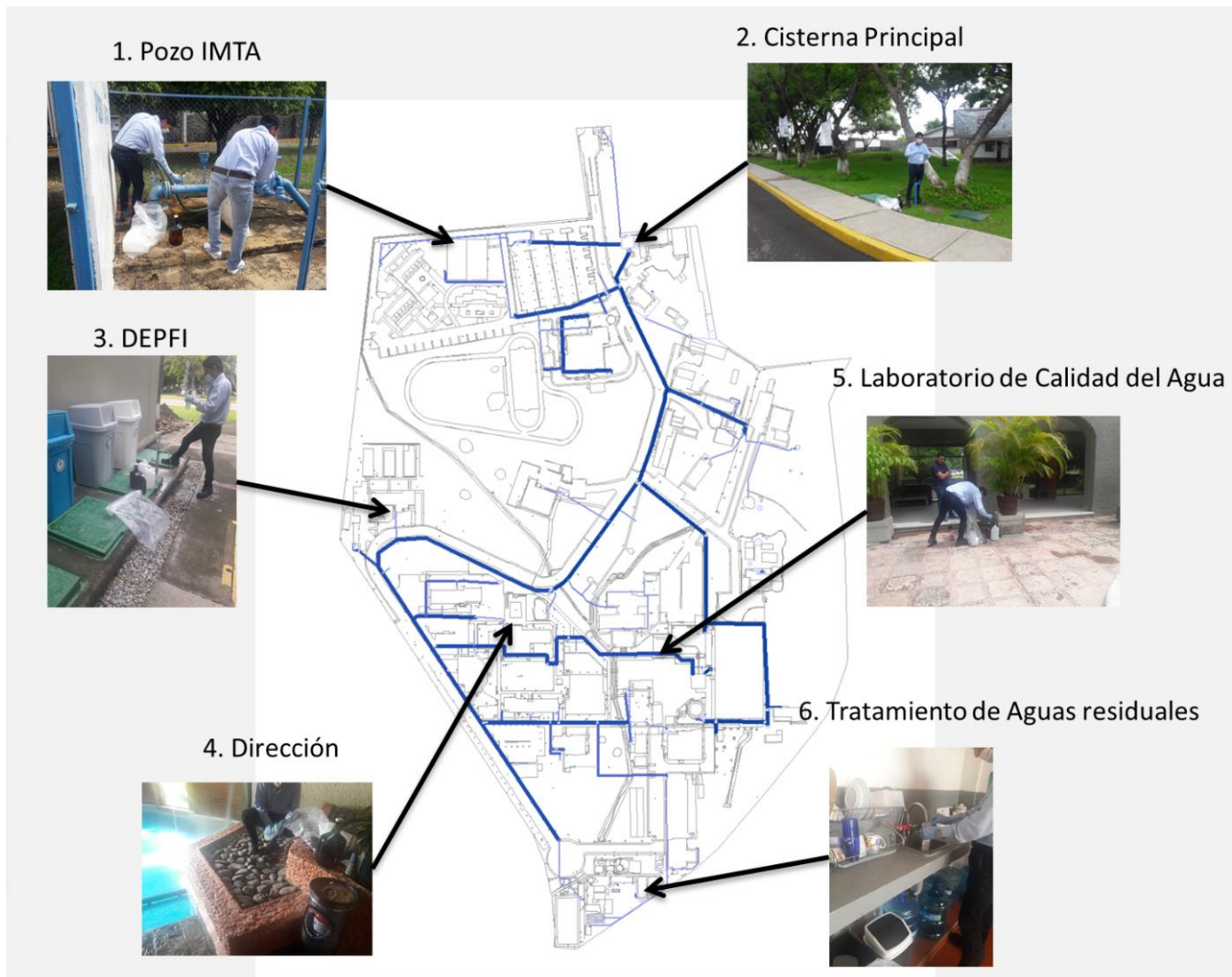


Ilustración 3.11 Puntos de Muestreo para el estudio de calidad del agua

Los resultados permiten establecer que la calidad del agua cumple con todos los parámetros de la NOM-127-SSA1-1994. Los resultados más destacables se presentan en la Tabla 3.21.

**Tabla 3.21 Resultados de calidad más significativos**

Num	Punto de muestreo	Cu	Fe	Zn	Turbiedad	Cloro
		mg/L	mg/L	mg/L	UNT	mg/L
1	Pozo IMTA	0.05	0.11	0.1	0.2	0.06
2	Cisterna	0.05	0.1	0.1	0.1	0.55
3	Dirección	0.05	0.1	0.1	0.2	1
4	DEPFI	0.05	0.59	0.57	0.4	0.15
5	Aguas Residuales	0.09	0.11	0.1	0.3	0.2
6	Calidad del Agua	0.05	0.1	0.1	0.3	0.16
	Valor permisible de la NOM	2	0.3	5	5	0.2 a 1.5

Los resultados completos del análisis se adjuntan a este informe en el documento *Calidad del agua IMTA.pdf*, dentro de la carpeta digital Estudios técnicos.

#### 4. Proyecto Ejecutivo Para la Mejora de la Red de Riego

En documento adjunto





## 5. Proyecto Ejecutivo Para la Mejora de la Red de Distribución de Agua Potable

### 5.1. Diseño hidráulico de la red de distribución de agua potable

Con los datos obtenidos en las actividades del apartado 3, se diseñó la infraestructura necesaria para almacenar el agua extraída del pozo y distribuirla de forma eficiente en el instituto, considerando la infraestructura existente, la ubicación y configuración de las redes de alcantarillado sanitario y drenaje pluvial, así como del sistema de riego.

Como resultado se propone una red de distribución en la cual se sustituye el uso de los 31 sistemas de bombeo para edificios y oficinas por un tanque elevado en el punto topográfico más elevado del IMTA (cota 1348.08 msnm), el cual se encuentra en el área verde junto al acceso del instituto, tal como se muestra en la Ilustración 5.1.

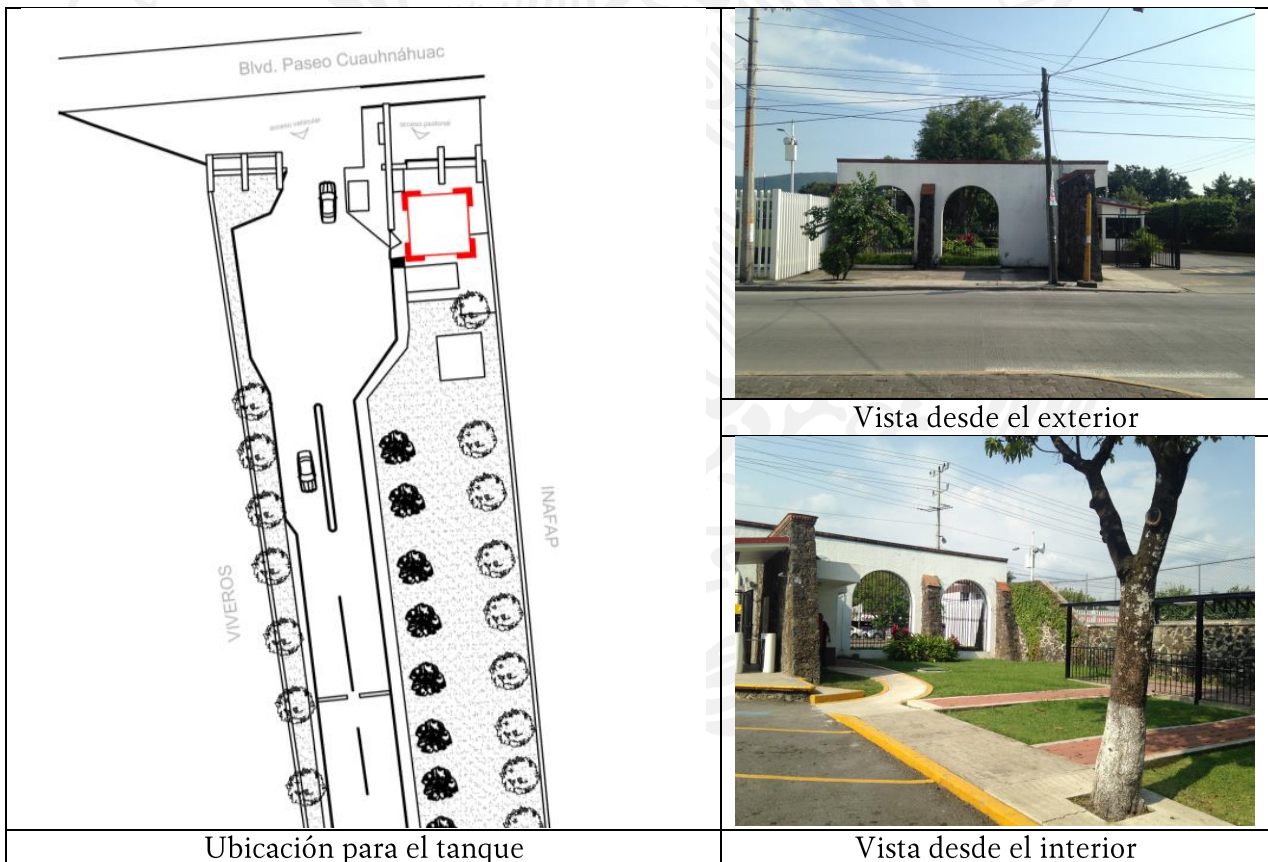


Ilustración 5.1 Ubicación propuesta para el tanque elevado

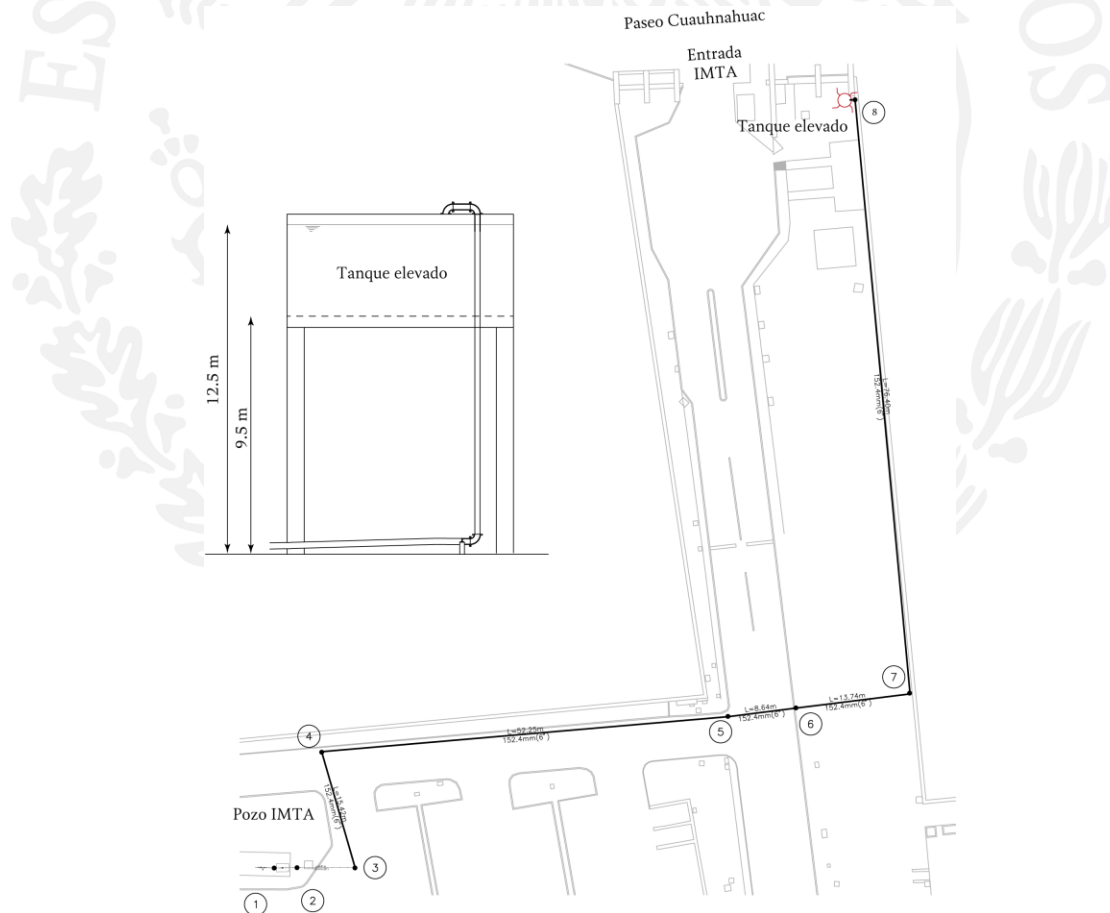


Para la simulación se consideraron las características hidráulicas mostradas en la Tabla 5.1.

**Tabla 5.1 Propiedades hidráulicas del tanque elevado**

Características	Valor	Unidades
Elevación del terreno	1348.08	msnm
Altura de la base	9.5	m
Altura máxima del tanque	12.5	m
Volumen del tanque	100	m <sup>3</sup>

El suministro se considera desde el pozo IMTA y el equipo de bombeo existente, el cual se describe en el apartado 3.3. Evaluación de la eficiencia electromecánica del equipo de bombeo en el pozo IMTA con base en la NOM-006-ENER-2015. Desde el cual se propone una conducción de acero de 150 mm de diámetro, con una longitud total de 178.5 metros, de los cuales 105 m, son enterrados y 73.5 m de forma superficial, de acuerdo con la Ilustración 5.2 y la Ilustración 5.3.



**Ilustración 5.2 Conducción desde el pozo IMTA hasta el Tanque elevado**

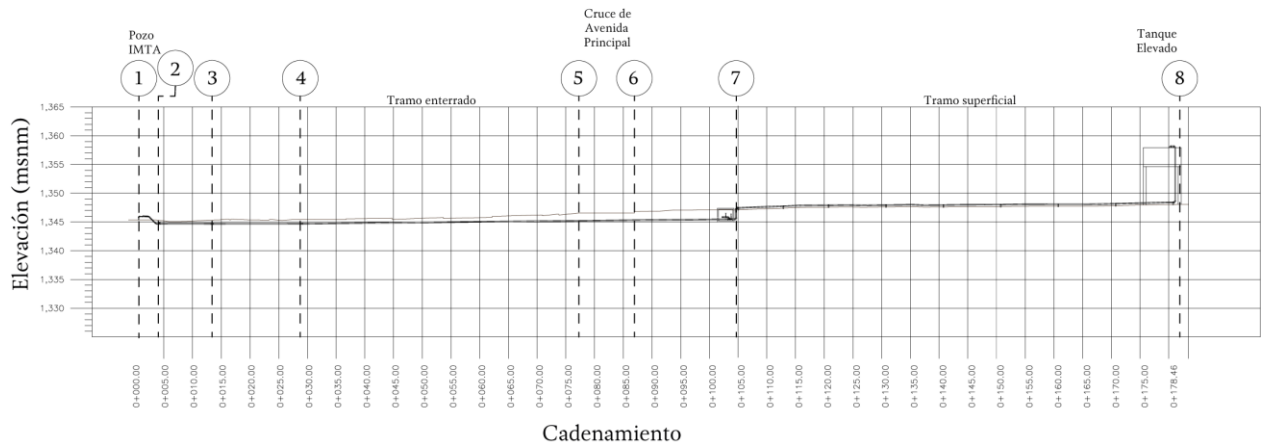


Ilustración 5.3 Perfil de la conducción

### 5.1.1. Demanda de diseño

A través de un modelo de simulación hidráulica en perdidos extendidos, con un intervalo de simulación de un minuto y un tiempo total de 168 horas (Una semana), se evaluó el funcionamiento del sistema Pozo-Tanque y Tanque-Red de distribución, considerando la demanda por trabajador de 99 L/(trabajador día), calculada en el apartado 3.5 *Estudio de demandas, usos y consumos* y que extrapolando a todos los edificios del IMTA, resulta como se presenta en la Tabla 5.2.

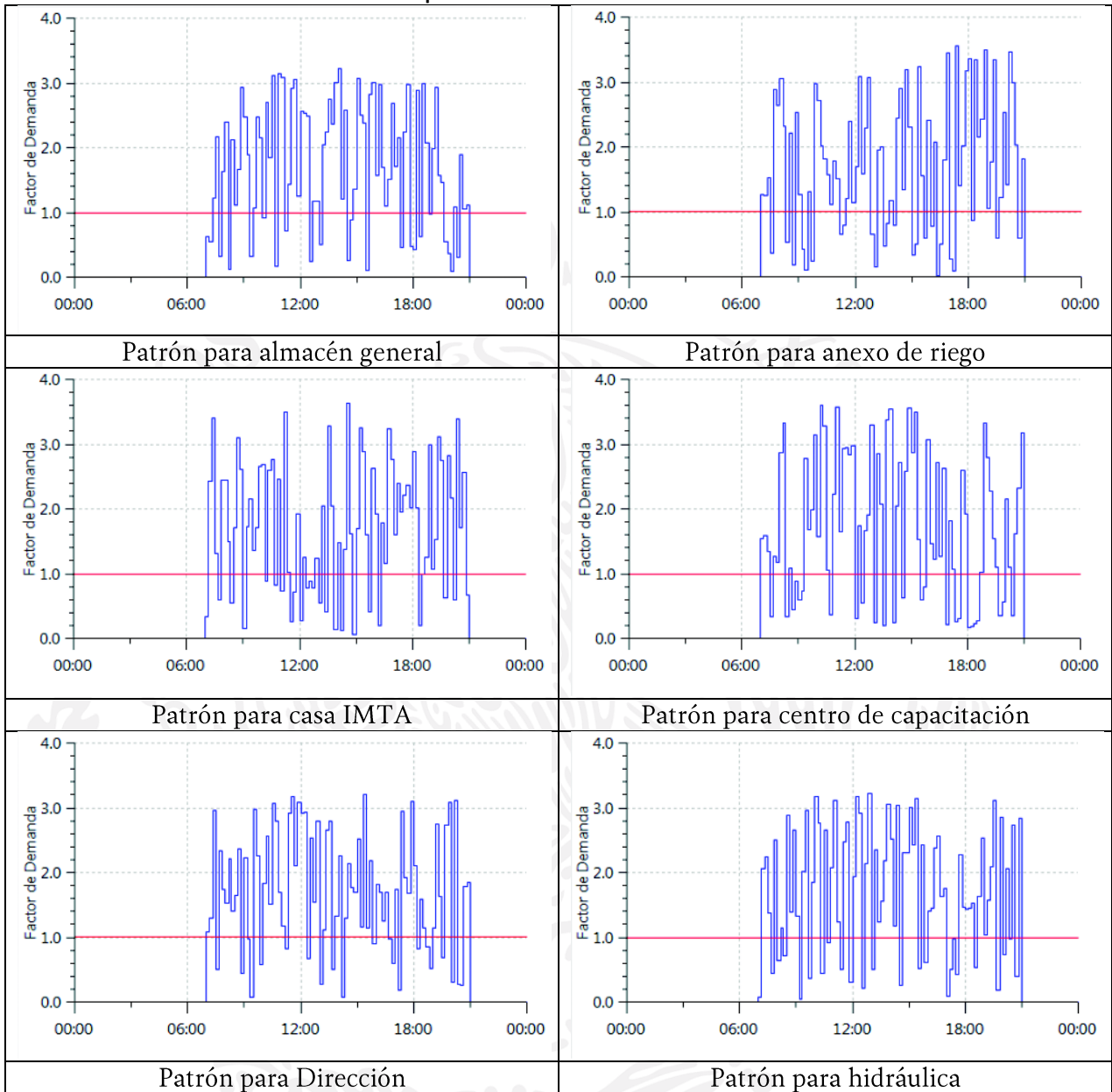
Tabla 5.2 Dotaciones por edificio

Núm.	Edificio Descripción	Total	Caudal Edificio L/s	Dotación por edificio L/(Edif d)
Edificio 1	Caseta de vigilancia	2	0.0039	205.47
Edificio 2	Riego y drenaje, Comunicación	46	0.0905	4 725.81
Edificio 3	Laboratorio de Riego y Drenaje	6	0.0118	616.41
Edificio 4	Dirección General	134	0.2637	13 766.49
Edificio 5	Comedor	12	0.0236	1 232.82
Edificio 6	Hidrología	50	0.0984	5 136.75
Edificio 7	CENCA	6	0.0118	616.41
Edificio 8	Laboratorio de Isotópico	15	0.0295	1 541.02
Edificio 9	Hidráulica y Calidad del Agua	89	0.1752	9 143.41
Edificio 10	Laboratorio de Calidad del Agua	44	0.0866	4 520.34
Edificio 11	Laboratorio Enzo Levi	30	0.0590	3 082.05
Edificio 12	Torre	19	0.0374	1 951.96
Edificio 13	Planta de Tratamiento	2	0.0039	205.47
Edificio 14	Planta Piloto	7	0.0138	719.14

Edificio		Total	Caudal Edificio	Dotación por edificio
Núm.	Descripción		L/s	L/(Edif d)
Edificio 15	Mecanica de Suelos	2	0.0039	205.47
Edificio 16	Casa Editorial	25	0.0492	2 568.37
Edificio 17	DEPFI UNAM	24	0.0472	2 465.64
Edificio 19	Centro de Capacitación	55	0.1082	5 650.42
Edificio 20	Almacen R y D	2	0.0039	205.47
Edificio 21	Casa IMTA	13	0.0256	1 335.55
Edificio 22	Anexo 1	16	0.0315	1 643.76
Edificio 26	Almacen General	9	0.0177	924.61
Edificio 30	Hidrometeorología	20	0.0394	2 054.70
Edificio 31	Encaucemos el Agua	15	0.0295	1 541.02
Edificio 32	Laboratorio UNAM	4	0.0079	410.94
Edificio 33	Mantenimiento	85	0.1673	8 732.47
Edificio 34	Anexo 2	10	0.0197	1 027.35
Edificio 35	STAR	17	0.0335	1 746.49
Edificio 37	Auditorio	2	0.0039	205.47
	Total	761	1.4977	78 181.33

Para la simulación de periodos extendidos se utilizaron 32 patrones de variación horaria de demanda, con intervalo de 10 minutos, con una duración total de 13 horas (de 7:00 a 20:00), fundamentados en las mediciones de caudal presentados en el apartado 3.5. La Tabla 5.3 muestra seis de estos patrones.

Tabla 5.3 Seis patrones de variación horaria de la demanda



### 5.1.2. Consideraciones del riego tecnificado

Derivado del diseño de la red de riego tecnificado, presentado en el apartado 4 *Proyecto Ejecutivo Para la Mejora de la Red de Riego*, la Tabla 5.4 presenta el volumen y gasto correspondiente al agua requerida por concepto de riego.

Tabla 5.4 Gasto de diseño para sistemas de riego

Nombre	Volumen	Bomba asignada	Gasto de diseño	Tiempo ajustado
	L/día		L/s	(min)
Riego Almacenes	7650.00	MBC-5	5.10	25
Riego Andador Principal	2700.00	MBC-2	3.00	15
Riego Anexo de Riego	9180.00	MBC-5	5.10	30
Riego Asta Bandera	9180.00	MBC-5	5.10	30
Riego Auditorio	3060.00	MBC-5	5.10	10
Riego Cachas	3060.00	MBC-5	5.10	10
Riego Calidad del Agua	900.00	MBC-1.5	1.50	10
Riego Casa Ecológica	2700.00	MBC-2	3.00	15
Riego Casa Editorial	1350.00	MBC-3	1.50	15
Riego Casa IMTA	6120.00	MBC-5	5.10	20
Riego CENCA	4320.00	MBC-3	3.60	20
Riego Centro de Capacitación	6120.00	MBC-5	5.10	20
Riego Cisterna Principal	4860.00	MBC-7.5	5.40	15
Riego Comedor	900.00	MBC-1.5	1.50	10
Riego DEPMI	900.00	MBC-1.5	1.50	10
Riego Dirección General	4590.00	MBC-5	5.10	15
Riego Edificio 9	2700.00	MBC-2	3.00	15
Riego Estacionamiento Auditorio	1800.00	MBC-1.5	1.50	20
Riego Estacionamiento Hidráulica	2700.00	MBC-2	3.00	15
Riego Helipuerto	9180.00	MBC-5	5.10	30
Riego Hidrología	1350.00	MBC-1.5	1.50	15
Riego Hidrometeorología	3600.00	MBC-2	3.00	20
Riego Invernadero	1350.00	MBC-1.5	1.50	15
Riego Laboratorio de Riego	4590.00	MBC-5	5.10	15
Riego Las Garzas	10800.00	MBC-2	3.00	60
Riego Molinetes	900.00	MBC-1.5	1.50	10
Riego PTAR	2160.00	MBC-3	3.60	10
Riego Riego y Drenaje	4590.00	MBC-5	5.10	15
Riego Torre	3060.00	MBC-5	5.10	10
Riego Tratamiento de Aguas Residuales	2160.00	MBC-3	3.60	10
<b>Total</b>	<b>118.53</b>			

Para el diseño se consideró el mismo tipo de equipos de bombeo ya instalado en los sistemas existentes, de acuerdo a las necesidades de gasto y carga, la Ilustración 5.4 presenta la curva característica y el rendimiento correspondiente.



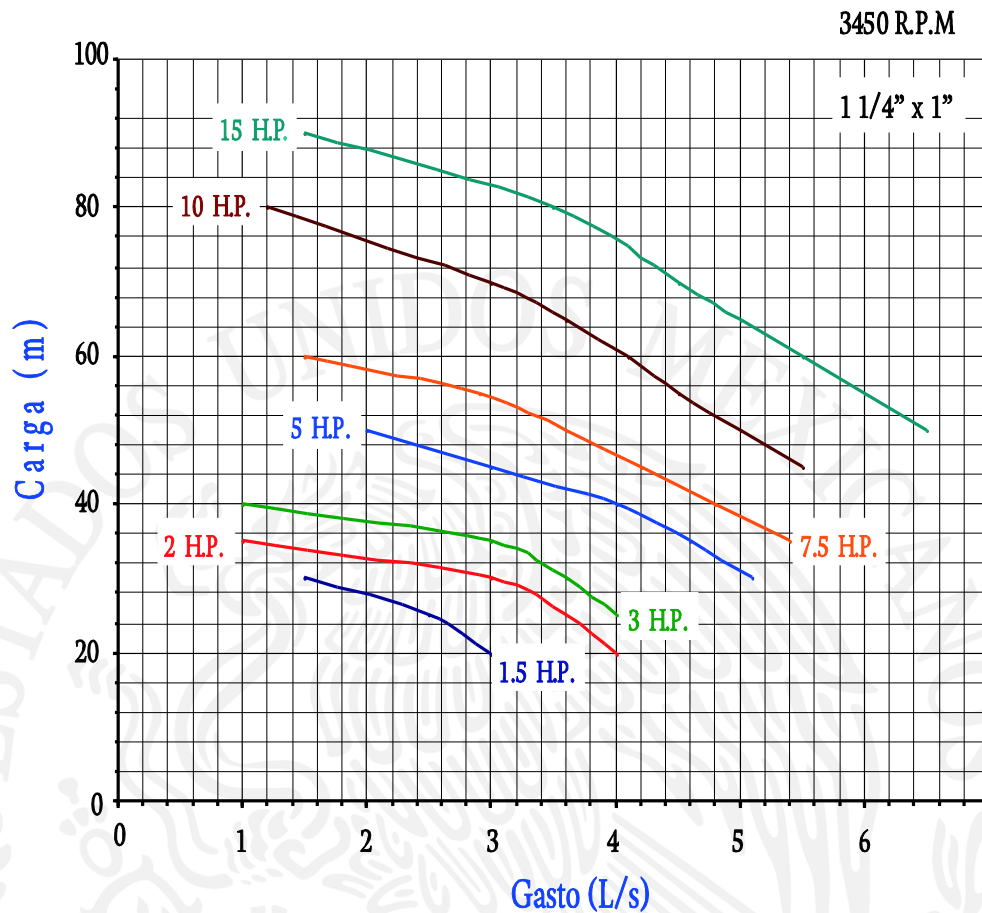


Tabla de Rendimiento

MODELO DE BOMBA	MOTOR	R.P.M.	SUCC.	DESC.	ALTURA EN METROS													
					20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	80	90	
					LITROS POR SEGUNDO													
MBC-1.5	1.5 C.F.	3450	1 1/4"	1"	3	2.5	1.5											
MBC-2	2 C.F.	3450	1 1/4"	1"	4	3.6	3	1										
MBC-3	3 C.F.	3450	1 1/4"	1"		4	3.6	3	1									
MBC-5	5 C.F.	3450	1 1/4"	1"			5.1	4.6	4	3	2							
MBC-7.5	7.5 C.F.	3450	1 1/4"	1"				5.4	4.8	4.2	3.6	2.9	1.5					
MBC-10	10 C.F.	3450	1 1/4"	1"						5.5	5	4.5	4.1	3.6	3	1.2		
MBC-15	15 C.F.	3450	1 1/4"	1"								6.5	6	5.5	5	4.5	3.5	1.5

LAS CURVAS DE RENDIMIENTO ESTÁN CALCULADAS AL NIVEL DEL MAR Y A MAYOR ALTURA DEL NIVEL DEL MAR SU EFICIENCIA DISMINUYE.

Ilustración 5.4 Curva característica de los equipos para riego (Bombas Nilo de México, 2010)

Para la simulación de los periodos de riego se utilizó el modelo matemático de flujo en función de presión, por medio de la Ecuación 5.1. Es un hecho conocido que la presión de afecta la demanda y las pérdidas en la red. Para esta simulación es conocida la presión de trabajo y el gasto asociado, por tanto.

$$Q = XH^Y$$

Ecuación 5.1

donde:

- Q = Gasto (L/s)
- X = Coeficiente de Emisor
- H = Carga en el nodo (m)
- Y = Exponente de emisor

Para cada caso, se especificó el tiempo de arranque y paro de los equipos de bombeo, de forma secuencial escalonada, entre las 6:00 y las 12:00 del día. En la Ilustración 5.5 e Ilustración 5.6 se presentan estos tiempos de bombeo.

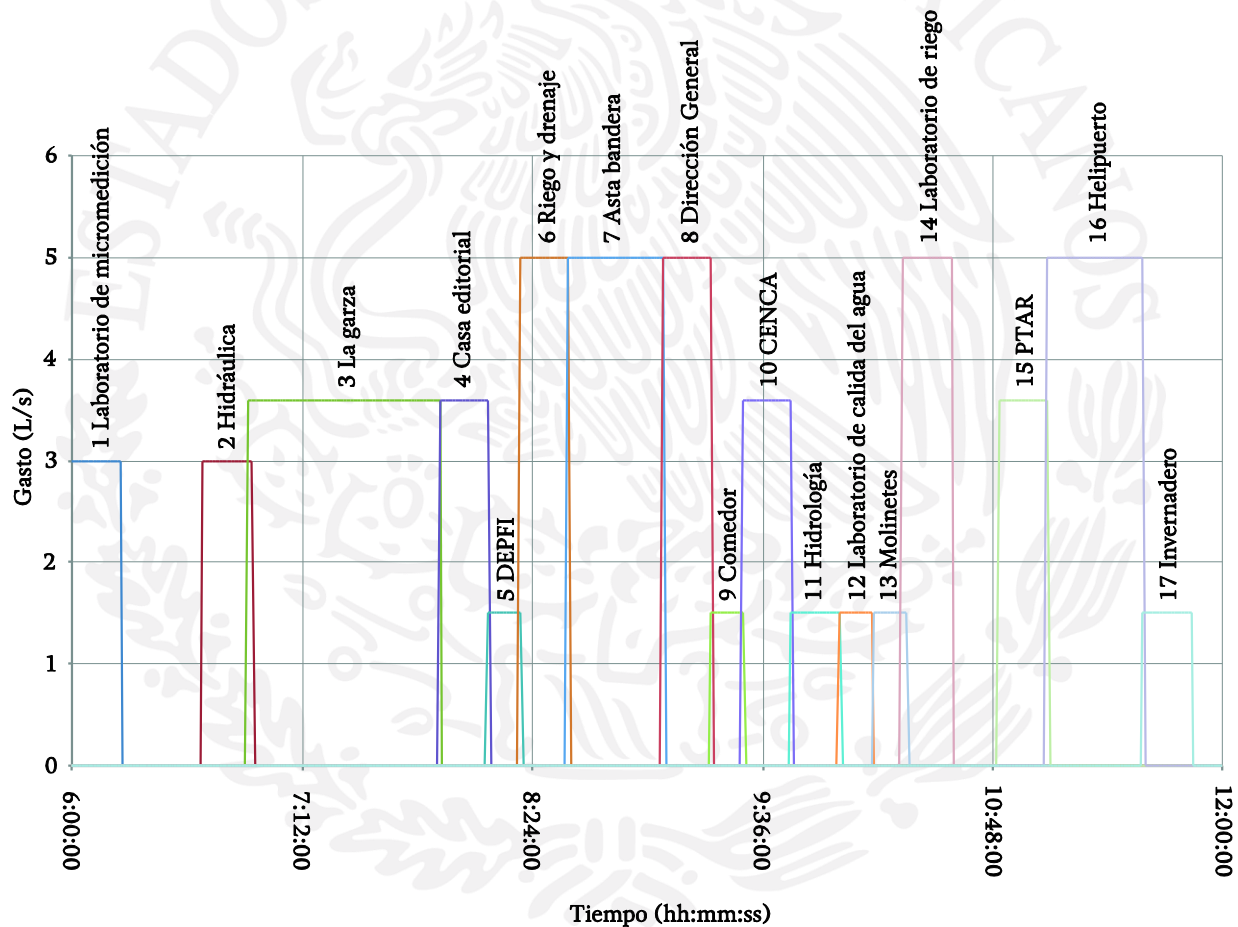


Ilustración 5.5 secuencia de riego tecnificado

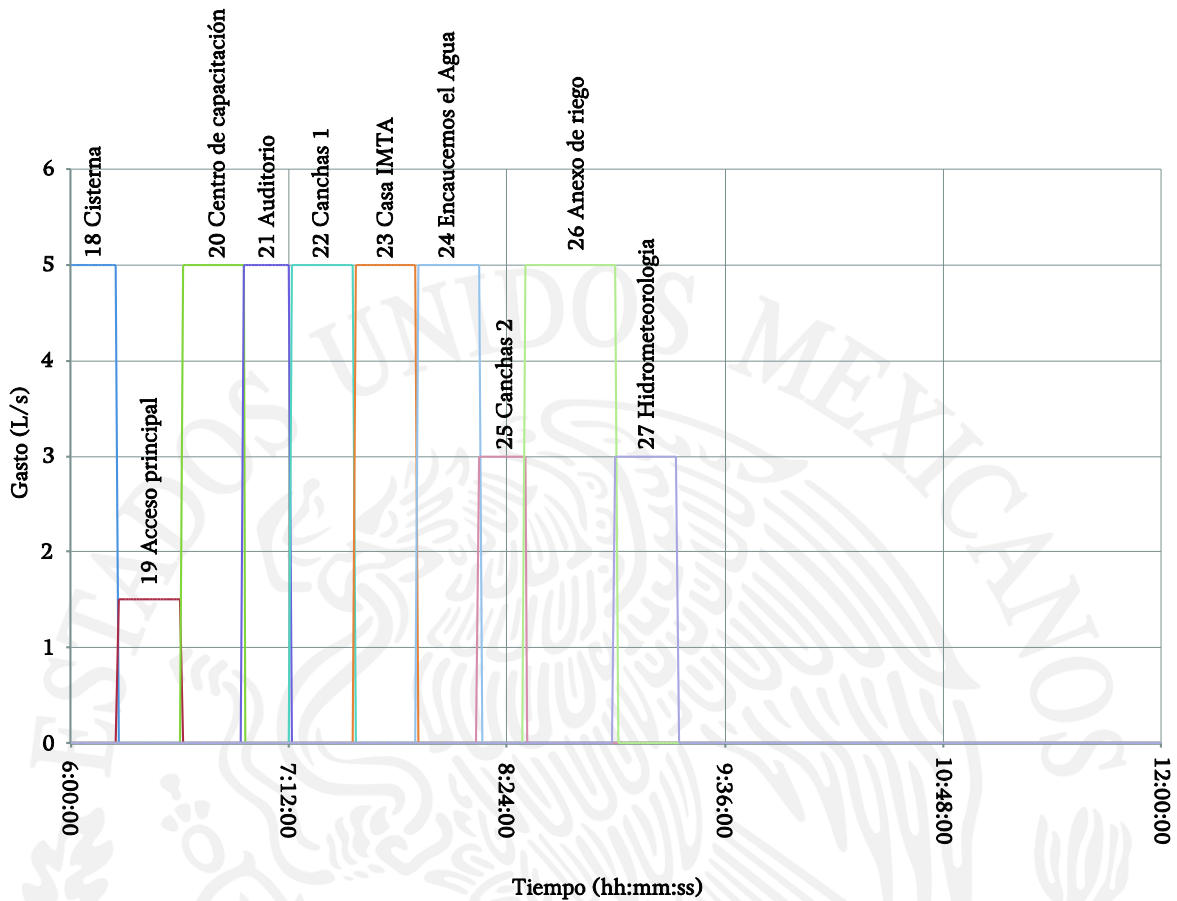
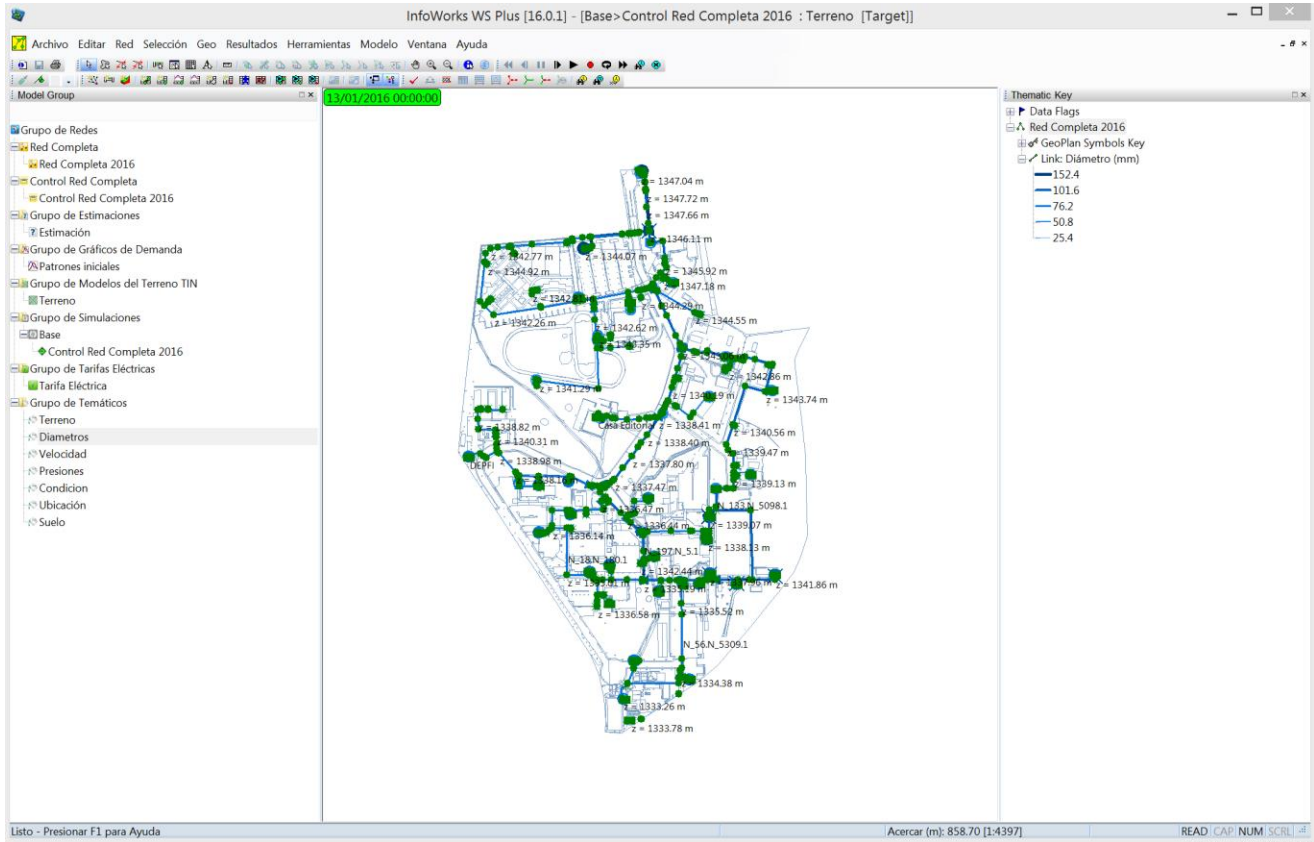


Ilustración 5.6 secuencia de riego tecnificado (continuación)

### 5.1.3. Modelo de simulación en periodos extendidos

A través de un modelo de simulación hidráulica en perdidos extendidos, con un intervalo de simulación de un minuto y un tiempo total de 168 horas (Una semana), se evaluaron diversas alternativas para la reconfiguración de la red de agua potable y riego, optimizando el uso energético para el suministro (Ilustración 5.7). Las simulaciones presentadas se realizaron en el programa Infoworks WS 16.0<sup>®</sup>, debido a su versatilidad para realizar simulaciones en periodos extendidos y de consumo energético.



**Ilustración 5.7 Modelo de simulación de la propuesta de red de distribución de agua potable del IMTA**

Las principales consideraciones para el diseño de la nueva red de distribución de agua potable y riego tecnificado son:

- Se considera un tanque elevado de 100 m<sup>3</sup> de capacidad en el punto más alto del Instituto (Ilustración 5.8)
- El trazo de la red de distribución de agua potable y riego se aleja en lo posible de las áreas verdes (Ilustración 5.9)
- El trazo de las tuberías será de forma superficial en los casos posibles y de forma confinada en el resto de la red
- Las cisternas y rebombes para agua potable fueron eliminados, excepto los del Auditorio y del laboratorio de Calidad del Agua
- Se busca que el agua de la red de distribución cumpla con la NOM-127-SSA1-1994, Mod. 2000
- La propuesta considera la eficiencia energética y el uso de energía sustentable





Ilustración 5.8 Dos propuestas para el tanque elevado

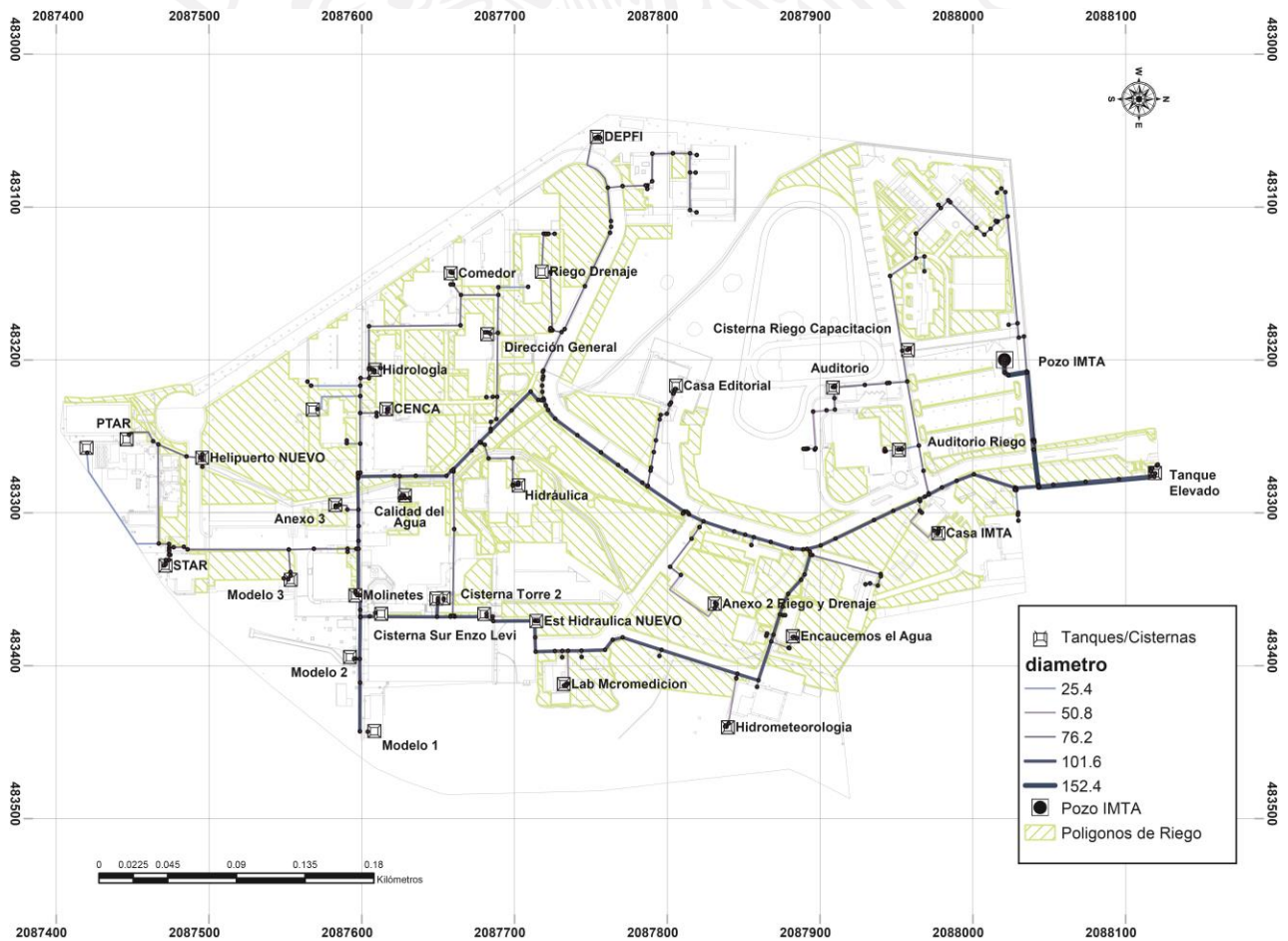


Ilustración 5.9 Red de proyecto

Del modelo de simulación se obtiene la distribución de presiones a las 9:31 horas de la mañana, que se presenta en la Ilustración 5.10, en la cual se garantiza una presión mínima

de 10 metros, necesaria para el correcto funcionamiento de los sanitarios automáticos instalados en diversos edificios del IMTA.

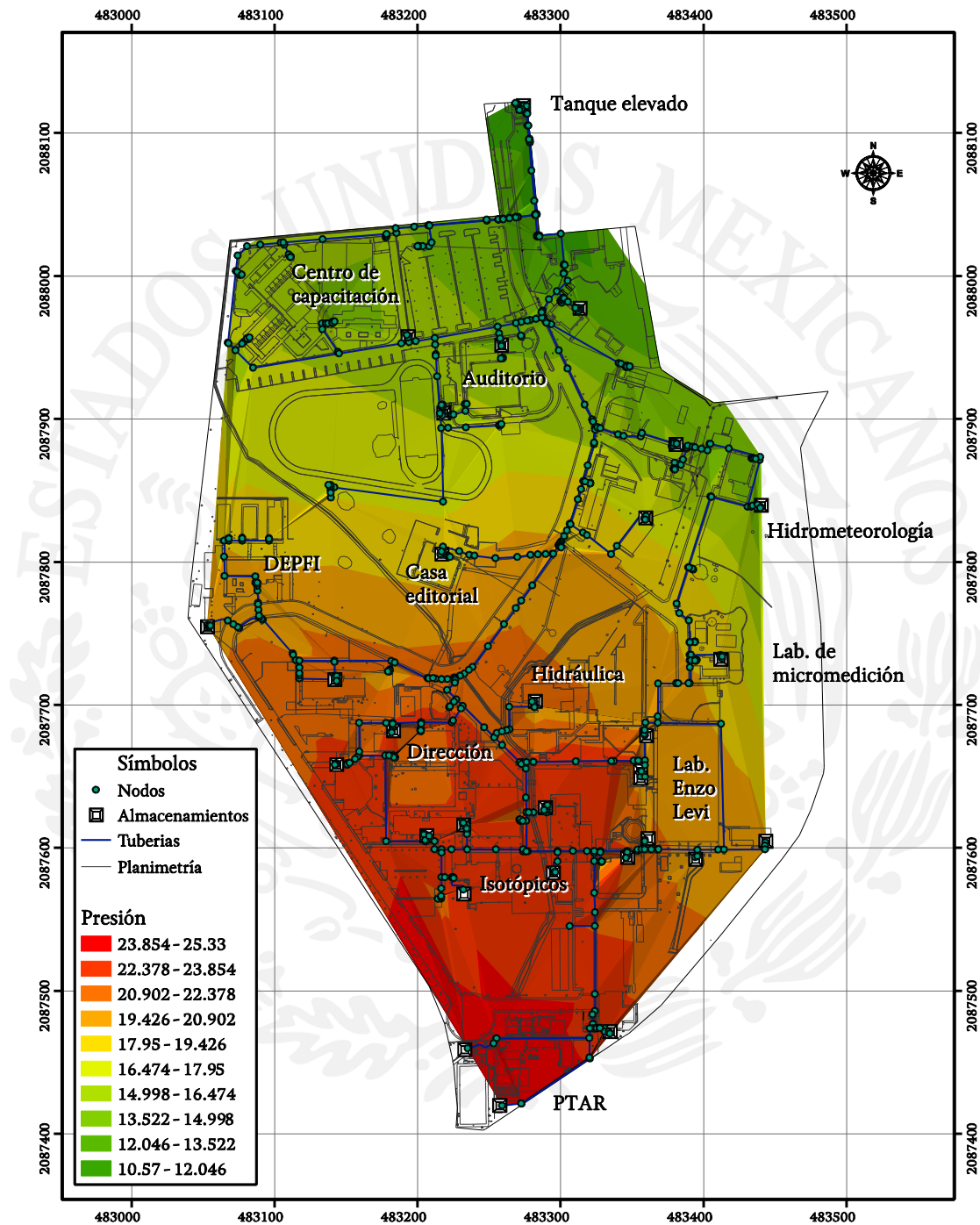


Ilustración 5.10 Distribución de presiones a las 9:31:00 a.m.

Por su parte, la distribución de velocidades se presenta en la Ilustración 5.11, corresponde a las 9:31 de la mañana, la cual se encuentra dentro de los límites permisibles de velocidad para acero y PVC.

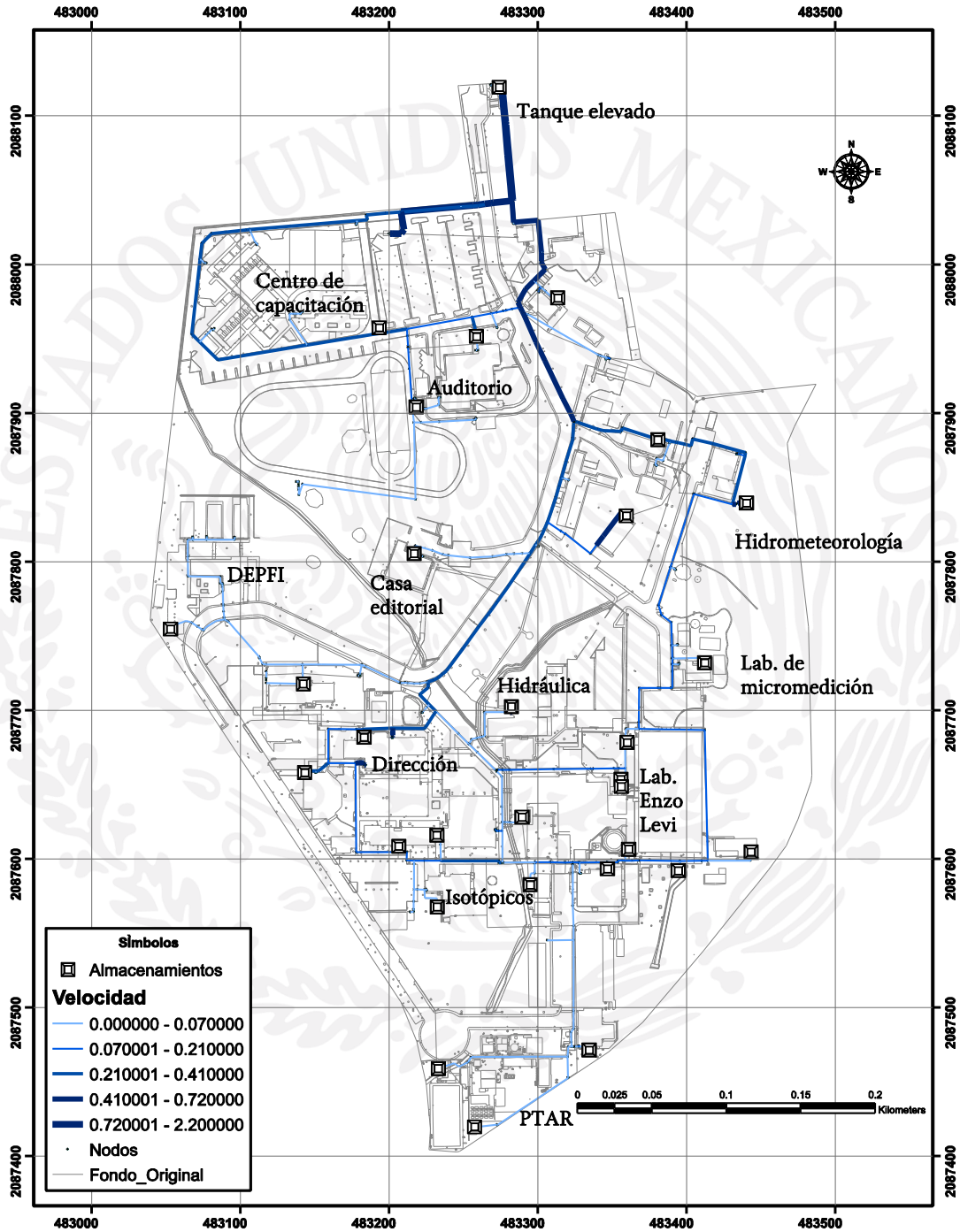


Ilustración 5.11 Distribución de velocidades a las 9:31:00 a.m.



Con respecto al tanque elevado, la Ilustración 5.12 presenta en gasto de entrada desde el pozo (línea azul discontinua), el gasto demandado por la red (línea roja continua) y la variación de nivel en el mismo (línea azul continua).

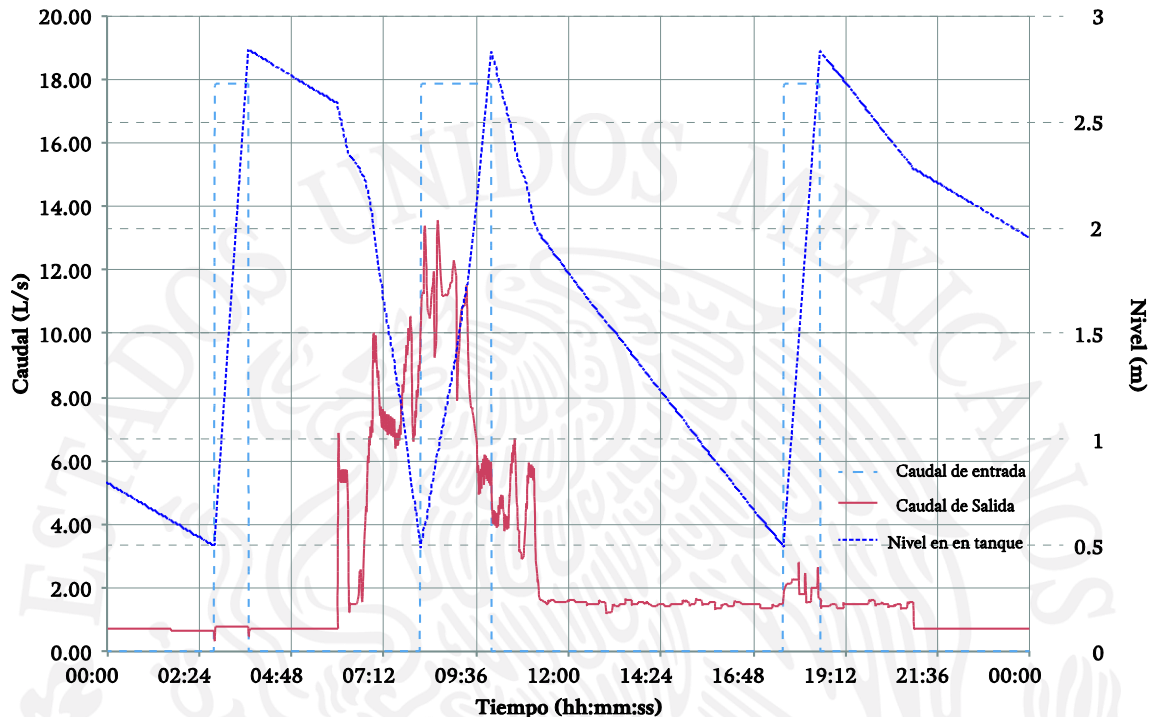


Ilustración 5.12 Comportamiento hidráulico del tanque

El modelo de simulación, en el programa Infoworks® WS Plus 16.0 se adjunta a este informe en la carpeta *Red de agua potable y riego*.

#### 5.1.4. Llenado de cisternas del laboratorio Enzo Levi desde el Pozo IMTA

Como un procedimiento extraordinario, se propuso un arreglo para poder llenar las cisternas del Laboratorio Enzo Levi, desde el pozo IMTA, para esta operación se consideró una conexión de la conducción de 6", que va desde el pozo al tanque elevado, con la alimentación de red de distribución de 4", en el punto que se especifica en la Ilustración 5.13.

La interconexión consta de un arreglo de cuatro válvulas (Ilustración 5.14), donde V-01 en operación normal está abierta y permite la alimentación al tanque elevado; V-04 en operación normal está abierta y permite la alimentación al centro de capacitación, el auditorio y las canchas; V-03 en operación normal está abierta y permite la alimentación al resto de la red de distribución (Ilustración 5.15).



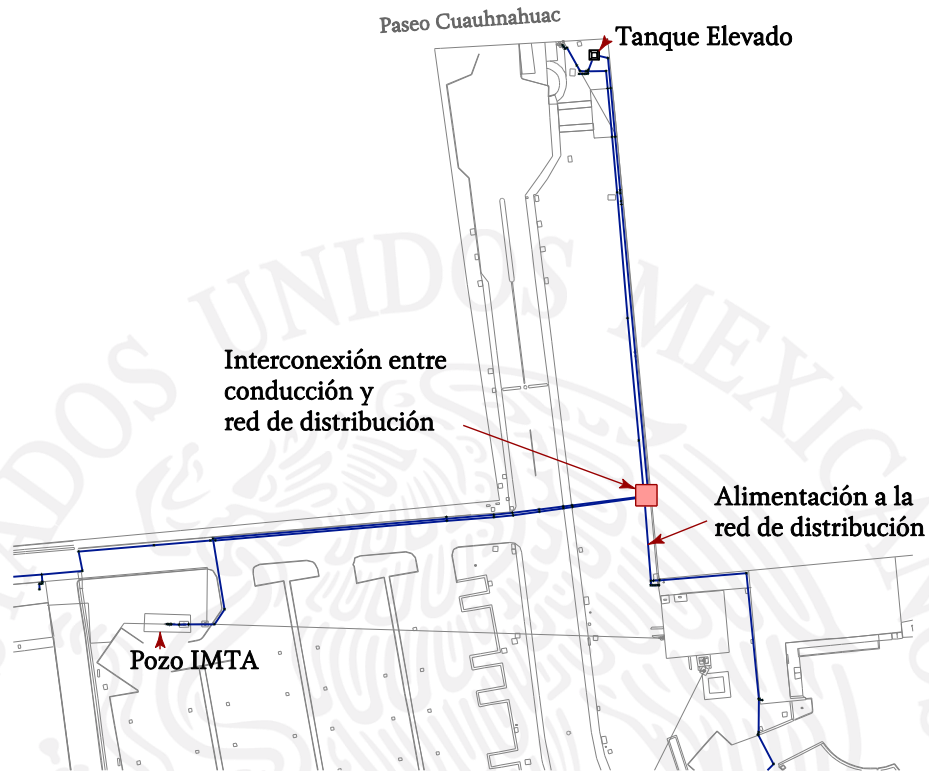


Ilustración 5.13 Ubicación de la interconexión entre la conducción y la red de distribución

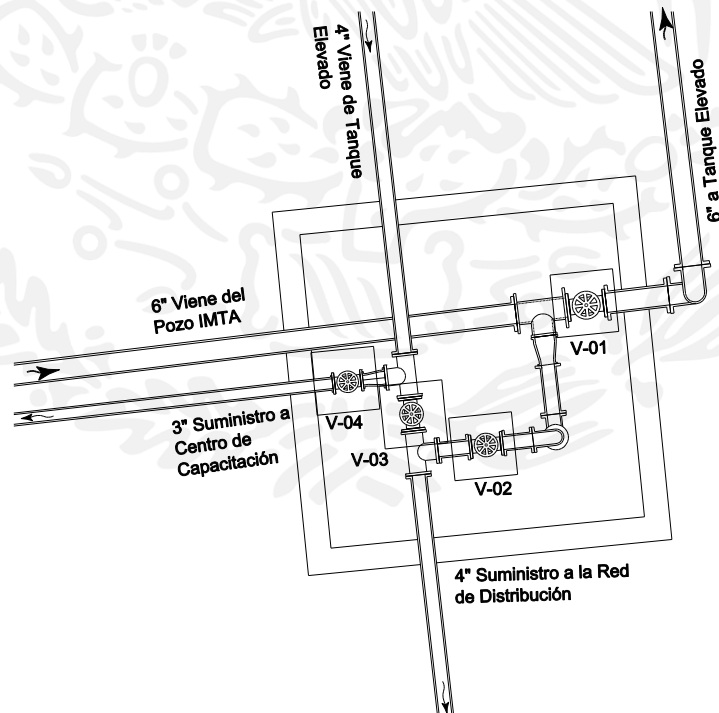
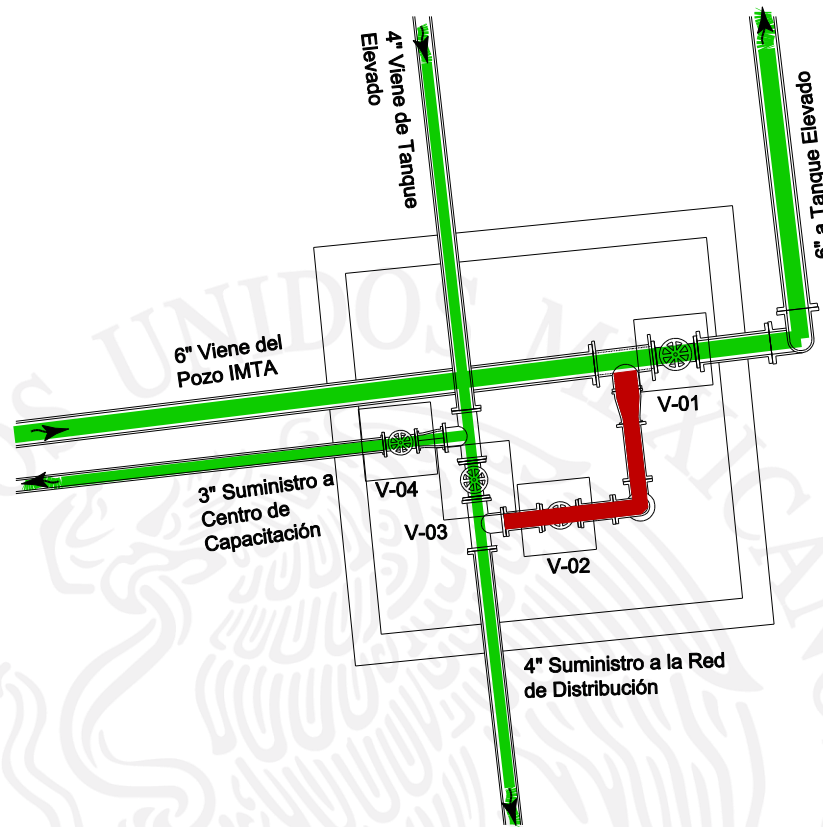


Ilustración 5.14 Arreglo de válvulas para interconexión



**Ilustración 5.15 Sentido del flujo en operación normal**

Durante la operación de llenado de cisternas, la V-01 se cierra para evitar el paso hacia el tanque elevado; se cierra también la V-03 y la V-04 también se cierran para evitar la alimentación desde el tanque elevado hacia la red de distribución. La V-02 se abre para permitir el paso del flujo desde el pozo IMTA hacia la red de distribución, tal como se presenta en la Ilustración 5.16. Complementariamente se deben abrir las válvulas de alimentación a las cisternas.



**Ilustración 5.16 Sentido del flujo para llenado de cisternas del laboratorio Enzo Levi**

De acuerdo al modelo de simulación se analiza la operación y el comportamiento de velocidades, para el llenado de la cisterna Norte la velocidad de flujo se presenta en la Ilustración 5.17. Por su parte, la Ilustración 5.18 muestra las velocidades en las tuberías durante el llenado de la cisterna sur. De acuerdo con la simulación, la Ilustración 5.19 muestra el tiempo de llenado de la cisterna Norte, la cual, como puede observarse requiere 9 horas 40 minutos para llenarse, por lo que, para evitar afectar las actividades cotidianas del instituto, se recomienda realizar en un horario de las 20:00 en adelante. Complementariamente se recomienda llenar solo una cisterna por noche.

Esta secuencia se modeló y la gráfica de la Ilustración 5.20 muestra el resultado del gasto extraído en el pozo para llenar en dos noches consecutivas las dos cisternas del laboratorio Enzo Levi.

El modelo de simulación, en el programa Infoworks® WS Plus 16.0 se adjunta a este informe en la carpeta *Red de agua potable y riego*.

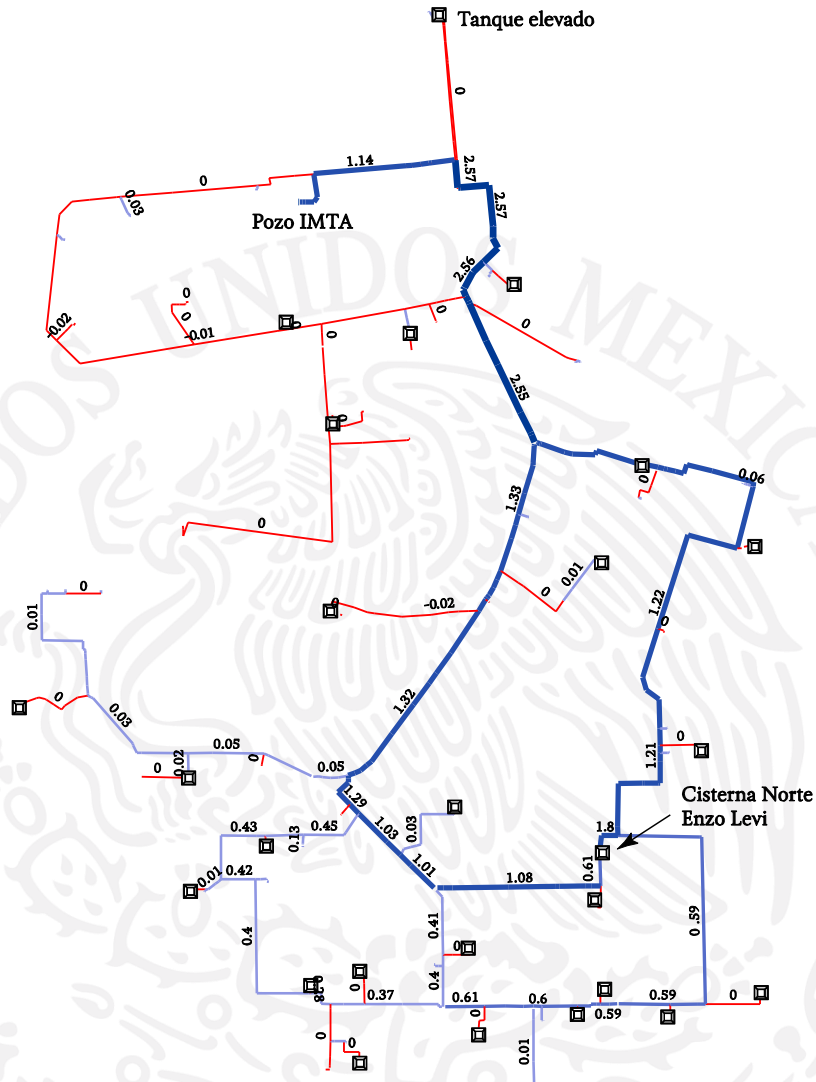


Ilustración 5.17 Velocidad de flujo durante el llenado de la Cisterna Norte



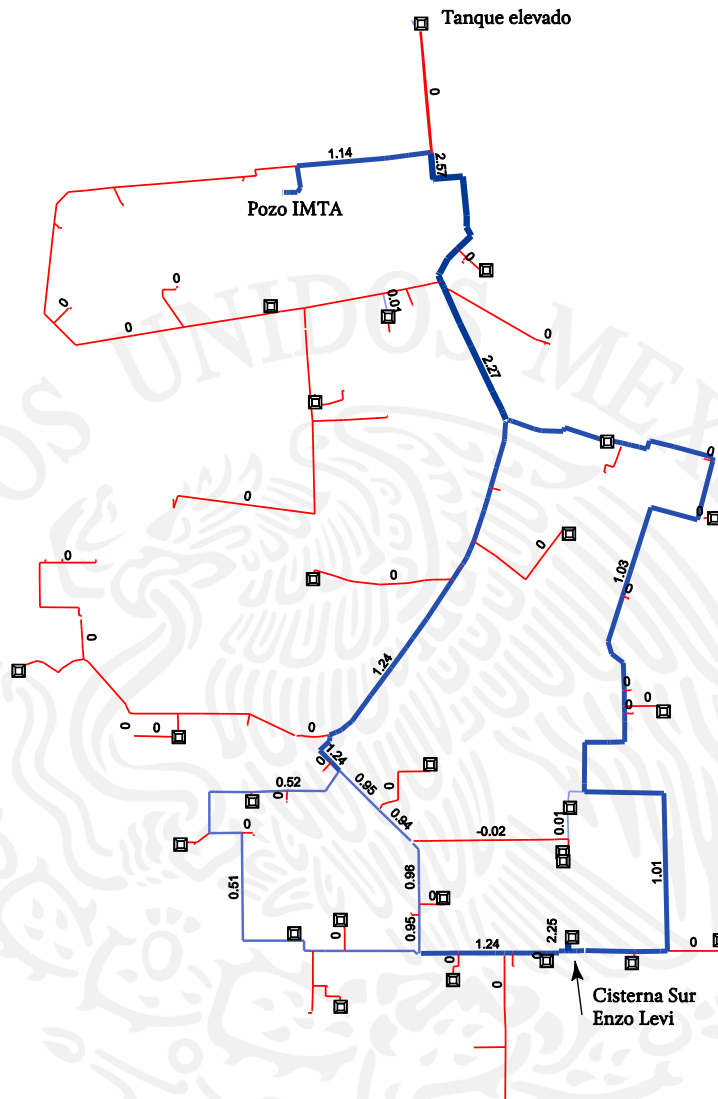


Ilustración 5.18 Velocidad de flujo durante el llenado de la Cisterna Sur

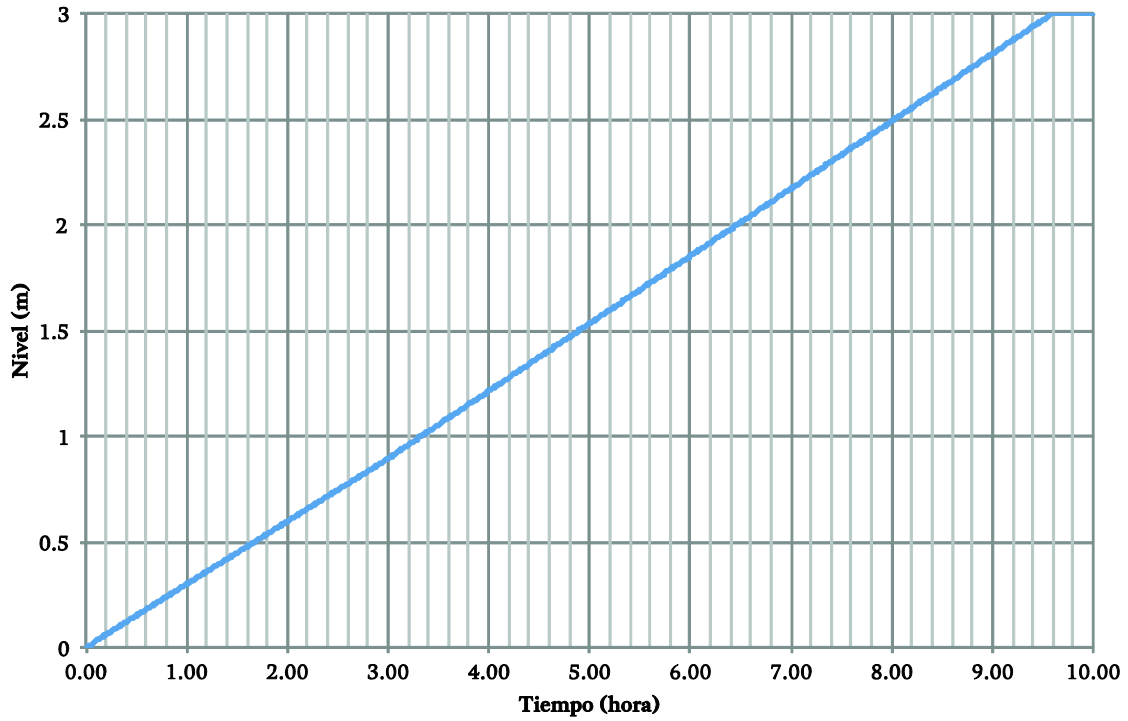


Ilustración 5.19 Tiempo de llenado de la cisterna norte

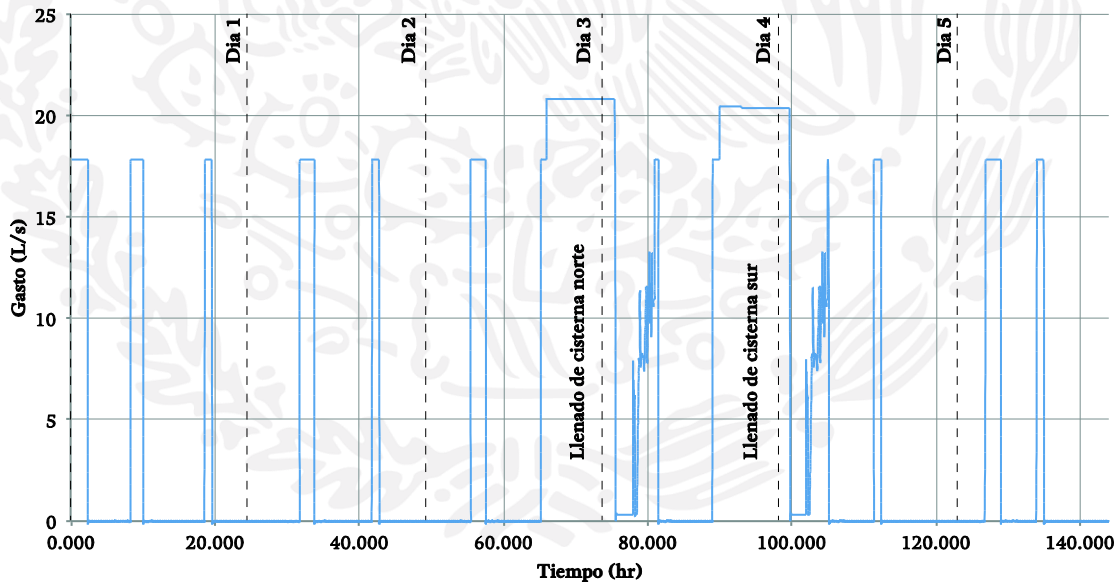


Ilustración 5.20 Gasto extraído del pozo durante el llenado de las cisternas

### 5.1.5. Análisis de transitorios en la Conducción Pozo IMTA-Tanque elevado

Complementariamente y a solicitud del coordinador de riego y drenaje del IMTA, se realizó en análisis de fenómenos transitorios en la conducción de 150mm que va desde el Pozo IMTA hasta el tanque elevado, para lo cual se realizó en primera instancia el modelo en estado permanente de la conducción. Esta simulación se realizó en el programa EPANET 2.0®, tal como se muestra en la Ilustración 5.21.

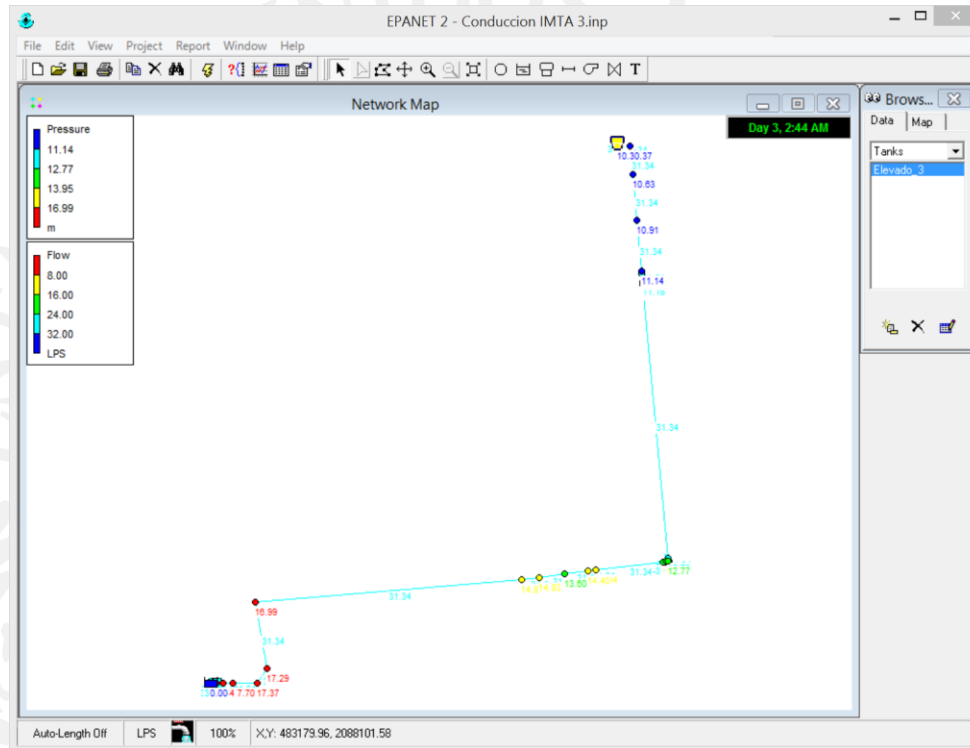


Ilustración 5.21 Modelo de simulación de la conducción en EPANET 2.0

#### **Datos iniciales**

De acuerdo con lo especificado en Conagua (2015), las pérdidas por conducción, para conductos a presión se realizan con la ecuación de Darcy-Weisbach, para lo cual, la rugosidad de conductos de concreto se considera de 1.5 mm y para la de acero se considera de 0.05 mm, de acuerdo con Sotelo (2008).

El modelo de simulación, en el programa Epanet® 2.0 se adjunta a este informe en la carpeta *Conducción*.

Con las especificaciones presentadas se realizó un modelo de simulación hidráulica en el programa Allievi 2.0.0.0® con el objetivo de evaluar el funcionamiento del conjunto ante la ocurrencia de fenómenos transitorios la Ilustración 5.22.

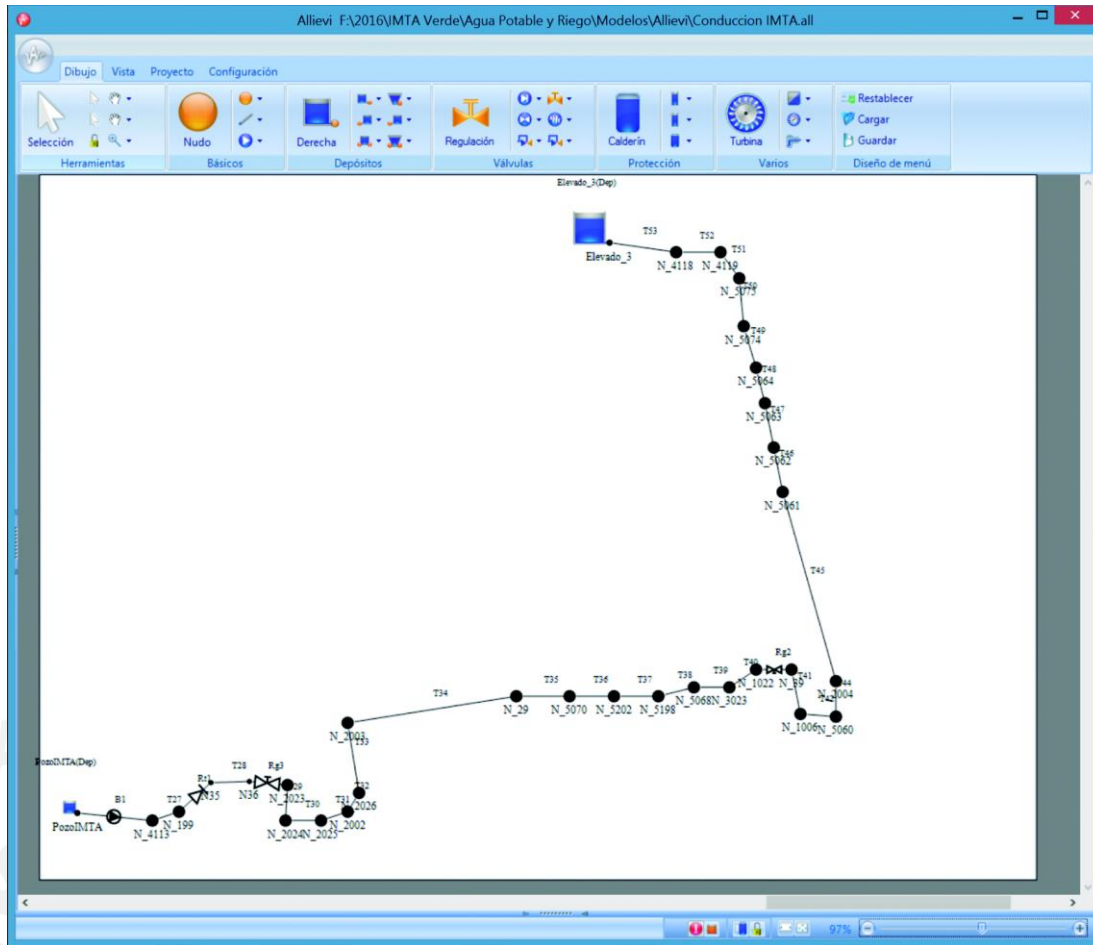
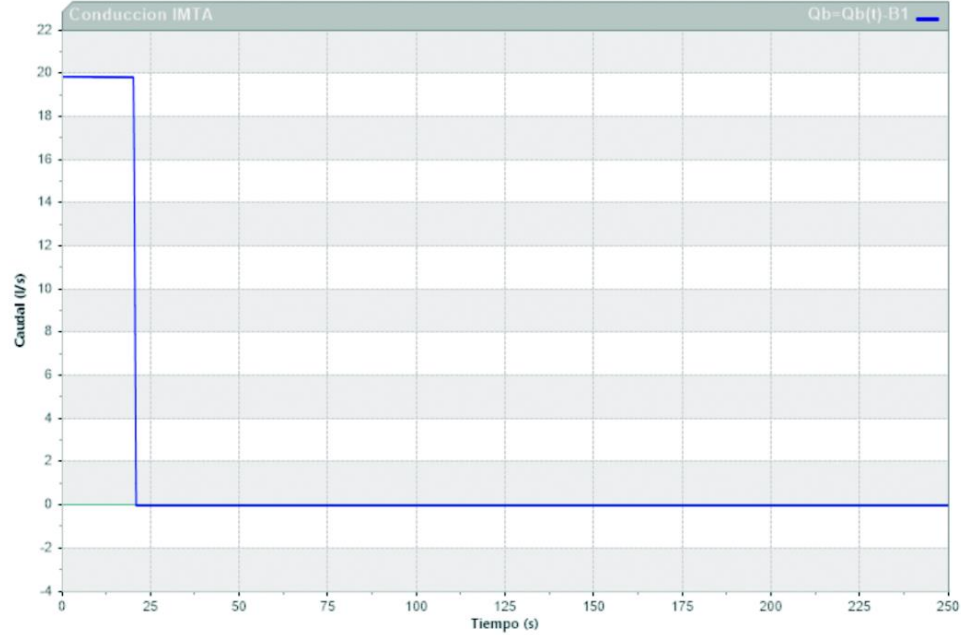


Ilustración 5.22 Modelo de simulación para análisis de transitorios hidráulicos

### ***Caso 1, Escenario 1. Paro del equipo de bombeo en el pozo IMTA***

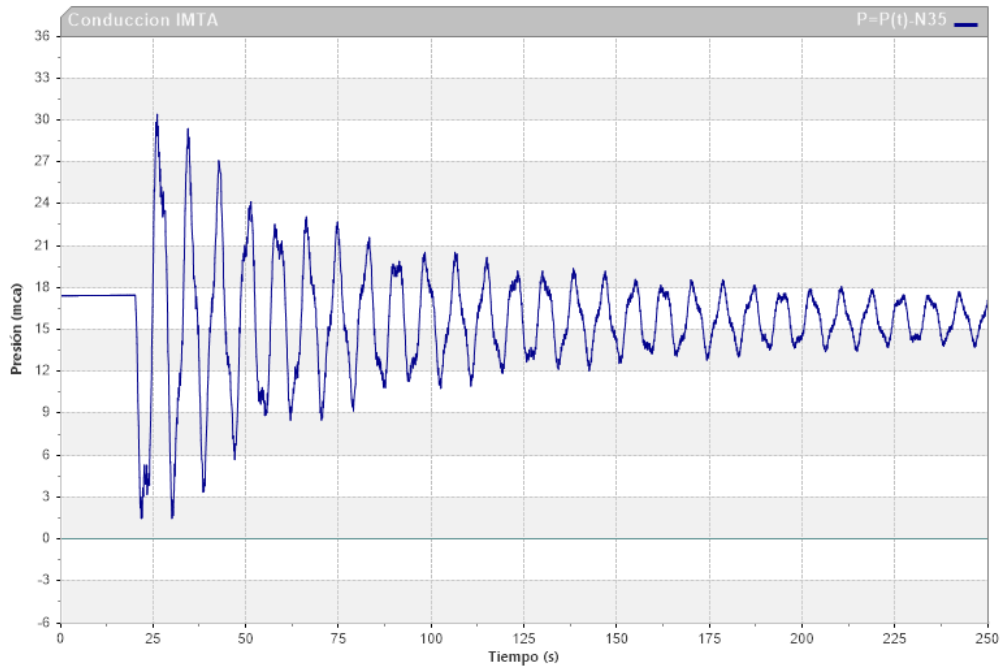
Para esta simulación, se considera el paro súbito de la bomba en el pozo IMTA, en el segundo 20 de la simulación, tal como se presenta en la Ilustración 5.23; sin que se presenten cambios en la operación del resto de la conducción.





**Ilustración 5.23** Maniobra de paro del equipo de bombeo en el pozo IMTA

El análisis del transitorio en el Nodo 35, donde se presenta el mayor valor de presión, inmediatamente después de la válvula check, presenta una presión máxima de 30.45 metros y una presión mínima de 1.51 metros, tal como se muestra en la Ilustración 5.24.



**Ilustración 5.24** Resultado de la simulación Caso 1, Escenario 1, en el Nodo N35

El análisis del transitorio en la tubería de 150 mm que alimenta al tanque elevado, presenta una carga piezométrica máxima de 1375 msnm y una mínima de 1345 msnm, tal como se muestra en la Ilustración 5.25.

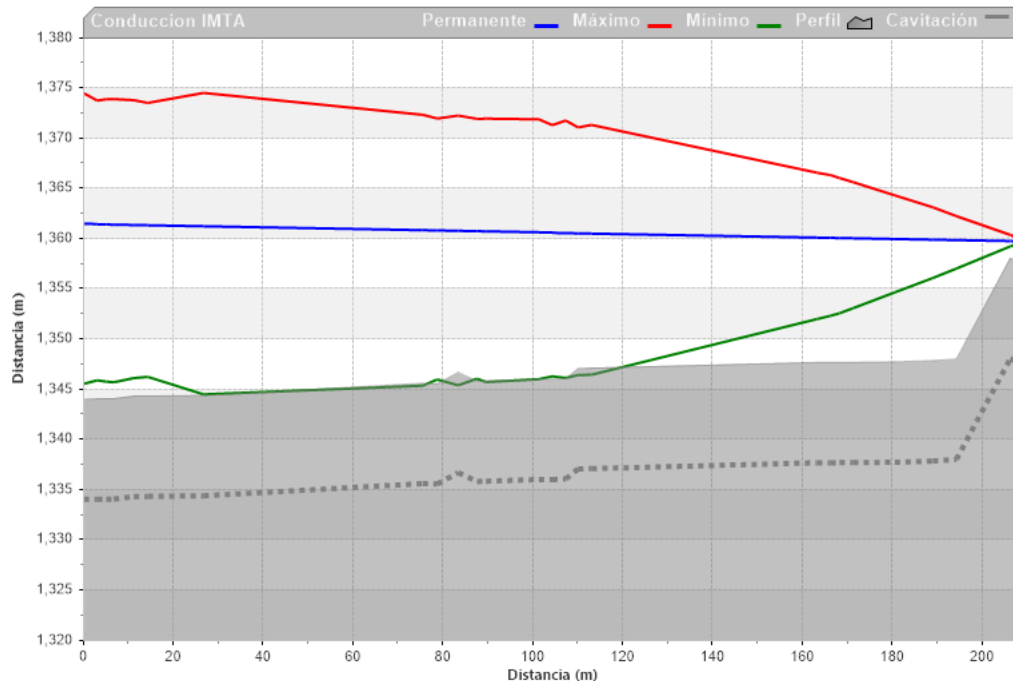


Ilustración 5.25 Envoltentes máximas y mínimas de carga piezométrica en la conducción

### **Caso 1, Escenario 2. Arranque del equipo de bombeo del pozo IMTA**

Para esta simulación, se considera el arranque del equipo, después del paro, en el segundo 100, tal como se presenta en la Ilustración 3.13; sin que se presenten cambios en la operación típica del resto de la conducción.

El análisis del transitorio en el Nodo 35, donde se presenta el mayor valor de presión, inmediatamente después de la válvula check, presenta una presión máxima de 30.45 metros y una presión mínima de 1.51 metros, tal como se muestra en la Ilustración 5.26.

El modelo de simulación, en el programa Allievi 2.0.0.0<sup>®</sup> se adjunta a este informe en la carpeta *Conducción*.

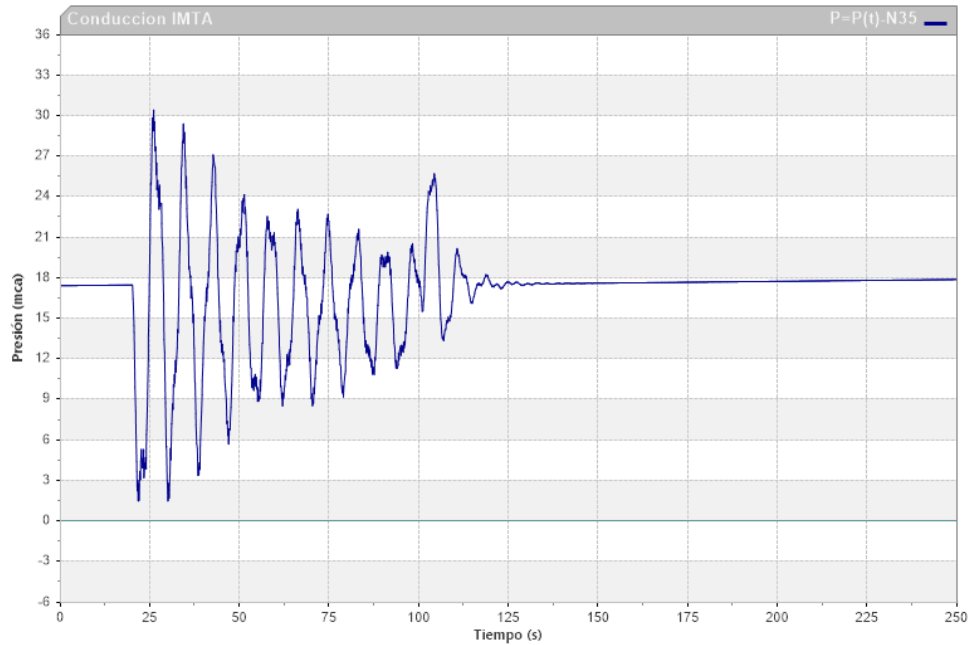


Ilustración 5.26 Resultado de la simulación Caso 1, Escenario 2, en el Nodo N35

El análisis del transitorio en la tubería de 150 mm que alimenta al tanque elevado, presenta una carga piezométrica máxima de 1375 msnm y una mínima de 1345 msnm, tal como se muestra en la Ilustración 5.27.

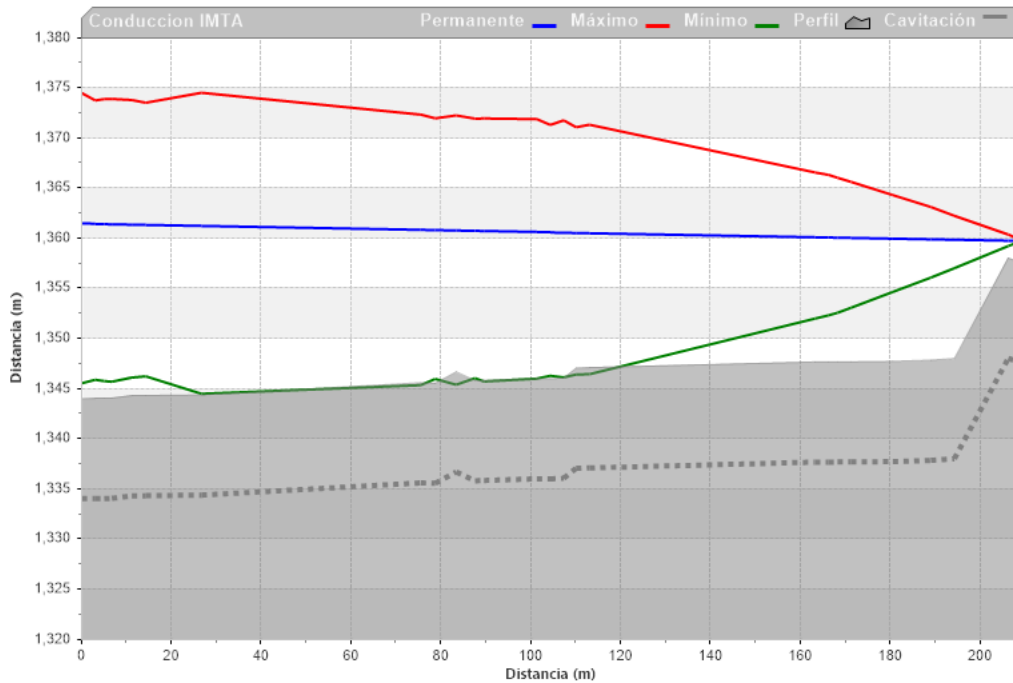


Ilustración 5.27 Envoltentes máximas y mínimas de carga piezométrica en la conducción

### 5.1.6. Determinación del espesor de la tubería

Se realiza el cálculo para los resultados obtenidos de la simulación.

#### Presión interna

Para el cálculo de la presión interna de una tubería se considera la fórmula de Barlow Ecuación 5.2 expresa en el manual M11 de la AWWA *Steel Pipe A Guide for Design and Installation*.

$$t = \frac{pd}{2s} \quad \text{Ecuación 5.2}$$

donde:

- $t$  = Espesor mínimo de la tubería, para la presión interna especificada de diseño (mm)
- $p$  = Presión interna de diseño en (kPa)
- $d$  = Diámetro exterior de la tubería de acero sin considerar el recubrimiento (mm)
- $s$  = Esfuerzo de diseño permisible (Kpa)

Para los esfuerzos de diseño permisible en los aceros se utiliza la Tabla 5.5.

Tabla 5.5 Grado de acero usado en AWWAC200 como base para presiones de trabajo

Specifications for Fabricated Pipe	Grado	Desing Stress 50%		Minimun Yiel Point		Minimun Ultimate Tensible Strength	
		psi	Mpa	psi	Mpa	psi	Mpa
<b>Steel Plate</b>							
ASTM A36/A36 M	-	18,000	124.1	36,000	248.2	58,000	399.9
ASTM A283/A283M	GR C	15,000	103.4	30,000	206.8	55,000	379.2
	GR D	16,500	113.8	33,000	227.5	60,000	413.7
ASTM A572/A572M	GR 42	21,000	144.8	42,000	289.6	60,000	413.7
	GR 50	25,000	173.3	50,000	344.7	65,000	448.2
<b>Steel Sheet - Coil or Flat</b>							
ASTM A570/570M	GR 30	15,000	103.4	30,000	206.8	49,000	337.8
	GR 33	16,500	113.8	33,000	227.5	52,000	358.5
	GR 36	18,000	124.1	36,000	248.2	53,000	365.4
	GR 40	20,000	137.9	40,000	275.8	55,000	379.2
	GR 45	22,500	155.1	45,000	310.3	60,000	413.7
	GR 50	25,000	172.4	50,000	344.7	65,000	448.2
ASTM A607/A607M	GR 45	22,500	155.1	45,000	310.2	60,000	413.7
	GR 50	25,000	172.4	50,000	344.7	65,000	448.2
ASTM A907/A907M	GR 30	15,000	103.4	30,000	206.8	49,000	337.8
	GR 33	16,500	113.8	33,000	227.5	52,000	358.5



Specifications for Fabricated Pipe	Grado	Desing Stress 50%		Minimum Yiel Point		Minimum Ultimate Tensile Strength	
		psi	Mpa	psi	Mpa	psi	Mpa
		GR 36	18,000	124.1	36,000	248.2	53,000
	GR 40	20,000	137.9	40,000	275.8	55,000	379.2
ASTM A935/A935M	GR 45	22,500	155.1	45,000	310.2	60,000	413.7
	GR 50	25,000	172.4	50,000	344.7	65,000	448.2
ASTM A936/A936M	GR 50	25,000	172.4	50,000	344.7	60,000	413.7
ASTM A53, A153 and A139	GR A	15,000	103.4	30,000	206.8	48,000	330.9
	GR B	17,500	120.6	35,000	241.3	60,000	413.7
ASTM A139	GR C	21,000	144.8	42,000	289.6	60,000	413.7
	GR D	23,000	158.6	46,000	317.2	60,000	413.7
	GR E	26,000	179.3	52,000	385.5	66,000	455.1

### Espesor mínimo

Para el espesor mínimo de placa por manipulación se calcula con las fórmulas de (Parmakian 1982), de acuerdo con en el manual M11 de la AWWA *Steel Pipe A Guide for Desing and Installation*.

$$t = \frac{D}{288}$$

Tamaño de tuberías hasta 54 in (1350 mm)

**Ecuación 5.3**

Por tanto, el escenario 1 y 2 el valor de presión interna de diseño:

Presión de diseño interna = 30.45 m

Diámetro exterior de la tubería = 0.15 m = 15.0 cm = 6 in

ASTM A53, GrAC (103.4 Mpa), Desing Stress 50%, de la Tabla 5.5

Utilizando la **Ecuación 5.3** y sustituyendo los datos:

Realizando la conversión de la conversión de 103.4 MPa a metros.

Diseño de esfuerzo 50% = 103.4 Mpa = 10544.16 Metros de agua.

$$t = \left( \frac{6}{288} \right) = 0.0208 \text{ in} = 0.529 \text{ mm}$$

## 5.2. Estudios complementarios

Para la realización del proyecto ejecutivo fue necesario complementar el diseño hidráulico con los estudios siguientes:

### 5.2.1. Diseño estructural

Se efectuó el diseño estructural del tanque elevado; esto se realizó tomando como base los resultados del diseño hidráulico, funcional y se complementó con el estudio de mecánica de suelos.

#### *Descripción del tanque*

El recipiente de concreto de forma cuadrada, tiene las dimensiones y propiedades mostradas en la Ilustración 6.35. Para un caso convencional, los datos de masa y rigidez de la estructura son suficientes para desarrollar el cálculo, sin embargo, como esta estructura está destinada a contener agua, se deben considerar los efectos hidrodinámicos especificados en CFE (2008).

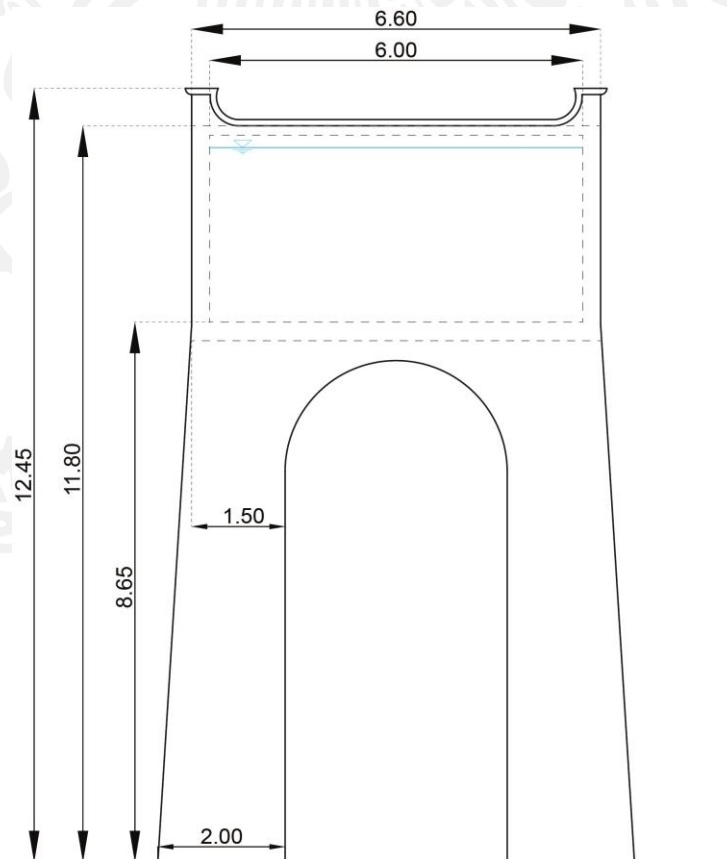


Ilustración 5.28 Características del tanque elevado

### **Reglamentos o código aplicable**

El diseño se realizará de acuerdo a:

- Manual de Diseño de Obra Civiles, Diseño por Sismo (MOCS-CFE)
- Chopra, A. (2014). Dinámica de estructuras, cuarta edición, Pearson educación, México
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto. Gobierno del Distrito Federal. Octubre de 2004

### **Clasificación de la estructura**

De acuerdo al reglamento de construcciones, la estructura corresponde al grupo A que considera: edificaciones cuya falla estructural podría constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como: hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y de telecomunicaciones, estadios, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas, museos y edificios que alojen archivos y registros públicos de particular importancia, y otras edificaciones a juicio de la Secretaría de Obras y Servicios.

### **Definición de acciones de diseño**

#### **Carga muerta**

Se consideran los efectos del peso propio de acuerdo a lo siguiente:

- El peso volumétrico del concreto reforzado es  $2\,500\text{ kg/m}^3$
- El peso volumétrico del acero de refuerzo es  $7\,856\text{ kg/m}^3$

#### **Carga Viva**

Los efectos de carga viva se estimarán a partir de lo siguiente:

- El peso volumétrico del agua potable =  $1\,000\text{ kg/m}^3$  (Tabla 2.2)
- Carga viva instantánea Azoteas con pendiente no mayor de 5 %  $W_a = 70\text{ kg/m}^2$

#### **Sismo**

El espectro de diseño para el terreno de cimentación y la localización del mismo se caracteriza por los siguientes valores (MOCS-CFE):

$$\begin{aligned}c &= 0.642 \\a_0 &= 0.257 \\T_a &= 0.1 \\T_b &= 0.6\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_c &= 2 \\ r &= 0.58 \\ k &= 1.5 \\ \beta &= 1 \\ R &= 1.25 \\ \zeta_e &= 0.05 \end{aligned}$$

Las características de la estructura de soporte son tales que puede tomarse un factor de comportamiento sísmico  $Q=1.25$  para propósitos de reducción de las ordenadas espectrales por ductilidad.

### **Combinaciones de carga**

Como se trata de una estructura del grupo A, el factor de carga para este tipo de combinación se tomará como  $F_c = 1.5$ , el cual será aplicado a la combinación de carga muerta más carga viva.

Como dato adicional deben de considerarse en las combinaciones de carga viva y muerta las producidas por el empuje hidrostático del agua y el empuje del suelo, es decir:

$$CMCV = 1.5CM + 1.5CV + 1.5\text{Carga suelo} + 1.5 \text{Carga de agua} \quad \text{Ecuación 5.4}$$

El diseño sísmico de la estructura deberá de efectuarse considerando las siguientes combinaciones de carga:

$$Sismo_x = 1.0CM + 1.0CV + 1.0\text{Carga suelo} + 1.0 \text{Carga de agua} + 1.0Sismo_x + 0.3Sismo_y \quad \text{Ecuación 5.5}$$

$$Sismo_y = 1.0CM + 1.0CV + 1.0\text{Carga suelo} + 1.0 \text{Carga de agua} + 0.3Sismo_x + 1.0Sismo_y \quad \text{Ecuación 5.6}$$

Como combinación adicional se establece aquella en donde la estructura se encuentra vacía:

$$Sismo_x = 1.0CM + 1.0CV + 1.0\text{Carga suelo} + 1.0Sismo_x + 0.3Sismo_y \quad \text{Ecuación 5.7}$$

$$Sismo_y = 1.0CM + 1.0CV + 1.0\text{Carga suelo} + 0.3Sismo_x + 1.0Sismo_y \quad \text{Ecuación 5.8}$$

### **Método de análisis**

El análisis modal sigue, de forma simplificada los siguientes pasos:

1. Determinar la masa y la rigidez de la estructura
2. Determinar las frecuencias y los modos de vibración naturales del sistema
3. Asociar los periodos naturales de vibración a los modos
4. Calcular los desplazamientos máximos en función del espectro de diseño

5. Calcular las fuerzas de inercia asociadas a los desplazamientos máximos
6. Definir las fuerzas cortantes y momentos de volteo basales

Este proceso se desarrolla de acuerdo con el procedimiento mostrado en CFE (2008) y complementado con Chopra (2014).

### ***Ecuaciones para dimensionamiento de elementos estructurales***

A continuación se presentan las propiedades y ecuaciones a utilizar en el dimensionamiento de los elementos estructurales, de acuerdo con la Manual de Diseño y Construcción de Estructuras de concreto (RCDF-NTC-04):

#### **Propiedades del concreto**

Se propone utilizar concreto clase 1 con resistencia a la compresión (28 días)

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

$$f_c^* = 0.8f_c'$$

$$f_c'' = 0.85f_c^*$$

donde:

$f_c^*$  = Resistencia nominal del concreto a compresión (kg/cm<sup>2</sup>)

$f_c''$  = Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión (kg/cm<sup>2</sup>)

$f_c'$  = Resistencia especificada del concreto a compresión (kg/cm<sup>2</sup>)

#### **Acero de refuerzo**

Se considera una resistencia del esfuerzo de fluencia de 4 200 kg/cm<sup>2</sup>

#### **Diseño por flexión**

La cuantía necesaria para elementos por flexión resulta:

$$q = \frac{\rho f_y}{f_c''}$$

**Ecuación 5.9**

Despejando  $p$  resulta:

$$\rho = \frac{q f_c''}{f_y}$$

**Ecuación 5.10**

De la fórmula para calcular el momento resistente:

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

**Ecuación 5.11**

El valor de  $q$  resulta:



$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_R(100\,000)}{F_R d^2 f_c'' b}}$$

Ecuación 5.12

donde:

- $\rho$  = Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión
- $f_y$  = Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm<sup>2</sup>)
- $F_R$  = 0.9 factor de diseño para flexión
- $f_c''$  = Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión (kg/cm<sup>2</sup>)
- $d$  = Peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir, distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión (cm)
- $b$  = Ancho de una sección rectangular (cm)
- $M_R$  = Momento flexionante resistente de diseño (kg-cm)

### Refuerzo máximo

En el diseño, el refuerzo no debe de exceder de:

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_{bal}$$

Ecuación 5.13

Para lo cual, la  $\rho_{bal}$  se calcula con la ecuación:

$$\rho_{bal} = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000}$$

Ecuación 5.14

donde:

- $\rho_{bal}$  = Cuantía balanceada
- $f_c''$  = Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión (kg/cm<sup>2</sup>)
- $\beta_1$  = Factor que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión, como una fracción de la profundidad del eje neutro, c
- $f_y$  = Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm<sup>2</sup>)
- $f_c^*$  = Resistencia nominal del concreto a compresión (kg/cm<sup>2</sup>)
- $\rho_{max}$  = Cuantía máxima
- 0.75 = El área máxima de acero de tensión será 75 por ciento de la correspondiente a falla balanceada

### Refuerzo mínimo

El refuerzo debe de ser cuando menos:

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f_c'}}{f_y}$$

Ecuación 5.15

donde:

- $\rho_{min}$  = Cuantía mínima
- $f_c'$  = Resistencia especificada del concreto a compresión(kg/cm<sup>2</sup>)

$f_y$  = Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

Área de acero necesario, para resistir los esfuerzos de flexión se calcula como:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad \text{Ecuación 5.16}$$

Por tanto  $A_s$  resulta:

$$A_s = \rho bd \quad \text{Ecuación 5.17}$$

donde:

- $\rho$  = Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión
- $A_s$  = Área del refuerzo de tensión ( $\text{cm}^2$ )
- $d$  = Peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir, distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión (cm)
- $b$  = Ancho de una sección rectangular (cm)

### Diseño por esfuerzo cortante

Como una primera consideración se debe de revisar como elemento ancho. En elementos anchos como losas, zapatas y muros, en los que el ancho,  $b$ , no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo,  $d$ , el espesor no sea mayor de 600 mm y la relación  $M/Vd$  no exceda de 2.0, la fuerza resistente,  $V_{CR}$  puede tomarse igual a:

$$V_{CR} = 0.5F_Rbd\sqrt{f_c}^* \quad \text{Ecuación 5.18}$$

En caso que no cumpla con esta consideración, el reglamento recomienda: si el espesor es mayor de 600 mm, o la relación  $M/Vd$  excede de 2.0, la resistencia a fuerza cortante se valorará con el criterio que se aplica a vigas:

si  $\rho < 0.015$

$$V_{CR} = F_Rbd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f_c}^* \quad \text{Ecuación 5.19}$$

si  $\rho \geq 0.015$  (nota: revisar reglamento para mayor especificación)

$$V_{CR} = 0.5F_Rbd\sqrt{f_c}^* \quad \text{Ecuación 5.20}$$

donde:

- $\rho$  = Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión
- $F_R$  = 0.8, factor de diseño para cortante y torsión

- $f_c^*$  = Resistencia nominal del concreto a compresión ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )  
 $b$  = Ancho de una sección rectangular (cm)  
 $d$  = Peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir, distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión (cm)

### Separación del refuerzo transversal

Cuando  $V_{cr} < V_u$ , la separación del acero transversal se calcula con la siguiente ecuación:

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{cr}}$$

**Ecuación 5.21**

donde:

- $F_R$  = 0.8, factor de diseño para cortante y torsión  
 $A_v$  = Área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia  $s$ ; ( $\text{cm}^2$ )  
 $d$  = Peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir, distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión (cm)  
 $V_{sr}$  = Fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal ( $V_{sr} = V_u - V_{cr}$ )

### Descripción de la estructura

Se propone un diseño a través de muros de concreto reforzado de 30 cm de ancho (M-1), una losa superior de 12 cm (losa tapa) y dos trabes de 20 x 40 cm de altura (TC-1) y 15 x 20 cm (TC-2), respectivamente, que sirvan de soporte para la losa superior; una losa maciza de 30 cm de espesor (losa fondo). Apoyada sobre cuatro columnas cuadradas de 120 cm de lado (C-1) y 840 cm de altura. Todo Cimentado sobre una losa fondo de 60 cm de espesor, con contratrabes de 120 cm x 70 cm, tal como se muestra en la Ilustración 5.29.

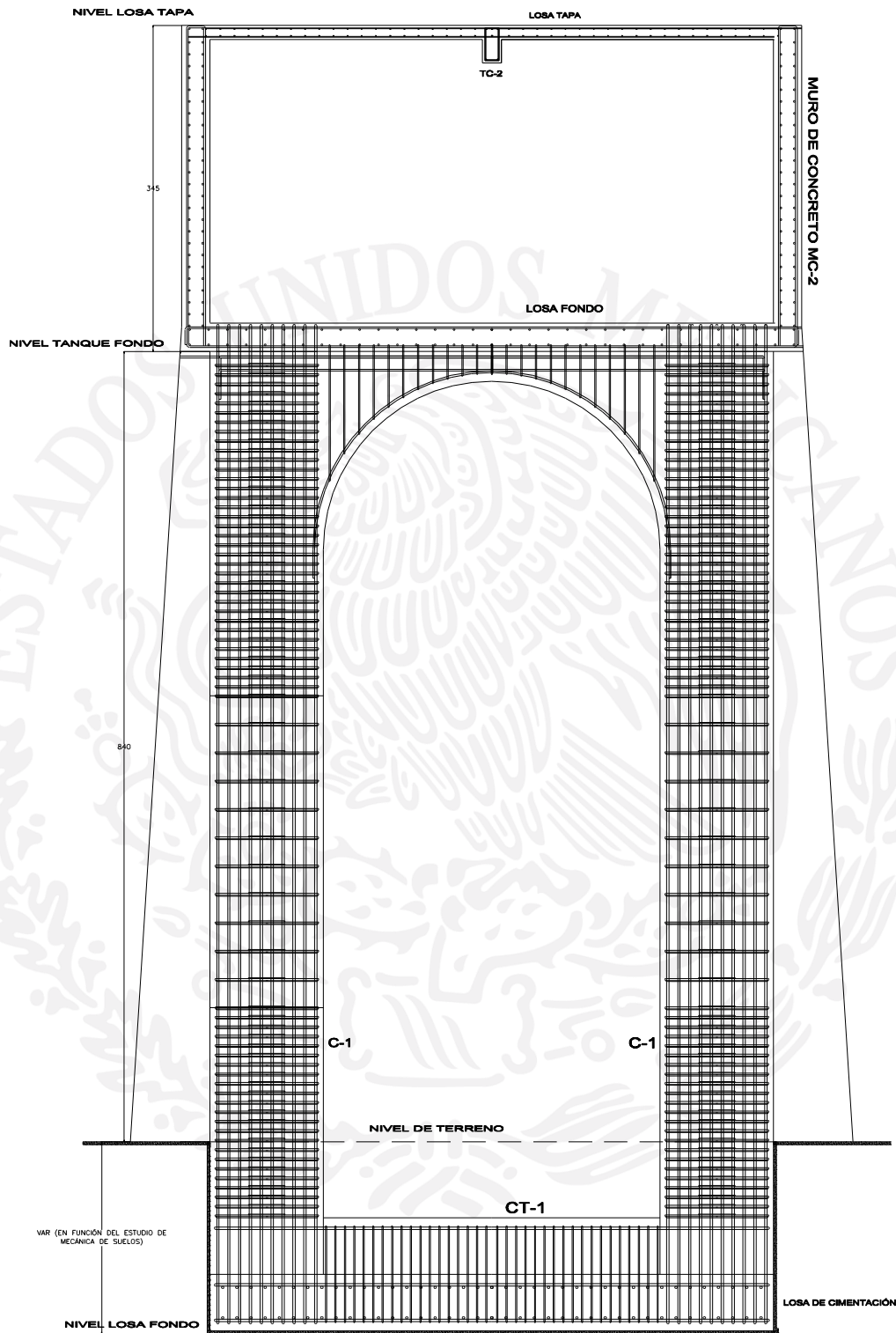


Ilustración 5.29 Propuesta estructural del tanque

### Diseño de la losa tapa

De la asignación de la combinación de cargas, indicadas en el apartado Combinaciones de carga, aplicadas en el modelo matemático, por medio de un análisis estructural, se obtuvieron los esfuerzos de diseño mostrados en la Tabla 6.1.

Tabla 5.6 Cargas aplicadas a la losa tapa

M- min	0.91	ton m
V	1.71	ton

### Diseño por flexión

Aplicando la Ecuación 5.12, para los momentos especificados en la Tabla 5.6, se tiene:

$$q(-) = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.91)(100\ 000)}{0.9(9)^2(170)(100)}} = 0.117$$

Utilizando la Ecuación 5.10 se tiene que la cuantía necesaria en cada lecho resulta:

$$\rho = \frac{0.117(170)}{4200} = 0.0047$$

El refuerzo máximo, calculado con la Ecuación 5.14 y Ecuación 5.13 resulta:

$$\rho_{bal} = \frac{170\ 6000(0.85)}{4200\ 4200 + 6000} = 0.0202$$

$$\rho_{max} = 0.75(0.0202) = 0.0151$$

De la Ecuación 5.15, se tiene que el refuerzo mínimo es:

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

Por tanto, la cuantía que rige es la cuantía calculada y el área de acero necesario para resistir la flexión se calcula con la Ecuación 5.17:

$$A_s = 0.0047(100)(9) = 4.26\ cm^2$$

En la Tabla 5.7 se presenta la propuesta del acero para resistir el momento. Se concluye que el armado será de var#3 @ 15 cm en ambos sentidos, ver Ilustración 6.6.



Tabla 5.7 Acero propuesto en losa tapa

varilla #	Área cm <sup>2</sup>	necesarias		Diámetro cm	separación cm	Sep. Efectiva cm
3	0.713	5.98	6.00	0.9525	16.00	15.05

### Diseño por esfuerzo cortante

Se realiza la revisión como elemento ancho, considerando la expresión:

$$\frac{M}{Vd} = \frac{0.91(100\ 000)}{1.61(9)(1\ 000)} = 5.91$$

Se observa que la relación  $(M/Vd) > 2$ , por lo que se opta por utilizar la Ecuación 6.19, por lo tanto se tiene:

$$V_{cR} = 0.8(100)(9)(0.2 + 20(0.005))\sqrt{200} = 3003.9\ kg = 3\ t$$

Como puede observarse, el  $V_u < V_{cR}$ ,  $2.57 < 3.1$ , por lo que no es necesario el acero de refuerzo.

La longitud de desarrollo y los anclajes deberán realizarse de acuerdo a las NTC-DF (Concreto).

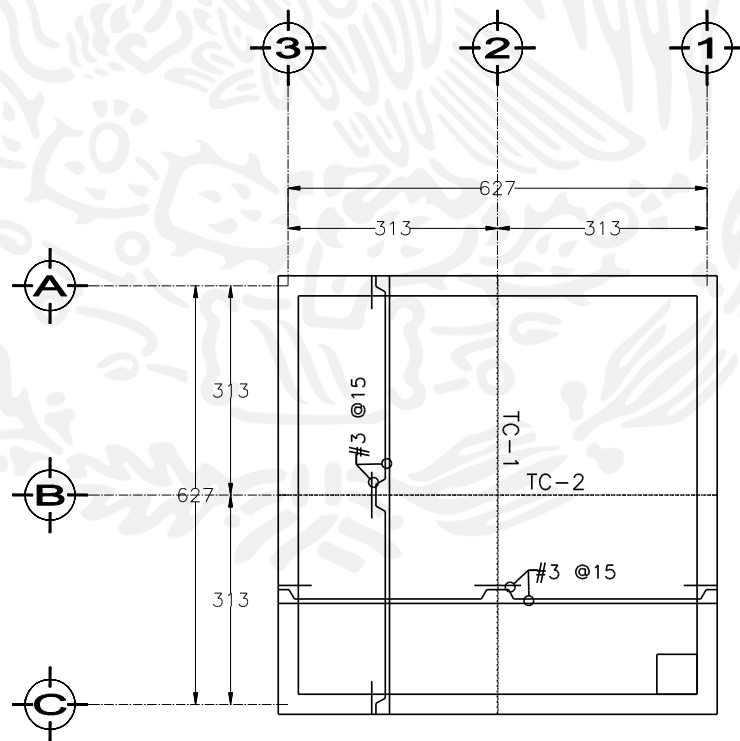


Ilustración 5.30 Armado propuesto losa tapa

### Diseño de traves de losa superior

Para la trabe secundaria TC01, se propone un peralte de 20 cm. La bajada de cargas sobre la trabe, así como la distribución de cargas considerando el peso propio del elemento, la carga de la losa y carga viva (Ilustración 5.31) permiten calcular los diagramas de momento y cortante que se muestran en la Ilustración 5.32.

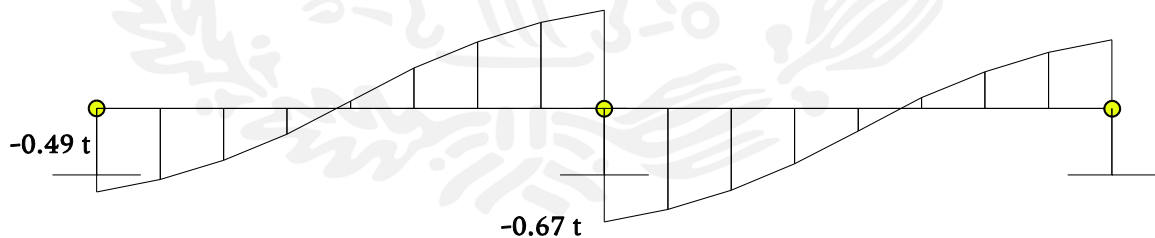
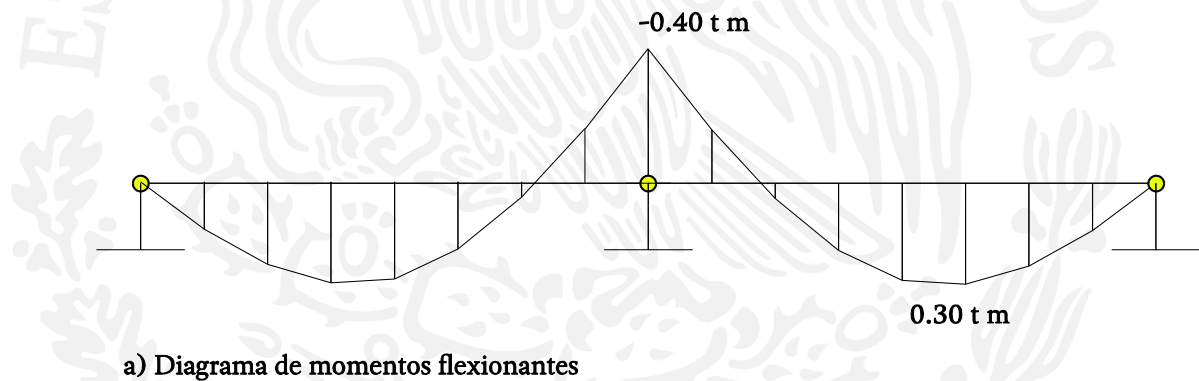
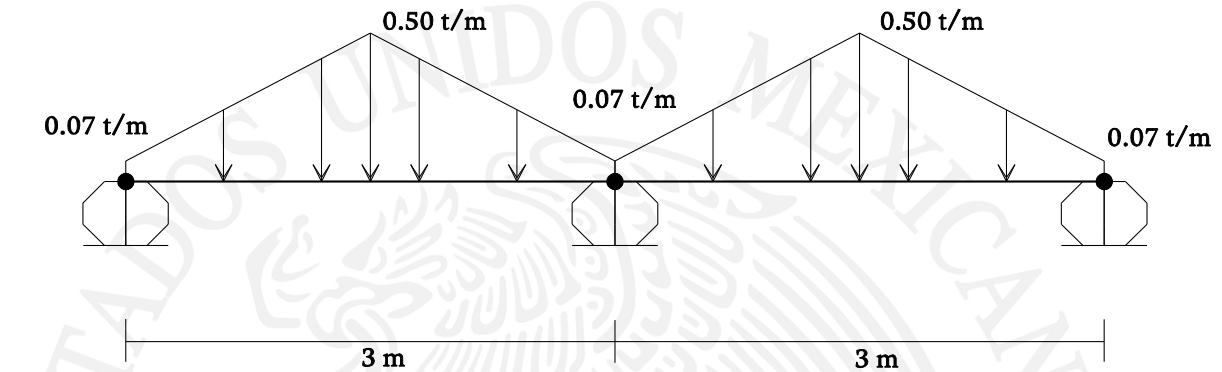


Ilustración 5.32 Diagramas de esfuerzos TC02

Los datos de diseño, a utilizar en el diseño estructural de la trabe se presentan en la Tabla 5.8.

**Tabla 5.8 Elementos mecánicos y datos de diseño para el dimensionamiento de trabes**

Cargas aplicadas			Dimensiones de la viga		
$M_{\max}^-$	0.40	t m	h	20	cm
$M_{\max}^+$	0.30	t m	r	5	cm
Vu	0.67	t	d	15	cm
			b	15	cm

### Diseño por flexión

Aplicando la Ecuación 5.12, para los momentos especificados en la Tabla 5.8, se tiene:

$$q(-) = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.40)(1.5)(100\ 000)}{0.9(15)^2(170)(100)}} = 0.124$$

$$q(+) = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.30)(1.5)(100\ 000)}{0.9(15)^2(170)(100)}} = 0.091$$

Utilizando la Ecuación 5.10 se tiene que la cuantía necesaria en cada lecho resulta:

$$\rho(-) = \frac{0.124(170)}{4200} = 0.005$$

$$\rho(+) = \frac{0.091(170)}{4200} = 0.0037$$

El refuerzo máximo, calculado con la Ecuación 5.14 y Ecuación 5.13 resulta:

$$\rho_{bal} = \frac{170\ 6000(0.85)}{4200\ 4200 + 6000} = 0.0202$$

$$\rho_{max} = 0.75(0.0202) = 0.0151$$

De la Ecuación 5.15, se tiene que el refuerzo mínimo es:

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

Por tanto, la cuantía que rige es la cuantía calculada y el área de acero necesario para resistir la flexión se calcula con la Ecuación 5.17:

$$A_s(-) = 0.005(15)(15) = 1.13\ cm^2$$

$$A_s(+)=0.0037(15)(15)=0.83\text{ cm}^2$$

### Diseño por esfuerzo cortante

Se realiza la revisión como elemento ancho, considerando la expresión:

$$\frac{M}{Vd}=\frac{0.40(100\ 000)}{0.67(15)(1\ 000)}=3.98$$

Se observa que la relación  $(M/Vd) > 2$ , por lo que se opta por utilizar la **Ecuación 5.19**, por lo tanto se tiene:

$$V_{cR}=0.8(15)(15)(0.2+20(0.0047))\sqrt{200}=831\text{ kg}=0.83\text{ t}$$

Como el  $V_u > V_{cR}$ ,  $1.5(0.67) > 0.83$ , se requiere acero de refuerzo transversal en las trabes.

Se propone colocar estribos del #3, con lo cual, aplicando la **Ecuación 5.21**, la separación resulta:

$$s=\frac{0.8(2)(0.71)(4\ 200)(15)}{(1.01-0.83)(1\ 000)}=414.18\text{ cm}$$

La separación de estribos se obtiene considerando los siguientes parámetros:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d_{viga}}{2} \\ 8d_b \text{ (} d_b = \text{diámetro de la barra más gruesa)} \\ 24d_e \\ 300\text{ mm} \end{cases} \quad \text{Ecuación 5.22}$$

donde:

$d_b$  = diámetro de la barra más gruesa

$D_e$  = diámetro del estribo

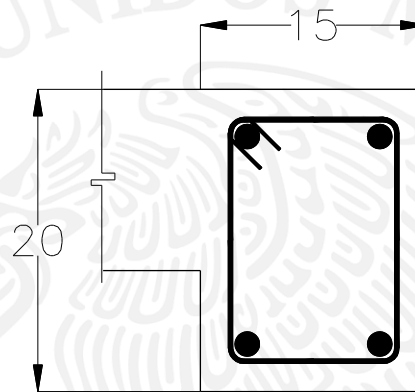
$$s \leq \begin{cases} \frac{15}{2} = 7.5\text{ cm} \\ 8(0.95) = 7.62\text{ cm} \\ 24(0.95) = 22.8\text{ cm} \\ 30\text{ cm} \end{cases}$$

De lo cual se establece colocar los estribos a cada 7.5 cm.

En la Tabla 5.9 se presenta la propuesta del acero para resistir el momento positivo y negativo. Por su parte, el armado final se muestra la Ilustración 5.33.

Tabla 5.9 Acero propuesto en trabe TC01

	varilla #	Área cm <sup>2</sup>	necesarias	Ajuste	Diámetro cm	Separación cm	Sep. Efectiva cm
-	3	0.713	1.58	2.00	0.9525	7.00	6.05
+	3	0.713	1.17	2.00	0.9525	7.00	6.05



○ 4 #3  
E#3 @7.5

Ilustración 5.33 Armado propuesto para trabe TC01 (De acuerdo con las NTC-DF Concreto)

Para la trabe secundaria TC02, se propone un peralte de 40 cm. La bajada de cargas sobre la trabe, así como la distribución de cargas considerando el peso propio del elemento, la carga de la losa y carga viva (Ilustración 5.34) permiten calcular los diagramas de momento y cortante que se muestran en la Ilustración 5.35.



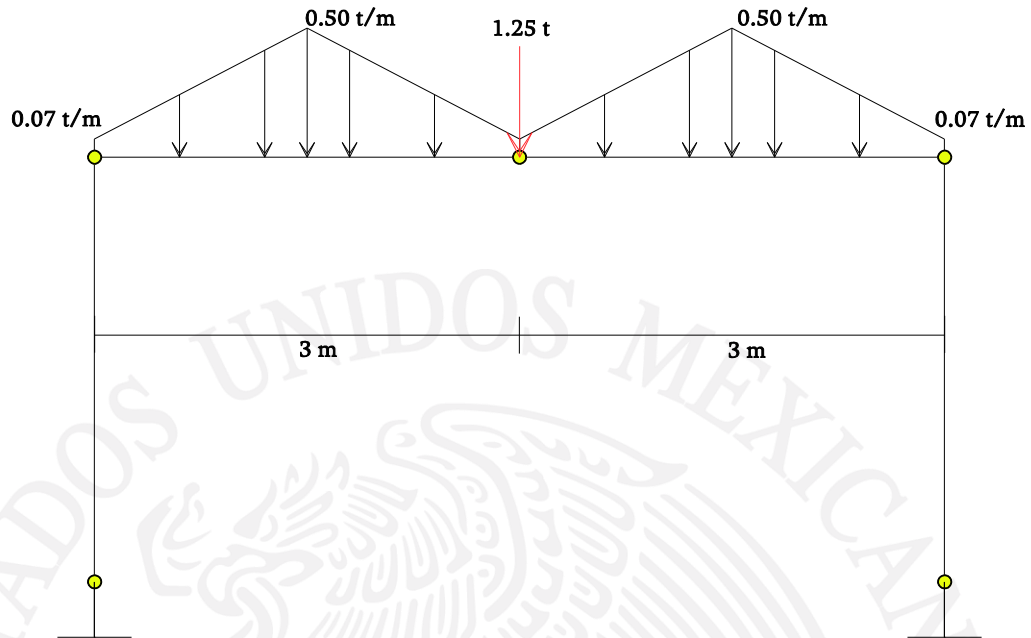
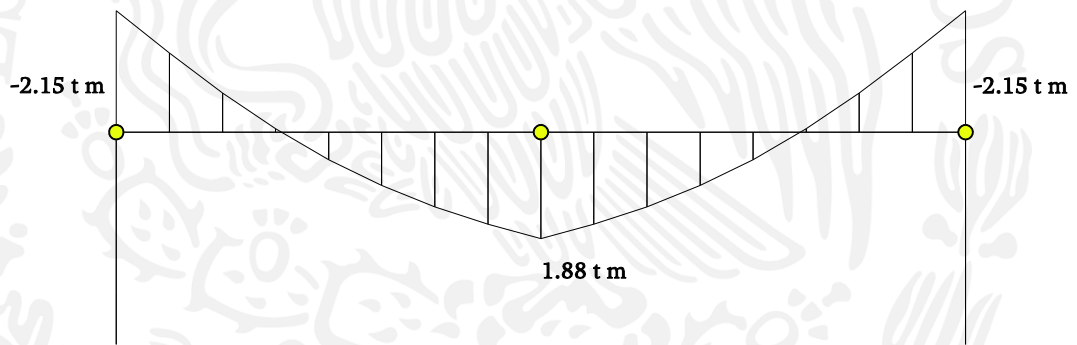
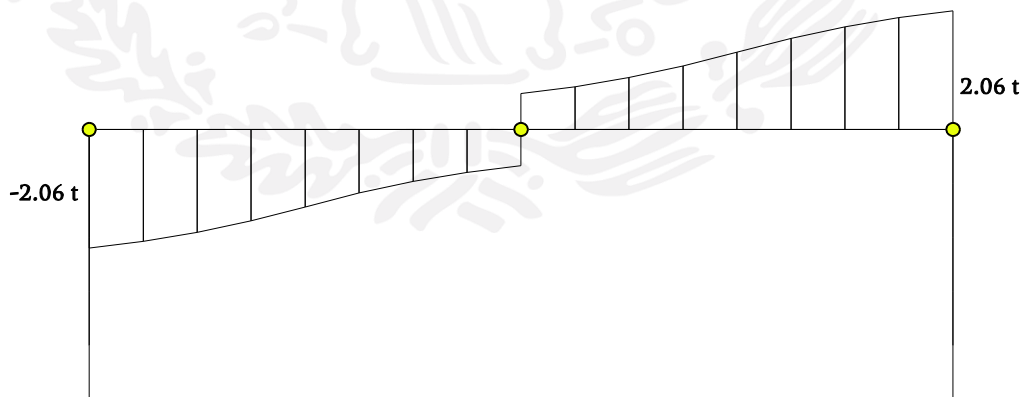


Ilustración 5.34 Distribución de cargas en la trabe TC02



a) Diagrama de momentos flexionantes



b) Diagrama de fuerzas cortantes

Ilustración 5.35 Diagramas de esfuerzos TC02

Los datos de diseño, a utilizar en el diseño estructural de la trabe se presentan en la Tabla 5.10.

**Tabla 5.10 Elementos mecánicos y datos de diseño para el dimensionamiento de trabes**

Cargas aplicadas			Dimensiones de la viga		
$M_{\max}^-$	2.15	t m	h	40	cm
$M_{\max}^+$	1.88	t m	r	5	cm
Vu	2.06	t	d	35	cm
			b	25	cm

### Diseño por flexión

Aplicando la Ecuación 5.12, para los momentos especificados en la Tabla 5.10, se tiene:

$$q(-) = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(2.15)(1.5)(100\,000)}{0.9(35)^2(170)(100)}} = 0.090$$

$$q(+) = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.88)(1.5)(100\,000)}{0.9(35)^2(170)(100)}} = 0.078$$

Utilizando la Ecuación 5.10 se tiene que la cuantía necesaria en cada lecho resulta:

$$\rho(-) = \frac{0.090(170)}{4200} = 0.0036$$

$$\rho(+) = \frac{0.078(170)}{4200} = 0.0032$$

El refuerzo máximo, calculado con la Ecuación 5.14 y Ecuación 5.13 resulta:

$$\rho_{bal} = \frac{170}{4200} \frac{6000(0.85)}{4200 + 6000} = 0.0202$$

$$\rho_{max} = 0.75(0.0202) = 0.0151$$

De la Ecuación 5.15, se tiene que el refuerzo mínimo es:

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

Por tanto, la cuantía que rige es la cuantía calculada y el área de acero necesario para resistir la flexión se calcula con la Ecuación 5.17:

$$A_s(-) = 0.0036(20)(35) = 2.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s(+)=0.0032(20)(35)=2.22\text{ cm}^2$$

### Diseño por esfuerzo cortante

Se realiza la revisión como elemento ancho, considerando la expresión:

$$\frac{M}{Vd}=\frac{2.15(100\ 000)}{2.06(35)(1\ 000)}=2.98$$

Se observa que la relación  $(M/Vd) > 2$ , por lo que se opta por utilizar la **Ecuación 5.19**, por lo tanto se tiene:

$$V_{cR}=0.8(20)(35)(0.2+20(0.0036))\sqrt{200}=2443.8\text{ kg}=2.44\text{ t}$$

Como el  $V_u > V_{cR}$ ,  $1.5(2.06) > 2.44$ , se requiere acero de refuerzo transversal en las trabes.

Se propone colocar estribos del #3, con lo cual, aplicando la **Ecuación 5.21**, la separación resulta:

$$s=\frac{0.8(2)(0.71)(4\ 200)(35)}{(3.09-2.44)(1\ 000)}=259.36\text{ cm}$$

La separación de estribos se obtiene considerando los siguientes parámetros:

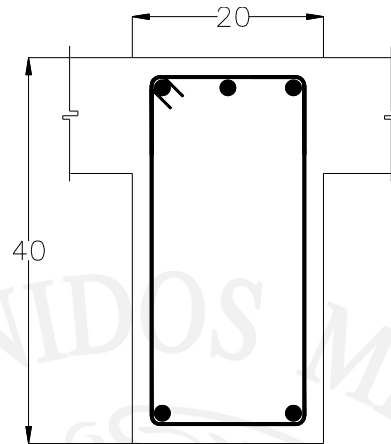
$$s \leq \begin{cases} \frac{35}{2} = 17.5\text{ cm} \\ 8(1.27) = 10.16\text{ cm} \\ 24(0.95) = 22.80\text{ cm} \\ 30\text{ cm} \end{cases}$$

De lo cual se establece colocar los estribos a cada 10 cm.

En la Tabla 5.11 se presenta la propuesta del acero para resistir el momento positivo y negativo. Por su parte, el armado final se muestra la Ilustración 5.36.

**Tabla 5.11 Acero propuesto en trabe TC02**

	varilla #	Área cm <sup>2</sup>	necesarias	Ajuste	Diámetro cm	Separación cm	Sep. Efectiva cm
-	4	1.267	2.02	3.00	1.27	6.00	4.73
+	4	1.267	1.75	2.00	1.27	10.00	8.73



○ 5 #4  
E#3 @10

Ilustración 5.36 Armado propuesto para trabe TC02 (De acuerdo con las NTC-DF Concreto)

### Diseño estructural de los muros

Se propone un diseño a través de muros de concreto reforzado de 30 cm de espesor (M-02) para los muros principales del tanque, una losa base de 30 cm de espesor (losa fondo), apoyada en cuatro columnas cuadradas de 120 cm por lado y una altura de 8.66 metros (C-1).

Se considera en este análisis las siguientes cargas aplicadas en los muros (observe la Ilustración 6.36):

$$W_{agua} = \gamma h B = 1\,000(2.8)(1) = 2\,800 \frac{kg}{m}$$

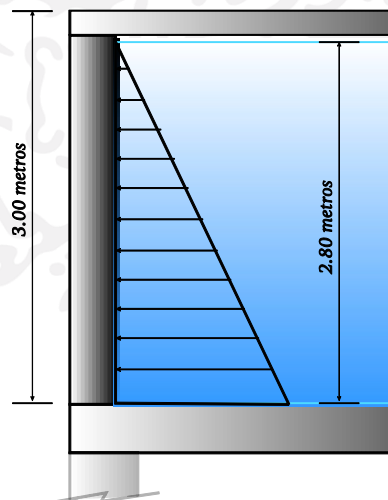
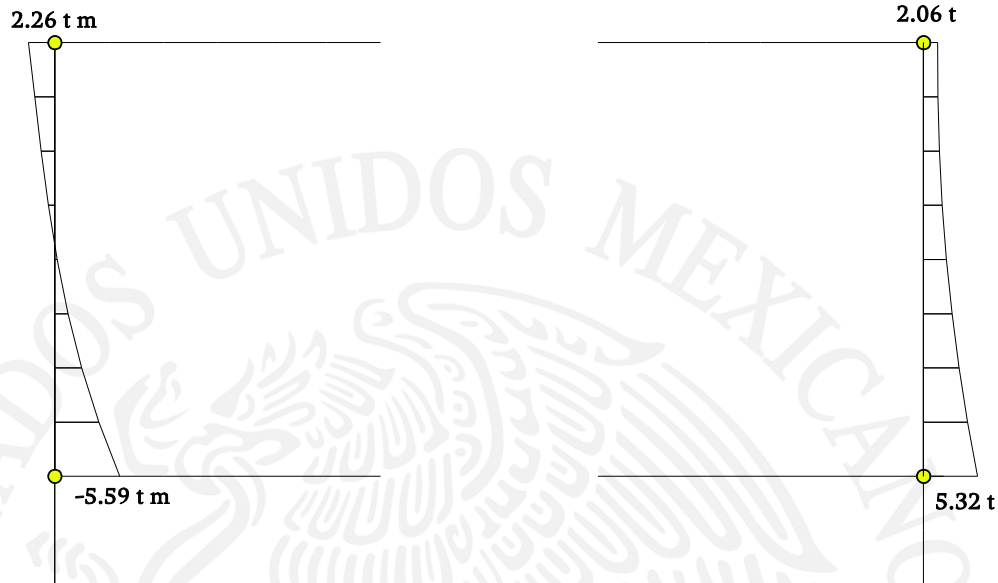


Ilustración 5.37 Esquema de distribución del empuje del agua sobre los muros

El diagrama de momento y cortante resultante se muestra en la Ilustración 5.38.



a) Diagrama de momentos flexionantes

b) Diagrama de fuerzas cortantes

Ilustración 5.38 Diagramas de esfuerzos TC02

### Diseño por flexión

Aplicando la Ecuación 5.12, para los momentos especificados en la Tabla 5.6, se tiene:

$$q(-) = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(5.59)(1.5)(100\ 000)}{0.9(25)^2(170)(100)}} = 0.092$$

Utilizando la Ecuación 5.10 se tiene que la cuantía necesaria en cada lecho resulta:

$$\rho = \frac{0.092(170)}{4200} = 0.0037$$

El refuerzo máximo, calculado con la Ecuación 5.14 y Ecuación 5.13 resulta:

$$\rho_{bal} = \frac{170 - 6000(0.85)}{4200 \cdot 4200 + 6000} = 0.0202$$

$$\rho_{max} = 0.75(0.0202) = 0.0151$$

De la Ecuación 5.15, se tiene que el refuerzo mínimo es:

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$



Por tanto, la cuantía que rige es la cuantía calculada y el área de acero necesario para resistir la flexión se calcula con la **Ecuación 5.17**:

$$A_s = 0.0037(100)(25) = 9.30 \text{ cm}^2$$

En la Tabla 5.12 se presenta la propuesta del acero para resistir el momento. Se concluye que el armado será de var#3 @ 15 cm en ambos sentidos, ver Ilustración 6.6.

**Tabla 5.12 Acero propuesto en el muro MC01**

varilla #	Área cm <sup>2</sup>	necesarias		Diámetro cm	separación cm	Sep. Efectiva cm
6	2.85	3.26	4.00	1.905	25.00	23.10

### Diseño por esfuerzo cortante

Se realiza la revisión como elemento ancho, considerando la expresión:

$$\frac{M}{Vd} = \frac{5.59(100\ 000)}{5.38(25)(1\ 000)} = 4.16$$

Se observa que la relación  $(M/Vd) > 2$ , por lo que se opta por utilizar la Ecuación 6.19, por lo tanto se tiene:

$$V_{CR} = 0.8(100)(25)(0.2 + 20(0.0037))\sqrt{200} = 8236.6 \text{ kg} = 8.24 \text{ t}$$

Como puede observarse, el  $V_u < V_{CR}$ ,  $(5.38)1.5 < 8.24$ , por lo que no es necesario el acero de refuerzo. La longitud de desarrollo y los anclajes deberán realizarse de acuerdo a las NTC-DF (Concreto).

La separación de estribos se obtiene considerando los siguientes parámetros:

$$s \leq \begin{cases} \frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm} \\ 8(1.905) = 15.24 \text{ cm} \\ 24(1.905) = 45.72 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

De lo cual se establece colocar los estribos a cada 12.5 cm. El armado final se muestra la Ilustración 5.39.

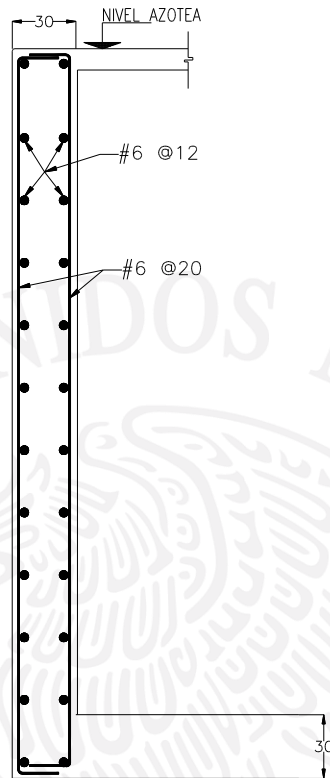


Ilustración 5.39 Armado propuesto muro MC01

### ***Ecuaciones para el diseño de losa fondo***

El método de diseño por el cual se va a realizar la losa del fondo del tanque es por diseño de losas perimetralmente apoyadas (RCDF-NTCDC-04).

### **Peralte efectivo**

El diseño se inicia con la determinación del peralte mínimo, el cual debe ser por lo menos igual al perímetro del tablero dividido entre 250 para concreto clase I. Para calcular este perímetro, los lados discontinuos deben incrementarse en 50 por ciento si las trabes o muros en que se apoya la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento si lo son.

Estas disposiciones son aplicables a losas en que  $f_s < 2\,520\text{ kg/cm}^2$  y  $w < 380\text{ kg/m}^2$ ; para otras combinaciones de  $f_s$  y  $w$ , el peralte efectivo se obtendrá multiplicando por:

$$0.032 \sqrt[4]{f_s w} \quad \text{Ecuación 5.23}$$

$$d_{min} = \frac{Per}{250} \quad \text{Ecuación 5.24}$$

donde:

- $d_{min}$  = Peralte mínimo de losa (cm)  
 $Per$  = Perímetro ajustado de la losa (cm)  
 $f_s$  = Esfuerzo permisible del acero de refuerzo ( $0.6f_y$ ), ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )  
 $w$  = Carga aplicada en la losa

### Cargas y momentos

Para dimensionar losas por este método, se obtienen los momentos flexionantes utilizando los coeficientes que se presentan en la Tabla 5.13.

Los momentos así obtenidos son momentos por unidad de ancho ( $\text{kg m}/\text{m}$ ). Después se calculan el peralte y el porcentaje de refuerzo utilizando las fórmulas de flexión, como si se tratase de vigas de ancho unitario. Es decir, si los momentos están en unidades  $\text{kg m}/\text{m}$ , se considera que la losa está formada por vigas de 1 metro de ancho sujetas a los momentos flexionantes determinados a partir de los coeficientes de la tabla.

Para este análisis calculan los claros libres  $a_1$  y  $a_2$  que, como se indica al pie de la tabla y con estos se estiman los momentos.

Existe la posibilidad de que los momentos en un borde común a dos tableros adyacentes resulten distintos en cada tablero. En estos casos, se deben distribuir las dos terceras partes del momento de desequilibrio entre los tableros adyacentes, si éstos son monolíticos con sus muros, o la totalidad si no lo son. Para la distribución debe suponerse que la rigidez del tablero es proporcional a  $d^3/a_1$ .

### Acero de refuerzo

La cuantía de acero requerida para soportar los momentos calculados, se estima a través de la Ecuación 5.10 y Ecuación 5.12. Siempre que genere cuando menos el área de acero mínimo.

### Acero mínimo

Respecto al acero mínimo, se utiliza la misma ecuación que para losas en una dirección donde  $A_s$  es el área mínima por metro de ancho de la losa. Esta área debe multiplicarse por 1.5 si la losa está expuesta a la intemperie.

Tabla 5.13 Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales (RCDF-NTC-DC-04)

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I <sup>2</sup>	II <sup>3</sup>	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Negativos en bordes interiores	corto	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292
	Positivo	corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130
De borde Un lado corto discontinuo	Negativos en bordes interiores	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
	Negativos en bordes discontinuo	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
		corto	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144
	Positivo	largo	179	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129	135
		corto	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311
De borde Un lado largo discontinuo	Negativos en bordes interiores	largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346
		corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
	Positivo	corto	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135
		largo	185	200	147	158	142	153	138	149	135	146	134	145	133	144
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Negativos en bordes interiores	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364
	Negativo en borde discontinuos	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
	Positivo	corto	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153
		largo	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153
Extremo Tres bordes discontinuos un lado largo continuo	Negativo en borde continuo	corto	1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710
		largo	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0
	Positivo	corto	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540
		largo	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520
Extremo Tres bordes discontinuos un lado corto continuo	Neg. en borde cont.	largo	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710
		corto	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220	0
	Negativo en borde discontinuo	largo	330	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
		corto	1100	1670	960	1060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520
Aislado Cuatro lados discontinuos	Negativo en bordes discontinuos	largo	200	250	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540
		corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
	Positivo	corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

- 1 Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60
- 2 Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos
- 3 Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por  $10^{-4}wa_1^2$ , dan momentos flexionantes por unidad de ancho; si  $w$  está en  $\text{kN/m}^2$  (en  $\text{kg/m}^2$ ) y  $a_1$  en m, el momento da en  $\text{kN-m/m}$  (en  $\text{kg-m/m}$ ).

Para el caso I,  $a_1$  y  $a_2$  pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.

$$A_s = \frac{66\,000\,h}{f_y(h + 100)}$$

**Ecuación 5.25**

donde:

- $A_s$  = Área de acero (cm<sup>2</sup>)
- $h$  = Espesor de la losa (cm)
- $f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm<sup>2</sup>)

La separación entre barras no debe exceder de 50 cm ni de 3.5 h, excepto en la proximidad de cargas concentradas superiores a una tonelada en donde la separación máxima será de 2.5 d.

### Refuerzo máximo

En el diseño, el refuerzo no debe de exceder de lo estipulado en la **Ecuación 5.13** y la **Ecuación 5.14**.

### Fuerza cortante

El dimensionamiento de losas apoyadas perimetralmente queda regido por flexión. Sin embargo, es necesario revisar la seguridad contra fuerza cortante.

Para estos fines, la fuerza cortante que actúa en un ancho unitario puede calcularse con la ecuación:

$$V = \left(\frac{a1}{2} - d\right) w \left[0.95 - 0.5 \frac{a1}{a2}\right]$$

**Ecuación 5.26**

donde:

- $V$  = Fuerza cortante que actúa en un ancho unitario (kg)
- $a1$  = Lado más corto del tablero (cm)
- $a2$  = Lado más largo del tablero (cm)
- $w$  = Carga aplicada (kg)
- $d$  = Peralte de la losa (cm)

Cuando en un tablero existan bordes continuos y bordes discontinuos, el valor de V obtenido de la **Ecuación 5.26** debe incrementarse en 15 por ciento. La resistencia de la losa a fuerza cortante se supondrá igual a:

$$V_R = 0.5F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

**Ecuación 5.27**

donde:



- $V_R$  = Fuerza cortante resistente en un ancho unitario (kg)  
 $F_R$  = Factor de resistencia = 0.8  
 $f_c^*$  = Resistencia nominal del concreto a compresión (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $b$  = Carga aplicada (kg)  
 $d$  = Peralte de la losa (cm)

Es decir, igual a la de una viga sin refuerzo en el alma.

### **Diseño de la losa fondo**

La carga aplicada sobre la losa debida al agua resulta:

$$W_{agua} = 1\,000(2.8) = 2\,800 \frac{kg}{m^2}$$

El peralte mínimo, para este caso se considera tratar a la losa como un tablero aislado, para esto se incrementa en un 25 por ciento la longitud de los lados discontinuos de la losa:

$$Per = (600 + 600) + [1.25(600 + 600)] = 2700 \text{ cm}$$

Revisión de condiciones para la corrección del perímetro:

$$\begin{cases} f_s \leq 2520 \\ w \leq 380 \frac{kg}{cm^2} \end{cases}$$

$$f_s = 0.6(4200) = 2520 \frac{kg}{cm^2}$$

$$2\,800 > 380 \frac{kg}{cm^2}$$

Es necesario corregir el perímetro a través de la **Ecuación 5.23**.

$$0.032^4 \sqrt{2\,520(2\,800)} = 1.65$$

El peralte mínimo, calculado con la **Ecuación 5.24**, resulta:

$$d_{min} = \frac{1.65(2\,250)}{250} = 14.84 \text{ cm}$$

Se propone el peralte de 30 cm, para garantizar la resistencia por esfuerzo por cortante. Con ello, el peralte efectivo (considerando 5 cm de recubrimiento).

$$d = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

Bajo esta condición y considerando un  $F_c = 1.5$ , la carga total resulta:

$$w_{total} = 1.5[2\ 800 + 0.3(2\ 400)] = 5\ 280 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de momentos aplicados

La relación de lados del tablero (corto a largo), resulta:

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{600}{600} = 1$$

De la Tabla 5.13, se tiene que es caso I (monolítica), tablero aislado (cuatro lados discontinuos):

$$\alpha(\text{negativo}) = 330$$

$$\alpha(\text{positivo}) = 500$$

Los momentos flexionantes, por unidad de ancho, resultan de multiplicar los coeficientes multiplicados por el factor  $10^{-4}wa_1^2$  igual a:

$$10^{-4}(5\ 280)(6)^2 = 19.008 \text{ kg m}$$

Con este factor, los momentos en la franja central del tablero resultan:

$$M_- = 330(19.008) = 6\ 272.6 \text{ kg m}$$

$$M_+ = 500(19.008) = 9\ 504 \text{ kg m}$$

Determinación del refuerzo

De acuerdo con la Ecuación 5.25, el refuerzo mínimo resulta:

$$A_s = \frac{66\ 000(30)}{4\ 200(30 + 100)}(1.5) = 5.44 \text{ cm}^2$$

Considerando los momentos calculados (Columna 1 de la Tabla 5.14), a través de la Ecuación 5.10 y Ecuación 5.12 se obtiene la cuantía y el área de acero de las columnas 3 y 4 (Tabla 5.14), respectivamente.

Para este caso se elige varilla del número 4 y los resultados se muestran en las columnas 8 y 9 (Tabla 5.14), respectivamente.

Tabla 5.14 Determinación del refuerzo en losa fondo

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Mi	Q	$\omega$	$\rho$	As	Varilla	Area	Num	sep	sep efec
kg m				cm <sup>2</sup>	#	cm <sup>2</sup>		cm	cm
6272.6	0.0656	0.077	0.0031	7.77	6	2.85	3	33.33	33.33
9504.0	0.0994	0.119	0.0048	12.03	6	2.85	5	20.00	20.00

Revisión de la resistencia a fuerza cortante

Aplicando la Ecuación 5.26, el esfuerzo cortante aplicado resulta:

$$V = \left(\frac{600}{2} - 25\right) \left(\frac{5\ 280}{100}\right) \left[0.95 - 0.5 \frac{600}{600}\right] = 6\ 534.00\ kg$$

El esfuerzo cortante resistente a sección se calcula con la Ecuación 6.55 y resulta:

$$V_{CR} = 0.5(0.8)(100)(25)\sqrt{200} = 14\ 142.14\ kg$$

Se comprueba que el  $V < V_{CR}$ , por lo que se acepta esta sección y armado para la losa fondo, los cuales se presentan en la Ilustración 5.40.

### Refuerzo por cambios volumétricos

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que:

$$a_{s1} = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)} \quad \text{Ecuación 5.28}$$

donde:

$a_{s1}$  = Área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza, (cm<sup>2</sup>/cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a  $x_1$

$x_1$  = Dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo (cm)

Aplicando la Ecuación 5.28, se tiene:

$$a_{s1} = 1.5 \left( \frac{660(600)}{4\ 200(600 + 100)} \right) 600 = 121.22\text{cm}^2$$

y considerando cuantía mínima de 0.003, el área necesaria resulta:

$$a_{s2} = 0.003(600)(25) = 37.5\text{cm}^2$$

Por tanto el armado en el lecho superior, Considerando varillas del Num. 6, resulta:

$$\text{numvar}_{\#6} = \frac{121.22}{2.85} = 42$$

La separación a ejes, considerando recubrimiento por cada lado de 5 cm resulta (Ilustración 5.40):

$$S = \frac{600 - 10}{42 - 1} = 14\text{cm}$$

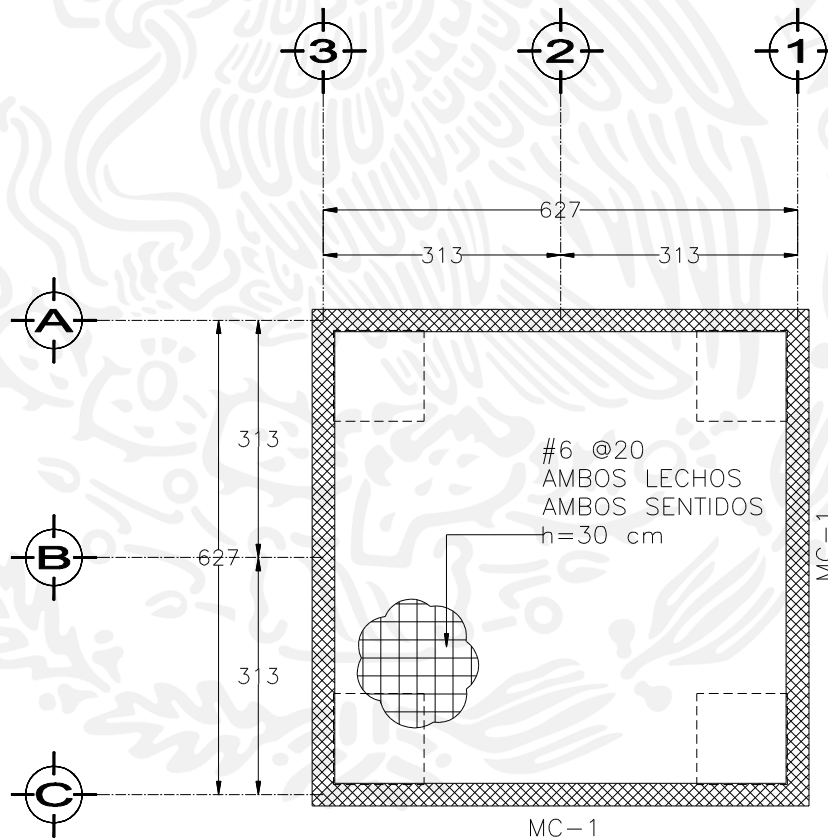


Ilustración 5.40 Armado propuesto para la losa fondo

### Ecuaciones para el análisis sísmico

El diseño sísmico se realiza de acuerdo con las especificaciones del Manual de Obras Civiles, Diseño por sismo. Utilizando la analogía de masas virtuales, el sistema equivalente resulta como se muestra en la Ilustración 5.41.

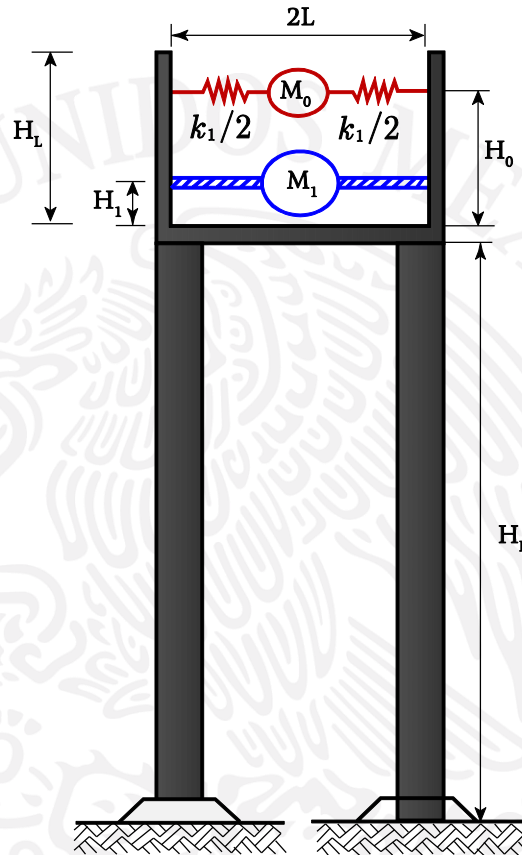


Ilustración 5.41 Sistema equivalente para tanques elevados (adaptado de CFE, 2008)

### Masa y rigidez de la estructura

La masa del conjunto formado por el recipiente y la estructura de soporte se calcula por medio de la Ecuación 5.29.

$$M_p = \frac{\gamma_c Vol_{tanque}}{g}$$

Ecuación 5.29

donde:

- $M_p$  = Masa del tanque, en kN s<sup>2</sup>/m
- $\gamma_c$  = Peso específico del concreto, en kg/m<sup>3</sup>
- $Vol_{tanque}$  = Volumen del tanque, en m<sup>3</sup>
- $g$  = Aceleración de la gravedad, en m/s<sup>2</sup>



La rigidez lateral de la plataforma se calcula por medio de la **Ecuación 5.30**.

$$k_p = \sum_{i=1}^n \left( \frac{12E_c I_c}{h^3} \right)_i$$

**Ecuación 5.30**

donde:

- $k_p$  = Rigidez lateral de la plataforma, en kN/m
- $E_c$  = Módulo de elasticidad, en kN/m<sup>2</sup>
- $I_c$  = Momento de inercia al rededor del eje de flexión, en m<sup>4</sup>
- $h$  = Elevación de la plataforma, en m
- $n$  = Número de columnas

### Masas impulsiva y convectiva del líquido

Para propósitos de análisis, el líquido almacenado se debe reemplazar por las masas impulsiva y convectiva, colocadas a diferentes alturas sobre el fondo del recipiente y ligadas respectivamente de forma rígida y elástica a las paredes del mismo, de acuerdo con la Ilustración 6.40 (CFE, 2008).

Para este caso los parámetros se determinan con las siguientes ecuaciones:

$$M_0 = \frac{\tanh \left[ 1.73 \left( \frac{L}{H_L} \right) \right]}{1.73 \left( \frac{H_L}{L} \right)} M_L$$

**Ecuación 5.31**

$$M_1 = \frac{\tanh \left[ 1.58 \left( \frac{H_L}{L} \right) \right]}{1.89 \left( \frac{L}{H_L} \right)} M_L$$

**Ecuación 5.32**

$$H_0 = \left\{ \frac{1.73 \left( \frac{L}{H_L} \right)}{2 \tanh \left[ 1.73 \left( \frac{L}{H_L} \right) \right]} - \frac{1}{8} \right\} H_L$$

**Ecuación 5.33**

$$H_1 = \left\{ 1 - \frac{\cosh \left[ 1.58 \left( \frac{H_L}{L} \right) \right] - 2.01}{1.58 \left( \frac{H_L}{L} \right) \sinh \left[ 1.58 \left( \frac{H_L}{L} \right) \right]} \right\} H_L$$

**Ecuación 5.34**

$$k = \frac{3GM_1^2 H_L}{M_L L^2}$$

**Ecuación 5.35**

donde:

- $M_0$  = Masa impulsiva, en  $\text{kN s}^2/\text{m}$
- $M_1$  = Masa convectiva, en  $\text{kN s}^2/\text{m}$
- $M_L$  = Masa del líquido contenido en el tanque, en  $\text{kN s}^2/\text{m}$
- $L$  = Distancia horizontal de las masas impulsiva y convectiva, igual a la mitad de la longitud del muro, en m
- $H_0$  = Distancia vertical desde la plataforma hasta la ubicación de la masa impulsiva, en m
- $H_1$  = Distancia vertical desde la plataforma hasta la ubicación de la masa convectiva, en m
- $H_L$  = Altura del muro del tanque, en m
- $k$  = Rigidez del resorte equivalente, en  $\text{kN}/\text{m}$

### Frecuencias y los modos de vibración naturales del sistema

La vibración natural se entiende como el movimiento de una estructura sin ninguna excitación dinámica (fuerzas externas o movimientos en los soportes). La vibración inicia al perturbar la estructura desde su posición de equilibrio mediante algunos desplazamientos iniciales y/o al impartir algunas velocidades iniciales. Los modos dominantes de vibración del tanque elevado se pueden determinar a través de la siguiente ecuación:

$$(K_S - \omega_n^2 M_S) Z_n = 0 \quad \text{Ecuación 5.36}$$

donde:

- $M_S$  = Matriz de masas del sistema, en  $\text{kN s}^2/\text{m}$
- $K_S$  = Matriz de rigideces del sistema ( $\text{kN}/\text{m}$ )
- $\omega_n$  = Frecuencia natural sin amortiguar asociada al n-ésimo modo, en  $\text{rad}/\text{s}$
- $Z_n$  = Modos naturales de vibración

Los periodos naturales de vibración asociados predominantemente a los modos convectivo e impulsivo resultan:

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad \text{Ecuación 5.37}$$

### Desplazamientos máximos en función del espectro de diseño

Los desplazamientos máximos que ocurren en el modo fundamental se determinan con la siguiente ecuación:

$$X_1 = \frac{\phi_1 \alpha(T_1 \beta) g}{\omega_n^2 Q' T_1 R}$$

Ecuación 5.38

donde:

Coefficiente de participación que define la escala a la que interviene el modo 1 en la respuesta y se calcula como:

$$\phi_1 = \frac{Z_1^T M_s J}{Z_1^T M_s Z_1}$$

Ecuación 5.39

Para las cuales:

- $\alpha(T_1, b)$  = Ordenada espectral correspondiente al periodo natural de vibración 1 y un factor de amortiguamiento  $b$
- $g$  = Aceleración de la gravedad, en  $m/s^2$
- $b$  = Factor de amortiguamiento
- $\omega_n$  = Frecuencia natural sin amortiguar asociada al  $n$ -ésimo modo, en  $rad/s$
- $Q$  = Factor reductor por ductilidad
- $R$  = Factor de reducción por sobrerresistencia
- $Z_1$  = Desplazamiento vertical de la superficie del líquido medido con respecto al nivel de reposo, en  $m$
- $T_1$  = Periodo fundamental de vibración del líquido, en  $s$
- $M_s$  = Matriz de masas del sistema, en  $kN s^2/m$

### Fuerzas de inercia asociadas a los desplazamientos máximos

Las fuerzas de inercia máximas correspondientes a los modos naturales de vibración del sistema se obtienen con la siguiente ecuación:

$$P_n = K_s X_n$$

Ecuación 5.40

donde:

- $X_n$  = Vector de desplazamientos modales máximos asociados al  $n$ -ésimo modo en tanques, en  $m$
- $K_s$  = Matriz de rigideces del sistema ( $kN/m$ )
- $n$  =  $n$ -ésimo modo natural de vibración

### Fuerzas cortantes y momentos de volteo basales

Las fuerzas cortantes en la base de la estructura de soporte, asociadas a cada uno de los modos naturales de vibración del sistema se obtienen sumando las fuerzas de inercia.

Los momentos asociados a cada uno de los modos naturales de vibración del sistema se obtienen sumando los momentos flexionantes originados por las fuerzas de inercia.

Para estimar la fuerza cortante y el momento de volteo basales, debidos a la combinación de los modos naturales de vibración del sistema, se aplica al criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales.

### **Análisis sísmico para la estructura**

#### **Calculo de la masa de la estructura**

Para este cálculo se debe estimar el volumen de la estructura.

Volumen de muros de concreto:

Elemento	Volumen (m <sup>3</sup> )
Losa Tapa	5.23
Losa Fondo	13.07
TC01	0.07
TC02	0.34
TC03	5.76
Muros	6.84
Columnas	91.80
<b>Total</b>	123.10
<b>Total (kN s<sup>2</sup>/m)</b>	294.90

#### **Calculo de la rigidez de la estructura**

La rigidez lateral de la plataforma se calcula por medio de la Ecuación 5.30, para la cual:

$$E_c = 14\,000\sqrt{250} = 221\,359.44 \frac{kg}{cm^2} = 21\,693\,224.75 \frac{kN}{m^2}$$

$$I_c = \frac{1.2^4}{12} = 0.1728m^4$$

Por tanto:

$$k_p = 4 \left[ \frac{12(21\,693\,224.75)(0.1728)}{8.4^3} \right] = 303\,578.66 \frac{kN}{m}$$

#### **Cálculo de las masas impulsiva y convectiva del líquido**

La masa del líquido en el tanque resulta:

$$M_L = \frac{6(6)(3)9.81}{9.81} = 108 \frac{kN s^2}{m}$$

La masa impulsiva calculada con la **Ecuación 5.31**:

$$M_0 = \frac{\tanh \left[ 1.73 \left( \frac{3}{3} \right) \right]}{1.73 \left( \frac{3}{3} \right)} 108 = 58.62 \frac{kN s^2}{m}$$

La masa convectiva se calcula con la **Ecuación 5.32** y resulta:

$$M_1 = \frac{\tanh \left[ 1.58 \left( \frac{3}{3} \right) \right]}{1.89 \left( \frac{3}{3} \right)} 108 = 52.49 \frac{kN s^2}{m}$$

La distancia vertical desde la plataforma hasta la ubicación de la masa impulsiva se calcula con la **Ecuación 5.33**:

$$H_0 = \left\{ \frac{1.73 \left( \frac{3}{3} \right)}{2 \tanh \left[ 1.73 \left( \frac{3}{3} \right) \right]} - \frac{1}{8} \right\} 3 = 2.39 m$$

La distancia vertical desde la plataforma hasta la ubicación de la masa convectiva, calculada con la **Ecuación 5.34**, resulta:

$$H_1 = \left\{ 1 - \frac{\cosh \left[ 1.58 \left( \frac{3}{3} \right) \right] - 2.01}{1.58 \left( \frac{3}{3} \right) \sinh \left[ 1.58 \left( \frac{3}{3} \right) \right]} \right\} 3 = 2.57 m$$

Con la **Ecuación 5.35**, se calcula la rigidez del resorte equivalente.

$$k = \frac{3(9.81)(52.49)^2(3)}{108(3)^2} = 250.28 \frac{kN}{m}$$

### Cálculo de las frecuencias y modos de vibración naturales del sistema

Para el cálculo de las frecuencias y modos de vibración naturales, se requiere ensamblar las matrices de masas y de rigideces que resultan:

$$M_s = \begin{bmatrix} M_0 + M_P & 0 \\ 0 & M_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 353.52 & 0 \\ 0 & 52.49 \end{bmatrix} \frac{kNs^2}{m}$$



$$K_s = \begin{bmatrix} K_P + K_1 & -K_1 \\ -K_1 & K_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 303\,828.93 & -250.28 \\ -250.28 & 250.28 \end{bmatrix} \frac{kNs^2}{m}$$

Aplicando la **Ecuación 5.36**, resulta:

$$(K_s - \omega_n^2 M_s) Z_n = \begin{bmatrix} (K_P + K_1) - \omega_n^2 (M_0 + M_P) & -K_1 - \omega_n^2 (0) \\ -K_1 - \omega_n^2 (0) & K_1 - \omega_n^2 (M_1) \end{bmatrix}$$

Por el método del determinante se obtiene:

$$\omega_n^4 [76041899] - \omega_n^2 [(K_P M_1) + k_1 (M_0 + M_P)] + K_P (k_1) = 0$$

$$\omega_n^4 [18\,556.739] - \omega_n^2 [16\,036\,925.83] + 76\,041\,899 = 0$$

Las raíces de la ecuación resultan:

$$\omega_{12} = 2.25 \frac{rad}{s}$$

$$\omega_{22} = 29.5 \frac{rad}{s}$$

Por tanto, seleccionando un valor de uno, para  $Z_{n1}$ , se obtiene el valor para  $Z_{n2}$ , sustituyendo  $\omega_{12}$  y  $\omega_{22}$ .

$$Z_1 = \begin{bmatrix} 1 \\ 1210.784 \end{bmatrix}$$

$$Z_2 = \begin{bmatrix} 1 \\ -0.001 \end{bmatrix}$$

Por tanto, los periodos naturales de vibración asociados predominantemente a los modos convectivo e impulsivo se calculan con la **Ecuación 5.37**:

$$T_1 = \frac{2\pi}{2.25} = 2.793s$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{29.5} = 0.213s$$

Entonces para  $Z_1$  y  $T_1$ , el coeficiente de participación, que se calcula con la **Ecuación 5.39**, resulta:

$$\phi_1 = \frac{\begin{bmatrix} 1 \\ 1210.784 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 353.52 & 0 \\ 0 & 52.49 \end{bmatrix}}{\begin{bmatrix} 1 \\ 1210.784 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 353.52 & 0 \\ 0 & 52.49 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 1210.784 \end{bmatrix}} = 0.001$$

$\zeta_e=0.05$  y dado que  $T_1 > T_c$ , se tiene que:

$$\lambda = 0.45 \frac{T_c}{T_e} = 0.45 \frac{2}{2.793} = 0.322$$

$$\beta = \left( \frac{0.05}{0.05} \right)^{0.322} = 1$$

La aceleración para  $T_1$  resulta:

$$\alpha(T_1, \beta) = 0.204$$

El factor reductor por ductilidad resulta:

$$Q' = 1.248$$

Por tanto, aplicando la **Ecuación 5.38**, el desplazamiento máximo que ocurre en el modo fundamental resulta.

$$X_1 = \frac{0.001(0.204)(9.81)}{(2.25)^2(1.248)(2.793)(2)} \begin{bmatrix} 1 \\ 1210.784 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0002 \\ 0.2544 \end{bmatrix} m$$

Para  $Z_2$  y  $T_2$ :

$$\phi_2 = \frac{\begin{bmatrix} 1 \\ -0.001 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 353.52 & 0 \\ 0 & 52.49 \end{bmatrix}}{\begin{bmatrix} 1 \\ -0.001 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 353.52 & 0 \\ 0 & 52.49 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 - 0.001 \end{bmatrix}} = 1.000$$

$\zeta_e=0.05$  y dado que  $T_2 < T_c$ , se tiene que:

$$\beta = \left( \frac{0.05}{0.05} \right)^{0.45} = 1$$

La aceleración para  $T_2$  resulta:

$$\alpha(T_1, \beta) = 0.64$$

El factor reductor por ductilidad resulta:

$$Q' = 1.122$$

Por tanto, aplicando la **Ecuación 5.38**, el desplazamiento máximo que ocurre en el modo fundamental resulta.

$$X_2 = \begin{bmatrix} 0.0052 \\ -0.000004 \end{bmatrix} m$$

Cálculo de las fuerzas de inercia asociadas a los desplazamientos máximos. Las fuerzas de inercia máximas correspondientes a los modos naturales de vibración del sistema se obtienen con la **Ecuación 5.40**:

$$P_1 = \begin{bmatrix} 0.17 \\ 63.62 \end{bmatrix} kN$$

$$P_2 = \begin{bmatrix} 1568.12 \\ -1.29 \end{bmatrix} kN$$

Por tanto, las fuerzas cortantes resultan de la sumatoria de las componentes obtenidas, de la siguiente manera:

$$V_1 = 0.17 + 63.62 = 63.79 kN$$

$$V_2 = 1568.12 + 1.29 = 1569.10 kN$$

De esta forma los momentos de volteo en la base de la estructura de soporte resultan:

$$M_1 = 669.72 kN m$$

$$M_2 = 13779.10 kN m$$

Para concluir, la fuerza cortante y el momento de volteo de diseño en la base de la estructura de soporte.

$$V_0 = \sqrt{(63.79)^2 + (1569.10)^2} = 1570.71 kN = 160.17 t$$

$$M_0 = \sqrt{(669.72)^2 + (13779.10)^2} = 13796.86 kN m = 1406.8917 t m$$

### Elaboración del modelo de simulación

En la Ilustración 5.42, se muestra el modelo del tanque elevado, el cual fue realizado a base de 128 elementos columna (*frame*), 42 elementos placa (*shell*) y 103 elementos de conexión (*joint*). Tiene una altura de 12 metros; se consideraron elementos de concreto.

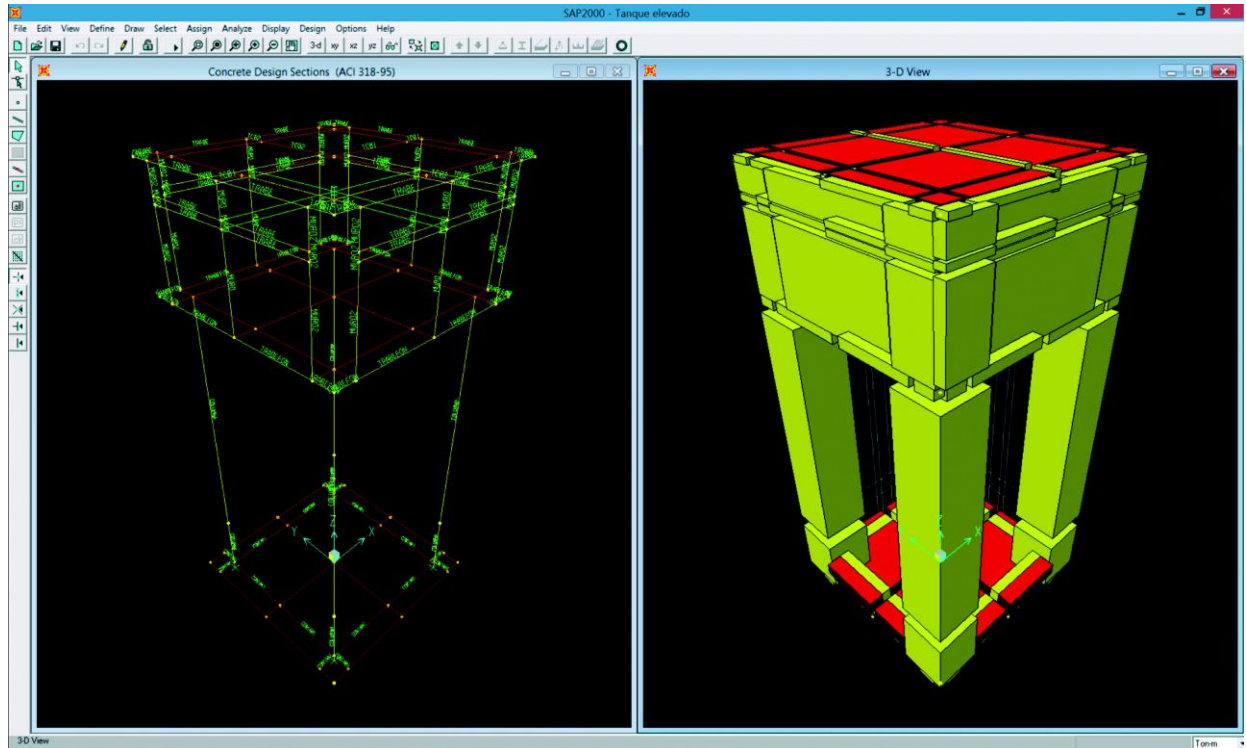


Ilustración 5.42 Modelo de simulación de tanque elevado

### Aplicación de cargas

Las combinaciones de carga consideradas para el modelo de simulación se presenta en la Tabla 5.15 Combinación de cargas para el modelo de simulación, carga sobre los 36 muros de 0.52 metros de ancho debido al agua resulta:

Tabla 5.15 Combinación de cargas para el modelo de simulación

Combo	Tipo de combinación	Caso	Factor	Tipo de carga
15CMCV	ADD	MUERTA	1.5	STATIC(DEAD)
		VIVA	1.1	STATIC(LIVE)
		AGUA	1.1	STATIC(LIVE)
SX	ADD	MUERTA	1.1	STATIC(DEAD)
		VIVA	1.1	STATIC(LIVE)

Combo	Tipo de combinación	Caso	Factor	Tipo de carga
		AGUA	1.1	STATIC(LIVE)
		ESPX	1.1	SPECTRA
SY	ADD	MUERTA	1.1	STATIC(DEAD)
		VIVA	1.1	STATIC(LIVE)
		AGUA	1.1	STATIC(LIVE)
		ESPY	1.1	SPECTRA

## Sismo

Para el estudio de la respuesta sísmica se realiza un análisis modal espectral de la estructura. Se realiza el espectro de diseño para el análisis sísmico con los datos correspondientes a través del programa PRODISIS v2.3, recomendado por el manual de diseño de obras civiles de CFE (Ilustración 5.43 Programa PRODISIS v2.3).

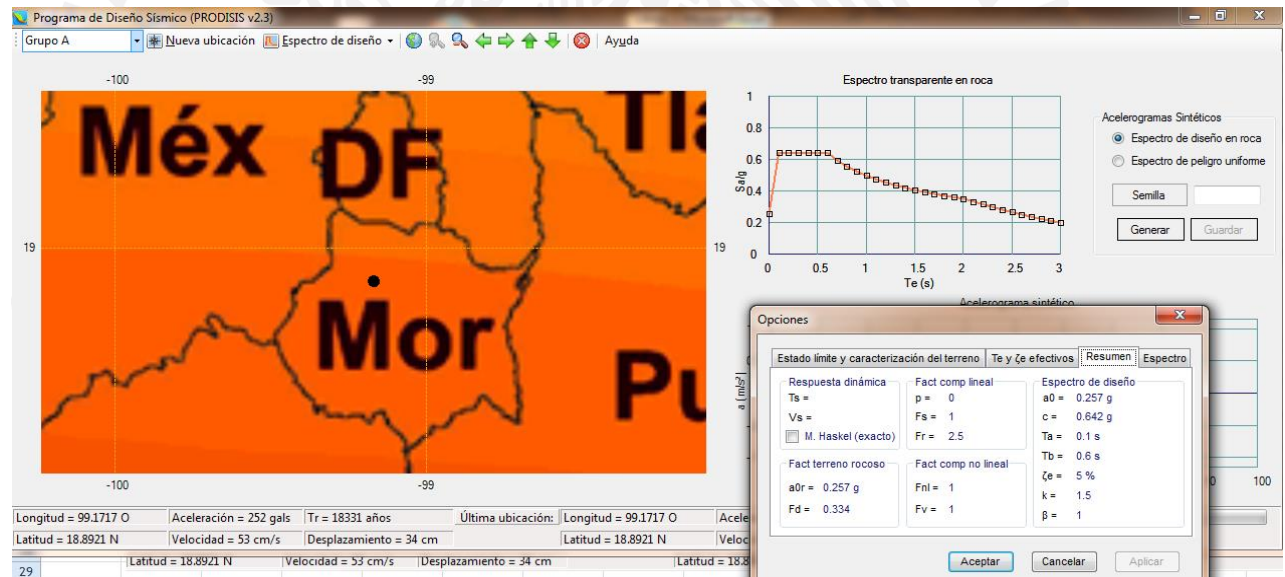


Ilustración 5.43 Programa PRODISIS v2.3

## Resultados del modelo

De la simulación realizada, considerando las combinaciones de carga y la masa inductiva y convectiva calculadas en el apartado anterior, se obtienen los siguientes resultados.

De acuerdo al modelo de simulación las formas modales resultantes se presentan en la Tabla 5.16.



Tabla 5.16 Formas modales

Forma modal	Periodo (s)
1	1.3186
2	1.3606
3	0.8203
4	0.3550

Los desplazamientos máximos esperados en los puntos extremos del tanque se presentan en la Tabla 5.17.

Tabla 5.17 Desplazamientos máximos en los extremos del tanque

JOINT	LOAD	U1	U2	U3	R1	R2	R3
		m	m	m	m	m	m
7	15CMCV	0.0000	0.0000	-0.0003	0.0000	0.0000	0.0000
7	SX MAX	0.0206	0.0062	-0.0001	0.0009	0.0030	0.0000
7	SX MIN	-0.0206	-0.0062	-0.0004	-0.0009	-0.0030	0.0000
7	SY MAX	0.0062	0.0205	-0.0001	0.0030	0.0009	0.0000
7	SY MIN	-0.0062	-0.0205	-0.0004	-0.0029	-0.0009	0.0000
59	15CMCV	0.0002	0.0001	-0.0004	0.0002	0.0003	0.0000
59	SX MAX	0.0304	0.0087	0.0016	0.0008	0.0030	0.0001
59	SX MIN	-0.0300	-0.0084	-0.0023	-0.0005	-0.0025	-0.0002
59	SY MAX	0.0093	0.0286	0.0015	0.0024	0.0011	0.0000
59	SY MIN	-0.0089	-0.0283	-0.0021	-0.0020	-0.0006	-0.0001
65	15CMCV	0.0002	-0.0001	-0.0004	0.0001	-0.0003	0.0000
65	SX MAX	0.0304	0.0085	0.0015	0.0008	0.0019	0.0001
65	SX MIN	-0.0300	-0.0086	-0.0022	-0.0006	-0.0025	-0.0001
65	SY MAX	0.0093	0.0285	0.0015	0.0024	0.0004	0.0000
65	SY MIN	-0.0089	-0.0286	-0.0021	-0.0022	-0.0009	-0.0001
77	15CMCV	0.0000	-0.0001	-0.0004	-0.0002	-0.0002	0.0000
77	SX MAX	0.0292	0.0086	0.0016	0.0005	0.0022	0.0002
77	SX MIN	-0.0292	-0.0086	-0.0023	-0.0009	-0.0026	-0.0002
77	SY MAX	0.0088	0.0285	0.0015	0.0021	0.0005	0.0000
77	SY MIN	-0.0088	-0.0286	-0.0021	-0.0024	-0.0010	-0.0001

Los esfuerzos en las columnas se presentan en la Tabla 5.18, los cuales corresponden a las combinaciones de carga en tres puntos de las columnas.

Tabla 5.18 Esfuerzos en las columnas

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
			Ton	Ton	Ton	Ton	Ton m	Ton m
15	CMCV	0	-120.69	0.8592	-0.7838	-0.08419	-2.85	2.81
		4.1	-99.41	0.8592	-0.7838	-0.08419	0.3639	-0.7154
		8.2	-78.13	0.8592	-0.7838	-0.08419	3.58	-4.24
SX	MAX	0	-44.65	35.28	9.99	1.3	75.4	257.69
		4.1	-29.04	35.28	9.99	1.3	34.62	113.06
		8.2	-13.44	35.28	9.99	1.3	13.72	24.46
SX	MIN	0	-150.51	-33.85	-11.29	-1.45	-80	-253.16
		4.1	-134.9	-33.85	-11.29	-1.45	-33.87	-114.37
		8.2	-119.3	-33.85	-11.29	-1.45	-7.63	-31.61
SY	MAX	0	-47.66	11.14	34.78	0.4597	256.34	79.05
		4.1	-32.05	11.14	34.78	0.4597	113.77	33.48
		8.2	-16.45	11.14	34.78	0.4597	34.95	6.01
SY	MIN	0	-147.49	-9.72	-36.08	-0.6056	-260.94	-74.52
		4.1	-131.89	-9.72	-36.08	-0.6056	-113.02	-34.79
		8.2	-116.29	-9.72	-36.08	-0.6056	-28.85	-13.16

Para el diseño de la cimentación se consideran las reacciones en los apoyos presentadas en la Tabla 5.19.

Tabla 5.19 reacciones en los apoyos

JOINT	Combinación	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		Ton	Ton	Ton	Ton m	Ton m	Ton m
2	15CMCV	-0.9182	0.9329	141.9902	-0.2736	-0.2399	0.0618
2	SX MAX	34.2563	11.2931	211.7937	65.6056	215.9277	1.1125
2	SX MIN	-35.4446	-10.0849	14.5916	-66.0653	-216.341	-1.0049
2	SY MAX	9.8681	36.0793	208.3144	218.813	64.7157	0.4259
2	SY MIN	-11.0564	-34.871	18.0709	-219.2727	-65.129	-0.3183
5	15CMCV	-0.8742	-1.0333	138.8321	0.255	-0.5518	0.0192
5	SX MAX	34.4867	9.9653	200.1344	66.0827	219.0657	0.6881
5	SX MIN	-35.5966	-11.3448	20.9034	-65.6314	-220.0132	-0.6593
5	SY MAX	9.9998	34.794	206.4946	219.2652	65.4462	0.3308
5	SY MIN	-11.1097	-36.1735	14.5432	-218.8138	-66.3938	-0.302

JOINT	Combinación	Fx Ton	Fy Ton	Fz Ton	Mx Ton m	My Ton m	Mz Ton m
8	15CMCV	0.978	1.0619	139.6507	-0.3541	0.3264	0.0513
8	SX MAX	35.2951	11.3572	208.5662	65.4395	216.5302	1.0606
8	SX MIN	-34.0045	-9.9316	13.7602	-66.0375	-215.9741	-0.975
8	SY MAX	11.0837	36.1579	207.3383	218.6031	65.2179	0.4419
8	SY MIN	-9.7931	-34.7323	14.988	-219.2011	-64.6618	-0.3562
11	15CMCV	0.8144	-0.9615	141.7952	0.142	0.1371	0.073
11	SX MAX	36.2632	10.0474	203.3882	65.8562	219.2432	0.7958
11	SX MIN	-35.2555	-11.3017	22.7024	-65.5955	-219.0079	-0.6689
11	SY MAX	11.2405	34.8449	206.985	219.0157	65.9307	0.4605
11	SY MIN	-10.2329	-36.0992	19.1057	-218.7551	-65.6954	-0.3337

Los modelos en el programa SAP 2000 nonLineal, se adjuntan a este informe en la carpeta *Diseño Estructural Tanque Elevado*.

### **Dimensionamiento de columnas**

Considerando el peso total de la estructura, el peso del volumen de agua en el tanque y los resultados de obtenidos del análisis sísmico, aplicados en dos direcciones, 100 por ciento en la dirección x y 30 por ciento en la dirección y. Los esfuerzos máximos que deben resistir las columnas se presentan en la Tabla 5.20, los cuales fueron obtenidos del modelo de simulación matemática.

**Tabla 5.20 Esfuerzos máximos resultantes en las columnas**

P Ton	Mx Ton m	My Ton m	Vu Ton
223.41	166.25	167.91	30.3
147.49	260.94	74.52	33.85
50.39	79.99	263.51	36.8

Se considera una columna de dimensiones (1.20 x 1.20)m, así como una cuantía de 0.01. Se considera el armado a partir de la **Ecuación 5.9**.

$$q = \frac{0.01(4\ 200)}{170} = 0.25$$

Por tanto el área requerida resulta:

$$A_s = 0.1(115)(120) = 138cm^2$$

Considerando varilla # 8, el número de varillas requeridas, resulta:

$$Num_{Var8} = \frac{138}{5.067} = 27.23$$

Para el acomodo de las varillas en la columna se requiere un número par, en múltiplos de cuatro. Por tanto se proponen 36 barras y el área efectiva resultante es:

$$A_s = 5.067(36) = 182.41 \text{ cm}^2$$

y la cuantía asociada resulta:

$$\rho = \frac{182.41}{120(115)} = 0.0132$$

El acomodo de estas varillas y que a su vez permitirá el trazo del diagrama de interacción se muestra en la Ilustración 5.44.

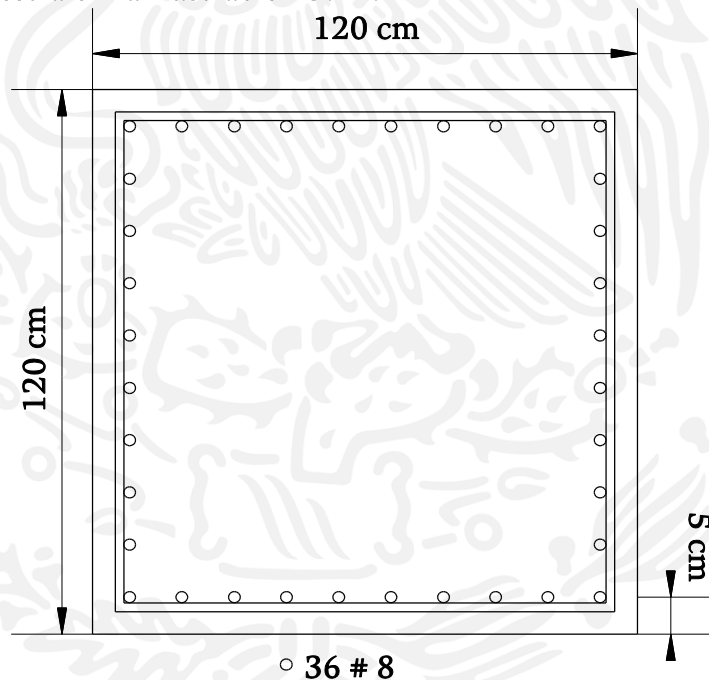


Ilustración 5.44 Armado propuesto para la columna

### Integración del diagrama de interacciones

1. Resistencia a la compresión pura:

$$P_0 = 0.8[170(120)(120) + 4\ 200(182.41)] = 2571313.37 \text{ kg} = 612.91 \text{ t}$$

2. Resistencia a la tensión pura:

$$P_T = 0.8[4\ 200(182.41)(-1)] = -612913.37\ kg = 312.91\ t$$

3. Momento flexionante:

$$A_s = 16(5.067) = 81.07\ cm^2$$

$$\rho = \frac{81.07}{120(115)} = 0.0059$$

$$q = \frac{81.07}{120(115)} = 0.145$$

$$M_0 = 0.8[120(115)^2(170)(0.145)(1 - 0.5(0.145))] = 32684901.52\ kgcm = 326.85\ tm$$

4. Falla balanceada:

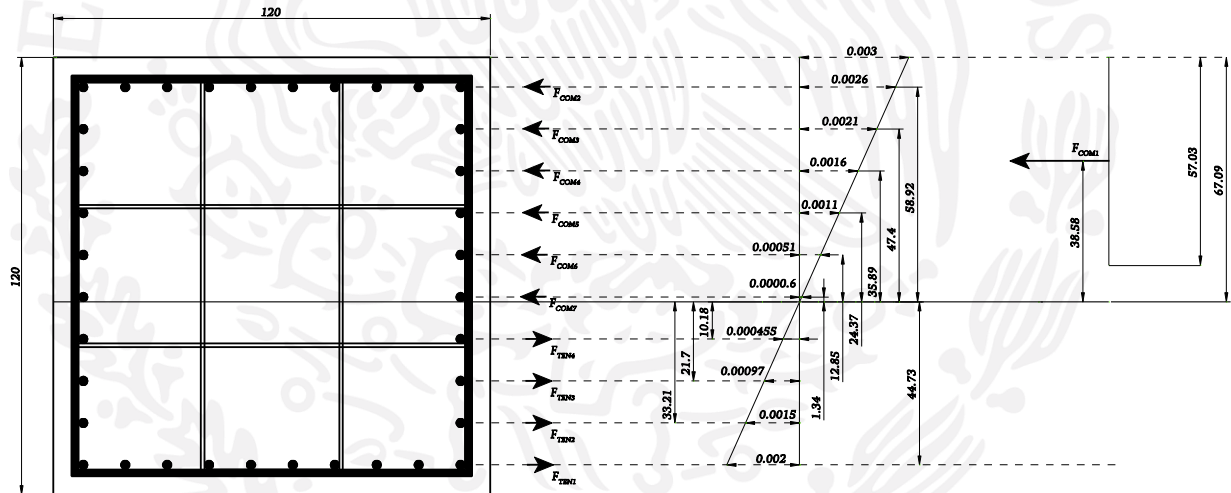


Ilustración 5.45 Esquema de reacciones internas de la columna

a. Cálculo del eje neutro. Como se estableció en la Ilustración 5.45, el eje neutro se encuentra en el punto donde la falla por compresión se equilibra con la falla en tensión, por tanto, para esta sección en particular se tiene:

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.002}{d - c}$$

donde:

$c$  = Profundidad del eje neutro, en cm



$d$  = Distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión, en cm

El despeje de  $c$  resulta:

$$c = \frac{d}{\frac{0.002}{0.003} + 1}$$

$$c = \frac{b - d_c - d_{best} - 0.5(d_{bvar})}{\frac{0.002}{0.003} + 1}$$

donde:

$b$  = Ancho de una sección rectangular = 120 cm

$d_c$  = Recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tensión al centro de la barra más próxima a ella = 5 cm

$d_{best}$  = Diámetro nominal de los estribos (Se considera como propuesta utilizar estribos #6, lo cual deberá verificarse en la revisión por cortante) = 1.905 cm

$d_{bvar}$  = Diámetro nominal de las varillas de refuerzo transversal = 2.54 cm

Por tanto el eje neutro se encuentra a una distancia de:

$$c = \frac{120 - 5 - 1.905 - 0.5(2.54)}{\frac{0.002}{0.003} + 1} = 67.10 \text{ cm}$$

- b. Acciones internas en la falla balanceada. Como puede observarse en la Ilustración 5.45, la sección tiene diez lechos de varillas. Por la ubicación del eje neutro, seis de estos lechos quedan dentro del área en compresión y cuatro en la zona de tensión.
- c. Resistencia a la compresión. Corresponde a la resistencia del concreto, y de los lechos de varilla que se encuentran por encima del eje neutro, por tanto, la resistencia a compresión del bloque de concreto resulta:

$$F_{com1} = 170(0.85)(120)(67.10) = 1163427.3 \text{ kg} = 1163.43 \text{ t}$$

Por su parte, para evaluar la resistencia a compresión de los lechos de acero se debe revisar si éste llega al esfuerzo de fluencia, lo cual ocurre para una deformación unitaria de 0.002. Para esta condición, la resistencia a la compresión se calcula como se expresa en el segundo término de la **Ecuación**

5.41. Sin embargo, si la deformación unitaria es menor a 0.002, significa que en la falla balanceada el acero que se analiza no fluye, por tanto la resistencia a la compresión resulta de multiplicar el Módulo de elasticidad del acero (200 000 kg/cm<sup>2</sup>) por la deformación unitaria y por el área total del lecho.

$$F_{com} = fc''\beta_1cb + A'sfy \quad \text{Ecuación 5.41}$$

donde:

- $F_{com}$  = Resistencia de compresión en la fracción a la profundidad del eje neutro  $c$ , en kg  
 $b$  = Ancho de la sección rectangular, en cm<sup>2</sup>  
 $\beta_1$  = Factor que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión, como una fracción de la profundidad del eje neutro,  $c$   
 $c$  = Profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión, en cm<sup>2</sup>  
 $A's$  = Área de acero de refuerzo longitudinal en compresión, en cm<sup>2</sup>  
 $fy$  = Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, en kg/cm<sup>2</sup>

Por lo tanto, para el lecho 1, la deformación unitaria resulta:

$$\varepsilon_{fcom2} = \frac{0.003}{67.10} (58.92) = 0.0026$$

El acero fluye, por tanto:

$$F_{com2} = 10(5.067)4\ 200 = 212\ 812.4\ kg = 212.82\ t$$

Para el segundo lecho la deformación unitaria resulta:

$$\varepsilon_{fcom3} = \frac{0.003}{67.10} (47.40) = 0.0021$$

El acero fluye, por tanto:

$$F_{com3} = 2(5.067)4\ 200 = 42\ 563.43\ kg = 42.56\ t$$

Para el tercer lecho la deformación unitaria resulta:

$$\varepsilon_{fcom4} = \frac{0.003}{67.10} (35.89) = 0.0016$$

El acero no fluye, por tanto:

$$F_{com4} = 200\ 000(0.0016)(2)(5.067) = 3\ 252.53\ kg = 35.89\ t$$

Para el cuarto lecho la deformación unitaria resulta:

$$\varepsilon_{fcom5} = \frac{0.003}{67.10}(24.37) = 0.0011$$

El acero no fluye, por tanto:

$$F_{com5} = 200\ 000(0.0011)(2)(5.067) = 2\ 208.53\ kg = 2.21\ t$$

Para el quinto lecho la deformación unitaria resulta:

$$\varepsilon_{fcom6} = \frac{0.003}{67.10}(12.85) = 0.0006$$

El acero no fluye, por tanto:

$$F_{com6} = 200\ 000(0.0006)(2)(5.067) = 1\ 164.53\ kg = 1.16\ t$$

Para el quintosexto lecho la deformación unitaria resulta:

$$\varepsilon_{fcom7} = \frac{0.003}{67.10}(1.34) = 0.0001$$

El acero no fluye, por tanto:

$$F_{com6} = 200\ 000(0.0001)(2)(5.067) = 121.44\ kg = 0.12\ t$$

La resistencia a compresión total resulta:

$$F_{COM} = 1\ 425\ 554.91\ kg = 1\ 425.55\ t$$

- d. Resistencia a la tensión. Por su parte, para evaluar la resistencia a tensión de los lechos de acero, también se debe revisar si éste llega al esfuerzo de fluencia. Si la deformación unitaria es menor a 0.002, significa que en la falla balanceada el acero que se analiza no fluye, por tanto la resistencia a la tensión resulta de multiplicar el Módulo de elasticidad del acero (200 000 kg/cm<sup>2</sup>) por la deformación unitaria y por el área total del lecho.

Por definición, el lecho 1 fluye, por tanto la resistencia a la tensión se calcula con la Ecuación 5.42:

$$F_{ten} = Asfy \quad \text{Ecuación 5.42}$$

donde:

- $F_{ten}$  = Resistencia a la tensión, en kg  
 $As$  = Área de acero de refuerzo longitudinal en tensión, en  $cm^2$   
 $fy$  = Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, en  $kg/cm^2$

$$F_{ten1} = 10(5.067)4\ 200 = 212\ 817.14\ kg = 212.82\ t$$

Para el segundo lecho la deformación unitaria resulta:

$$\varepsilon_{ften2} = \frac{0.003}{67.10} (33.21) = 0.0015$$

El acero no fluye, por tanto:

$$F_{ten2} = 200\ 000(0.0015)(2)(5.067) = 3\ 009.66\ kg = 3.01\ t$$

Para el tercer lecho la deformación unitaria resulta:

$$\varepsilon_{ften3} = \frac{0.003}{67.10} (21.7) = 0.001$$

El acero no fluye, por tanto:

$$F_{ten3} = 200\ 000(0.001)(2)(5.067) = 1\ 966.56\ kg = 1.97\ t$$

Para el cuarto lecho la deformación unitaria resulta:

$$\varepsilon_{ften4} = \frac{0.003}{67.10} (10.18) = 0.0005$$

El acero no fluye, por tanto:

$$F_{ten4} = 200\ 000(0.0005)(2)(5.067) = 922.56\ kg = 0.92\ t$$

La resistencia a tensión total resulta:

$$F_{TEN} = 218\ 715.93\ kg = 218.72\ t$$

- e. Carga resistente en la falla balanceada. Con estas dos componentes la carga resistente en la falla balanceada se calcula de la siguiente manera:

$$P_u = 0.8(1\ 425\ 554.91 - 218\ 715.93) = 965.47\ t$$

- f. Momento resistente en la falla balanceada. El momento flexionante resistente, para la falla balanceada, resultara de la suma de los momentos producidos por las fuerzas de compresión y tensión que se producen en la falla balanceada (Ilustración 5.45):

$$M = 69\ 198\ 291.42\ kg\ cm = 692.98\ t\ m$$

$$M_u = 0.8(692.98) = 554.39\ t\ m$$

- g. Con este resultado es posible construir el diagrama de interacción de la columna. La Tabla 5.21, presenta los cuatro puntos calculados para el diagrama.

Tabla 5.21 Componentes para le diagrama de interacción

P	M
ton	t m
2571.31	0
965.47	554.39
0	326.85
-612.91	0

- h. El diagrama de interacción resultante se presenta en la Ilustración 5.46.



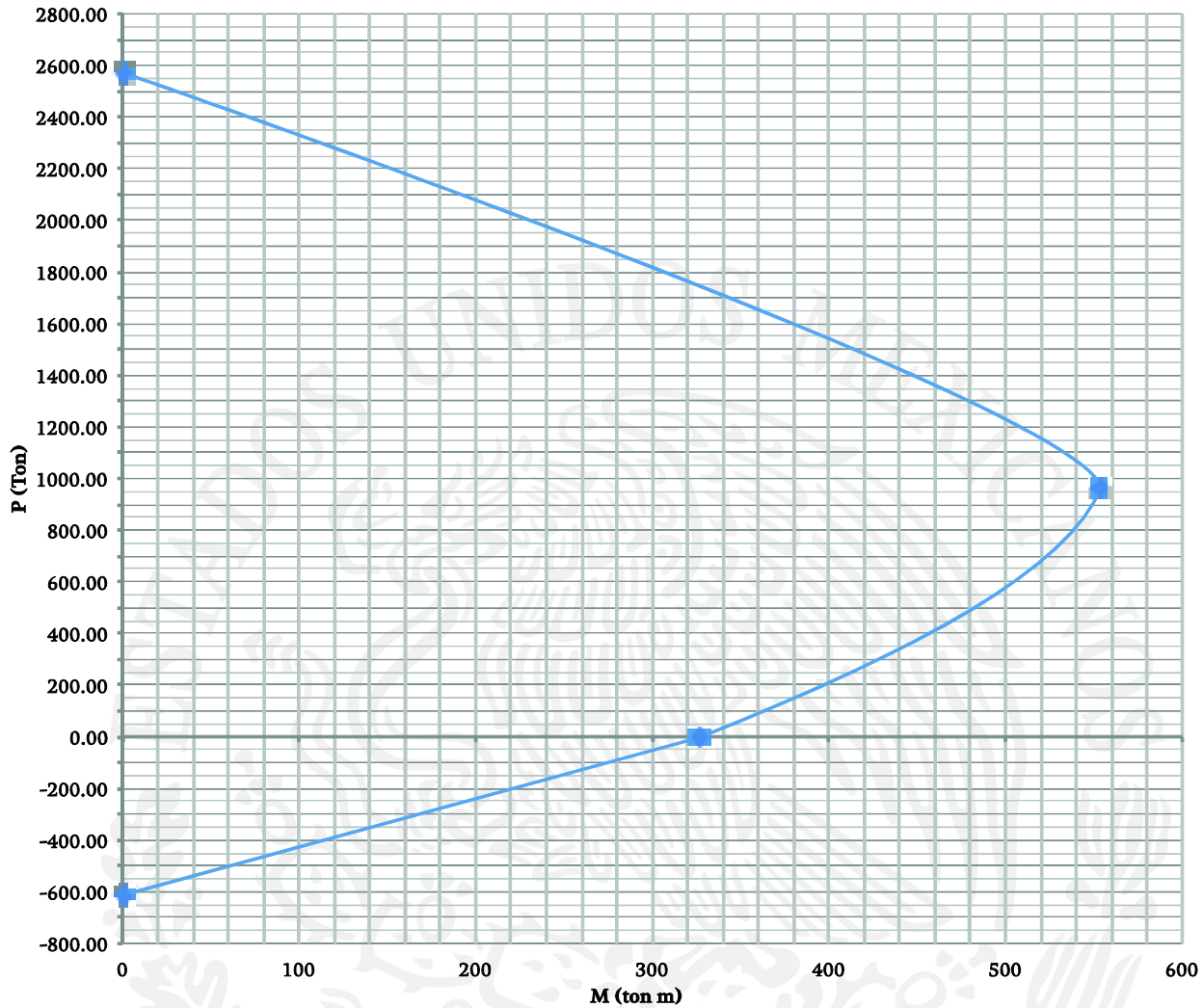


Ilustración 5.46 Diagrama de interacción

### Revisión por compresión y flexión en dos direcciones

Para cada combinación de cargas de la Tabla 5.20, se calcula la excentricidad  $e$ , con la Ecuación 5.43:

$$e = \frac{M}{P}$$

Ecuación 5.43

donde:

- $e$  = Excentricidad, en m
- $M$  = Momento aplicado, en t m
- $P$  = Carga aplicada, en t

En la Tabla 5.22 se presentan las excentricidades para combinación de carga y momento obtenidos del modelo matemático.

Tabla 5.22 Excentricidades por combinación de cargas

P	Mx	My	ex	ey
Ton	Ton m	Ton m	m	m
223.41	166.25	167.91	74.41	75.16
147.49	260.94	74.52	176.92	50.53
50.39	79.99	263.51	158.74	522.94

Considerando la excentricidad, a través de la fórmula de Bresler que establece:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}} \quad \text{Ecuación 5.44}$$

Si:

$$\frac{P_R}{P_{R0}} \geq 0.1$$

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \quad \text{Ecuación 5.45}$$

Si:

$$\frac{P_R}{P_{R0}} < 0.1$$

donde:

- $P_R$  = Carga normal resistente de diseño, en kg
- $P_{R0}$  = Carga axial resistente de diseño, en kg
- $P_{Rx}$  = Carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad ex, en kg
- $P_{Ry}$  = Carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad ey, en kg
- $M_{ux}$  = Momento flexionante de diseño alrededor del eje X, en kg cm
- $M_{uy}$  = Momento flexionante de diseño alrededor del eje Y, en kg cm

Por tanto, la revisión de la fórmula de Bresler resulta:

$$\frac{223}{2571.31} = 0.087 < 0.1$$

$$\frac{147.49}{2571.31} = 0.057 < 0.1$$

$$\frac{50.39}{2571.31} = 0.020 < 0.1$$

Por lo tanto, aplicando la Ecuación 6.78 a los valores obtenidos del diagrama de interacción (Ilustración 5.47) se tiene que:

$$\frac{166.25}{478.34} + \frac{167.91}{476.16} = 0.7 \leq 1.0$$

$$\frac{260.94}{377.08} + \frac{74.52}{527.36} = 0.83 \leq 1.0$$

$$\frac{79.99}{383.83} + \frac{263.51}{342.27} = 0.98 \leq 1.0$$

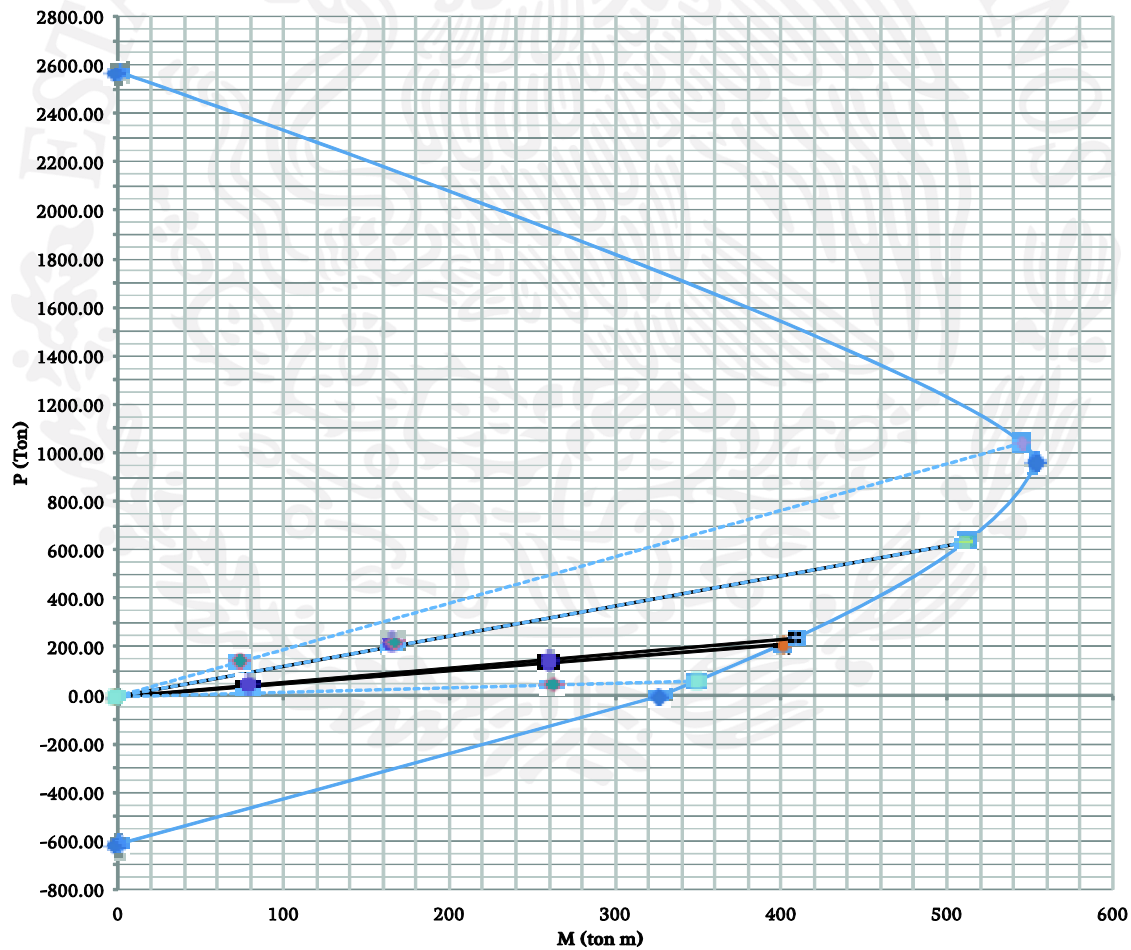


Ilustración 5.47 Proyección de los momentos, en función de la excentricidad

## Revisión de la resistencia al esfuerzo cortante

En miembros a flexocompresión, la fuerza cortante que toma el concreto,  $V_{cR}$ , se obtendrá con la Ecuación 5.19 y Ecuación 5.20. La  $V_{cR}$  obtenida deberá ser multiplicada por el factor:

$$1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \quad \text{Ecuación 5.46}$$

Siempre que se cumpla con:

$$P_u \leq F_R(0.7fc^*A_g + 2000A_s)$$

En caso que no se cumpla con la desigualdad, Las NTC-DF estipulan que  $V_{cR}$  se hará variar linealmente en función de  $P_u$ , hasta cero.

La limitación de la revisión resulta:

$$223.41 \text{ t} \leq \frac{0.8[0.7(200)(14400) + 2000(50.67)]}{1000} = 1\ 693.87 \text{ t}$$

El factor para  $V_{cR}$ , se calcula con la Ecuación 5.46 y resulta:

$$1 + 0.007 \frac{223.41}{14400} = 1.10$$

La cuantía de acero en el lecho más extremo resulta:

$$\rho = \frac{50.67}{14400} = 0.0035$$

Por tanto, la resistencia al esfuerzo cortante se calcula con la Ecuación 5.19 y resulta:

$$V_{cR} = 1.1\{0.8(120)(115)[0.2 + 20(0.0035)]\sqrt{200}\} = 46\ 798.07 \text{ t}$$

Por tanto, la sección, así como el armado propuesto es adecuada para soportar los esfuerzos aplicados de la Tabla 5.20. El armado final se presenta en la Ilustración 5.50. La separación de los estribos, se presenta de acuerdo con las recomendaciones de armado de las NTC-DF, para diseño de estructuras de concreto.

## Diseño de losa de cimentación

De acuerdo con el estudio de mecánica de suelos, se propone una cimentación, por medio de un cajón, que se compone de una losa perimentalmente resistente, rigidizada por medio de cuatro traveses laterales, en las cuales se apoyan las columnas del tanque (observe la Ilustración 6.48).

La capacidad del suelo se estima en 50 ton/m<sup>2</sup>, a una profundidad de 2 metros, por debajo del nivel de terreno.

### Datos de diseño

La carga que descargan las columnas hacia la cimentación y su correspondiente transmisión al suelos se presentan en la Ilustración 6.48, las cuales resultan de la combinación más desfavorable (CM + CV + 100% SX + 30% SY).

Al ser un tanque simétrico y considerando que para sus cuatro direcciones, se pueden presentar los mismos esfuerzos, se tomará para efectos de diseño el esfuerzo máximo igual a:

$$W = 19\,448.46 \frac{kg}{m^2}$$

El peralte mínimo, para este caso se considera tratar a la losa como un tablero aislado, para esto se incrementa en un 25 por ciento la longitud de los lados discontinuos de la losa:

$$Per = (660 + 660) + [1.25(660 + 660)] = 2970 \text{ cm}$$

Revisión de condiciones para la corrección del perímetro:

$$\begin{cases} f_s \leq 2520 \\ w \leq 380 \frac{kg}{cm^2} \end{cases}$$

$$f_s = 0.6(4200) = 2520 \frac{kg}{cm^2}$$

$$19\,448.46 > 380 \frac{kg}{cm^2}$$

Es necesario corregir el perímetro a través de la Ecuación 5.23.

$$0.032 \sqrt[4]{2\,520(19\,448.46)} = 2.68$$



El peralte mínimo, calculado con la Ecuación 5.24, resulta:

$$d_{min} = \frac{2.68(2\ 970)}{250} = 31.81\text{cm}$$

Se propone el peralte de 50 cm, para garantizar la resistencia por esfuerzo por cortante. Con ello, el peralte efectivo (considerando 10 cm de recubrimiento).

$$d = 60 - 10 = 50\text{ cm}$$

Bajo esta condición y considerando un  $F_c = 1.5$  (ya considerado en  $w$ ), la carga total resulta:

$$w_{total} = [19448.46 + 0.6(2\ 400)] = 20\ 888.46 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

### Cálculo de momentos aplicados

La relación de lados del tablero (corto a largo), resulta:

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{660}{660} = 1$$

De la Tabla 5.13, se tiene que es caso I (monolítica), tablero aislado (cuatro lados discontinuos):

$$\alpha(\text{negativo}) = 500$$

$$\alpha(\text{positivo}) = 500$$

Los momentos flexionantes, por unidad de ancho, resultan de multiplicar los coeficientes multiplicados por el factor  $10^{-4}wa^2$  igual a:

$$10^{-4}(5\ 280)(6)^2 = 90.990\text{ kg m}$$

Con este factor, los momentos en la franja central del tablero resultan:

$$M_- = 500(90.990) = 45\ 495.1\text{ kg m}$$

$$M_+ = 500(90.990) = 45\ 495.1\text{ kg m}$$

### Determinación del refuerzo

De acuerdo con la Ecuación 5.25, el refuerzo mínimo resulta:

$$A_s = \frac{66\,000(60)}{4\,200(60 + 100)}(1.5) = 8.84\text{cm}^2$$

Considerando los momentos calculados (Columna 1 de la Tabla 5.23), a través de la Ecuación 5.10 y Ecuación 5.12 se obtiene la cuantía y el área de acero de las columnas 3 y 4 (Tabla 5.23), respectivamente.

Para este caso se elige varilla del número 4 y los resultados se muestran en las columnas 8 y 9 (Tabla 5.23), respectivamente.

Tabla 5.23 Determinación del refuerzo en losa de cimentación

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Mi	Q	$\omega$	$\rho$	As	Varilla	Area	Num	sep	sep efec
kg m				cm <sup>2</sup>	#	cm <sup>2</sup>		cm	cm
45 495.1	0.1189	0.144	0.0058	0.0058	29.18	8	5.07	6	16.67
45 495.1	0.1189	0.144	0.0058	0.0058	29.18	8	5.07	6	16.67

### Revisión de la resistencia a fuerza cortante

Aplicando la Ecuación 5.26, el esfuerzo cortante aplicado resulta:

$$V = \left(\frac{660}{2} - 50\right) \left(\frac{20\,888.46}{100}\right) \left[0.95 - 0.5 \frac{660}{660}\right] = 26\,319.46\text{ kg}$$

El esfuerzo cortante resistente a sección se calcula con la Ecuación 6.55 y resulta:

$$V_{CR} = 0.5(0.8)(100)(50)\sqrt{200} = 28\,284.27\text{ kg}$$

Se comprueba que el  $V < V_{CR}$ , por lo que se acepta esta sección y armado para la losa fondo, los cuales se presentan en la Ilustración 5.48.

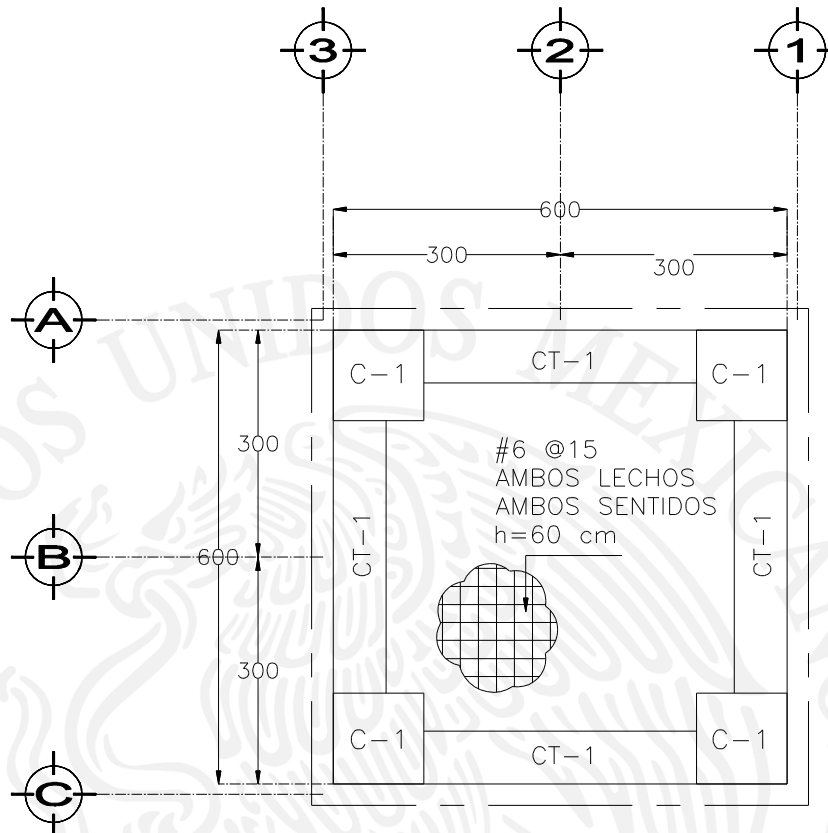


Ilustración 5.48 Armado propuesto para la losa de cimentación

### Diseño de contratrabe CT-1

Se considera en este análisis las cargas aplicadas mostradas en la Tabla 6.18, las cuales resultan de la combinación más desfavorable (CM + CV + 100% SX + 30% SY).

Los datos de diseño, a utilizar en el diseño estructural de la trabe se presentan en la Tabla 5.24.

Tabla 5.24 Elementos mecánicos y datos de diseño para el dimensionamiento de CT01

Cargas aplicadas			Dimensiones de la viga		
$M_{max}^-$	270.54	t m	h	120	cm
$M_{max}^+$	151.34	t m	r	10	cm
$V_u$	127.84	t	d	110	cm
			b	70	cm

### Diseño por flexión

Aplicando la Ecuación 5.12, para los momentos especificados en la Tabla 5.24, se tiene:

$$q(-) = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(270.54)(100\ 000)}{0.9(110)^2(170)(70)}} = 0.237$$

$$q(+) = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(151.34)(100\ 000)}{0.9(110)^2(170)(70)}} = 0.125$$

Utilizando la **Ecuación 5.10** se tiene que la cuantía necesaria en cada lecho resulta:

$$\rho(-) = \frac{0.237(170)}{4200} = 0.0096$$

$$\rho(+) = \frac{0.125(170)}{4200} = 0.0050$$

El refuerzo máximo, calculado con la **Ecuación 5.14** y **Ecuación 5.13** resulta:

$$\rho_{bal} = \frac{170}{4200} \frac{6000(0.85)}{4200 + 6000} = 0.0202$$

$$\rho_{max} = 0.75(0.0202) = 0.0151$$

De la **Ecuación 5.15**, se tiene que el refuerzo mínimo es:

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

Por tanto, la cuantía que rige es la cuantía calculada y el área de acero necesario para resistir la flexión se calcula con la **Ecuación 5.17**:

$$A_s(-) = 0.0096(110)(70) = 73.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s(+) = 0.0050(110)(70) = 38.81 \text{ cm}^2$$

### Diseño por esfuerzo cortante

Se realiza la revisión como elemento ancho, considerando la expresión:

$$\frac{M}{Vd} = \frac{270.54(100\ 000)}{127.84(110)(1\ 000)} = 1.92$$

Se observa que la relación  $(M/Vd) < 2$ , por lo que se opta por utilizar la **Ecuación 5.19**, por lo tanto se tiene:

$$V_{CR} = 0.5(0.8)(110)(70)\sqrt{200} = 43\ 557.8 \text{ kg} = 43.56 \text{ t}$$

Como el  $V_u > V_cR$ , se requiere acero de refuerzo transversal en las trabes.

Se propone colocar estribos del #4, con lo cual, aplicando la **Ecuación 5.21**, la separación resulta:

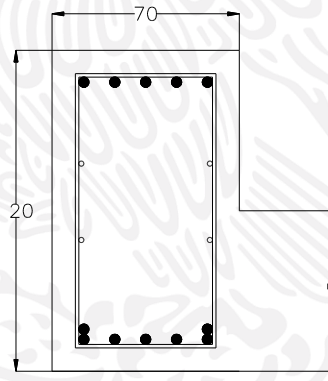
$$S = \frac{0.8(2)(1.27)(4\ 200)(110)}{(127.84 - 43.56)(1\ 000)} = 11.11\text{ cm}$$

De lo cual se establece colocar los estribos a cada 10 cm.

En la Tabla 5.25 se presenta la propuesta del acero para resistir el momento positivo y negativo. Por su parte, el armado final se muestra la Ilustración 5.49.

**Tabla 5.25 Acero propuesto en trabe CT01**

	varilla #	Área cm <sup>2</sup>	necesarias	Ajuste	Diámetro cm	Separación cm	Sep. Efectiva cm
-	12	11.401	6.47	7.00	3.81	10.00	6.19
+	12	11.401	3.40	4.00	3.81	17.00	13.19



● 2 #12  
○ 4 #6  
E#4 @10

**Ilustración 5.49 Armado propuesto para trabe CT01 (De acuerdo con las NTC-DF Concreto)**

Se adjunta a este informe el plano estructural Tanque1.dwg dentro de la carpeta *Diseño Estructural Tanque Elevado*.



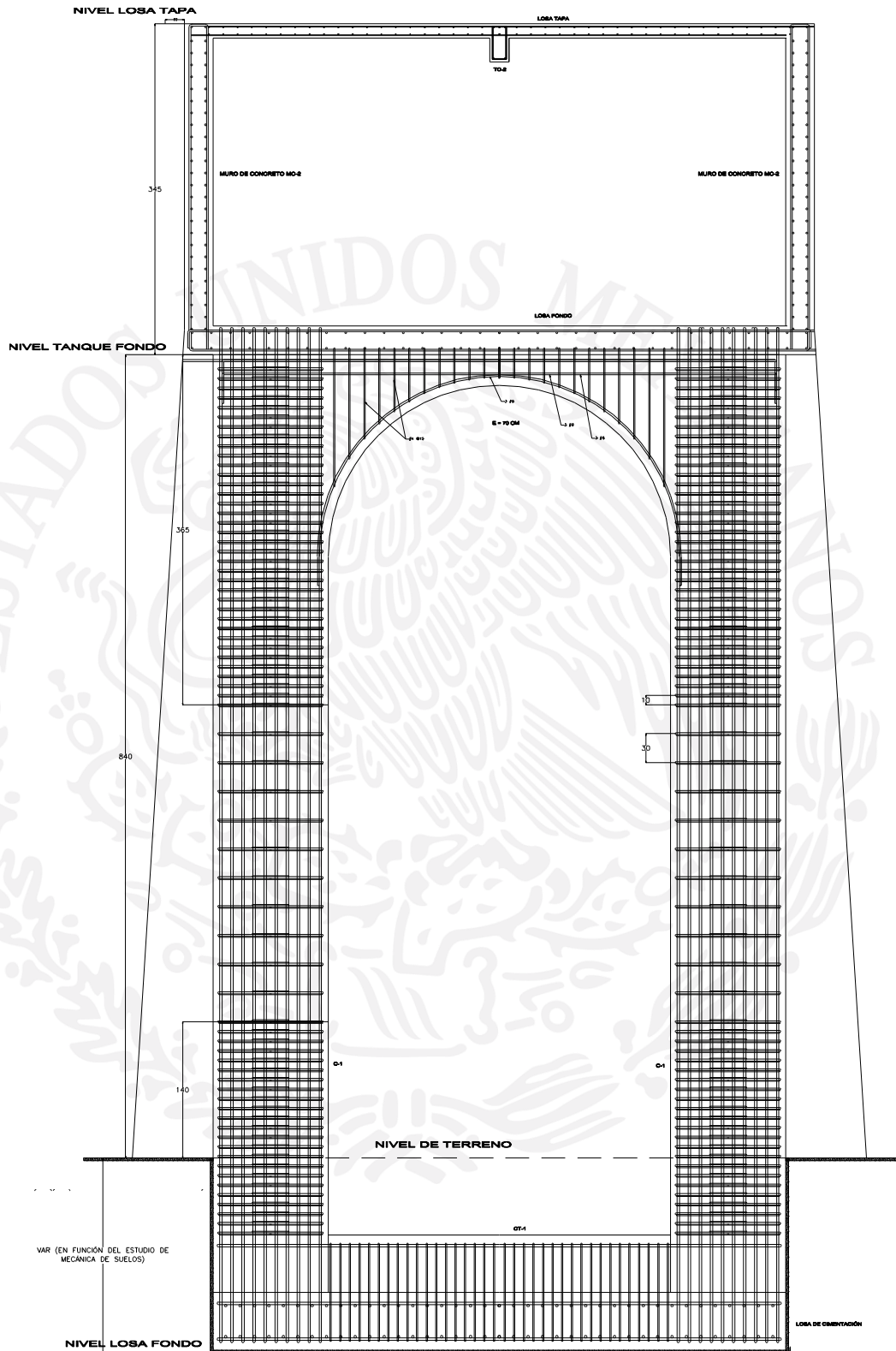


Ilustración 5.50 Armado general del tanque elevado

### 5.2.2. Estudio de mecánica de suelos

El estudio incluyó la realización de actividades de campo, laboratorio y gabinete para el muestreo y caracterización de los materiales existentes en el sitio de desplante del tanque, con la finalidad de obtener los parámetros geomecánicos que se utilizarán para la definición y dimensionamiento del tipo de cimentación más adecuado para un tanque elevado de concreto, con capacidad de 100 m<sup>3</sup>. A continuación se describen a detalle las actividades realizadas:

#### **Trabajos de campo**

Se realizó un pozo a cielo abierto (PCA-07) en el sitio destinado para el tanque elevado (Figura 1), este sondeo se realizó por medios mecánicos (retroexcavadora) con una profundidad máxima de exploración de 1.15 m, donde se detectó la roca identificada como Basalto proveniente de la formación geológica Chichinautzin, sobre la roca se encontró un material de relleno conformado por arcilla negra contaminada con poco escombros y encima de esta una capa vegetal. Se tomó una muestra representativa de la roca para su posterior clasificación litológica y la determinación de sus propiedades geomecánicas en el laboratorio. En la Ilustración 5.51 y la Ilustración 5.52 se muestran los resultados obtenidos de los trabajos de exploración y muestreo para el tanque elevado.



Ilustración 5.51 Sondeo

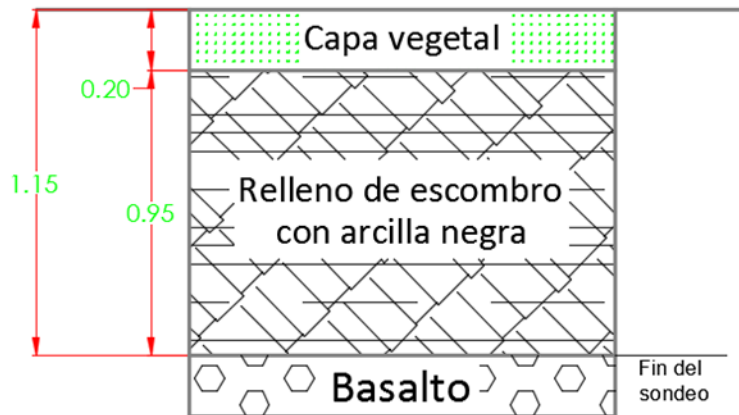


Ilustración 5.52 Perfil estratigráfico del sondeo

### Trabajos de laboratorio

Debido a que se encontró un enrocamiento a poca profundidad en el sondeo realizado, los trabajos de laboratorio se limitaron a determinar las propiedades litológicas y los principales rasgos geológicos-estructurales que permitan realizar un modelo geotécnico adecuado para el diseño de la cimentación, en la Tabla 5.26 se muestran los resultados obtenidos de los trabajos realizados en el laboratorio.

Tabla 5.26 Tabla resumen propiedades mecánicas de enrocamiento PCA-07

Sondeo (Prof, m)	Resistencia a la compresión simple (kg/cm <sup>2</sup> )	Módulo de elasticidad E (kg/cm <sup>2</sup> )	Peso volumétrico (kg/cm <sup>3</sup> )	Absorción promedio (%)	Densidad de sólidos promedio	Clasificación litológica
PCA-07 1.15	160	5251.15	2405	0.78	2.01	Basalto sano proveniente de la formación Chichinautzin.

Con estas características del terreno y a la magnitud del proyecto a realizar, se recomienda que la cimentación se desplante directamente sobre el macizo rocoso. De acuerdo con lo anterior, a continuación, se describe el proceso para obtener los parámetros geomecánicos para realizar el análisis de capacidad de carga y asentamientos de la cimentación que se propone como solución.



La caracterización geomecánica del enrocamiento que forma el terreno de cimentación, se realizó con base en la teoría de Bienawsky también conocida como clasificación geomecánica RMR. Esta clasificación fue presentada en 1973 y modificada sucesivamente en 1976, 1979, 1984 y 1989 y permite hacer una clasificación las rocas 'in situ' y estimar sus propiedades de resistencia. Se utiliza usualmente en la construcción de túneles, taludes y cimentaciones. El RMR se obtiene estimando cinco parámetros: la resistencia a compresión simple de la roca, el índice de calidad de roca RQD (Rock Quality Designation), la separación entre las fracturas, su estado y la presencia de agua freática. Al resultado de cada uno de los parámetros se le asigna, según las escalas correspondientes, un valor y se suman todos ellos para obtener el índice de calidad RMR sin correcciones. El factor de corrección, definido cualitativamente, depende de la orientación de las discontinuidades y tiene valores distintos según se aplique a túneles, cimentaciones o taludes.

El índice de RMR se obtiene de restar a los valores obtenidos el factor de ajuste. Este índice puede variar entre 0 y 100 y define cinco clases de roca que corresponden con cinco calidades del macizo rocoso: muy buena, buena, media, mala y muy mala, a las que les asigna valores de cohesión y ángulo de fricción interna. De la Tabla 5.27 a la Tabla 5.29 se presentan las escalas para la calificación del macizo rocoso.

Con base en las características geológicas levantadas en campo, a continuación, se presenta la clasificación geomecánica del macizo rocoso sobre el que se propone se desplante la cimentación, considerando que esta zona forma parte de la Formación Chichinautzin que muestra una geomorfología altamente distintiva donde quiera que se presente, caracterizada por rocas volcánicas de tipo andesítico y basáltico sobre las que pueden depositarse materiales arcillosos. En este caso, la litología detectada corresponde a un basalto vesicular color gris oscuro, que muestra relativamente poco intemperismo. Para fines de esta clasificación se tomaron los valores más conservadores para definir el comportamiento del enrocamiento (Tabla 5.30).

Tabla 5.27 Parámetros de clasificación geomecánica

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)			
		Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	< 1	
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%			
	Puntuación		20	17	13	6	3			
3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m			
	Puntuación		20	15	10	8	5			
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m			
		Puntuación		6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1-1,0 mm	1-5 mm	> 5 mm			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm			
		Puntuación		6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min			
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5			
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo			
		Puntuación		15	10	7	4	0		

Tabla 5.28 Corrección por orientación de las discontinuidades

Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Tabla 5.29 Características geotécnicas

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 15 m de vano	6 meses con 8 m de vano	1 semana con 5 m de vano	10 horas con 2,5 m de vano	30 minutos con 1 m de vano
Cohesión	> 4 Kp/cm <sup>2</sup>	3-4 Kp/cm <sup>2</sup>	2-3 Kp/cm <sup>2</sup>	1-2 Kp/cm <sup>2</sup>	< 1 Kp/cm <sup>2</sup>
Ángulo de rozamiento	> 45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	< 15°



**Tabla 5.30 Clasificación geomecánica del enrocamiento (RMR)**

Parámetro de clasificación	Valor o descripción	Puntuación
1. Resistencia de la matriz rocosa (MPa). (Compresión simple).	50 kg/cm <sup>2</sup> (4.9 Mpa)	1
2. RQD (Índice de calidad de roca).	25 - 50%	4
3. Separación entre diaclasas.	0.06 – 0.2 m	8
4. Estado de las discontinuidades.		17
4.1. Longitud de la discontinuidad.	1-3 m	4
4.2. Abertura.	0.1 – 1.0 mm	3
4.3. Rugosidad.	Rugosa	5
4.4. Relleno.	Relleno blando < 5 mm	2
4.5. Alteración.	Moderadamente alterada	3
5. Agua freática.	Seco	15
6. Corrección por orientación de fisuras.	Favorables	-2
	TOTAL	43

De acuerdo con la puntuación total de 43 puntos, al enrocamiento le corresponde la CLASE III, CALIDAD MEDIA, con una cohesión,  $c_R$ , que va de 2 a 3 kg/cm<sup>2</sup> y un ángulo de fricción,  $R$ , que va de 25° a 35°. Para fines de este análisis se considerarán, de manera conservadora, los valores inferiores.

### **Análisis geotécnico**

Con los parámetros obtenidos de los puntos anteriores y con la información del proyecto del tanque, que nos será proporcionada por la contratante, se desarrollará el análisis de capacidad de carga y asentamientos y se definirán la profundidad de desplante y la tipología y dimensiones de la cimentación más adecuada.

### **5.2.3. Puesta en marcha del sector piloto del sistema de riego por bombeo sustentable en el IMTA**

Con la implantación de este sector piloto es posible cuantificar de forma precisa la cantidad de energía generada, la relación beneficio costo del proyecto y el retorno de la inversión realizada. Más importante aún, es posible extrapolar la información obtenida para generar el proyecto de suministro de energía sustentable para las redes de agua potable y riego tecnificado, con el cual se disminuiría el costo de operación por concepto de energía eléctrica y por tanto el IMTA disminuiría su impacto en la generación de gases de efecto invernadero y será un referente para los sistemas de distribución de agua potable en México.

#### ***Objetivo***

Puesta en marcha de un sistema de generación de energía eléctrica para compensar el uso de un equipo de bombeo del sistema de riego tecnificado.

Con este equipo se puede realizar un seguimiento de la energía efectiva generada, la disminución del costo de energía eléctrica por concepto de equipos de bombeo, estimar de forma precisa la relación beneficio costo y un horizonte de retorno de inversión, así como la extrapolación de inversión necesaria para ampliar este sistema a todos los equipo de bombeo de la red de agua potable y riego tecnificado.

#### ***Descripción del sistema***

Sistema de interconexión a la red eléctrica de 1KW con microinversores, un arreglo solar de 1020 watts sobre una estructura soporte de aluminio anodizado para colocación en exteriores, tubería, cables, caja de conexiones y sistema de tierra.

#### ***Ubicación***

Una ventaja adicional del arreglo es que, como no alimenta directamente al equipo de bombeo, este puede no estar próximo al sistema de generación. Por tanto el arreglo se ubicó en una zona próxima a la acometida de CFE, donde además se tiene una alta incidencia solar y el medidor se encuentra en un punto accesible para su continuo monitoreo.

Además, el sitio elegido cuenta con espacio disponible para un potencial incremento de módulos y con ello incrementar la capacidad de generación eléctrica por medios sustentables (Ilustración 5.53).



Ilustración 5.53 Ubicación del Sistema de generación solar de energía eléctrica


### ***Descripción de Actividades***

Se adecuó un sistema de interconexión a la red eléctrica de 1KW con microinversores, un arreglo solar de 1020 watts sobre una estructura soporte de aluminio anodizado para colocación en exteriores, tubería, cables, caja de conexiones y sistema de tierra, para alimentar alimentar el equipo de bombeo de la zona de riego “Edificio 9” que tiene las características características presentadas en la

Tabla 5.31.



Tabla 5.31 Detalles del sistema de bombeo de la zona de riego "Edificio 9"

Características del equipo						
Potencia	3 h.p					
Tensión	220/440					
Marca	SIEMENS					
		Equipo de bombeo	Ubicación del equipo de bombeo			
Item	Clave de ubicación	Descripción	Zonas de riego	Tiempo de riego	Consumo en kWh x Zona	Consumo total kWh
10	MR-010	Edif. 9 Hidráulica	3	20	1.01	3.036

En la Ilustración 5.54, se muestra el proceso de instalación, el cual consistió en la colocación de la estructura de aluminio anodizado.

Posteriormente se colocaron los paneles o módulos solares, tal como se muestra en la Ilustración 5.55.

Se realizó la instalación y conexión de los microinversores (Ilustración 5.56) y Se realizó la conexión del sistema de tierra (Ilustración 5.57).





Ilustración 5.54 Colocación de una base de aluminio





Ilustración 5.55 Colocación de los módulos solares



Ilustración 5.56 Colocación y conexión de los microinversores





Ilustración 5.57 Colocación del sistema de tierra

### ***Adecuación de sistema de control y medición***

En la Ilustración 5.58 se colocó un medidor digital de generación de energía para el arreglo solar dentro del gabinete existente para alojamiento de equipos de medición y todos los accesorios para la instalación.

El medidor digital de generación de energía para el arreglo solar; se ubicó dentro del gabinete existente, con el cual se registrará la cantidad de energía generada por el sistema (Ilustración 5.59).

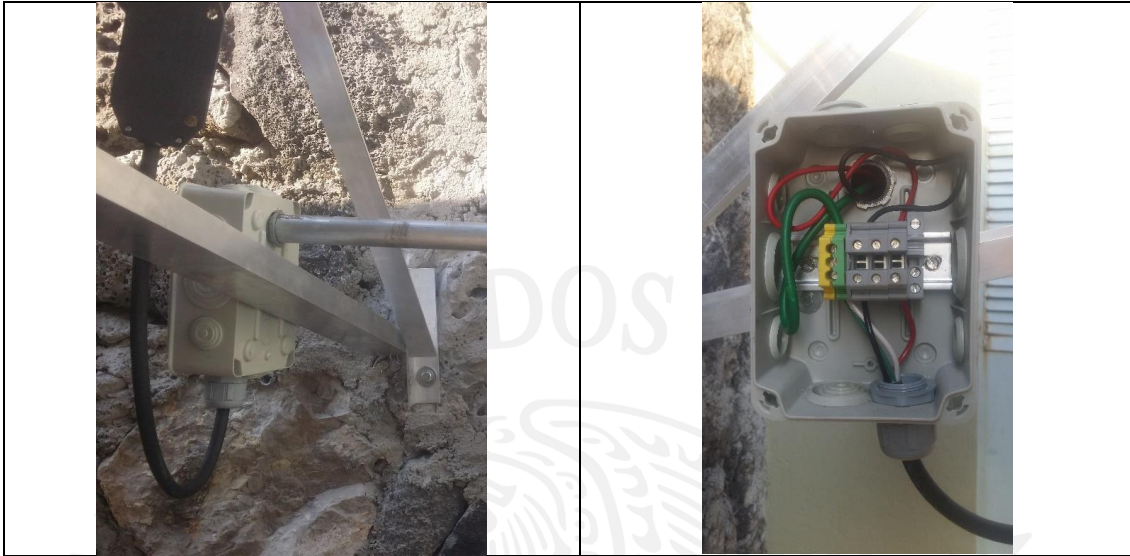


Ilustración 5.58 Gabinete de conexiones

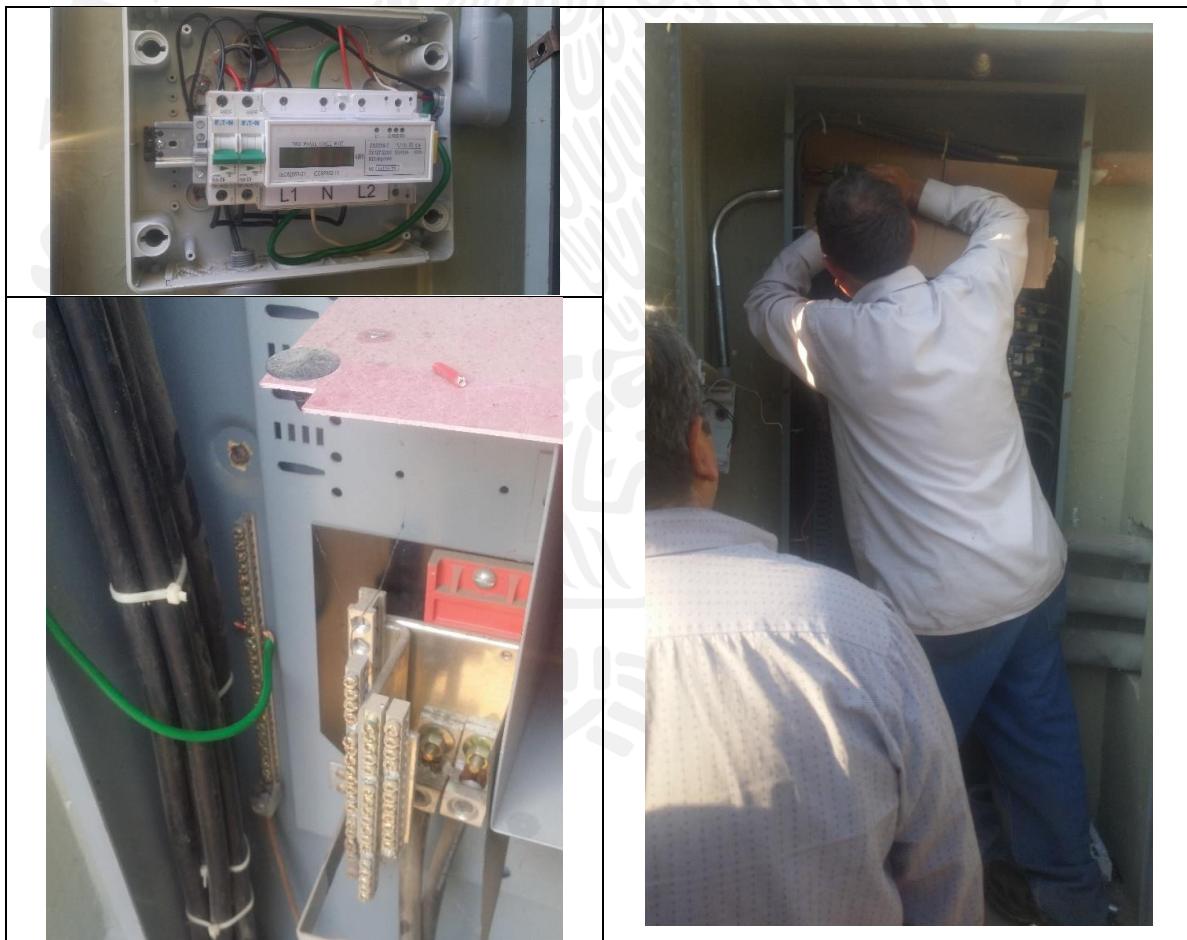


Ilustración 5.59 Instalación del Medidor digital



### Seguimiento de la instalación

Se monitoreo por diez días el funcionamiento del sistema y se recolectaron los datos de generación diaria, los cuales se presentan en la Ilustración 5.60 e Ilustración 5.61, donde se puede establecer que el sistema genera más de los 3.066 kWh que consume el equipo de bombeo.

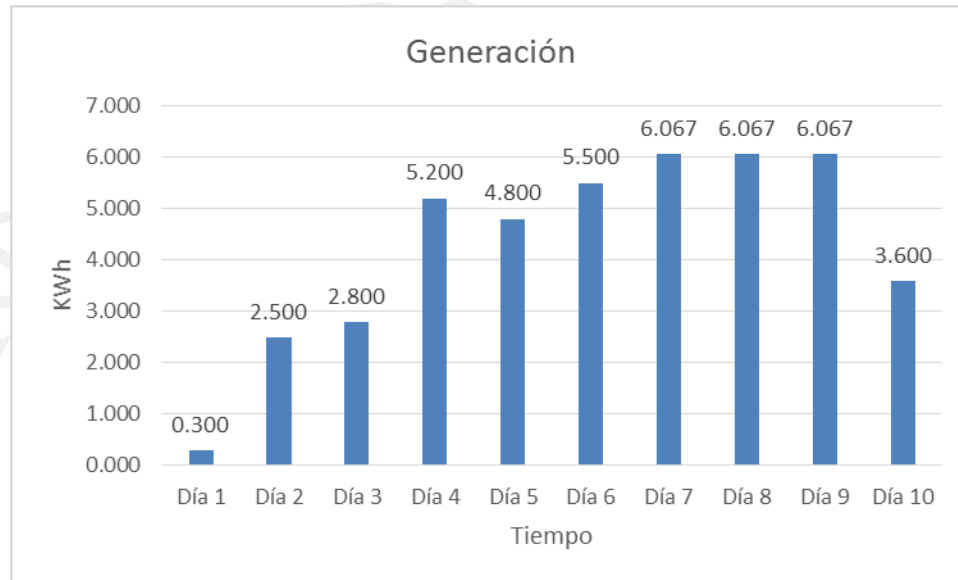


Ilustración 5.60 Mediciones de Generación diaria

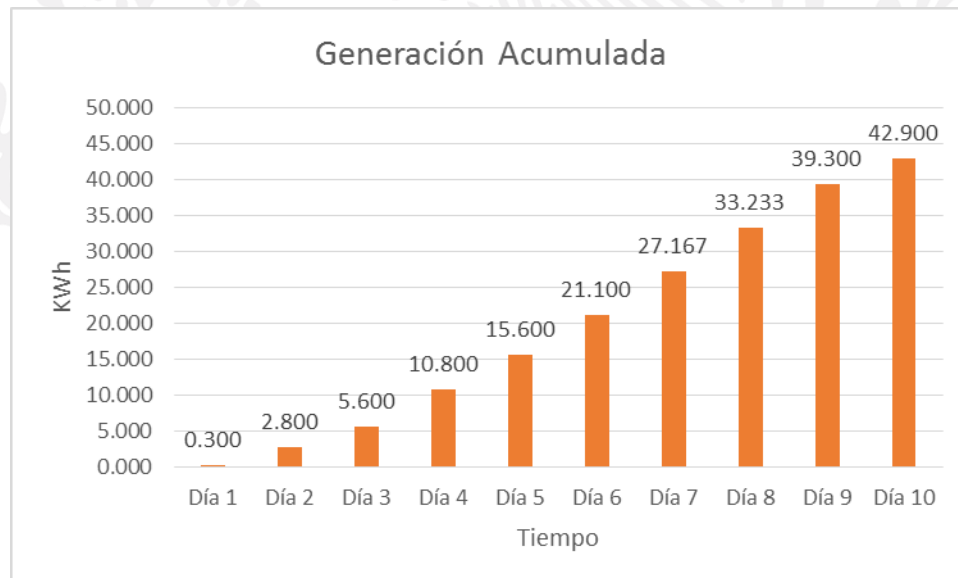


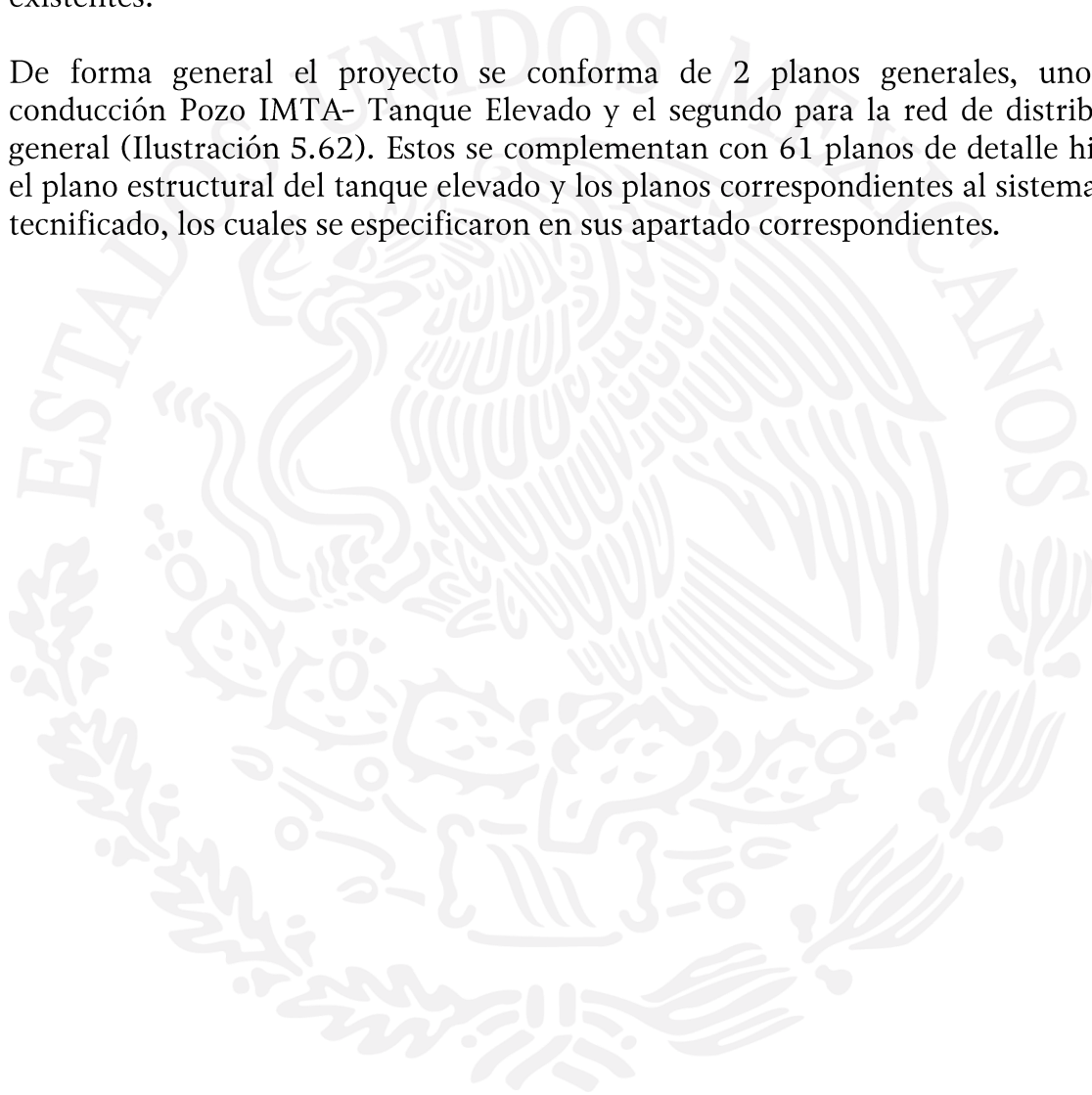
Ilustración 5.61 Mediciones de Generación acumulada



### 5.3. Planos

Se realizaron la cantidad necesaria de planos para definir la configuración, ubicación y orientación física de las obras a realizar, incluyendo cada detalle constructivo de la misma, la ubicación y posible restitución de obras inducidas y obras adicionales necesarias para el correcto funcionamiento de la infraestructura y demás instalaciones existentes.

De forma general el proyecto se conforma de 2 planos generales, uno para la conducción Pozo IMTA- Tanque Elevado y el segundo para la red de distribución en general (Ilustración 5.62). Estos se complementan con 61 planos de detalle hidráulico, el plano estructural del tanque elevado y los planos correspondientes al sistema de riego tecnificado, los cuales se especificaron en sus apartado correspondientes.



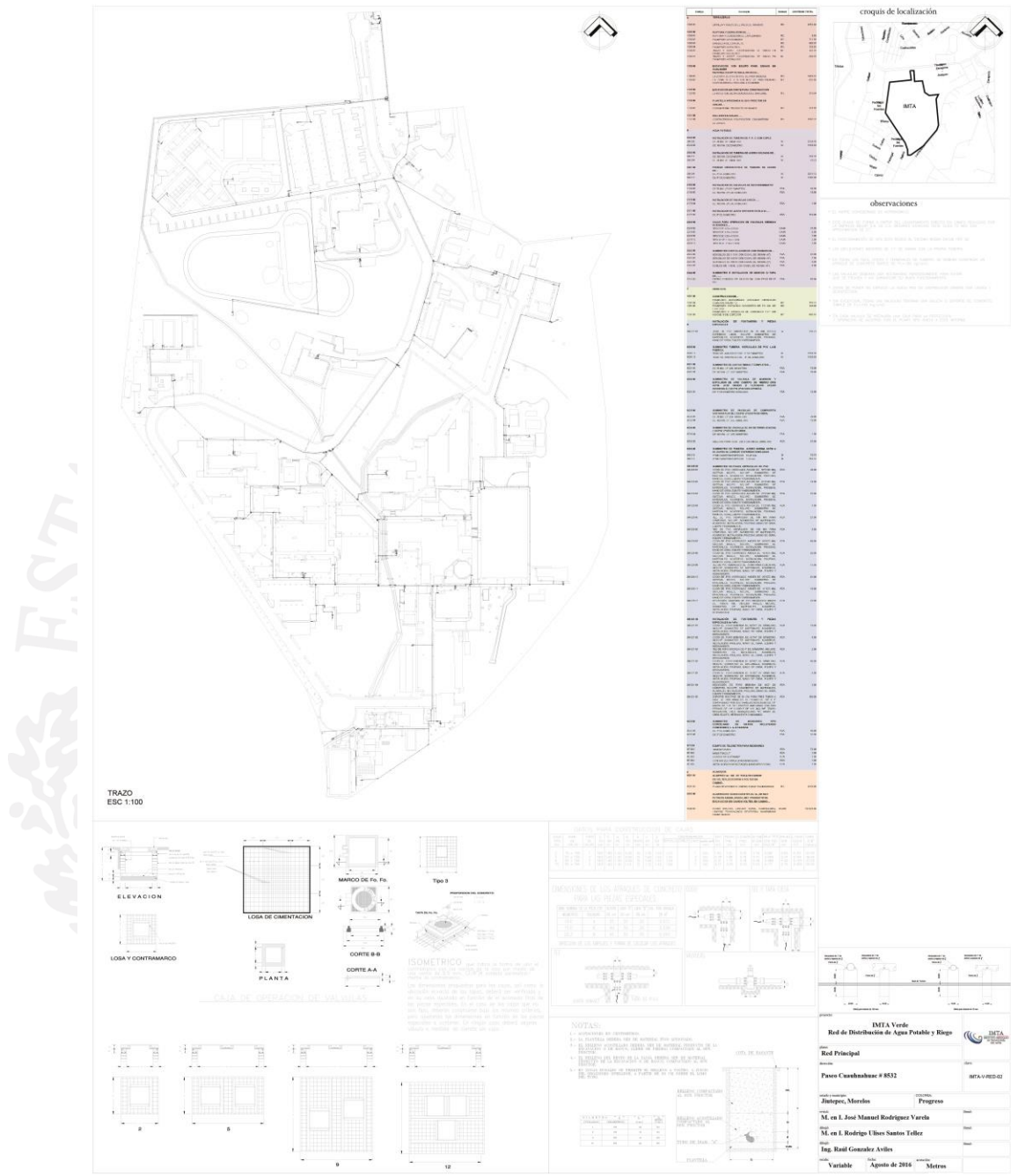


Ilustración 5.62 Plano de la red de distribución de agua potable

Estos planos se adjuntan a este informe en la carpeta *Planos de la red de agua potable*.

#### 5.4. Catálogo de conceptos y presupuesto base

Es la caracterización y cuantificación de cada trabajo a realizar para ejecutar la obra. Se presenta en forma de listado en el cual se describen las cantidades y características de todos los materiales y servicios necesarios para la construcción de la obra.

Estos datos son extraídos de los planos y a cada concepto se le asigna: clave, descripción, unidad de medición y la cantidad. En cada concepto se considera la cantidad de mano de obra necesaria, las herramientas y materiales necesarios por unidad de medida establecida. Para este proyecto se tomaron como base los conceptos del el Catálogo general de precios unitarios para la construcción de sistemas de agua potable y alcantarillado que publica la Conagua, donde se incluyen los conceptos más comunes que se utilizan en el sector. Esto a su vez fue complementado con conceptos necesarios para la correcta ejecución de los trabajos.

Para cada concepto establecido en el catálogo, los cuales al multiplicarlos por la cantidad de unidades generará un costo por concepto. La suma de todos estos costos generara el costo de la obra. Cada actividad específica la unidad de medida, de ello dependerá que la función de programación cumpla su objetivo en la etapa del control, para efecto de comparar lo programado contra lo ejecutado.

Los costos base considerados fueron ajustados con respecto a la variación de la inflación reportada por el banco de México a Enero de 2017. El resumen de costos se presenta en la Tabla 5.32.

**Tabla 5.32 Costos de la red de agua potable y riego tecnificado para el IMTA**

<b>IMTA VERDE</b>			
<b>Código</b>	<b>Concepto</b>	<b>P. Unitario</b>	<b>Observaciones</b>
<b>IMTA-V-COND</b>	<b>SUSTITUCIÓN DE BOMBA PARA POZO IMTA Y CONDUCCIÓN A TANQUE ELEVADO</b>	<b>\$ 288,999.22</b>	<b>Conducción Pozo IMTA a Tanque Elevado</b>
<b>IMTA-V-TNQ</b>	<b>CONSTRUCCIÓN DE TANQUE ELEVADO DE CONCRETO</b>	<b>\$ 1,281,697.17</b>	<b>Construcción de tanque elevado de 12 m de alto</b>
<b>IMTA-V-RED</b>	<b>RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE</b>	<b>\$ 3,850,162.88</b>	<b>Red Principal</b>
<b>IMTA-V-RIEGO</b>	<b>RED DE RIEGO TECNIFICADO</b>	<b>\$ 1,146,103.01</b>	<b>Sistemas de riego ptecnificado</b>
	<b>Subtotal</b>	<b>\$ 566,962.28</b>	
	<b>Inflación</b>	<b>\$ 139,876.30</b>	<b>2.13 % Dato INEGI 2015</b>
		<b>\$ 225,349.78</b>	<b>3.36 % Dato INEGI 2016</b>
		<b>\$ 386,816.11</b>	<b>5.58 % Dato INEGI 2017</b>
	<b>IVA</b>	<b>\$ 1,171,040.71</b>	
	<b>Total</b>	<b>\$ 8,490,045.17</b>	





### 5.5. Calendario de ejecución

Considerando las obras que deben efectuarse, los tiempos requeridos para el grupo de conceptos que incluye y la necesidad de tener ciertas obras condicionadas a la culminación de otras, el calendario general de actividades se presenta en la Tabla 5.33 y la Tabla 5.34.

**Tabla 5.33 Calendario de ejecución (Parte 1)**

Concepto	AÑO 1												AÑO 2											
	Enc	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Enc	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Proyecto de construcción de la Red de Distribución de Agua Potable						8 %	8 %	8 %	8 %	8 %	8 %	8 %	8 %	8 %	8 %	8 %	8 %							
Proyecto de construcción de la Red de Riego tecnificado integral																		8 %	8 %	8 %	8 %	8 %	8 %	
Proyecto de instalación de sistema de generación eléctrica sustentable													8 %	8 %	8 %									
Proyecto de instrumentación de las redes hidráulicas del IMTA																								

Tabla 5.34 Calendario de ejecución (Parte 2)

Concepto	AÑO 3												AÑO 4											
	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Proyecto de construcción de la Red de Distribución de Agua Potable																								
Proyecto de construcción de la Red de Riego tecnificado integral	8 %	8 %	8 %	8 %	8 %	8 %																		
Proyecto de instalación de sistema de generación eléctrica sustentable	8%	8%	8%										8%	8%	8%									
Proyecto de instrumentación de las redes hidráulicas del IMTA	17%	17%	17%	17%	17%	17%																		

## 6. Anteproyecto Para La Mejora de la Red de Alcantarillado Sanitario

### 6.1. Diseño de la red de alcantarillado sanitario

Con los datos en las actividades uno y dos, se presentó una propuesta para la infraestructura necesaria para recolectar el agua residual y conducirla de forma eficiente hasta la planta de tratamiento de aguas residuales del instituto, considerando la infraestructura existente, la ubicación y configuración de las redes de agua potable y drenaje pluvial, así como del sistema de riego. El diseño se apoyó de un modelo de simulación matemático en estado permanente, generándose simulaciones para las condiciones de operación normal.

De forma general el anteproyecto considera los elementos mostrados en la Tabla 6.1. Para el diseño se consideraron los caudales de aporte de la Tabla 6.2.

**Tabla 6.1 Principales conceptos del anteproyecto de alcantarillado sanitario del IMTA**

Concepto	Cantidad	Unidad
Tubería de PVC para alcantarillado, sistema métrico serie 25 NOM-001-CONAGUA-2011		
De 110 mm de diámetro	315.00	M.
De 200 mm de diámetro	2 200.34	M.
De 250 mm de diámetro	22.94	M.
Conexión domiciliaria de 100 mm a tubo	70	Juego
Pozos de visita tipo "común", hasta 1.50 m de profundidad	69.00	Pozo.
Pozos de visita tipo "común", hasta 2.00 m de profundidad	9.00	Pozo.
Pozos de visita tipo "común", hasta 2.50 m de profundidad	5.00	Pozo.
Pozos de visita tipo "común", hasta 3.00 m de profundidad	1.00	Pozo.
Pozos de visita tipo "común", hasta 3.50 m de profundidad	1.00	Pozo.
Pozos de visita tipo "común", hasta 3.75 m de profundidad	2.00	Pozo.
Pozos de visita tipo "común", hasta 4.00 m de profundidad	1.00	Pozo.

**Tabla 6.2 Estimación del gasto de aporte del IMTA**

Edificio		Total de personal	Caudal Edificio	Gasto de aporte por edificio
Núm.	Descripción	Trabajadores	L/s	L/s
Edificio 1	Caseta de vigilancia	2	0.0039	0.0031
Edificio 2	Riego y drenaje, Comunicación	46	0.0905	0.0724
Edificio 3	Laboratorio de Riego y Drenaje	6	0.0118	0.0094
Edificio 4	Dirección General	134	0.2637	0.2110
Edificio 5	Comedor	12	0.0236	0.0189



Edificio		Total de personal	Caudal Edificio	Gasto de aporte por edificio
Núm.	Descripción	Trabajadores	L/s	L/s
Edificio 6	Hidrología	50	0.0984	0.0787
Edificio 7	CENCA	6	0.0118	0.0094
Edificio 8	Laboratorio de Isotópico	15	0.0295	0.0236
Edificio 9	Hidráulica y Calidad del Agua	89	0.1752	0.1402
Edificio 10	Laboratorio de Calidad del Agua	44	0.0866	0.0693
Edificio 11	Laboratorio Enzo Levi	30	0.059	0.0472
Edificio 12	Torre	19	0.0374	0.0299
Edificio 13	Planta de Tratamiento	2	0.0039	0.0031
Edificio 14	Planta Piloto	7	0.0138	0.0110
Edificio 15	Mecánica de Suelos	2	0.0039	0.0031
Edificio 16	Casa Editorial	25	0.0492	0.0394
Edificio 17	DEPFI UNAM	24	0.0472	0.0378
Edificio 19	Centro de Capacitación	55	0.1082	0.0866
Edificio 20	Almacén R y D	2	0.0039	0.0031
Edificio 21	Casa IMTA	13	0.0256	0.0205
Edificio 22	Anexo 1	16	0.0315	0.0252
Edificio 26	Almacén General	9	0.0177	0.0142
Edificio 30	Hidrometeorología	20	0.0394	0.0315
Edificio 31	Encaucemos el Agua	15	0.0295	0.0236
Edificio 32	Laboratorio UNAM	4	0.0079	0.0063
Edificio 33	Mantenimiento	85	0.1673	0.1338
Edificio 34	Anexo 2	10	0.0197	0.0158
Edificio 35	STAR	17	0.0335	0.0268
Edificio 37	Auditorio	2	0.0039	0.0031
	Total	761	1.4977	1.1982

### 6.1. Presupuesto base de la red de alcantarillado sanitario

Derivado de la importancia de estos trabajos, se realizará este proyecto durante la tercera etapa de IMTA Verde, en virtud de que se debe esperar la temporada de estiaje para poder analizar el estado actual de la red de alcantarillado sanitario, sin embargo se propone el arreglo general de la red de alcantarillado.

En la Ilustración 6.1 se presenta la propuesta de la red de alcantarillado sanitario, con un presupuesto estimado a 2016 de \$2 576 972.10, tal como se muestra en la Tabla 6.3.



**Tabla 6.3 Presupuesto base del anteproyecto de la red de alcantarillado sanitario del IMTA**

Código	Concepto	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Importe
<b>TRABAJOS CORRESPONDIENTES A LA CONSTRUCCIÓN DRENAJE SANITARIO PARA EL INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA</b>					
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				
1005 01	LIMPIEZA Y TRAZO EN EL AREA DE TRABAJO.	M2	2,223.28	\$ 10.83	\$ 24,078.15
	<b>Total de TRABAJOS PRELIMINARES</b>				<b>\$ 24,078.15</b>
<b>2</b>	<b>EXCAVACIONES</b>				
1100 02	EXCAVACION CON EQUIPO PARA ZANJAS EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA, EN SECO EN ZONA B DE 0 A 6.00 MTS. DE PROFUNDIDAD.	M3	3,162.17	\$ 30.88	\$ 97,647.88
1019 02	EXCAVACION EN ROCA FIJA, P/ ZANJAS, EN SECO, EN HASTA 2.00 MTS. DE PROFUNDIDAD.	M3	351.35	\$ 205.79	\$ 72,304.83
1000 04	PAVIMENTO ASFALTICO.	M3	250.12	\$ 198.81	\$ 49,727.14
S/N 03	SONDEOS Y TUNELEOS EN MATERIAL "B", DE 0.00 A 2.00 M DE PROFUNDIDAD A PICO Y PALA, PARA DETECCIÓN DE TUBERÍAS Y DUCTOS EXISTENTES. INCLUYE AFINE DE CEPA, MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA.	M3	28.26	\$ 515.97	\$ 14,580.76
	<b>Total de EXCAVACIONES</b>				<b>\$ 234,260.61</b>
<b>3</b>	<b>INSTALACIÓN DE FONTAMERÍA Y PIEZAS ESPECIALES</b>				
8038 00	SUMINISTRO DE TUBERIA DE P.V.C. ALCANTARILLADO SISTEMA METRICO SERIE 25 NOM -001-CNA; NMX 215 L. A. B. FABRICA, SEGÚN PRECIOS DE LISTA....				
8038 01	DE 110 MM.. DE DIAMETRO.	M.	315.00	\$ 38.78	\$ 12,215.70
8038 02	DE 200 MM.. DE DIAMETRO.	M.	2,200.34	\$ 119.75	\$ 263,490.76
8038 03	DE 250 MM.. DE DIAMETRO.	M.	22.94	\$ 175.71	\$ 4,031.21
2040 00	INSTALACION DE TUBERIA DE P. V. C. CON COPLER				
2040 02	DE 100 MM. DE DIAMETRO.	M.	315.00	\$ 7.66	\$ 2,412.90
2040 04	DE 200 MM. DE DIAMETRO.	M.	2,200.34	\$ 15.27	\$ 33,599.20
2040 05	DE 250 MM. DE DIAMETRO.	M.	22.94	\$ 19.82	\$ 454.72
S/N 01	CONEX. DOMICILIARIA (SLANT Y CODO DE PVC) INSTALACION DE.....				
S/N 01 01	100 MM. DE DIAMETRO A TUBO DE PVC	JGO.	70.00	\$ 61.25	\$ 4,287.44
S/N 02	SUMINISTRO EN OBRA DE SLANT Y CODO DE PVC, PARA CONEXIONES DOMICILIARIAS, SEGÚN PRECIOS DE LISTA.....				
S/N 02 01	CODO DE 45 GRADOS X 10 CMS. DE DIAMETRO.	PZA.	70.00	\$ 42.00	\$ 2,940.00
S/N 02 02	SILLETA DE 10 CMS. DE DIAMETRO.	PZA.	70.00	\$ 41.00	\$ 2,870.00
	<b>Total de INSTALACIÓN DE FONTAMERÍA Y PIEZAS ESPECIALES</b>				<b>\$ 326,301.93</b>
<b>4</b>	<b>OBRA CIVIL</b>				
1131 06	RELLENO EN ZANJAS COMPACTADO AL 90% PROCTOR, CON MATERIAL PRODUCTO DE BANCO.	M3.	190.37	\$ 117.26	\$ 22,322.93
S/N 04	NIVELACIÓN DE RASANTE CON EQUIPO TOPOGRÁFICO PARA TENDIDO DE TUBERÍA DE AGUA POTABLE O DRENAJE, ESTABLECIENDO EJES Y REFERENCIAS CON ESTACAS, TROMPOS, CLAVOS Y PINTURA, INCLUYE: VERIFICACIÓN DE NIVELES, ANTES Y DESPUÉS DE TUBERÍA INSTALADA, SUMINISTRO DE MATERIALES, EQUIPO, MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA.	M	2,223.28	\$ 20.97	\$ 46,622.24

Código	Concepto	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Importe
<b>TRABAJOS CORRESPONDIENTES A LA CONSTRUCCIÓN DRENAJE SANITARIO PARA EL INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA</b>					
1131 03	RELLENO EN ZANJAS COMPACTADO AL 85% PROCTOR, CON MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION.	M3.	2,158.65	\$ 65.71	\$ 141,844.97
1131 05	RELLENO EN ZANJAS COMPACTADO AL 90% PROCTOR, CON MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION.	M3.	95.19	\$ 75.86	\$ 7,220.78
1001 06	PAVIMENTO ASFALTICO C/CARPETA DE 7.5 CM. DE ESPESOR.	M2.	1,667.46	\$ 260.25	\$ 433,949.62
3060 03	POZOS DE VISITA TIPO "COMUN", HASTA 1.50 M. DE PROFUNDIDAD.	POZO.	69.00	\$ 6,434.11	\$ 443,953.59
3060 05	POZOS DE VISITA TIPO "COMUN", HASTA 2.00 M. DE PROFUNDIDAD.	POZO.	9.00	\$ 7,907.19	\$ 71,164.71
3060 07	POZOS DE VISITA TIPO "COMUN", HASTA 2.50 M. DE PROFUNDIDAD.	POZO.	5.00	\$ 9,380.27	\$ 46,901.35
3060 09	POZOS DE VISITA TIPO "COMUN", HASTA 3.00 M. DE PROFUNDIDAD.	POZO.	1.00	\$ 10,853.36	\$ 10,853.36
3060 11	POZOS DE VISITA TIPO "COMUN", HASTA 3.50 M. DE PROFUNDIDAD.	POZO.	1.00	\$ 12,326.44	\$ 12,326.44
3060 12	POZOS DE VISITA TIPO "COMUN", HASTA 3.75 M. DE PROFUNDIDAD.	POZO.	2.00	\$ 13,062.98	\$ 26,125.96
3060 13	POZOS DE VISITA TIPO "COMUN", HASTA 4.00 M. DE PROFUNDIDAD.	POZO.	1.00	\$ 13,799.52	\$ 13,799.52
3061 01	INCREMENTO DEL PRECIO DE POZO DE VISITA, POR CADA 0.25 M. DE PROFUNDIDAD.	INC.	1.00	\$ 736.54	\$ 736.54
3110 00	BROCALES Y TAPAS PARA POZOS DE VISITA....				
3110 02	DE FIERRO FUNDIDO, INSTALACION. LIGERO C/TAPA CIEGA (W=106 KG).	PZA.	88.00	\$ 738.66	\$ 65,002.08
6005 00	REGISTROS DE ALBAÑAL C/ MUROS DE TABIQUE 14 CMS., APLANADOS C/ MORTERO CEMENTO-ARENA 1:3 Y TAPA DE CONCRETO C/ MARCO DE FIERRO.				
6005 01	DE 0.40 X 0.60 Y 0.50 MTS. DE PROFUNDIDAD.	PZA.	70.00	\$ 1,541.95	\$ 107,936.50
9000 02	ACARREO 1er. KM. DE MATERIALES PETREOS, ARENA, GRAVA, MAT. PRODUCTO DE EXCAVACION EN CAMION VOLTEO, DESCARGA A VOLTEO EN CAMINO EN PLANO TERRACERIAS, LOMERIO SUAVE REVESTIDO, LOMERIO PRONUNCIADO PAVIMENTADO.	M3	572.06	\$ 10.30	\$ 5,892.18
9002 02	ACARREO KM. SUBSECUENTES AL 1o., DE MAT. PETREOS ARENA, GRAVA, MAT. PRODUCTO DE EXCAVACION EN CAMION VOLTEO, EN CAMINO... PLANO TERRACERIAS, LOMERIO SUAVE REVESTIDO, LOMERIO PRONUNCIADO PAVIMENTADO.	M3 KM	5,720.56	\$ 5.39	\$ 30,833.83
	<b>Total de OBRA CIVIL</b>				\$ 1,487,486.60
<b>Total de DRENAJE SANITARIO PARA EL INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA</b>					<b>\$ 2,072,127.30</b>
<b>Sub Total</b>					<b>\$ 2,072,127.30</b>
<b>IVA</b>					<b>\$ 331,540.37</b>
<b>Inflación</b>					<b>7.21%</b>
<b>Total</b>					<b>\$ 2,576,972.10</b>

## **7. Anteproyecto Para la Mejora de la Red de Drenaje Pluvial y Aprovechamiento del Agua de Lluvia**

### **7.1. Antecedentes**

En diversas oportunidades se ha realizado el estudio de drenaje pluvial para el IMTA, se han presentado propuestas de solución e incluso se han llevado a nivel de proyecto ejecutivo. En este capítulo se presenta una síntesis de los trabajos realizados por la M. en I. Jaqueline Lafragua Contreras; M. en I. Ernesto Aguilar Garduño de la entonces Coordinación de Tecnología Hidrológica por medio de la Subcoordinación de Hidrología y Mecánica de Ríos.

Estos trabajos se tomaron como base para la realización de los estudios, diseños, modelos de simulación y propuestas para la red de drenaje pluvial necesarias para el IMTA.

### **7.2. Estudio hidrológico para determinar el gasto de diseño hidráulico del sistema de drenaje del IMTA (2003)**

#### **7.2.1. Antecedentes**

Cada año, en época de lluvias, las instalaciones del IMTA se ven afectadas por un gran volumen de agua escurrido hacia el interior de la misma, esto aun cuando la lámina de precipitación no sea muy grande. Lo anterior se debe a que por lo regular llueve en varios días consecutivos lo que provoca que el suelo en la cuenca se sature y, al ocurrir una precipitación de mayor magnitud, hace que toda el agua escurra y se presente un gasto mucho mayor que la capacidad de la red de drenaje pluvial del instituto.

Entre las inundaciones más fuertes que se han tenido están la del 21 de agosto de 1992 con una lámina de tan solo 33 mm; la del 13 de octubre de 1997 con 39 mm y la del 12 de junio de 2001 con 86 mm.

Estas inundaciones además de impedir el tránsito y la circulación del personal dentro del instituto, como se muestra en la Ilustración 7.1, también impiden la circulación en la vialidad del Paseo Cuauhnáhuac, evitando el acceso al instituto, además de provocar un gran problema en la circulación vial con las consecuentes pérdidas económicas y en tiempo. Las figuras mencionadas anteriormente corresponden a la inundación del año 2001.





Acceso a Dirección General



Andador lateral izquierdo de la Dirección General, vista desde atrás



Vista desde el edificio de cómputo hacia un costado del comedor.



Vista desde el estacionamiento cómputo hacia el comedor

Ilustración 7.1 Inundaciones en el IMTA durante 2001 (IMTA 2003)

### 7.2.2. Objetivo

El objetivo del estudio consiste en determinar los gastos para diferentes periodos de retorno generados por la cuenca de aportación y rediseñar la red de drenaje pluvial del instituto, ya que actualmente ésta no tiene la capacidad suficiente para transportar los gastos generados por las lluvias.

### 7.2.3. Descripción del sitio

El IMTA se encuentra en la colonia Progreso del municipio de Jiutepec, Morelos (Ilustración 7.2). La subcuenca de aportación propia correspondiente al instituto, se ubica al norte del mismo (Ilustración 7.3) y tiene un área relativamente pequeña, del orden 0.67 km<sup>2</sup>.

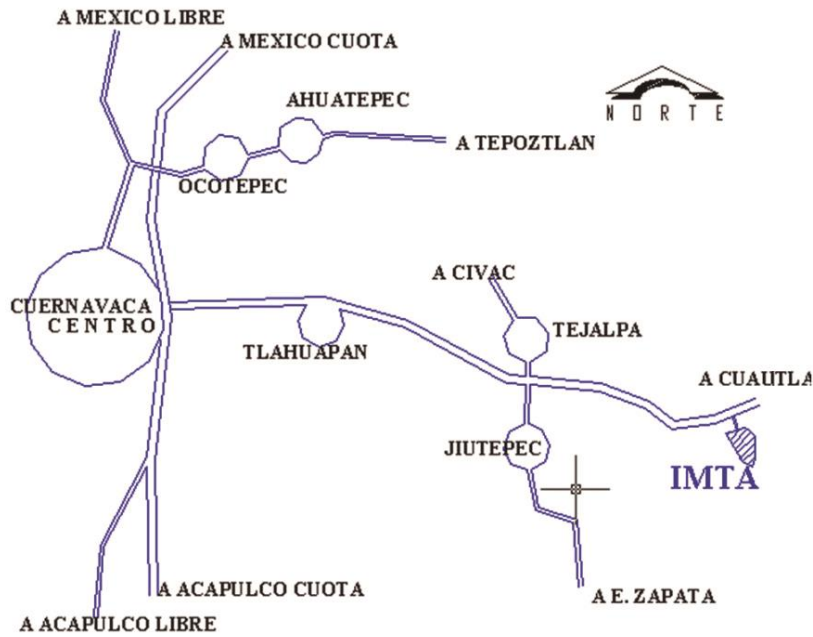


Ilustración 7.2 Ubicación del IMTA

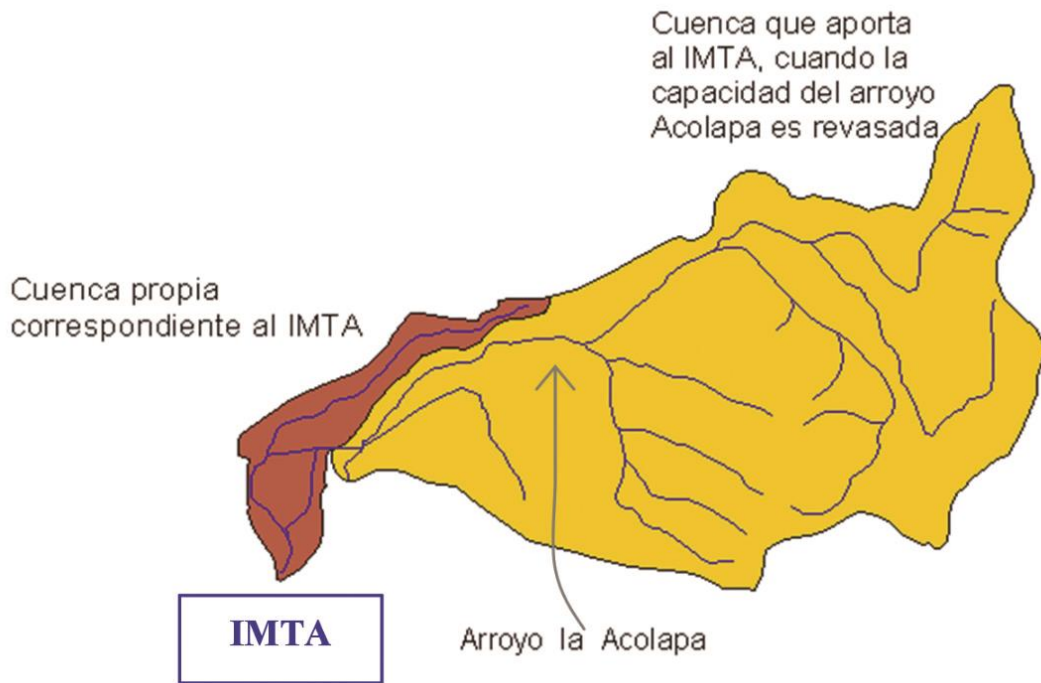


Ilustración 7.3 Cuenca de aportación al IMTA

Lateralmente al IMTA escurren dos arroyos importantes, el arroyo de Acolapa y el arroyo de las Fuentes, este último no tiene ninguna influencia en la cuenca analizada.

Sin embargo debido a la poca capacidad del arroyo Acolapa y a la dirección de la pendiente del Paseo Cuauhnáhuac, el agua que transporta el arroyo mencionado desborda hacia el Paseo desde el cruce Progreso hacia Cuernavaca por los dos carriles (Ilustración 7.4), provocando que el agua escurra casi en su totalidad hacia la cuenca correspondiente al IMTA y posteriormente hacia los canales de drenaje del instituto (Ilustración 7.5). Así pues el área de aportación de la cuenca al IMTA se incrementa a 6.848 km<sup>2</sup> (Ilustración 7.3).



Ilustración 7.4 Inundaciones sobre Paseo Cuauhnáhuac



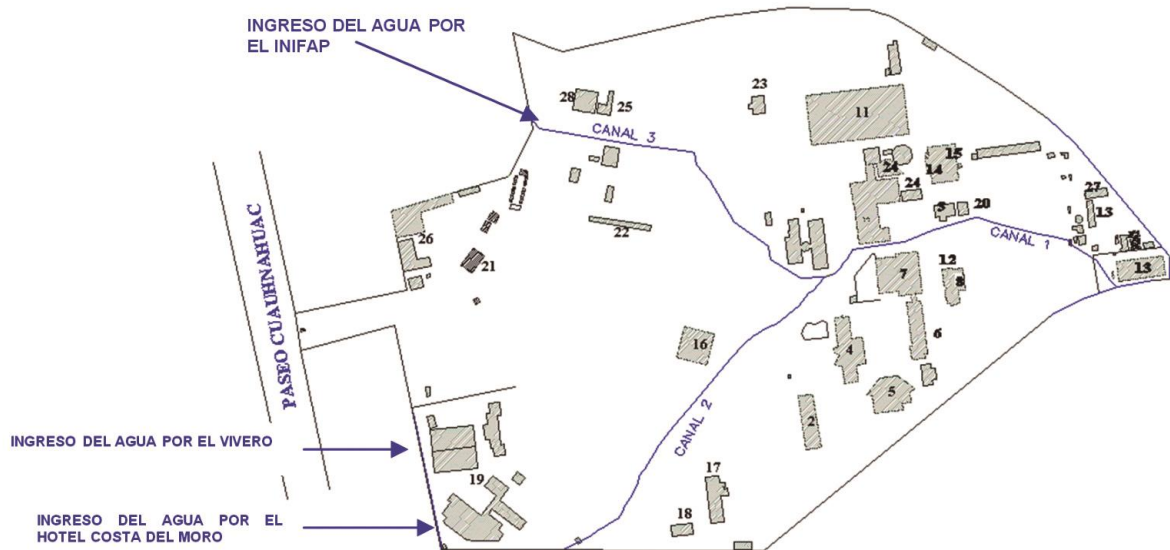


Ilustración 7.5 Canales del drenaje actual del IMTA y la distribución de sus edificios en 2001

#### 7.2.4. Estudio hidrológico

En este inciso se hace el análisis hidrológico con la finalidad de determinar los gastos que se presentan en la cuenca de aportación al IMTA correspondientes a diferentes periodos de retorno.

#### 7.2.5. Información disponible

La información con que se cuenta para la realización del presente estudio se clasifica en información vectorizada (topografía, corrientes de agua, cuerpos de agua) en escala 1:50,000 editadas por el INEGI y precipitación (pluviógrafo y pluviómetro); además se cuenta con una fotografía aérea sin fecha de la cuenca de aportación, la cual se muestra en la Ilustración 7.6.



Ilustración 7.6 Cuenca de aportación

### ***Información de precipitación.***

Debido a que no se dispone de una estación hidrométrica en el sitio de estudio, para la estimación del gasto de diseño se utilizaron registros de precipitación acumuladas en 24 horas y registros continuos de algunas tormentas.

El área de estudio cuenta con dos estaciones de medición, la estación climatológica convencional denominada Progreso y la estación hidroclimatológica automática (EHCA-IMTA), ambas localizadas dentro de las instalaciones del instituto. La primera propiedad de la entonces CNA (Conagua), pero ambas operadas por el IMTA. En la Tabla 7.1 se presentan las coordenadas correspondientes a cada estación.

Tabla 7.1 Ubicación del pluviómetro y del pluviógrafo

Estación	Latitud	Longitud	Altitud, msnm
Progreso	18°52'56"	99°09'25"	1320
EHCA-IMTA	18°53'01"	99°09'31"	1320



La estación Progreso cuenta con registros de lluvia diaria (acumulada en 24 horas) a partir del año 1982 a la fecha del estudio y la EHCA-IMTA cuenta con registros de lluvia cada 10 minutos a partir del año 1999 a la fecha del estudio (2003).

Se obtuvieron los datos históricos correspondientes a la precipitación máxima anual en 24 horas (Tabla 7.2), registrados por la estación Progreso, y que se muestran a continuación.

**Tabla 7.2 Lluvias máximas anuales en la estación Progreso**

Año	Lluvia mm	Año	Lluvia mm
1982	35.5	1993	34.5
1983	62.5	1994	38.2
1984	56.5	1995	86.9
1985	89.5	1996	49.0
1986	55.5	1997	68.3
1987	46.5	1998	120.0
1988	33.0	1999	123.2
1989	48.5	2000	67.0
1990	62.0	2001	89.3
1991	63.6	2002	83.0
1992	52.0		

#### 7.2.6. Análisis de la información

##### ***Características fisiográficas de la cuenca***

Se realizaron visitas de campo a los puntos más altos de la cuenca para apoyar la definición del área de aportación y observar el tipo de suelo predominante en la zona, así como el uso del suelo. Se observó roca ígnea muy porosa que favorece la infiltración en las partes altas y sitios de afloramiento en la parte baja. En la zona predomina una vegetación formada principalmente por chaparral y bosque en más del 50% de la superficie.

##### a) Área de la cuenca.

Se trazó la cuenca de aportación al sitio en estudio, mediante la ubicación del parteaguas sobre la información vectorizada en escala 1:50,000. Posteriormente, se determinó el área de la cuenca mediante la utilización del software Arc-View.

El área total de aportación al IMTA de la cuenca tanto de la cuenca propia, así como aquellas subcuencas (cuatro fueron definidas) que tienen su salida en el río

Acolapa, pero por la poca capacidad de dicho río, parte del agua escurre hacia el IMTA de aportación hasta el sitio en estudio resultó de 6.848 km<sup>2</sup>. En la Ilustración 7.7, se muestra esquemáticamente lo mencionado.

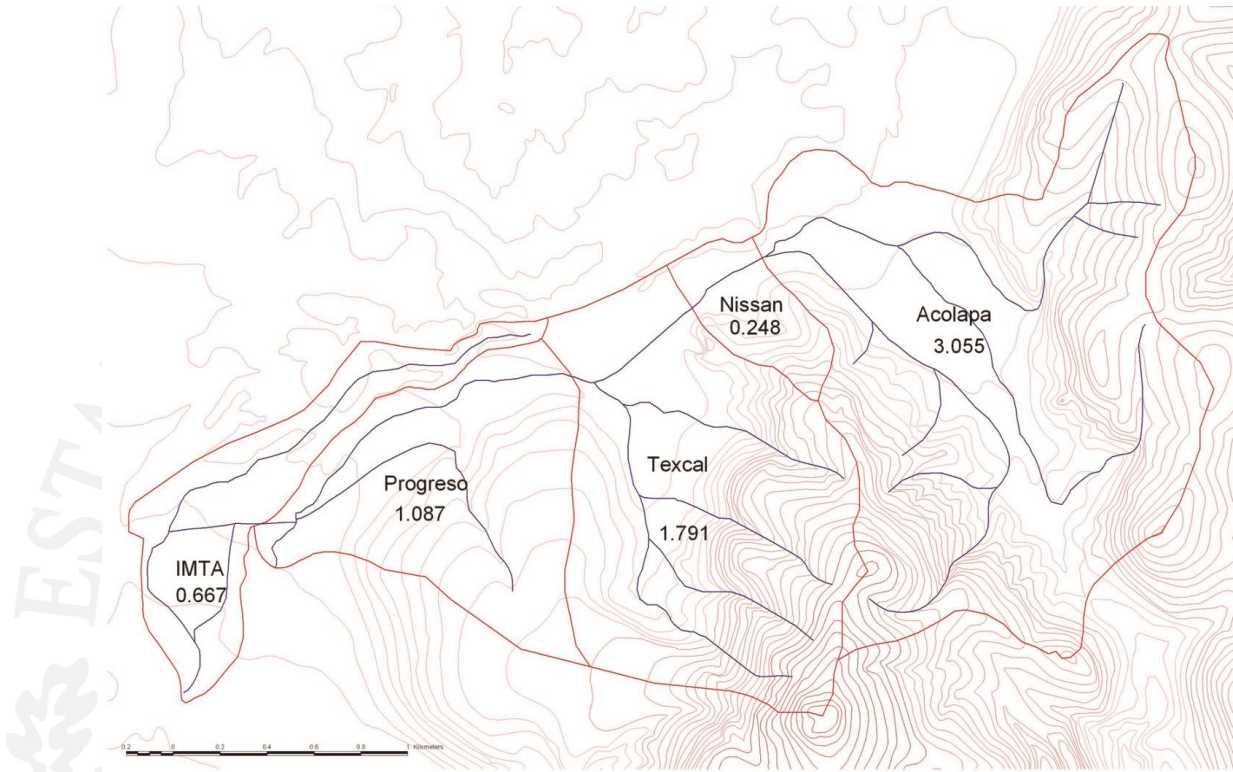


Ilustración 7.7 Delimitación de las cuencas de aportación a la cuenca del IMTA

b) Longitud del cauce principal

La longitud del cauce principal, con la información vectorizada (escala 1: 50,000) fue medida con ayuda del software mencionado, la cual resultó ser de 5.7 km.

c) Pendiente del cauce principal

La pendiente del cauce principal de acuerdo al método de Taylor- Schwarz resulto ser de  $S=0.0246$ .

d) Duración efectiva de

El gasto máximo que se presenta en cuencas pequeñas es el correspondiente a una precipitación con una duración igual al tiempo de concentración. Dicho tiempo se calculó con la fórmula de Kirpich como (Aparicio, 1997).

$$T_c = 0.0003245 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77} = 1.00 \text{ h}$$

**Ecuación 7.1**

donde:

- L = Longitud del cauce principal en m
- S = Pendiente media del cauce principal
- Tc = Tiempo de concentración en horas

Entonces la duración efectiva es  $d_e=1.00 \text{ h}$ . Este valor resulta adecuado, al compararlo con la respuesta de las lluvias en tormentas pasadas, que han provocado escurrimientos considerables, con valores aproximados a una hora.

e) Tiempo de retraso

Según Chow para cuencas pequeñas se calcula como:

$$T_r = 0.00505 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64} = 0.712 \text{ h}$$

**Ecuación 7.2**

donde:

- L = Longitud del cauce principal en m
- S = Pendiente media del cauce principal en %
- Tc = Tiempo de concentración en horas

f) Tiempo pico

$$T_p = \frac{d_e}{2} + T_r = \frac{1}{2} + 0.712 = 1.212 \text{ h}$$

**Ecuación 7.3**

**Tabla 7.3 Resumen de las características fisiográficas de la cuenca**

Característica	Valor
Área (km <sup>2</sup> )	6.84
Longitud del cauce principal (km)	5.700
Pendiente del cauce principal	0.0246
Duración efectiva (hr)	1.0
Tiempo de concentración (hr)	1.0
Tiempo de retraso (hr)	0.712
Tiempo pico (hr)	1.212

### 7.2.7. Precipitación e intensidad de diseño

Sin lugar a duda una de las tormentas que ha provocado las más fuertes inundaciones es la que se registró del 5 al 6 de junio del 2001, y no tanto por la lámina de agua precipitada (89.38 mm), ya que es menor a la correspondiente a otros años, si no a que la precipitación correspondiente a las 24 horas, se presentó en menos de 4 horas.

Con la información disponible de la estación Progreso se formó una serie de máximos anuales, esto es, se seleccionó el valor máximo de cada año, tabla 1. Estos valores se ordenaron de mayor a menor (Tabla 7.4) y se les asignó un período de retorno utilizando la ecuación de Weibull (Aparicio, 1997):

$$T = \frac{n + 1}{m} \quad \text{Ecuación 7.4}$$

donde:

- T = Período de retorno en años
- n = Número de registros, que en este caso es de 21
- m = Número de orden de los datos cuando éstos son ordenados de mayor a menor

**Tabla 7.4 Asignación de los periodos de retorno a los datos de precipitación**

Orden <i>m</i>	Año	Lluvia mm	Tr años	Orden <i>m</i>	Año	Lluvia mm	Tr años
1	1999	123.2	22.00	11	1990	62.0	2.00
2	1998	120.0	11.00	12	1984	56.5	1.83
3	1985	89.5	7.33	13	1986	55.5	1.69
4	2001	89.3	5.50	14	1992	52.0	1.57
5	1995	86.9	4.40	15	1996	49.0	1.47
6	2002	83.0	3.67	16	1989	48.5	1.38
7	1997	68.3	3.14	17	1987	46.5	1.29
8	2000	67.0	2.75	18	1994	38.2	1.22
9	1991	63.6	2.44	19	1982	35.5	1.16
10	1983	62.5	2.20	20	1993	34.5	1.10
				21	1988	33.0	1.05

Con la información de la tabla anterior, interpolando, se obtuvieron valores de lluvia correspondientes a diferentes períodos de retorno considerando un rango desde 2 hasta 22 años los cuales se presentan en la Tabla 7.5.



**Tabla 7.5 Lluvias para un periodo de retorno**

T, años	Lluvia, mm
2	62.00
3	67.83
4	84.76
5	88.21
8	95.00
10	111.67
15	121.16
20	122.62
21	123.20

### 7.2.8. Distribución temporal de la lluvia

Los valores de lluvia de la Tabla 7.5 corresponden a una duración de 24 horas, sin embargo para determinar el hietograma de diseño es necesaria una distribución de lluvia en intervalos de tiempo más cortos. Con la información de la EHCA, la cual cuenta con registros de lluvia cada 10 minutos, se extrajeron las tormentas máximas que se presentaron a partir del año 1999 al año 2002. En la Tabla 7.6 se presentan algunas características de las tormentas y la comparación con la altura de lluvia acumulada en la estación Progreso en 24 h y en la EHCA-IMTA, de la Ilustración 7.8 a la Ilustración 7.11 se muestran los histogramas de cada una las tormentas analizadas.

**Tabla 7.6 Características de las tormentas registradas en la EHCA-IMTA**

Características de las tormentas			Lluvia acumulada en 24 h*, mm	
Fecha	Duración <i>d</i> , h	Altura, mm	EHCA-IMTA	Progreso
4 al 5 de sep 1999	11.0	110.93	110.93	123.20
10 al 11 jun 2000	4.7	58.67	58.92	67.00
5 al 6 jun 2001	3.3	86.00	86.34	89.38
5 al 6 de sep 2002	2.0	67.28	68.78	83.00

\* de las 8:00 a las 8:00 horas

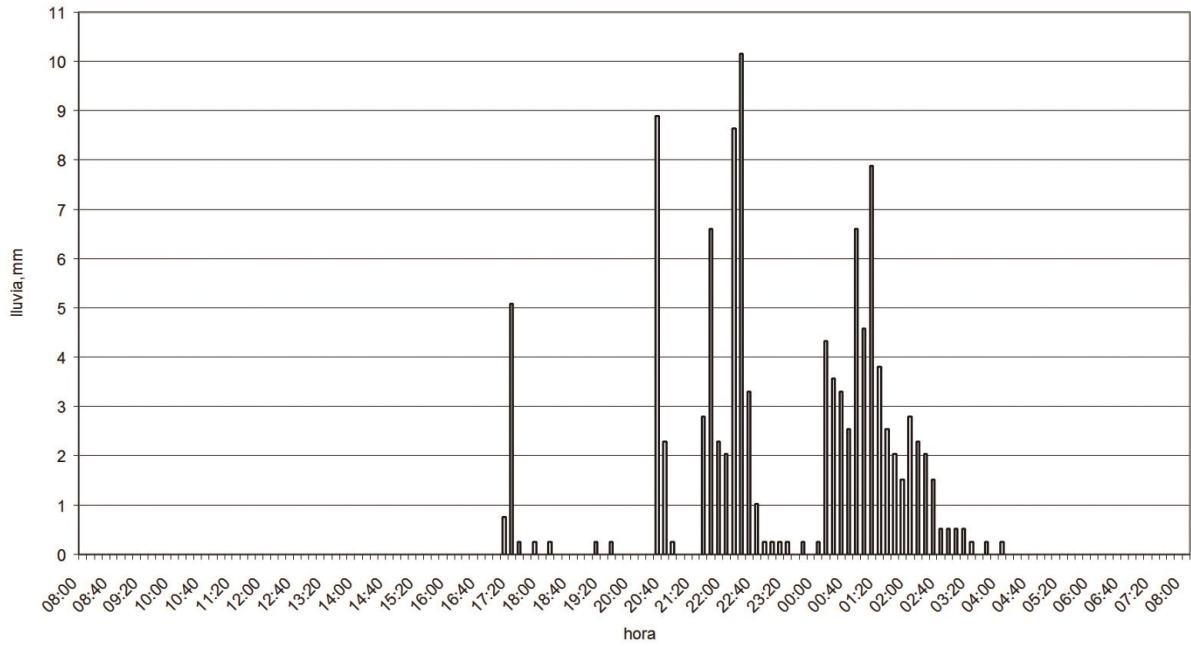


Ilustración 7.8 Tormenta del 4 al 5 de septiembre de 1999

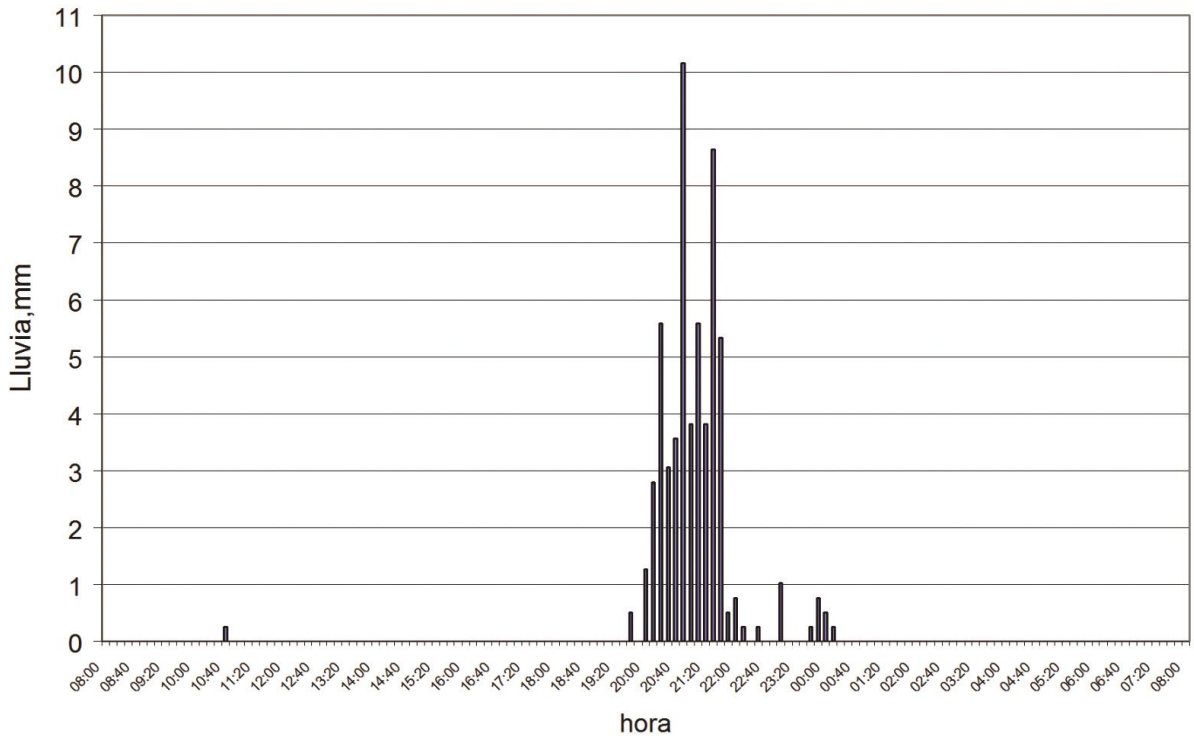


Ilustración 7.9 Tormenta del 10 al 11 de junio del 2000

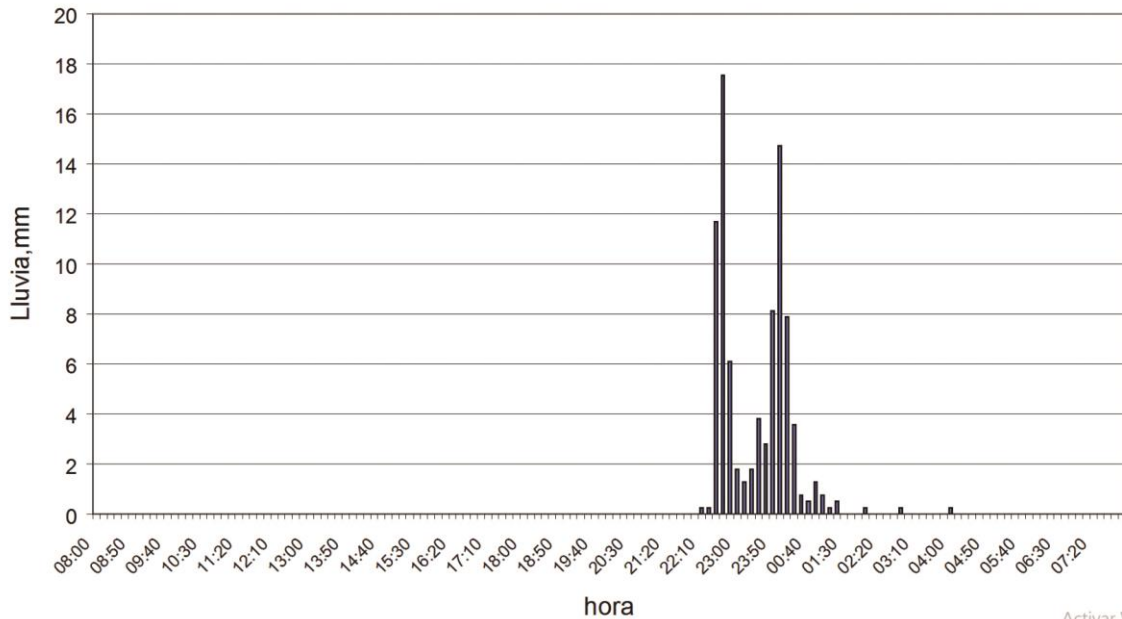


Ilustración 7.10 Tormenta del 5 al 6 de junio del 2001

Activar Win

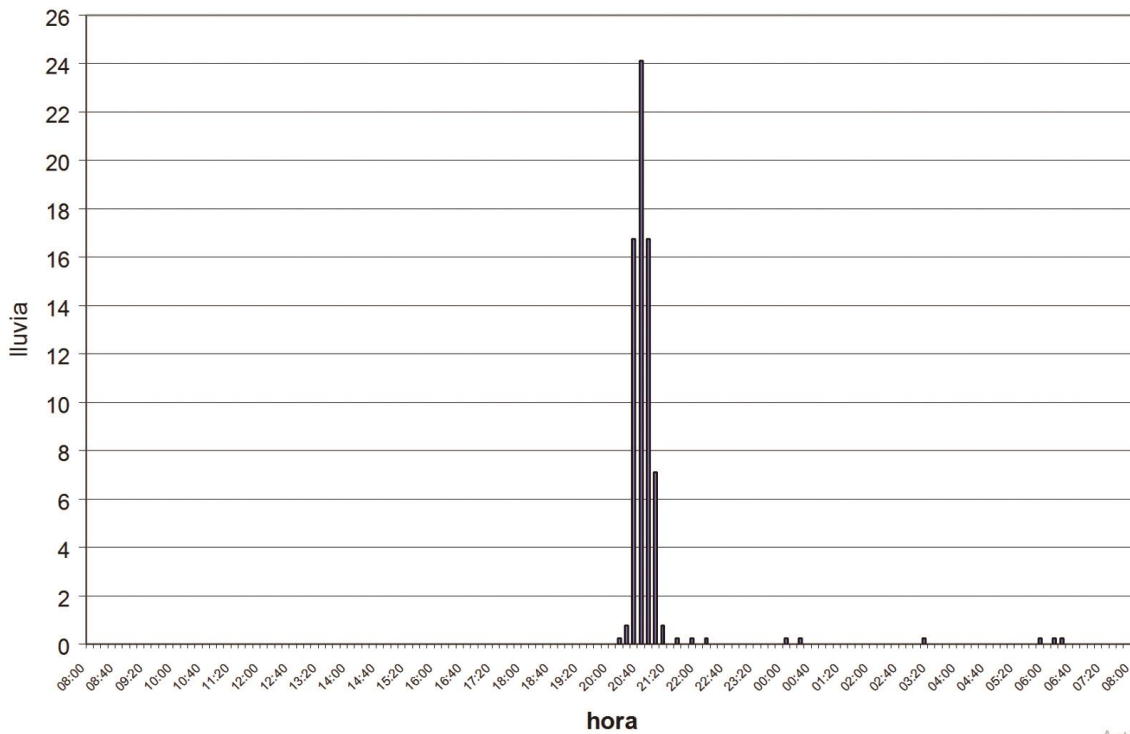


Ilustración 7.11 Tormenta del 5 al 6 de septiembre del 2002

Activar 1

La tormenta del año 2001 se seleccionó como patrón de lluvia ya que presenta una diferencia de 3 mm de lluvia acumulada en 24 horas con respecto a la registrada en la

estación convencional. Por lo tanto las lluvias de la Tabla 7.5 tendrán la misma distribución que la tormenta del año 2001. En la Ilustración 7.12 se muestran las curvas masa adimensionales considerando la duración de cada tormenta.

Con la información del hietograma de la tormenta del 5 al 6 de junio del 2001, Ilustración 7.10, se construyó la curva masa adimensional (Ilustración 7.13) considerando una duración de 24 horas, Ilustración 7.12, y partir de ella se obtuvieron las intensidades máximas de lluvia para duraciones de 60, 90 y 120 minutos (Tabla 7.7).

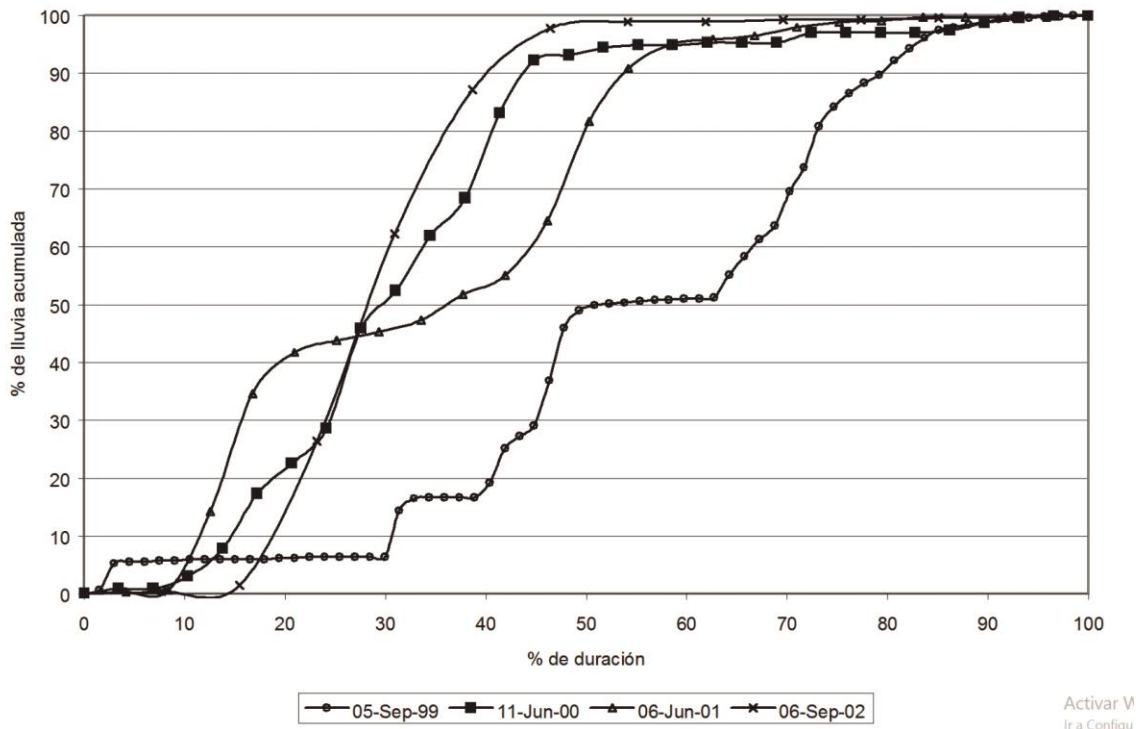


Ilustración 7.12 Curvas masa adimensionales para diferentes tormentas registradas por la EHCA-IMTA

Tabla 7.7 Intensidades máximas de lluvia, mm/h, utilizando la curva masa adimensional de la tormenta de 2001

$T$ , años	Duración, minutos		
	60	90	120
2	29.36	27.73	29.00
3	32.12	30.34	31.83
4	40.14	37.91	39.77
5	41.74	39.42	41.36
8	44.99	42.49	44.58
10	52.89	49.94	52.40
15	57.38	54.19	56.85
20	58.00	54.84	57.54
22	58.35	55.10	57.81



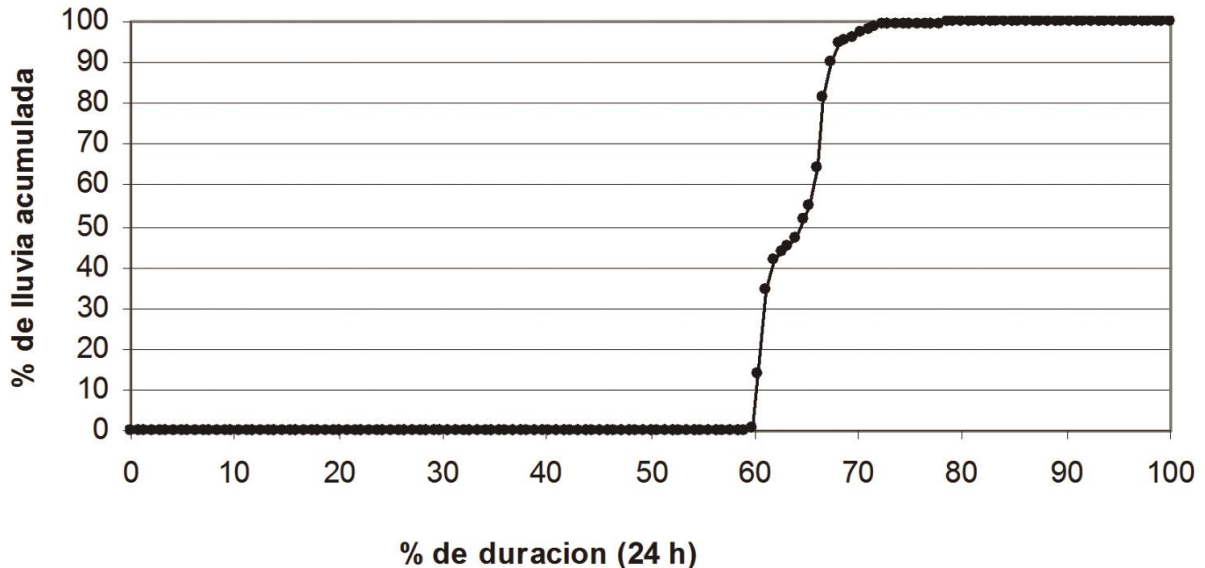


Ilustración 7.13 Curva masa adimensional 5 al 6 junio del 2001

### 7.2.9. Cálculo de los gastos de diseño.

Para estimar los gastos de diseño para diferentes periodos de retorno, se utilizaron dos métodos, el método racional y el hidrograma unitario tradicional.

#### **Método racional**

La estimación del gasto máximo por el método racional se logra aplicando la siguiente fórmula (Aparicio, 1997).

$$Q_{max} = C_i A_c$$

**Ecuación 7.5**

donde:

- Q = Gasto de diseño en m<sup>3</sup>/s
- C = Coeficiente de escurrimiento, el cual depende del tipo, cobertura y uso del suelo
- I = Intensidad de la lluvia con duración igual al tiempo de concentración  $T_c$  por ser una cuenca pequeña, en mm
- A = Área de la cuenca en km<sup>2</sup>

El coeficiente de escurrimiento  $C$  asignado a cada una de las cuencas se determinó con base en las visitas de campo, observando la cobertura, el tipo y uso de suelo; así como tomando en cuenta el historial de los escurrimientos que se han presentado en la zona de estudio en años pasados. El valor de dichos coeficientes se muestran en la columna

tres de la Tabla 7.8 y en la misma también se presenta el gasto de diseño para el período de retorno de 5 años.

**Tabla 7.8 Gasto de diseño para un periodo de retorno de 5 años**

1	2	3	4	5	6	7
<i>Cuenca</i>	<i>Área</i>	<i>C</i>	<i>i</i>	<i>Q</i>	<i>Q a la cuenca propia</i>	<i>Q aportación</i>
	km <sup>2</sup>		mm/h	m <sup>3</sup> /s	%	m <sup>3</sup> /s
Acolapa	3.055	0.40	41.74	14.18	20	2.84
Nissan	0.248	0.15	41.74	0.43	15	0.06
Texcal	1.791	0.20	41.74	4.16	20	0.83
Progreso	1.087	0.25	41.74	3.15	50	1.58
IMTA	0.667	0.25	41.74	1.93	100	1.93
<b>Suma</b>	<b>6.848</b>					<b>7.24</b>

Nota: El valor de la intensidad, *i*, es el mostrado en la Tabla 7.7

La columna 5 de la tabla anterior presenta el resultado de aplicar el método racional, sin embargo no todo el escurrimiento generado en cada una de las cuencas llega hasta el IMTA, por lo que se asignó un porcentaje de aportación de este escurrimiento para la zona estudiada, columna 6, y en la columna 7 se muestra el correspondiente gasto de aportación. Finalmente el gasto de diseño para un periodo de retorno de 5 años resultó igual a 7.24 m<sup>3</sup>/s. De la misma manera se obtuvieron los gastos de diseño para las intensidades de lluvia de la Tabla 7.7 con la duración en exceso de una hora, calculada en 4.2.1, dichos valores de los gastos se muestran en Tabla 7.9.

En la Ilustración 7.14 se muestran los coeficientes de escurrimiento utilizados en cada una de las subcuencas, así como el porcentaje del gasto aportado por cada una de las subcuencas al IMTA.

**Tabla 7.9 Gastos de diseño con el método racional**

Periodo de retorno, años	Q, m <sup>3</sup> /s
2	5.00
3	5.57
4	6.97
5	7.24
8	7.81
10	9.18
15	9.96
20	10.00
22	10.13

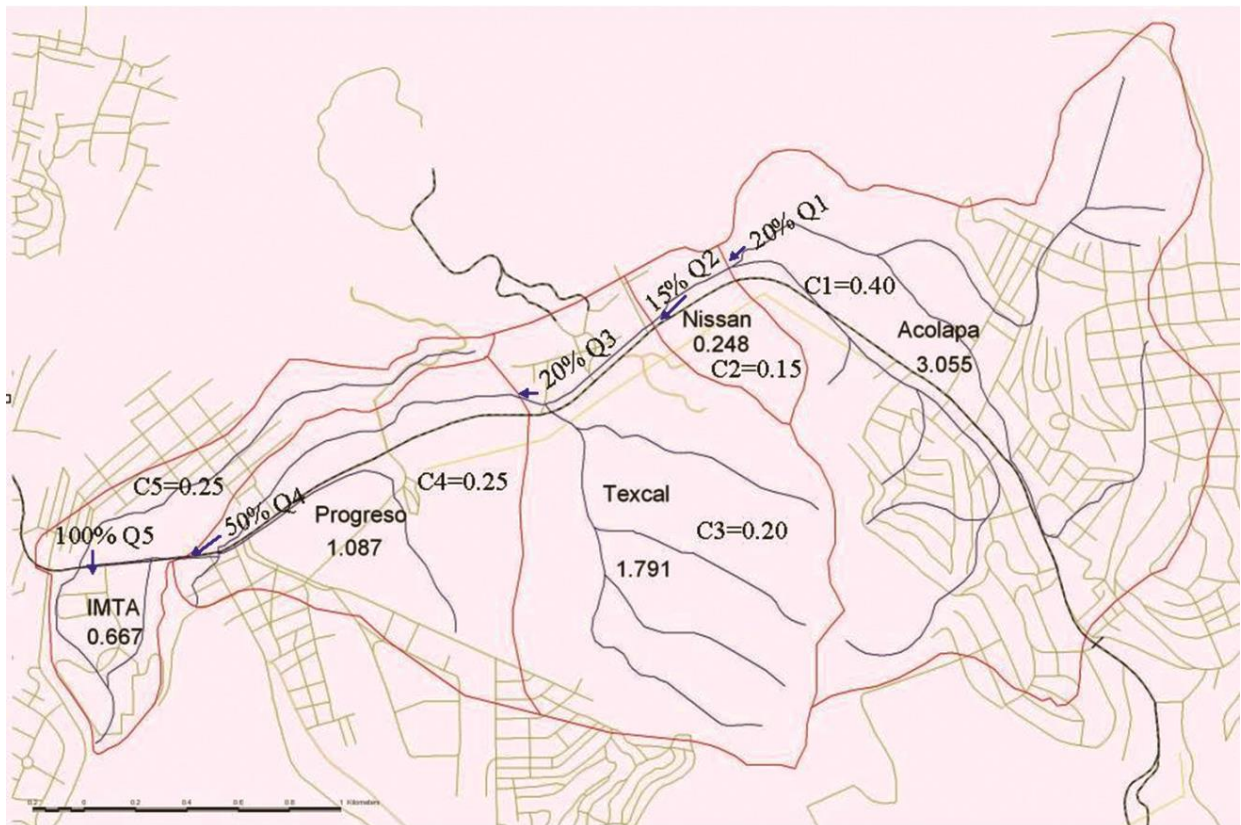


Ilustración 7.14 Coeficientes de escurrimiento de cada zona y porcentaje de gasto de aportación a la cuenca del IMTA

### ***Método del hidrograma unitario triangular (HU triangular)***

La expresión para calcular el gasto de pico utilizando el método HU triangular (Aparicio, 1997) es la siguiente:

$$q_p = \frac{0.208A}{t_p}$$

**Ecuación 7.6**

donde:

- $q_p$  = es el gasto de pico en  $m^3/(s \text{ mm})$
- $A$  = es el área de la cuenca en  $km^2$
- $t_p$  = es el tiempo pico en horas

A su vez, el tiempo pico se calcula como:

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6t_c = 1.6 h$$

**Ecuación 7.7**

Otra característica del HU triangular es el tiempo base  $t_b$ , en horas, definido como:

$$t_b = 2.67t_p = 4.27 h \quad \text{Ecuación 7.8}$$

Para obtener el gasto de diseño utilizando éste método es necesario estimar primero la altura de lluvia efectiva correspondiente a una duración, que en este caso es igual al tiempo de concentración, y posteriormente multiplicar éste valor por el gasto de pico. La lluvia efectiva se determinó utilizando la siguiente ecuación propuesta por el Soil Conservation Service de los Estados Unidos de América (Aparicio, 1997):

$$P_e = \frac{\left(P - \frac{508}{N} + 5.08\right)^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad \text{Ecuación 7.9}$$

donde:

- $P_e$  = es la altura de lluvia efectiva en cm
- $P$  = la altura total de lluvia de la tormenta en cm
- $N$  = es el número de escurrimiento que depende del tipo del suelo, la cobertura vegetal, la pendiente del terreno y la precipitación antecedente, entre otros factores

En la Ilustración 7.15 se muestran las subcuencas mencionadas en la Tabla 7.8 con los valores del número de escurrimiento  $N$  en cada subcuenca. Además de acuerdo con visitas de campo se definió el tipo de suelo y la cobertura vegetal.

Para considerar condiciones iniciales de humedad del suelo, se hace una corrección al número de escurrimiento ( $N'$ ) en función de la altura de lluvia acumulada cinco días antes de la fecha en cuestión.  $N$  y  $N'$  se obtienen utilizando las tablas presentadas en la referencia (Aparicio, 1997).

En la



Tabla 7.10 se presentan los cálculos que resultan al aplicar el método del HU triangular.



Tabla 7.10 Gasto de diseño para un T= 5 años con el método del HU triangular

1	2	3	4	5	6	7			
Cuenca	Área	Altura de lluvia	N	N'	Lluvia efectiva	$q_p$	Q	Q a la cuenca propia	Q aportación
	km <sup>2</sup>	mm			mm	m <sup>3</sup> /(s mm)	m <sup>3</sup> /s	%	m <sup>3</sup> /s
Acolapa	3.055	41.74	87	94	27.09	0.40	10.76	20	2.15
Nissan	0.248	41.74	79	90	20.26	0.03	0.65	15	0.10
Texcal	1.791	41.74	81	91	21.80	0.23	5.08	20	1.02
Progreso	1.087	41.74	87	94	27.09	0.14	3.83	50	1.91
IMTA	0.667	41.74	87	94	27.09	0.09	2.35	100	2.35
<b>Suma</b>	<b>6.848</b>								<b>7.53</b>

La columna 3 indica la altura total de lluvia para un período de retorno de 5 años y para el tiempo de concentración de una hora.

El tipo de suelo que se presenta en toda el área de estudio es suelo con alto contenido de arcilla, correspondiéndole el tipo C, todas las cuencas principalmente tienen áreas urbanizadas y bosques naturales ralos, la columna 4 indica el valor de N asignado a cada cuenca.

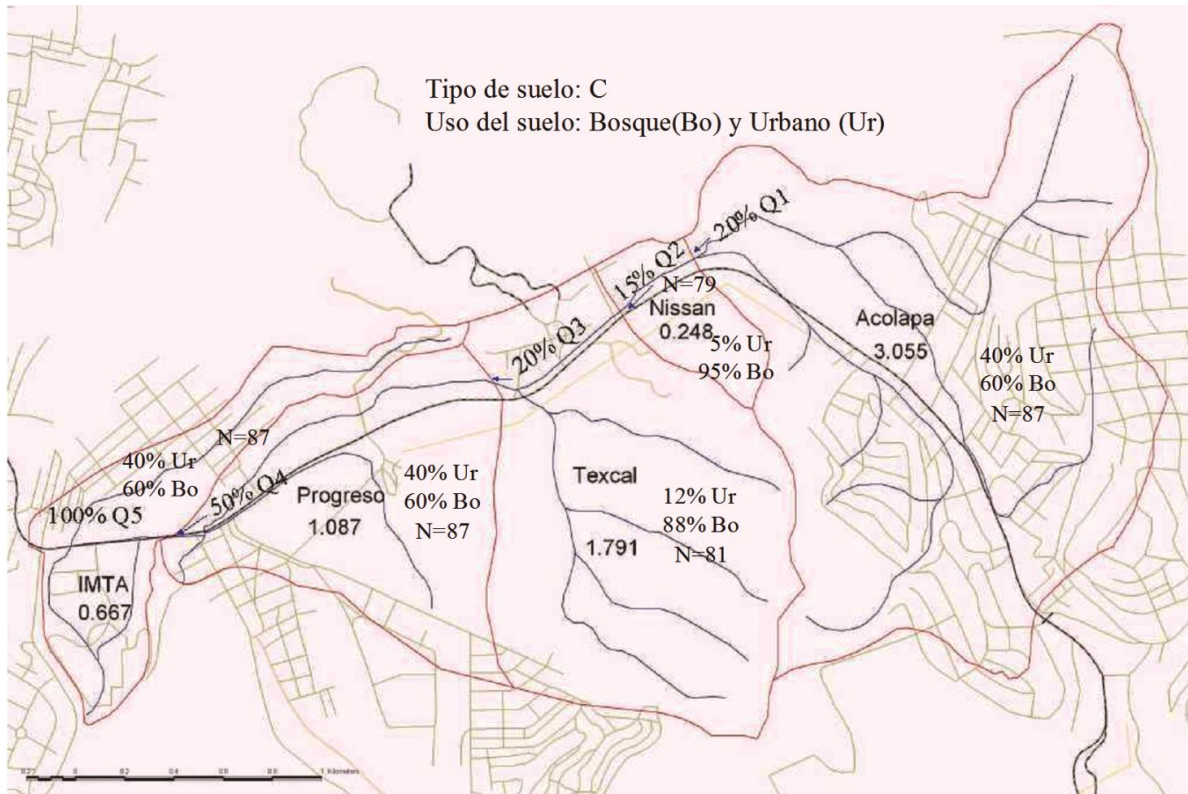


Ilustración 7.15 Números de escurrimiento

Previamente a la tormenta del 6 de junio del 2001 se presentaron días lluviosos, en los cinco días anteriores se registraron 82 mm, por lo que se corrigió el valor de N, en la columna 5 se presentan los valores corregidos (N') considerando una corrección tipo B. La columna 6 muestra la altura de lluvia efectiva obtenida al aplicar la ecuación propuesta por el SCS. La columna 7 indica el gasto de pico obtenido con el método del HU triangular. La columna (8) presenta el gasto de diseño que resulta de multiplicar los valores de la columna 6 por los valores de la columna 7. Las columnas 9 y 10 son similares a las columnas 6 y 7 descritas en la tabla 8. En la Tabla 7.11 se presentan los gastos de diseño obtenidos para diferentes períodos de retorno y en la Tabla 7.12 los gastos estimados por los dos métodos para los T indicados.

Tabla 7.11 Gastos de diseño con el método HU triangular

T, años	Q, m <sup>3</sup> /s
2	4.43
3	5.10
4	7.11
5	7.53
8	8.37
10	10.47
15	11.67

20	11.84
22	11.94

**Tabla 7.12 Gastos de diseño con el método indicado**

$T$ , años	Racional $Q$ , m <sup>3</sup> /s	Triangular $Q$ , m <sup>3</sup> /s
2	5	4
3	6	5
4	7	7
5	7	8
8	8	8
10	9	10
15	10	12
20	10	12
22	10	12

De la tabla anterior se observa que para periodos de retorno de 10 a 22 años el gasto de diseño con el método racional no varía considerablemente, por otro lado para periodos de retorno de 2 a 10 años la diferencia de gasto entre los dos métodos es mínima. Para este estudio, se recomienda un período de retorno de 5 años con un gasto de diseño de 8.0 m<sup>3</sup>/s.

### 7.3. Propuestas de Drenaje Pluvial

Con los datos de las condiciones presentadas en el apartado anterior se diseñaron diversas alternativas de infraestructura necesaria para captar, conducir y almacenar los escurrimientos pluviales, considerando la infraestructura existente, lo cual se apoyará de un modelo de simulación matemático unidimensional. Generándose simulaciones para periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años.

#### 7.3.1. Descripción de la red actual de drenaje

Actualmente el drenaje del IMTA está compuesto por cuatro canales (Ilustración 7.16), nombrados 1 a 4.

El canal 1 inicia en las instalaciones del Centro de Capacitación Progreso, transporta el agua que ingresa desde Hotel Costa del Moro y del vivero, este canal termina en la unión 1 y tiene una longitud aproximada de 134.66 metros.

El canal 2 es un canal natural, aguas arriba está conectado con la unión 1, mientras que aguas abajo se conecta a la unión 2 (unión entre el canal 3 y canal 4). Este tramo tiene una longitud aproximada de 319.8 metros y cuenta con un cruce vial y uno peatonal.



El canal 3 es de sección transversal natural con una longitud aproximada de 298.90 m. Este canal transporta el agua que ingresa de las instalaciones del Instituto Nacional de Investigaciones Forestales Agrícolas y Pecuarias (INIFAP), cuenta con dos cruces peatonales y uno vial.

Por otra parte el canal 4 inicia desde la unión 2 hasta la salida del IMTA. En la mayor parte de su longitud tiene una sección transversal natural, cuenta con una longitud aproximada de 274.71 m. Este canal tiene cuatro cruces peatonales y uno vial.

En la Ilustración 7.16 y en la Ilustración 7.17 se muestran esquemáticamente los canales descritos anteriormente.

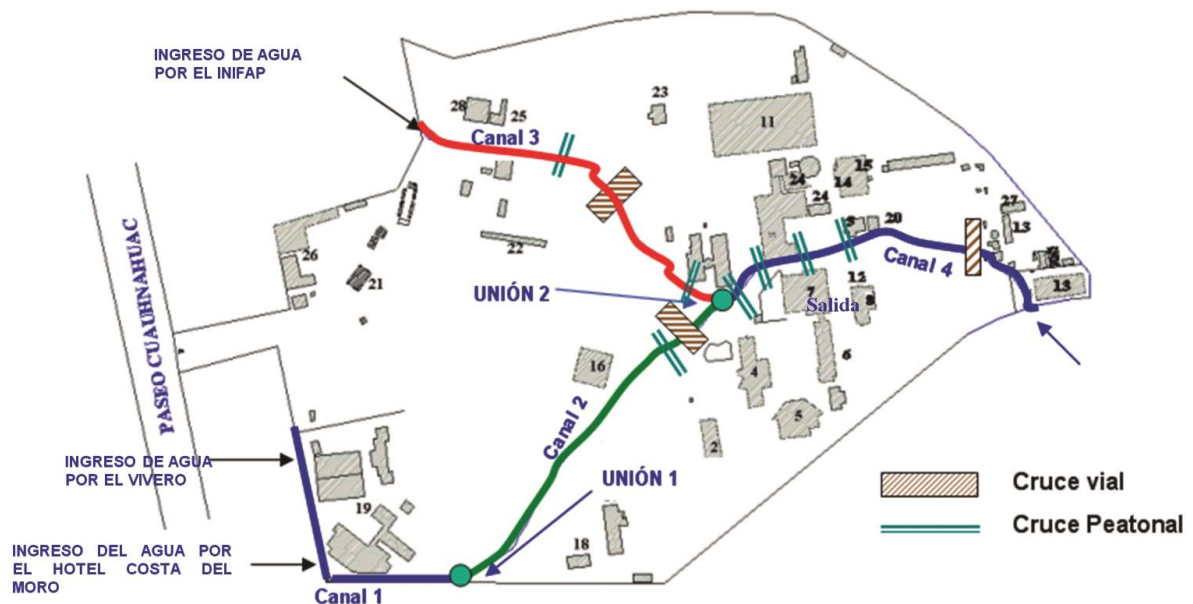


Ilustración 7.16 Red de drenaje actual en el IMTA

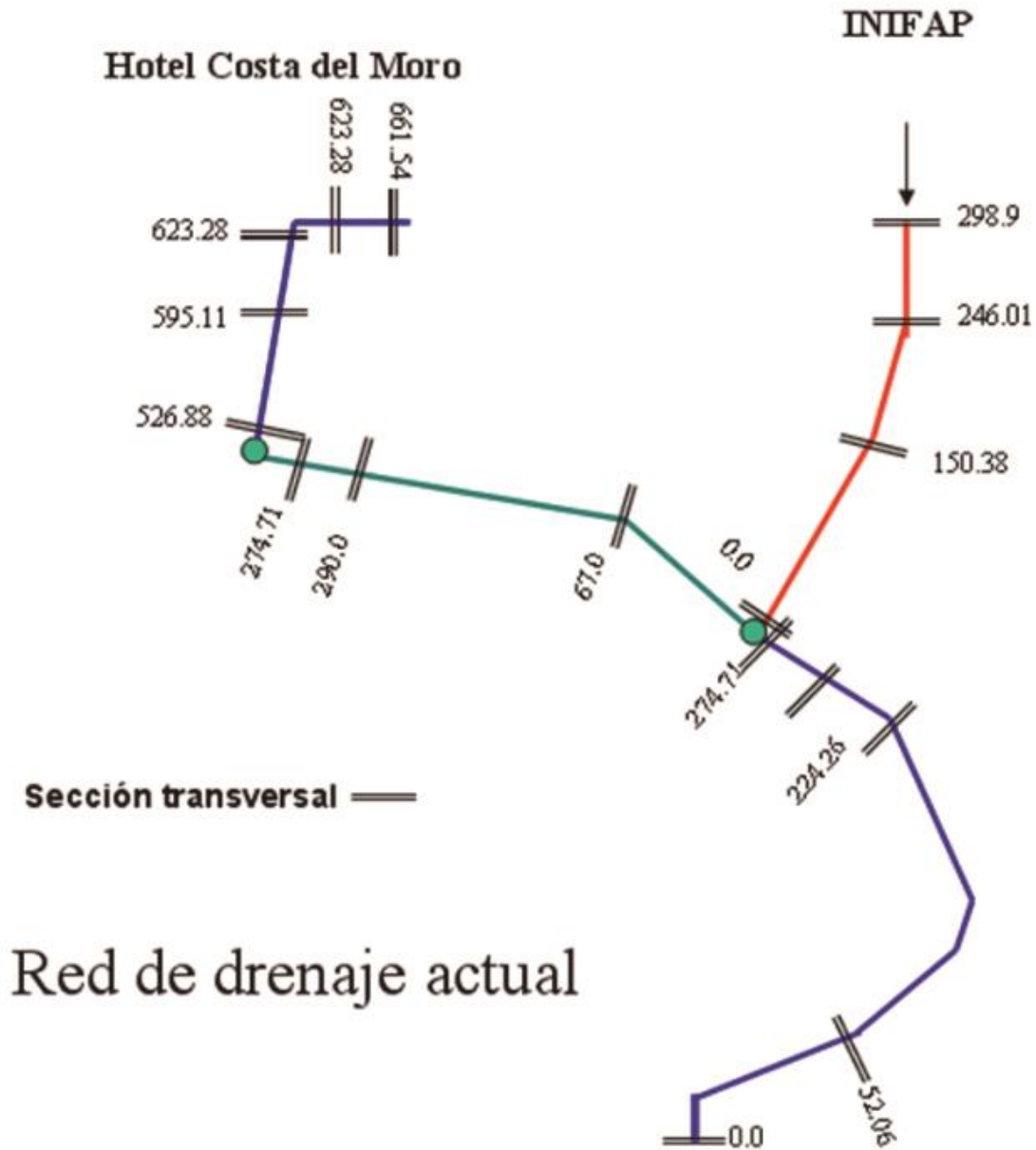


Ilustración 7.17 Esquema de la red de drenaje actual

### 7.3.2. Capacidad de la red de drenaje actual

Se llevó a cabo la simulación hidráulica del sistema de drenaje anterior, para determinar la capacidad de conducción de cada uno de los canales. En la siguiente tabla se muestra la capacidad de cada uno de ellos.

Tabla 7.13 Capacidad actual de la red de drenaje

Canal	Longitud (m)	Capacidad m <sup>3</sup> /s
1	134.66	0.60
2	319.80	0.25
3	298.90	0.50
4	274.71	0.30

### 7.3.3. Propuesta de cuatro tramos de canal

#### Gasto de diseño

Para diseñar la red de drenaje, la cual tenga capacidad suficiente para que no se presenten inundaciones significativas como las que se han presentado, es necesario definir primero el gasto de diseño, el cual resulta de 10 m<sup>3</sup>/s, a la salida, obtenido mediante un estudio hidrológico.

De acuerdo con lo anterior se observa que la red actual de drenaje no es capaz de transportar los 10 m<sup>3</sup>/s, por lo que es necesario rediseñar la red de drenaje existente.

Para el diseño de la red de drenaje se consideraron dos canales principales, los cuales se dividieron en dos tramos cada uno de ellos, los cuales se muestran en la Ilustración 7.18.

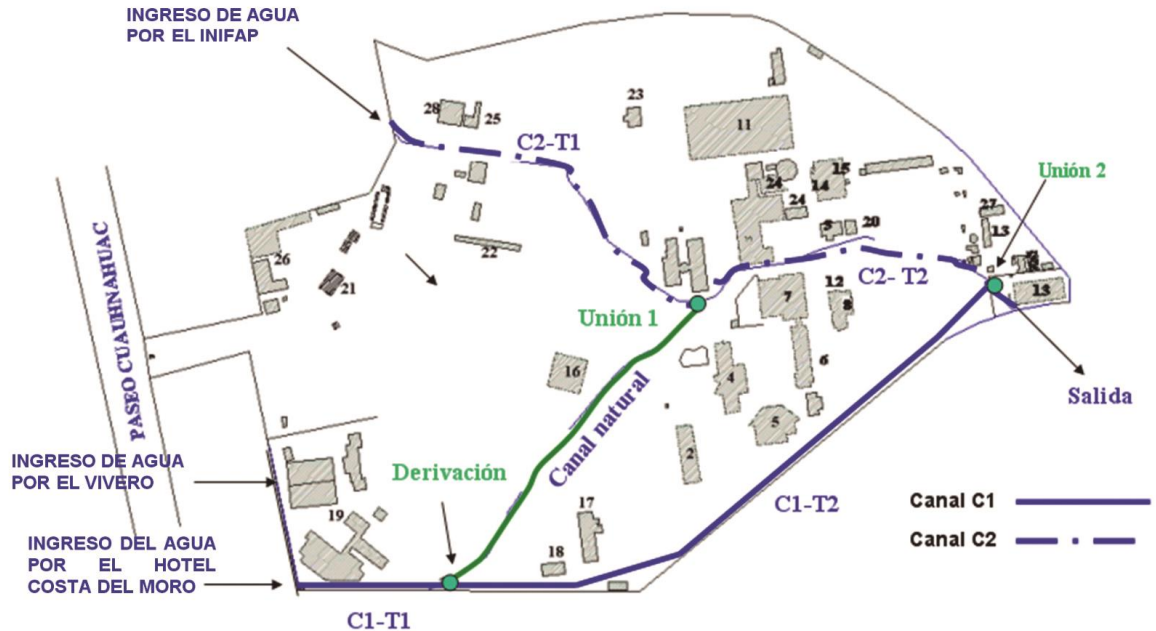


Ilustración 7.18 Esquema de la red de drenaje del proyecto

Cabe mencionar que la geometría del canal natural no se modifica ya que la capacidad de conducción de éste es mayor al gasto que va a transportar ( $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Sin embargo, es necesario limpiar y rehabilitar el cauce a su geometría original, por lo que debe ser considerado en el costo del proyecto. En la Ilustración 7.18 se muestra esquemáticamente la red de drenaje de proyecto.

### ***Descripción de la red de drenaje de proyecto***

#### ***Canal 1, Tramo 1 (C1-T2)***

La ubicación y la longitud de este canal es la misma que el canal 1 de la red de drenaje actual, el cual ya fue descrito. Sin embargo de acuerdo con lo mencionado, este canal debe transportar el 70% del gasto de diseño, el cual resulta ser de  $7 \text{ m}^3/\text{s}$ , por lo que la sección transversal debe ser modificada.

La sección transversal de este canal será rectangular y estará recubierta de concreto, mientras que los valores del ancho de su base y la profundidad serán determinados mediante la modelación hidráulica.

#### ***Canal 1 Tramo 2 (C1-T2)***

Este canal es la continuación del C1-T1 e inicia en el punto de la derivación, se construirá en su mayor parte al lado del muro del IMTA colindante con el fraccionamiento Pedregal de las Fuentes. El gasto que debe transportar este canal es el correspondiente al C1-T1 menos el gasto de canal natural, es decir  $6.9 \text{ m}^3/\text{s}$ , y tendrá una longitud aproximada 526.88 m.

La sección transversal de este canal será rectangular y estará recubierta de concreto, mientras que los valores del ancho de su base y la profundidad serán determinados mediante la modelación hidráulica.

#### ***Canal natural***

La sección transversal de este canal es suficiente para transportar un gasto de  $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ . Sin embargo como ya se mencionó es necesario realizar una limpieza y reparación total a lo largo de dicho canal. Se conecta aguas arriba con los tramos C1-T1 y C1-T2. Aguas abajo se conecta con el tramo 1 del canal 2 (C2-T1).



Para lograr que sólo pase el gasto seleccionado, es necesario construir una estructura para regular dicho gasto. Por lo que dicha estructura debe ser tomada en cuenta para el costo de la obra.

### ***Canal 2 Tramo 1 (C2-T1)***

Este canal es el mismo en cuanto ubicación y longitud (298.90 m) que el canal 3 correspondiente a la red de drenaje actual, sin embargo la sección transversal cambiará, ya que se requiere que éste conduzca el 30% del gasto de diseño, es decir 3 m<sup>3</sup>/s.

La sección transversal de este canal será trapecial con taludes igual a 2 en ambos lados. Al igual que en el canal 1 las secciones transversales estarán revestidas de concreto, mientras que los valores del ancho de la plantilla y la profundidad serán determinados mediante la modelación hidráulica.

### ***Canal 2 Tramo 2 (C2-T2)***

En cuanto a la longitud (274.71 m), este canal es el correspondiente al canal 4 de red de drenaje actual, con la diferencia de que este debe conducir el gasto del tramo C2-T2 y el gasto de cauce natural, es decir 3.1 m<sup>3</sup>/s. Este canal inicia en la unión 1 y termina en la unión 2.

La sección transversal de este canal será trapecial con taludes igual a 2 en ambos lados. Al igual que en el canal 1 las secciones transversales estarán revestidas de concreto, mientras que los valores del ancho de la plantilla y la profundidad serán determinados mediante la modelación hidráulica.

### ***Estructuras especiales y cruces.***

En lo que a las estructuras especiales se refiere, cruces viales y peatonales, alcantarillas, etc., será el mismo número que las existentes, pero será necesario reconstruir estas obras de acuerdo al nuevo diseño del sistema. Por lo que también debe considerarse en el costo de la obra.

### ***Modelación hidráulica***

Una vez que se han definido los gastos que deben transportar cada uno de los canales, es necesario determinar la geometría completa de los canales, es decir la sección transversal y la pendiente.

## Resultados

Se hicieron varias propuestas de secciones transversales para cada uno de los canales C1 y C2 para que transportaran el gasto de diseño correspondiente, además se trató de que la pendiente fuera lo más uniforme posible y que el volumen de excavación fuera el también menor. A continuación se presenta el esquema de la red de drenaje de proyecto (Ilustración 7.19), indicando algunas secciones transversales tipo en cada uno de los dos canales.

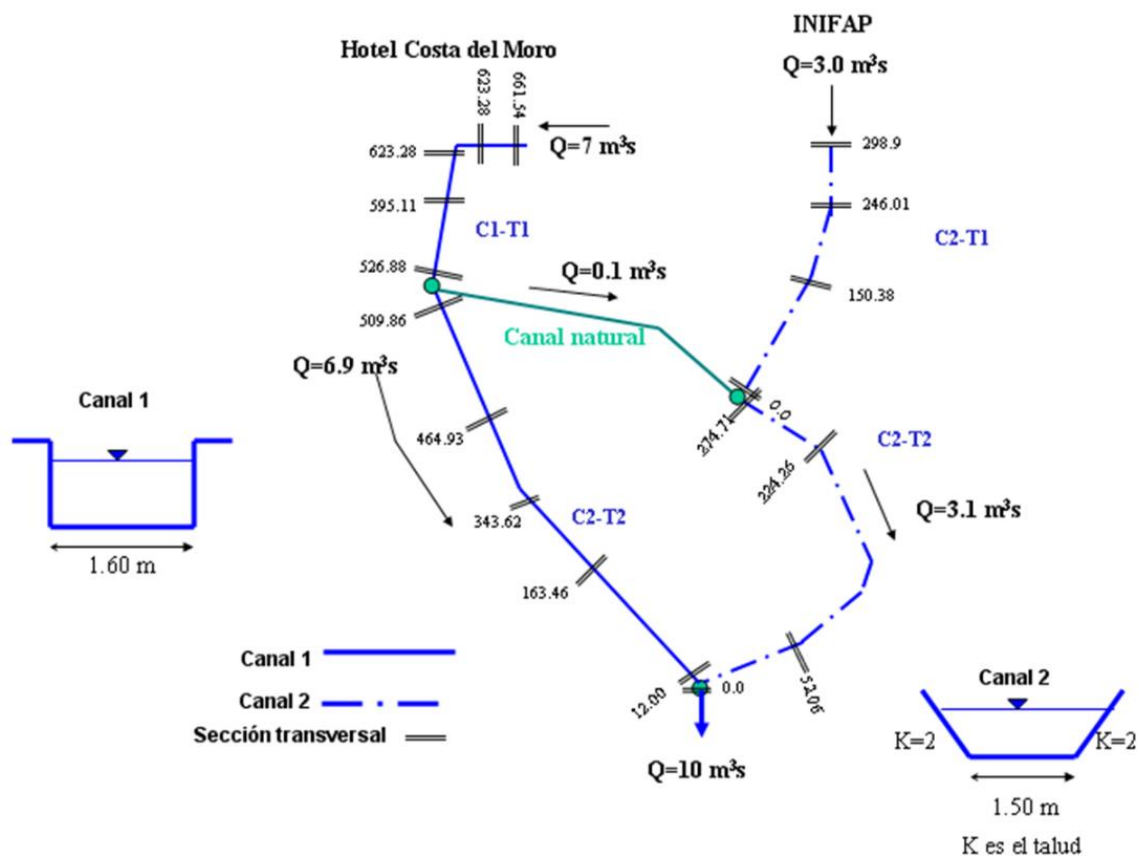


Ilustración 7.19 Esquema de la red de drenaje del proyecto y algunas secciones tipo

### Canal C1-T1

El ancho de la base de este canal es de 1.60 m.

En la Tabla 7.14 se muestran los resultados obtenidos de la simulación para este tramo, mientras que en la Ilustración 7.20 se muestra el perfil del canal C1.

De la sección 661.54 a la 526.88 se recomienda construir un muro en la margen izquierda (viendo hacia aguas abajo) aproximadamente de 50 cm de alto, para captar el agua de llegada del vivero y del hotel. En ambas entradas se debe considerar hacer algunas modificaciones a los muros para tener una entrada franca del agua.

Tabla 7.14 Resultados del tramo T1 del canal C1

Sección	Plantilla proyecto	Margen (m)	Elevación de la superficie libre del agua	Bordo libre (m)
661.54	98.13	99.60	99.38	0.22
631.74	97.80	99.58	98.85	0.73
623.28	97.70	99.29	98.73	0.56
595.11	97.39	98.83	98.40	0.43
526.88	96.63	98.50	97.63	0.87

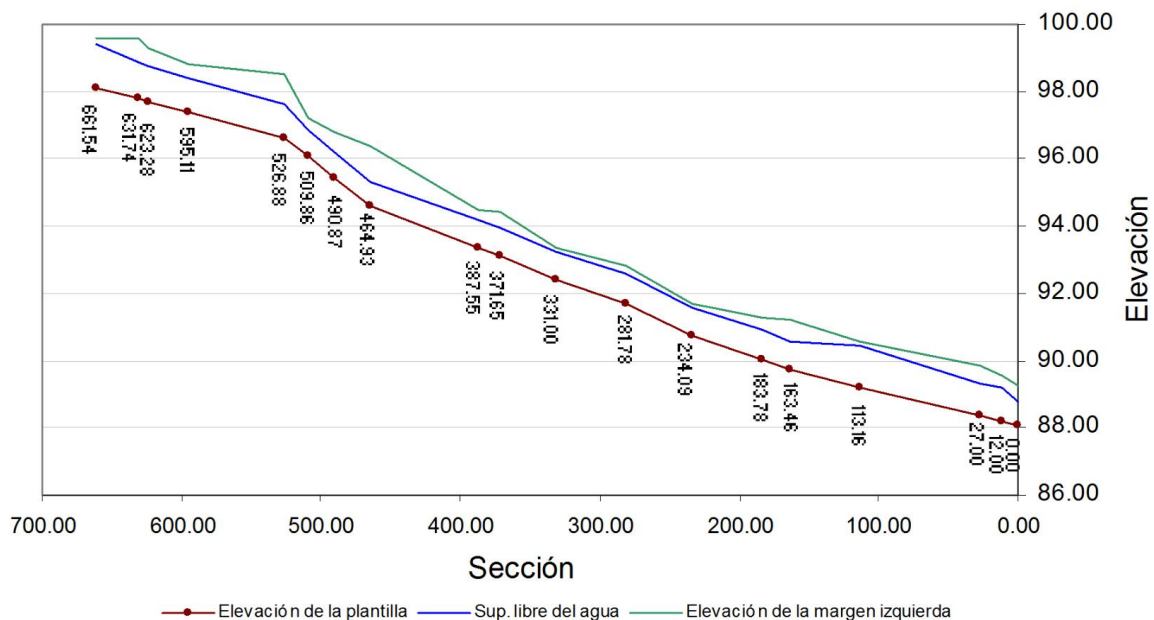


Ilustración 7.20 Perfil del canal C1, tramos T1 y T2

En la Ilustración 7.21 se muestran algunas secciones tipo obtenidas de la simulación en el canal y tramo en cuestión.

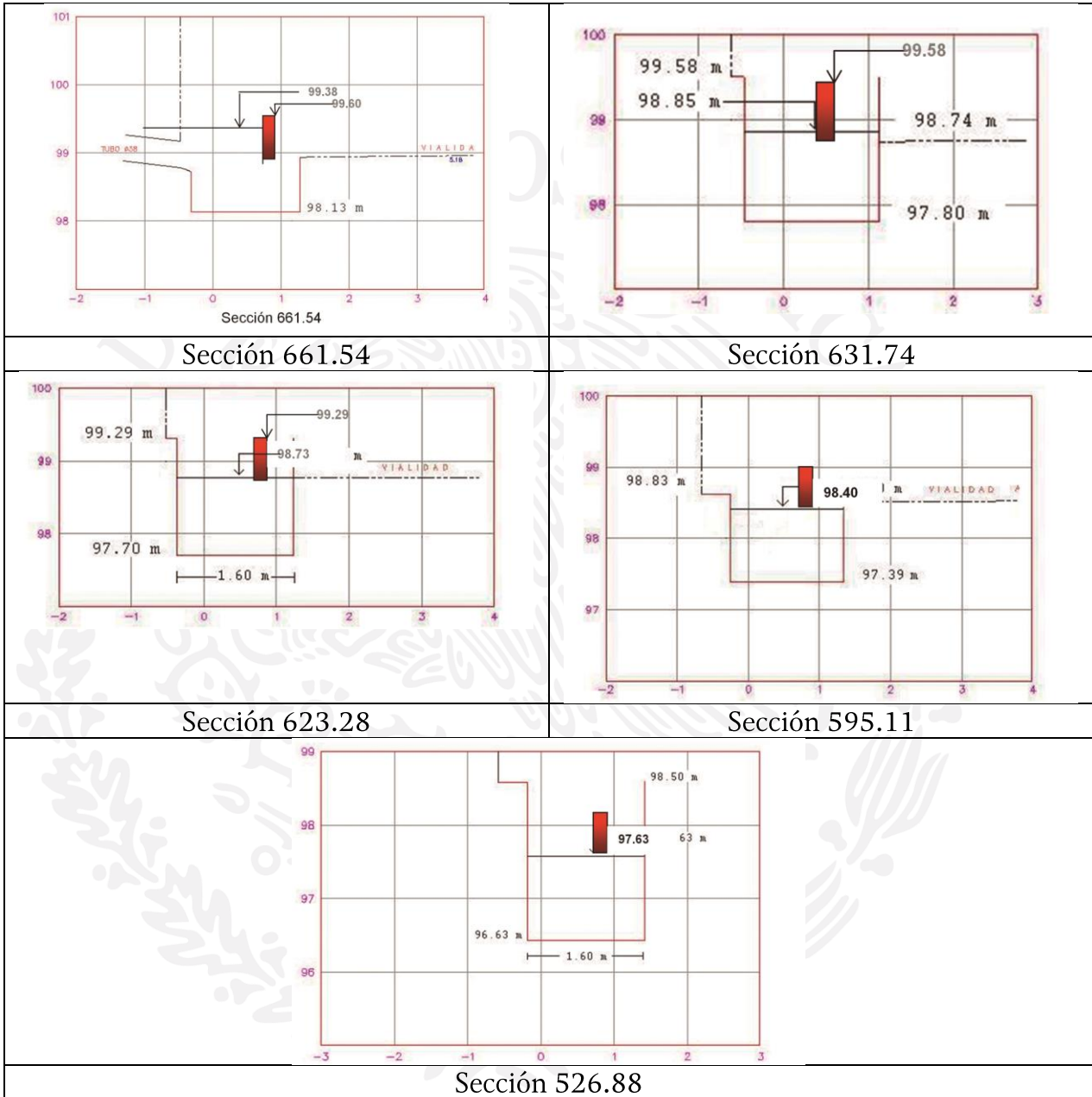


Ilustración 7.21 Secciones tipo del canal C1-T1



### Canal C1-T2

En la Tabla 7.15 se muestran los resultados obtenidos de la simulación en el tramo T2 del canal 1.

Al igual que en el tramo T1 del canal 1, la sección transversal es rectangular y de ancho de base constante e igual a de 1.6 m.

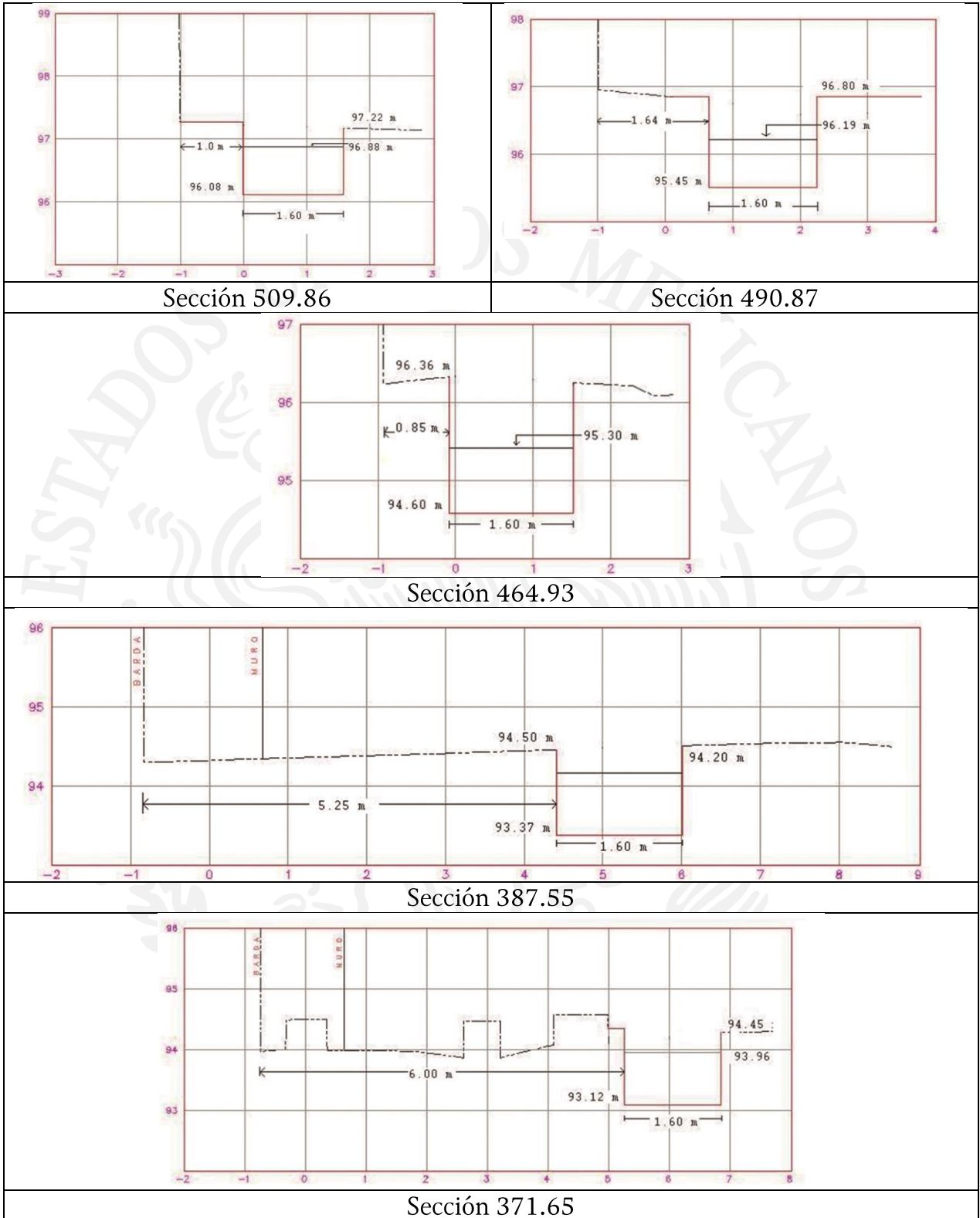
**Importante:**

Se requiere diseñar la unión de los tramos C1-T2 y C2-T2 y el canal de aguas abajo hacia la salida del predio del IMTA, lo que implica que a partir de la sección 27, aproximadamente, y hasta la salida debe contemplarse la posibilidad de que el ancho de plantilla aumente hasta 10 m.

Tabla 7.15 Resultados del tramo T2 del canal 1

Sección	Plantilla proyecto	margen (m)	Elevación de la superficie libre del agua	Bordo libre (m)
509.86	96.07	97.22	96.88	0.34
490.87	95.45	96.80	96.19	0.61
464.93	94.60	96.36	95.30	1.06
387.55	93.37	94.50	94.20	0.30
371.65	93.12	94.45	93.96	0.49
331.00	92.40	93.37	93.23	0.14
281.78	91.69	92.84	92.56	0.28
234.09	90.75	91.70	91.56	0.14
183.78	90.05	91.26	90.93	0.33
163.46	89.71	91.24	90.57	0.67
113.16	89.21	90.56	90.44	0.12
27.00	88.37	89.86	89.33	0.53
12.00	88.22	89.54	89.21	0.33
0.00	88.10	89.25	88.81	0.44

En la Ilustración 7.22 se muestran algunas de las secciones tipo del tramo en cuestión, las cuales resultaron de la modelación hidráulica.



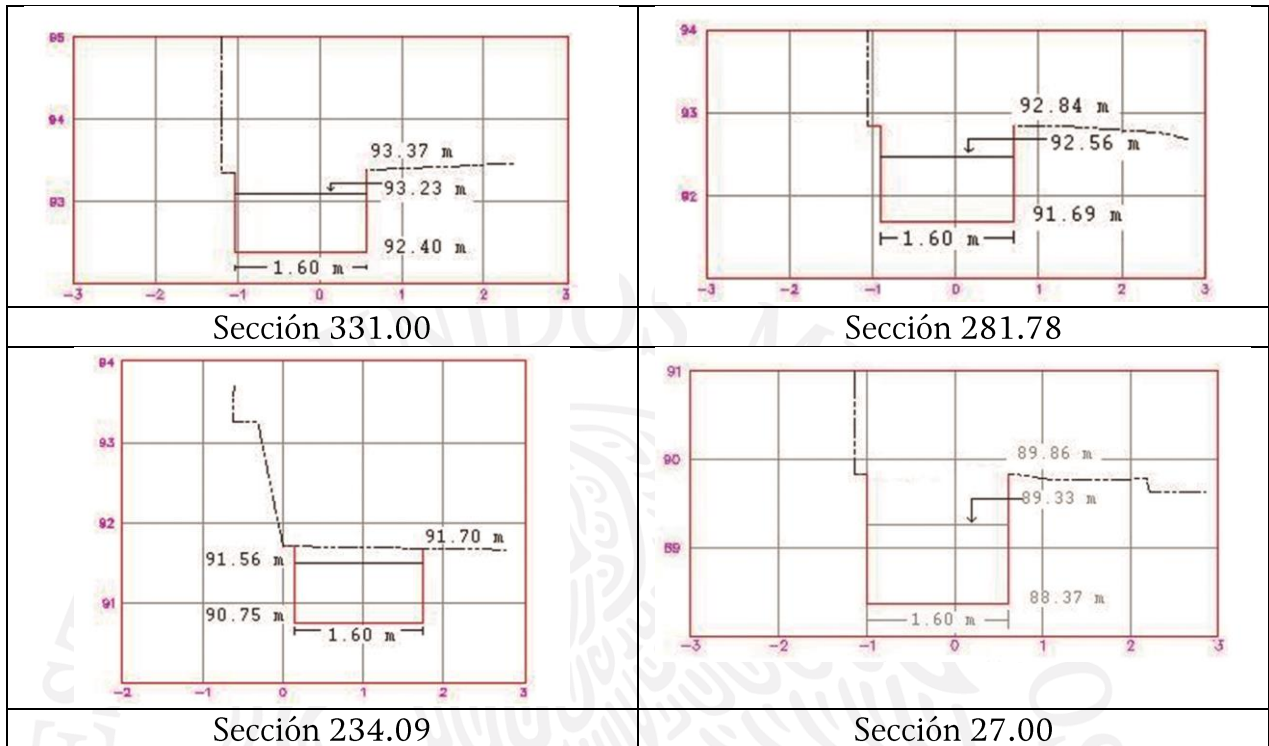


Ilustración 7.22 Secciones tipo del canal C1-T2

### Canal C2-T1

En este caso debe contemplarse una obra de captación de los efluentes de INIFAP que salen del muro de colindancia con una longitud del orden de 6 m para después introducirse al canal.

También se plantea estudiar la opción de introducir, al centro del canal, en el tramo C2-T1, un tubo con respiraderos, para que recolecte las aguas de estiaje producto del INIFAP, que prácticamente son aguas residuales con mucho olor.

En la tabla 4 se muestran los resultados obtenidos para dicho canal.

Las secciones transversales del canal 2 serán trapeciales, con taludes en ambos lados iguales a 2 y de ancho de base constante de 1.5 m.

Tabla 7.16 Resultados de canal 2 tramo T1

Sección	Plantilla proyecto	Margen (m)	Elevación de la superficie libre del agua	Bordo libre (m)
298.90	99.44	100.44	100.10	0.34
260.96	97.99	98.66	98.27	0.39
250.26	97.58	98.50	97.88	0.62
246.01	97.41	98.33	97.71	0.62
158.50	94.06	94.64	94.40	0.24
150.38	93.75	94.50	94.12	0.38
139.96	93.35	94.88	94.03	0.85
26.01	91.74	92.74	92.08	0.66
24.51	91.72	92.72	92.06	0.66
20.02	91.65	92.63	92.17	0.46
0.00	91.37	92.37	91.92	0.45

En la Ilustración 7.23 se muestra el perfil del tramo en cuestión, la superficie libre del agua y la elevación de la margen del canal; en la Ilustración 7.24 se muestran algunas secciones transversales tipo obtenidas con la simulación.

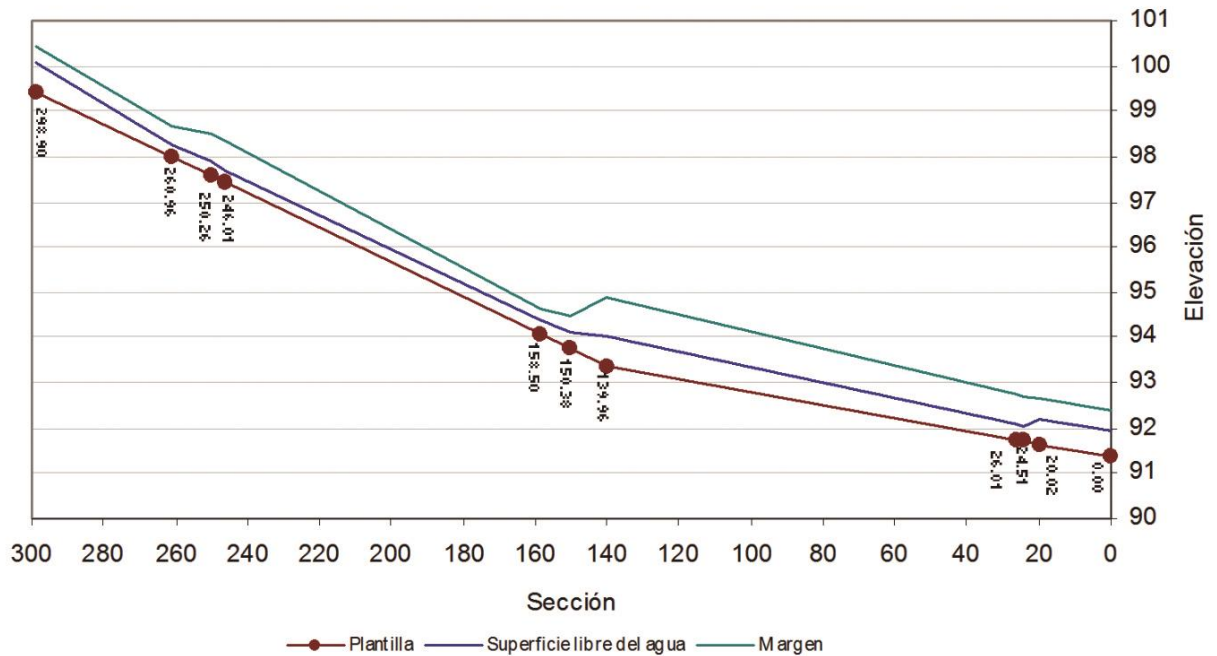


Ilustración 7.23 Perfil del canal 2, tramo T1



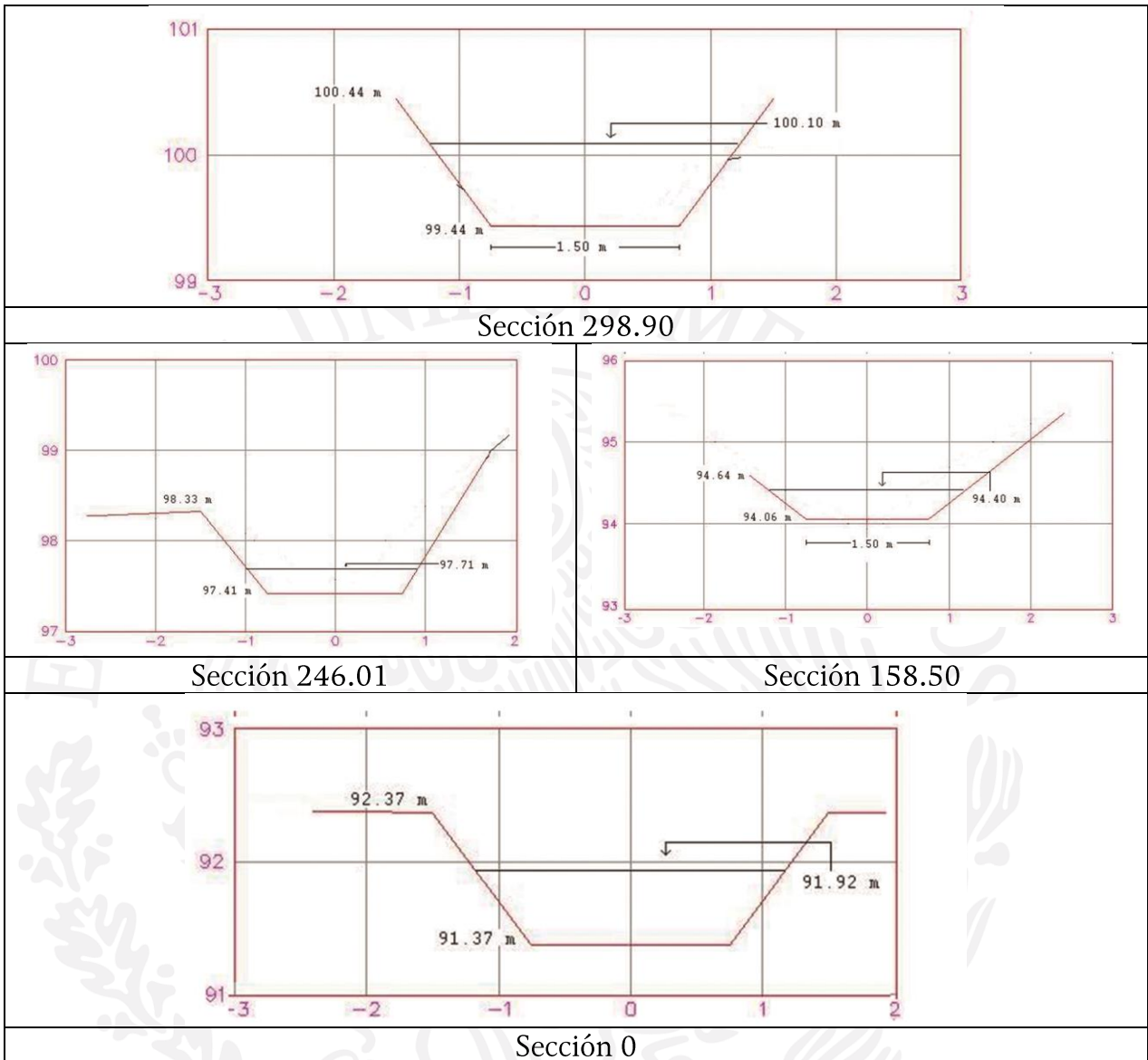


Ilustración 7.24 Secciones tipo del canal C2-T1

### Canal C2-T2

En la Tabla 7.17 se muestran los resultados obtenidos para este canal. Las secciones transversales del canal 2 serán trapeciales, con taludes iguales en ambos lados, el valor de los taludes es 2 y el ancho de la base es constante e igual a 1.5 m.

Tabla 7.17 Resultados de canal 2 tramo T2

Sección	Plantilla proyecto	margen (m)	Elevación de la superficie libre del agua	Bordo libre (m)
274.71	91.37	92.37	92.04	0.33
240.41	90.96	91.87	91.41	0.46
237.60	90.93	91.84	91.38	0.46
224.26	90.77	91.68	91.22	0.46
204.73	90.54	91.45	91.00	0.45
202.82	90.51	91.43	90.96	0.47
176.34	90.20	91.12	90.66	0.46
171.14	90.14	91.06	90.60	0.46
70.47	88.94	89.88	89.40	0.48
60.01	88.81	89.88	89.28	0.60
52.73	88.73	90.47	89.24	1.23
0.00	88.1	89.25	88.57	0.68

En la Ilustración 7.25 se muestra el perfil del tramo en cuestión, la superficie libre del agua y la elevación de la margen del canal; en la Ilustración 7.26 se muestran algunas secciones transversales tipo obtenidas con la simulación.

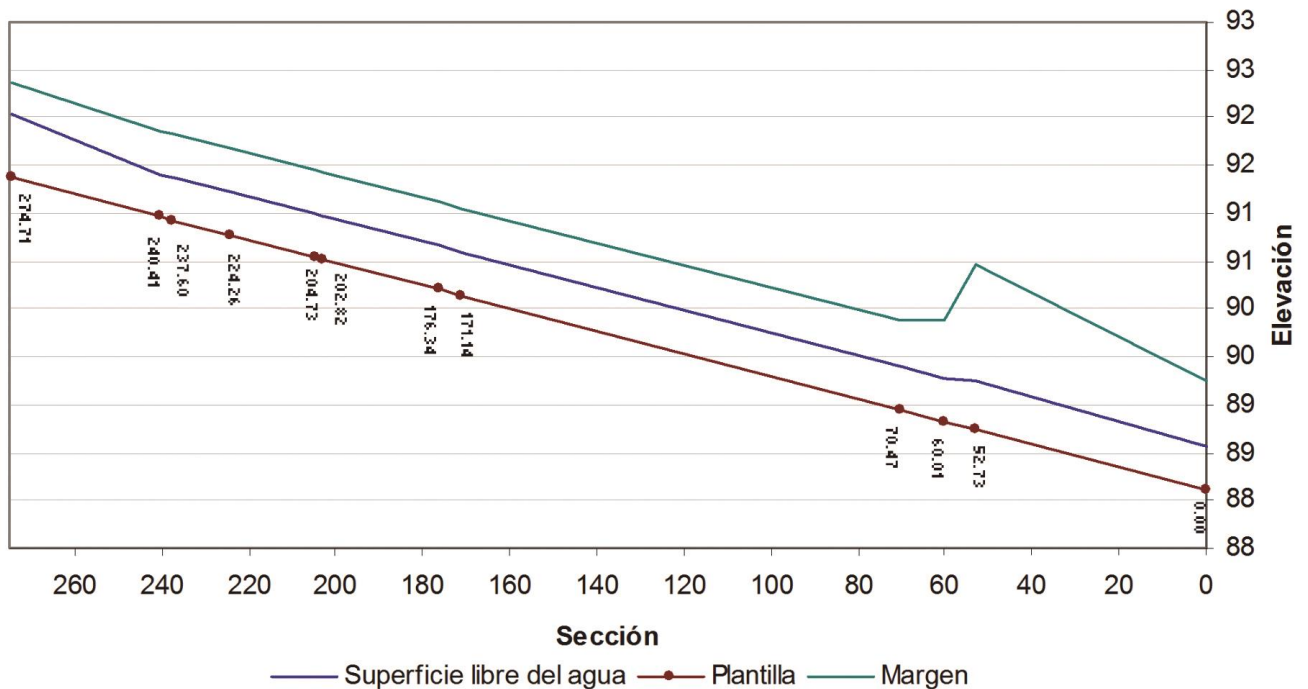
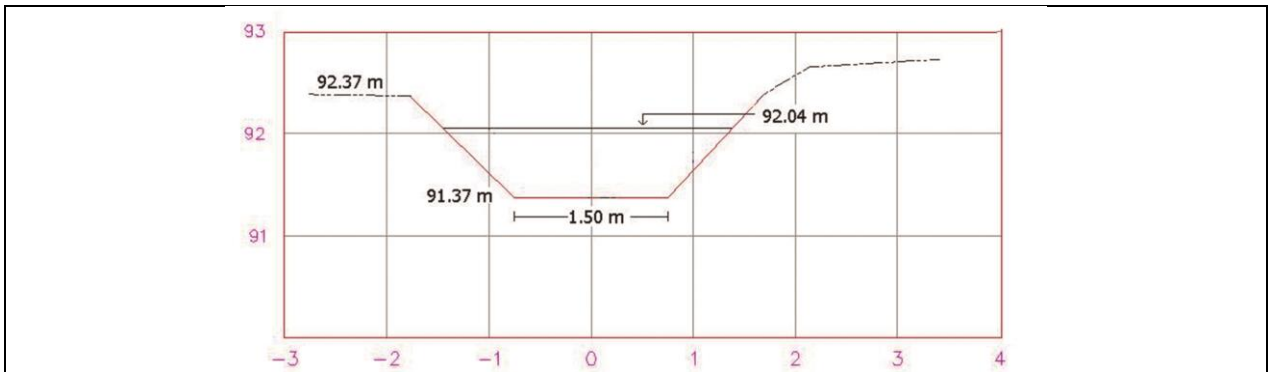
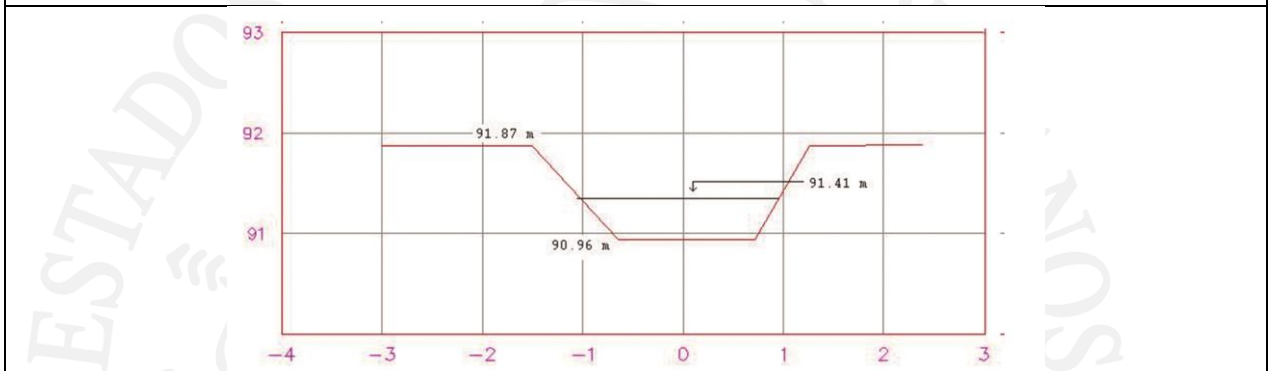


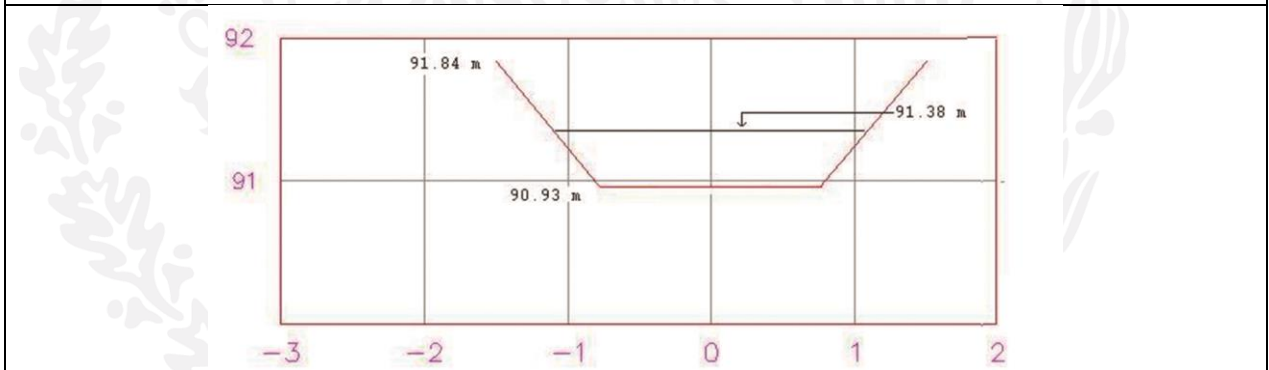
Ilustración 7.25 Perfil del cauce 2 tramo T2



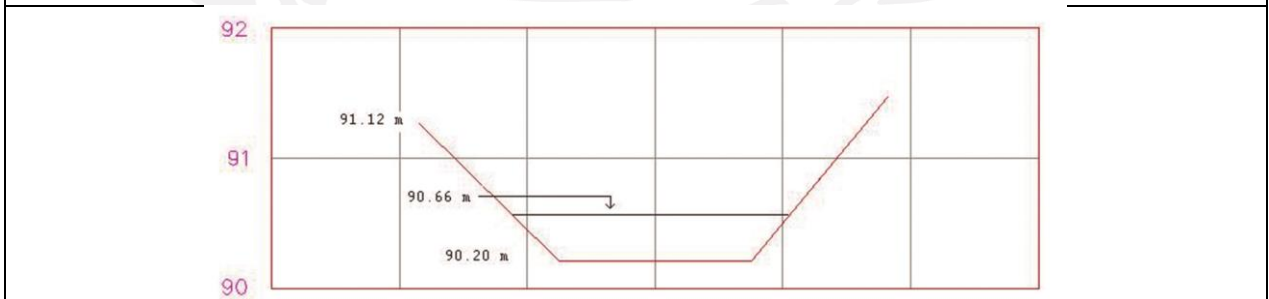
Sección 274.71



Sección 240.41



Sección 237.60



Sección 176.34

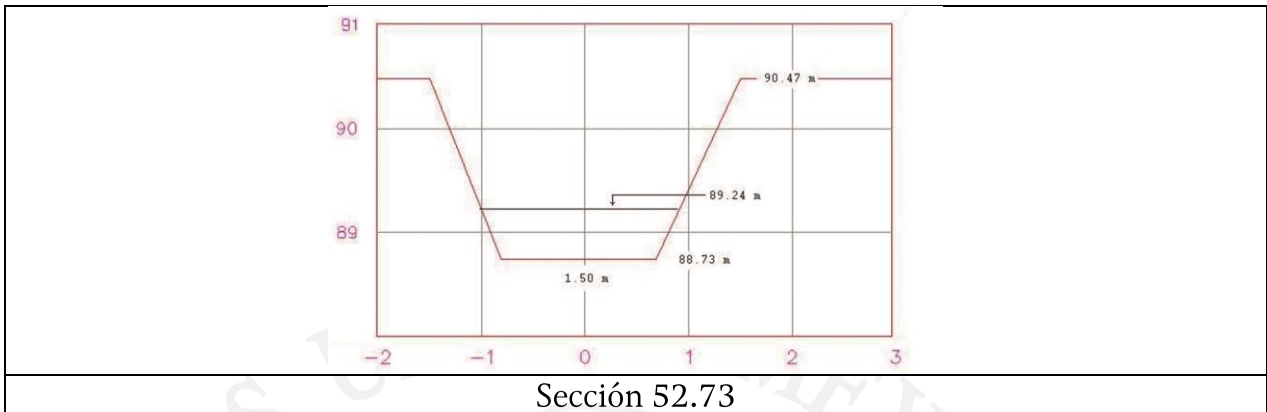


Ilustración 7.26 Secciones tipo del canal C2-T2

### **Estructuras**

Deben de contemplarse 6 cruces peatonales y 2 cruces vehiculares en el canal 2. Los cruces peatonales serán en forma de arco con un largo aproximadamente igual al ancho de la superficie libre del agua (2-3 m) y de ancho variable, de 2.0 a 2.5 m, se debe considerar protecciones si es el caso.

Los cruces vehiculares tendrán un ancho del orden de 2 a 6 metros y de largo variables entre 4 a 6 m.

#### **7.3.4. Propuesta de colectores enterrados y vasos reguladores**

##### **Gasto de diseño**

Para diseñar la red de drenaje, la cual tenga capacidad suficiente para que no se presenten inundaciones significativas como las que se han presentado, es necesario definir primero el gasto de diseño, el cual resulta de  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ , a la salida, obtenido mediante un estudio hidrológico.

De acuerdo con lo anterior se observa que la red actual de drenaje no es capaz de transportar los  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ , por lo que es necesario rediseñar la red de drenaje existente. Más importante aún. La sección del canal descarga a la salida del IMTA se encuentra reducida en su sección transversal, por lo que no es capaz de transportar el gasto de diseño.

Esto implica que aunque la infraestructura interna del instituto sea capaz de transportar el gasto de diseño, este no será capaz de salir por la descarga, lo que ocasionará remanso



en el canal de salida, y por tanto desbordamiento en la zona de la PTAR y en las zonas aledañas al instituto (Ilustración 7.27).

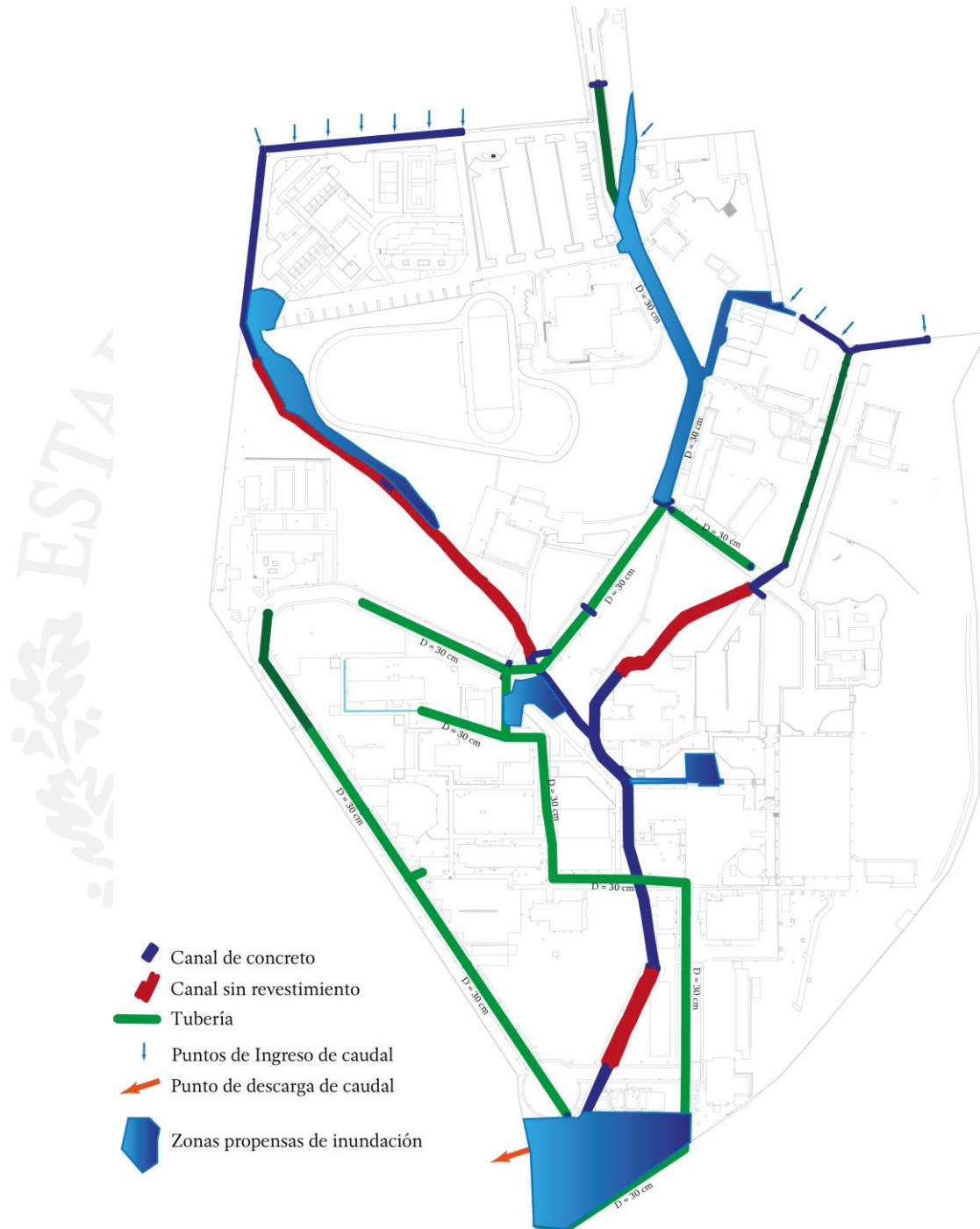


Ilustración 7.27 Zonas propensas de inundación

## **Descripción de la red de drenaje de proyecto**

### **Colector oriente**

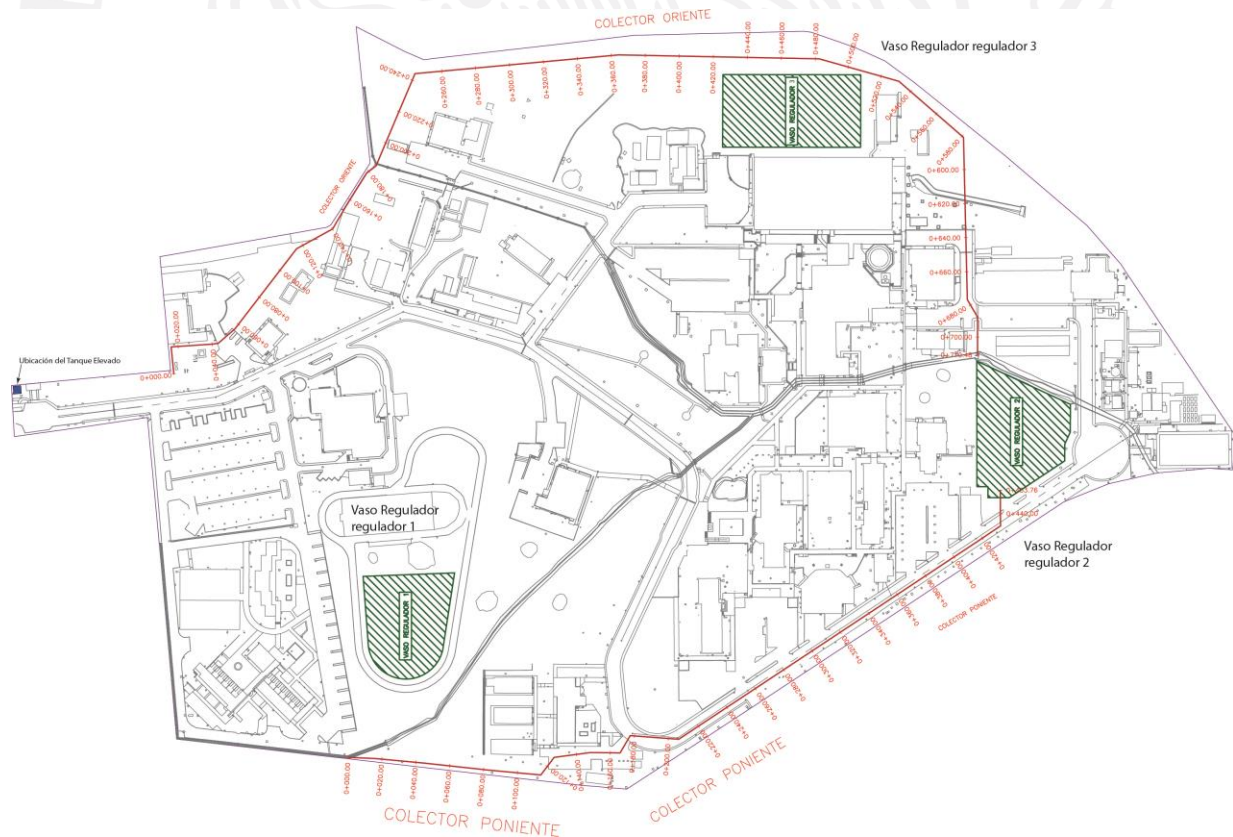
Para el diseño de la red de drenaje se consideraron dos colectores laterales auxiliares. El Colector Oriente tiene la función de captar el agua proveniente del INIFAP y su cuenca de aporte;

### **Colector poniente**

El colector poniente tendrá la función de captar y desviar las aguas provenientes de Hotel Costa del Moro y su cuenca de aporte, para evitar que este caudal fluya por los canales existentes.

En virtud de que la descarga no es capaz de desalojar el gasto total, se propone la construcción de uno o varios vasos reguladores que amortigüen los picos de la avenida de diseño, de tal forma que no se exponga la descarga a la saturación y su desbordamiento.

La Ilustración 7.28 muestra el trazo propuesto para los colectores oriente y poniente, así como tres zonas probables para la ubicación de los vasos reguladores.



**Ilustración 7.28 Ubicación de colectores y sitios probables para los vasos reguladores**

### 7.3.5. Estudio de mecánica de suelos

#### ***Antecedentes***

Con la finalidad de obtener información geotécnica suficiente y necesaria para realizar las obras correspondientes a la nueva red de Drenaje Pluvial del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, se realizó el estudio Geotécnico.

Para la ejecución de esta actividad, se recopiló, analizó y evaluó la información disponible de la zona de estudio, de interés para los fines del estudio, que sirvieron de base para realizar el presente estudio. Resultado de esta recopilación se obtuvieron cartas topográficas, geológicas y sísmicas del estado de Morelos.

Se realizaron los sondeos y estudios del subsuelo para poder predecir su comportamiento mediante pozos a cielo abierto (PCA) ubicados estratégicamente en los puntos críticos del proyecto, las muestras recuperadas de dichos sondeos se analizaron en el laboratorio para determinar sus propiedades índices y mecánicas.

Con los datos obtenidos y para finalizar el estudio, se realizó el análisis geotécnico para conocer su comportamiento bajo presión mecánica, consistente en el análisis de capacidad de carga, asentamientos y estabilidad de taludes.

A continuación, se hace una breve descripción de los estudios a realizados para cada componente del proyecto:

1. Determinar las características geotécnicas de los terrenos destinados a los vasos reguladores.
2. Determinar las características geotécnicas del perfil de las conducciones de drenaje pluvial por construir.

En la Ilustración 7.29, se muestra la ubicación de los sondeos realizados y en la Tabla 7.18 se puede ver las coordenadas UTM, profundidad, ubicación y tipo de muestras obtenidas para cada sondeo realizado.





Ilustración 7.29 Ubicación de los sondeos realizados

Tabla 7.18 Sondeos realizados

PCA	UTM x	UTM y	Profundidad (m)	Ubicación	Muestras obtenidas			
					In situ	Alterada	Inalterada	Roca
1	483232	2087509	2.70	Vaso regulador 1	x	x	x	x
2	483257	2087547	1.90	Vaso regulador 1	x	x	x	x
3	483088	2087696	2.10	Colector Poniente	x	x		x
4	483067	2087863	1.95	Colector Poniente	x	x		x
5	483116	2087899	0.78	Vaso regulador 2				x
6	483158	2087907	1.48	Vaso regulador 2				x
7	483276	2088118	1.15	Tanque elevado				x
8	483390	2087890	1.05	Colector Oriente				x
9	483477	2087785	1.85	Colector Oriente	x	x		x



### 7.3.6. Estudio geotécnico para determinar las características geotécnicas de los terrenos destinados a los vasos reguladores

El estudio incluye la realización de actividades de campo, laboratorio y gabinete para el muestreo y caracterización de los materiales existentes en dos sitios propuestos donde se proyectaron un vaso de regulación en cada uno, con la finalidad de obtener información que permita definir el mejor sitio para dicho vaso. A continuación, se presentan las distintas etapas de este estudio.

#### **Trabajos de campo**

Se realizaron dos pozos a cielo abierto (PCA) por cada sitio en donde se proyectan los vasos reguladores (cuatro pozos en total), estos fueron excavados por medios mecánicos (retroexcavadora).

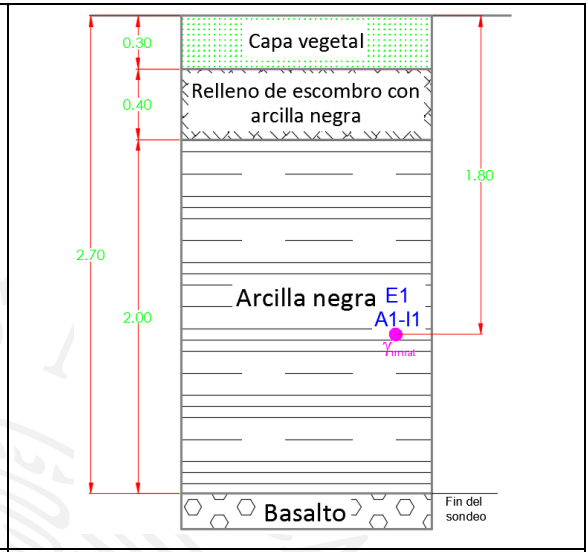
En el primer sitio se realizaron los sondeos identificados como PCA-01 y PCA-02, donde se obtuvo una profundidad de exploración máxima de 2.7 m, inicialmente se encontró una capa vegetal de 0.15 y 0.30 m respectivamente, debajo de esta se encontró una arcilla de color negro en ambos sondeos, este material no vario hasta encontrar la roca, la cual subyace a la arcilla a una profundidad de 1.90 m (PCA-01) y 2.70 m (PCA-02).

En el segundo sitio se ejecutaron los PCA-05 y PCA-06, en este sitio se encontró un material de relleno compuesto por arcilla negra contaminado con escombros, dicho material se encontró hasta detectar la roca (0.80 y 1.5 m respectivamente), el macizo rocoso se identificó como basalto proveniente del grupo geológico Chichinautzin. Todas las muestras recuperadas fueron ubicadas, clasificadas en campo, debidamente empacadas y enviadas en laboratorio para su correspondiente caracterización geotécnica.

De la Ilustración 7.30 a la Ilustración 7.33 se muestran los resultados de la exploración y muestreo para los vasos reguladores.



PCA-01

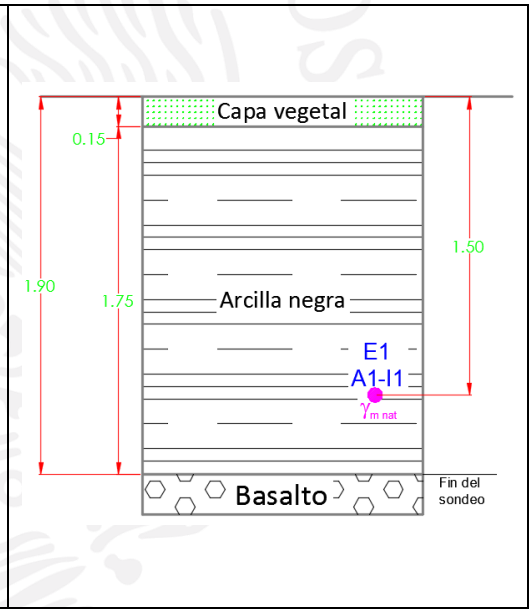


Perfil estratigráfico PCA-01

Ilustración 7.30 exploración y muestreo PCA-01



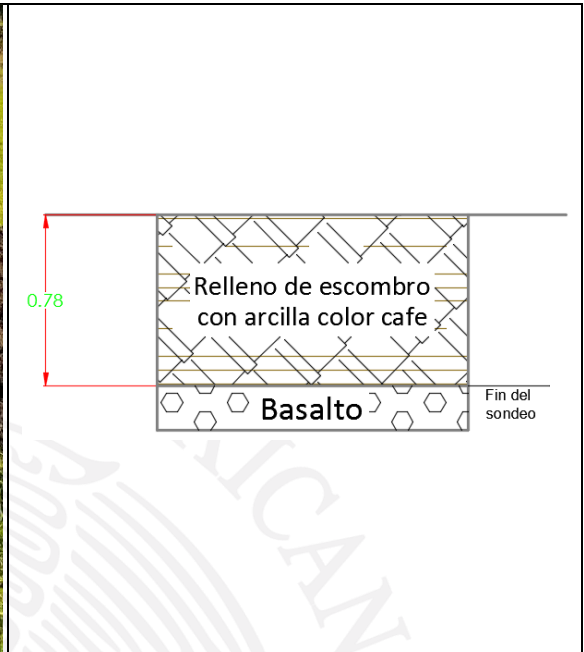
PCA-02



Perfil estratigráfico PCA-02

Ilustración 7.31 exploración y muestreo PCA-02

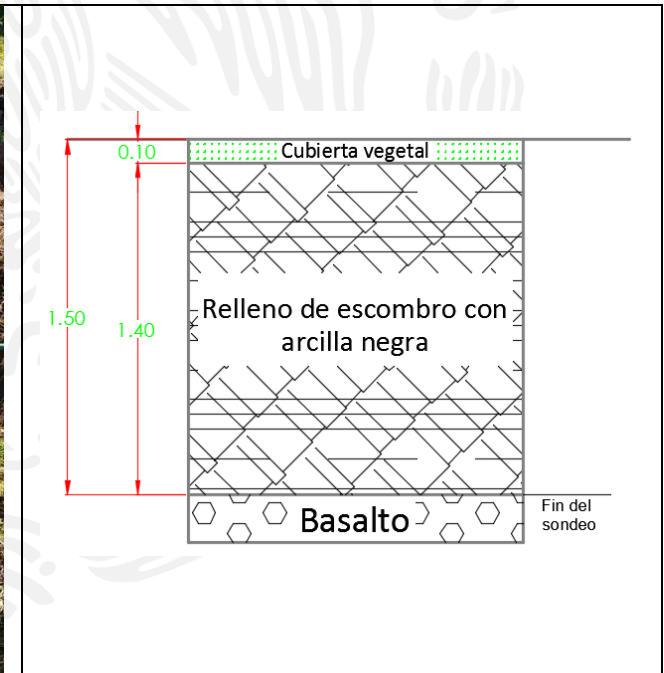




PCA-05

Perfil estratigráfico PCA-05

Ilustración 7.32 exploración y muestreo PCA-05



PCA-06

Perfil estratigráfico PCA-06

Ilustración 7.33 exploración y muestreo PCA-06

### **Trabajos de laboratorio**

Para el vaso regulador 1 (PCA-05 y PCA-06), debido a que se encontró un enrocamiento a poca profundidad en los sondeos realizados, los trabajos de laboratorio se limitaron a determinar las propiedades litológicas y los principales rasgos geológicos-estructurales que permitan realizar un modelo geotécnico adecuado para el diseño de la cimentación, en la Tabla 7.19 se muestran los resultados obtenidos de los trabajos realizados en el laboratorio.

**Tabla 7.19 resumen propiedades mecánicas de enrocamiento, PCA-05**

Sondeo (Prof, m)	Resistencia a la compresión simple (kg/cm <sup>2</sup> )	Módulo de elasticidad E (kg/cm <sup>2</sup> )	Peso volumétrico (kg/cm <sup>3</sup> )	Absorción promedio (%)	Densidad de sólidos promedio	Clasificación litológica
PCA-05 0.78	150	5094.15	2390	0.78	2.01	Basalto sano proveniente de la formación Chichinautzin.

De acuerdo con los resultados el material es el mismo que se encontró en el PCA-07 por lo que los parámetros geotécnicos quedan definidos como: enrocamiento CLASE III, CALIDAD MEDIA, con una cohesión,  $c_R$ , que va de 2 a 3 kg/cm<sup>2</sup> y un ángulo de fricción,  $\phi_R$ , que va de 25° a 35°. Para fines de este análisis se considerarán, de manera conservadora, los valores inferiores.

Con objeto de clasificar las muestras de suelo obtenidas donde se ubicó el vaso regulador 2 (PCA-01 y PCA-02), se determinaron en laboratorio las propiedades índice y mecánicas de las muestras alteradas e inalteradas extraídas, para su posterior clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), a continuación, se describen las pruebas realizadas y los resultados obtenidos de estas.

#### Pruebas índices:

- Contenido de agua natural
- Peso volumétrico natural
- Granulometría (lavado por la malla 200)
- Límites de Atterberg o consistencia
- Densidad de sólidos

#### Pruebas mecánicas:

- Compresión simple y triaxial no consolidada-no drenada
- Consolidación unidimensional



A continuación, se presenta el resumen de los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio de mecánica de suelos (Tabla 7.20 y Tabla 7.21).

**Tabla 7.20 Resumen propiedades índice vaso regulador 1**

Sondeo y muestra	Prof. (m)	$W_{nat}$ (%)	LL	LP	$I_p$	$S_s$	$\gamma_{m\ nat}$ (Ton/m <sup>3</sup> )	G (%)	S (%)	F (%)	Clasificación SUCS
PCA-01 E1-A1	1.80	32.30	87	31	56	2.65	1.80	0.00	10.55	89.45	Arcilla negra de alta compresibilidad.CH
PCA-02 E1-A1	1.90	33.48	85	33	52	2.65	1.80	0.00	11.33	88.67	Arcilla negra de alta compresibilidad.CH

**Tabla 7.21 Resumen propiedades mecánicas vaso regulador 1**

Sondeo y muestra	Prof. (m)	$c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$S_r$ (%)	$e$	$a_v$ (cm <sup>2</sup> /kg)	$m_v$ (cm <sup>2</sup> /kg)
PCA-02 E1-A1	1.90	0.50	9	85.01	1.04	0.26	0.008

### **Análisis geotécnico**

Con los parámetros obtenidos de los puntos anteriores y con la información del proyecto del vaso de regulación, que nos será proporcionada por la contratante, se determinará el sitio más propicio para ubicar el vaso y se desarrollará el análisis de estabilidad de taludes para definir la pendiente más adecuada para fines de construcción.

### **7.3.7. Estudio geotécnico para determinar las características geotécnicas del perfil de las conducciones de drenaje pluvial por construir**

El estudio incluye la realización de actividades de campo, laboratorio y gabinete para el muestreo y caracterización de los materiales existentes en los ejes propuestos inicialmente para la introducción de los colectores oriente (longitud de aproximadamente 710 m) y poniente (longitud de aproximadamente 450 m), con la finalidad de obtener información que permita definir el material que se va a atacar durante la excavación de las zanjas para alojar las tuberías y determinar las secciones de

las zanjas que aseguren su estabilidad. A continuación se presentan las distintas etapas de este estudio:

### ***Trabajos de campo***

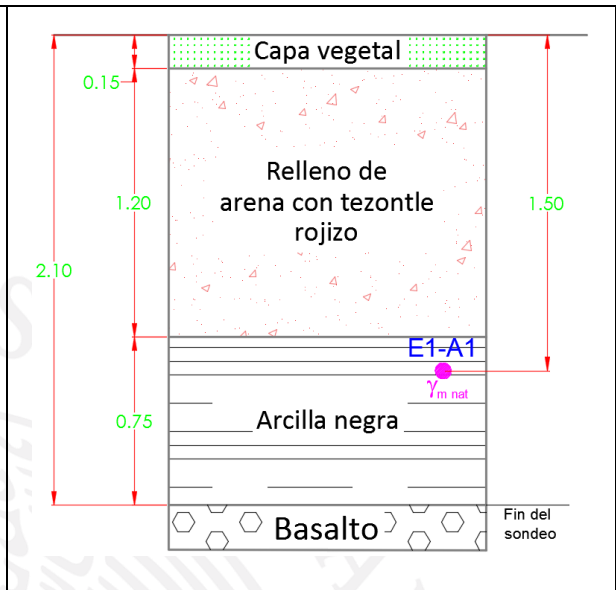
Se realizaron dos pozos a cielo abierto (PCA) en la línea de trazo de cada colector (cuatro en total, dos para el oriente y dos para el poniente), los sondeos se realizaron por medios mecánicos (retroexcavadora).

Para el trazo del colector Poniente se distribuyeron los sondeos PCA-03 y PCA-04, la roca en estos pozos se encontró a una profundidad de 1.95 y 2.1 m respectivamente, sobreyaciendo a la roca, en el caso del PCA-03, se encontró un estrato de arcilla de color negro y encima de la arcilla se encontró un relleno de tezontle rojizo con un espesor de 1.20 m, en el PCA-04 sobre la roca se encontró un estrato de fragmentos de basalto intemperizado con arcilla color café, sobreyaciendo a este estrato se encontró una arcilla de color negro con un espesor de 0.60 m cubierta por una capa vegetal.

En el trazo del colector Oriente se realizaron dos sondeos distribuidos sobre el trazo del colector, en el PCA-08 se encontró el macizo rocoso a una profundidad de 1.05 m, sobre esta roca esta un relleno de limo arenoso color café con escombros. En el PCA-09 se encontró superficialmente un relleno de gravilla y arena con un espesor de 0.40 m, debajo de este se localiza una arcilla negra similar a la arcilla encontrada en los sondeos anteriores con un espesor de 0.70 m, subyaciendo a la arcilla se encontraron fragmentos de basalto intemperizado con arcilla color café, este material no vario hasta encontrar el macizo rocoso a una profundidad de 1.85 m. De la Ilustración 7.34 a la Ilustración 7.37 se muestran los resultados de los trabajos de exploración y muestreo para los colectores.



PCA-03

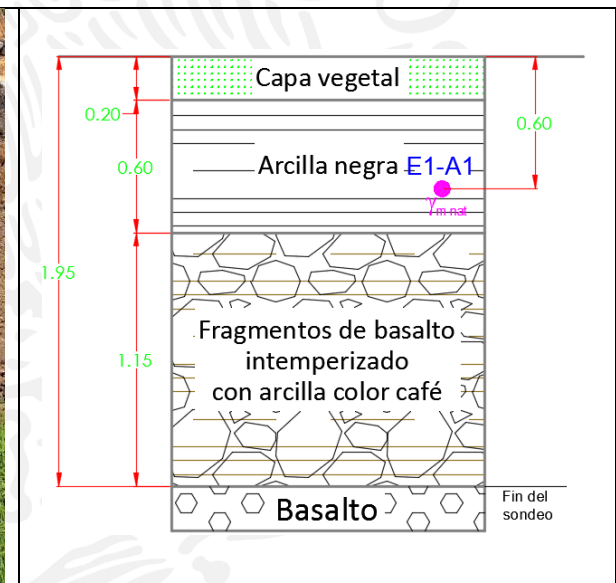


Perfil estratigráfico PCA-03

Ilustración 7.34 exploración y muestreo PCA-03



PCA-04



Perfil estratigráfico PCA-04

Ilustración 7.35 exploración y muestreo PCA-04



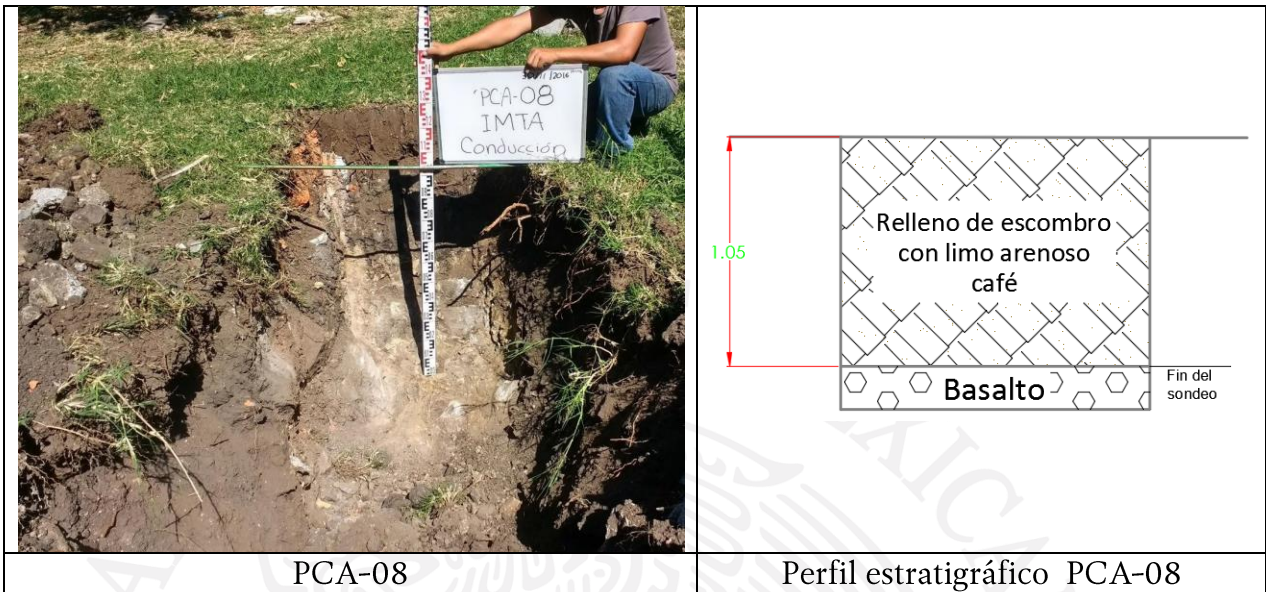


Ilustración 7.36 exploración y muestreo PCA-08

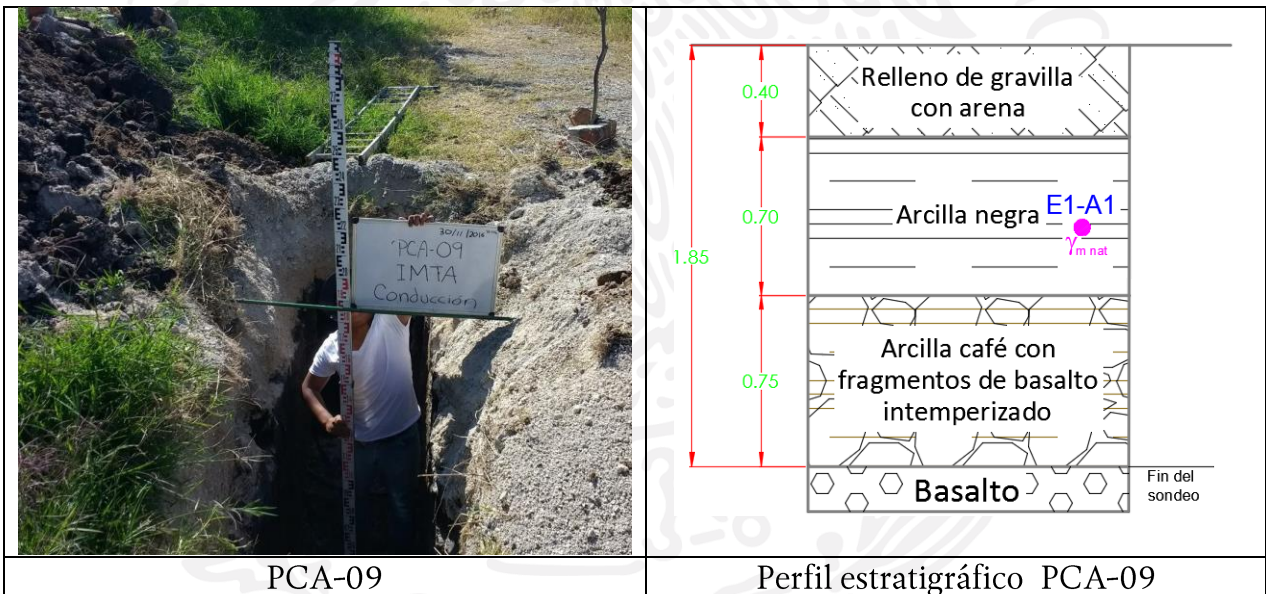


Ilustración 7.37 exploración y muestreo PCA-09

### Trabajos de laboratorio

Con objeto de clasificar las muestras de suelo obtenidas donde se ubicaron los colectores Oriente y Poniente, se determinaron en laboratorio las propiedades índice de las muestras alteradas extraídas, para su posterior clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), a continuación, se describen las pruebas realizadas y los resultados obtenidas de estas.



Pruebas índices:

- Contenido de agua natural
- Peso volumétrico natural
- Granulometría (lavado por la malla 200)
- Límites de Atterberg o consistencia
- Densidad de sólidos

A continuación, se presenta el resumen de los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio de mecánica de suelos (Tabla 7.22).

Tabla 7.22 Resumen propiedades de los sondeos

Sondeo y muestra	Prof. (m)	$w_{nat}$ (%)	LL	LP	$I_p$	$S_s$	$\gamma_{m\ nat}$ (Ton/m <sup>3</sup> )	G (%)	S (%)	F (%)	Clasificación SUCS
PCA-03 E1-A1	1.80	31.13	80	31	49	2.66	1.80	1.97	9.13	88.90	Arcilla negra de alta compresibilidad.CH
PCA-04 E1-A1	0.60	33.19	82	31	51	2.66	1.77	18.82	6.24	74.94	Arcilla negra de alta compresibilidad.CH
PCA-09 E1-A1	0.80	39.96	80	31	51	2.65	1.77	0.60	9.40	90.00	Arcilla negra de alta compresibilidad.CH

**Análisis geotécnico**

Con los parámetros obtenidos de los puntos anteriores y con la información topográfica de la línea de trazo y dimensiones y niveles del colector, que nos será proporcionada por la contratante, se determinará el perfil estratigráfico sobre el eje de trazo, se cuantificarán los porcentajes de los materiales para fines de excavación y se desarrollará el análisis de estabilidad de taludes para definir la sección de la zanja más adecuada para fines de excavación.

#### 7.4.Trabajos futuros de drenaje pluvial

Derivado de la importancia de estos trabajos, se realizará el proyecto ejecutivo durante la tercera etapa de IMTA Verde, en virtud de que se debe esperar la temporada de estiaje para poder analizar el estado actual de la red de drenaje, se debe realizar los análisis hidráulicos correspondientes y el proyecto ejecutivo integral.

Se deberá considerar un estudio de alternativas para el uso de las aguas pluviales dentro del instituto; derivado de este análisis se proyectará la infraestructura necesaria para la captación y almacenamiento.



## 8. Conclusiones

El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua cuenta con sus propias redes de distribución de agua potable, riego tecnificado, drenaje pluvial y alcantarillado sanitario, independientes de los servicios que brinda el Municipio de Jiutepec. Incluso cuenta con su propia planta de tratamiento de aguas residuales.

Sin embargo, a diferencia de un organismo operador, el IMTA no cuenta con usuarios que paguen por los servicios; las funciones del Instituto no incluyen la operación y mantenimiento de redes hidráulicas y no cuenta con personal asignado exclusivamente a estas tareas.

A lo largo del tiempo dentro del IMTA se han realizado acciones para disminuir el volumen de fugas de agua potable, se han considerado campañas de concientización, la impresión de folletos informativos colocados dentro de las instalaciones sanitarias solicitando se verifique que las manijas no queden atoradas en los wc para evitar el desperdicio de agua, el reporte de anomalías y reparaciones diversas en las líneas de conducción, estas últimas ascienden a \$238,747.36 pesos anuales, dichas optimizaciones únicamente por concepto de agua.

Para el riego de las áreas verdes, se ha optado por destinar al personal de servicios generales a las labores de riego manual, lo que implica horas de trabajo que podrían destinarse a otras actividades.

Considerando las acciones anteriormente descritas, el incremento de volumen de agua extraída del pozo y los costos por operación y mantenimiento de las redes hidráulicas se presenta la necesidad de un proyecto integral, con una visión técnica y ambiental; el cual consideró estudios para la sustitución de la red de distribución de agua potable, ampliar el riego tecnificado, implementación de la red de alcantarillado sanitario y un sistema de drenaje pluvial.

Derivado de los estudios realizados en este proyecto se presentó un plan de acciones enfocadas a la adecuación y mejoramiento del uso del agua en el instituto, entre las cuales se destacan:

- Recopilar información sobre los hábitos de consumo de agua del personal que labora en el instituto
- Establecer políticas de mantenimiento para la infraestructura hidráulica
- Proyecto de sustitución de la red de distribución, considerando telemetría
- Crear y digitalizar planos hidráulicos y aquellos en los que muestran zonas de riego automático, manual y sin riego en el IMTA
- Verificar el estado físico de las cisternas y evaluar la calidad del agua
- Instalar bebederos
- Verificar los consumos y pagos de energía eléctrica por bombeo y hacer un comparativo

La realización de este proyecto presenta una oportunidad para contar con una herramienta de capacitación, investigación y desarrollo de nuevas tecnologías aplicables a los sistemas de distribución de agua a cargo de los organismos operadores.

La nueva red de agua potable y riego tecnificado se integró de tal forma que permita ser usada como dispositivo de pruebas para la impartición de cursos; será posible instalar diversos equipos de medición de los parámetros hidráulicos y de calidad del agua. Así como espacios que facilitan la sustitución de tramos de tubería y piezas especiales, con el objetivo de probar distintos dispositivos y materiales.

Adicionalmente la realización del proyecto confirma el compromiso del instituto con el uso responsable de recursos naturales y la búsqueda de la sustentabilidad ambiental y cumple con la alineación estratégica de la siguiente manera:

### **Plan Nacional de Desarrollo 2013-2018 (PND)**

#### **Eje Rector VI.4. México próspero:**

**Objetivo 4.1.** Mantener la estabilidad macroeconómica del país. Estrategia 4.1.3. Promover un ejercicio eficiente de los recursos presupuestarios disponibles, que permita generar ahorros para fortalecer los programas prioritarios de las dependencias y entidades.

Línea de acción: Procurar la contención de erogaciones correspondientes a gastos de operación.

**Objetivo 4.4.** Impulsar y orientar un crecimiento verde incluyente y facilitador que preserve nuestro patrimonio natural al mismo tiempo que genere riqueza, competitividad y empleo, Estrategia 4.4.2. Implementar un manejo sustentable del agua, haciendo posible que todos los mexicanos tengan acceso a ese recurso. Línea de acción: Ordenar el uso y aprovechamiento del agua en cuencas y acuíferos afectados por déficit y sobreexplotación, propiciando la sustentabilidad sin limitar el desarrollo.

### **Programa Sectorial de Medio Ambiente y Recursos Naturales (PROMARNAT)**

**Objetivo 2.** Incrementar la resiliencia a efectos del cambio climático y disminuir las emisiones de compuestos y gases de efecto invernadero. Estrategia Transversal al objetivo: Programa para Democratizar la Productividad 2013 -2018 Objetivo 1. Promover el uso y asignación eficiente de los factores de producción de la economía 1.4. Promover el manejo eficiente y sustentable del capital natural y reforzar el cuidado del medio ambiente del país.

**Objetivo 6.** Desarrollar, promover y aplicar instrumentos de política, información, investigación, educación, capacitación, participación y derechos humanos para fortalecer la gobernanza ambiental. Estrategia 6.2 Desarrollar, difundir y transferir conocimientos científico tecnológicos sobre medio ambiente y recursos naturales y su vínculo con el crecimiento verde. 6.2.7 Fortalecer las capacidades institucionales y sociales para disminuir vulnerabilidad y promover procesos de adaptación.

### **Programa Nacional Hídrico 2014-2018 (PNH)**

El objetivo del proyecto guarda correspondencia con directa con dos de los objetivos del Programa Nacional Hídrico 2014-2018:

**Objetivo 1.** Fortalecer la gestión integrada y sustentable del agua. Estrategia 1.5 Fortalecer la gobernanza del agua.

**Objetivo 3.** Fortalecer el abastecimiento de agua y el acceso a los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Este, a su vez, en el Plan Nacional de Desarrollo 2013-2018, constituye una estrategia del Objetivo 2.5 Proveer un entorno adecuado para el desarrollo de una vida digna.



## Agenda del Agua 2030

- A. Asegurar que todas las cuencas del país cuenten con una estructura de gobierno sólida, con la capacidad suficiente para gestionar los recursos hídricos de forma corresponsable y sustentable.
- B. Asegurar una mejor y más equilibrada distribución de competencias de fomento, regulación y prestación de los servicios de agua y saneamiento, con responsabilidades en los tres órdenes de gobierno, para lograr un Sistema Nacional de Gestión del Agua más equilibrado, capaz de responder a los desafíos presentes y futuros del agua.

### Programa Estatal de Desarrollo Morelos

Eje 4. Morelos verde y sustentable. Objetivo estratégico 4.3. Reducir y revertir el impacto ambiental de las actividades humanas. Estrategia 4.3.1. Garantizar la adecuada operación de las Áreas Naturales. 4.3.1.4. Organizar proyectos de gestión, aprovechamiento y restauración.

### Programa Municipal de Desarrollo Jiutepec

Eje 4. Jiutepec con Desarrollo Sustentable.- 4.1 Desarrollo Económico. Objetivo. Desarrollar infraestructura y servicios que impulsen la competitividad y preserven el medio ambiente. Línea de acción Privilegiar modelos de infraestructura eficiente y compatible con la preservación del medio ambiente y los recursos naturales.

## 9. Bibliografía

Aparicio, F. (1997). Fundamentos de Hidrología de Superficie. Limusa. Registro número 121, primera edición., México, D.F. pp. 69-111.

AWWA. (2004). Steel Pipe-A Guide for Design and Installation . Denver, CO.: American Water Works Association.

CFE. (1983). Manual de diseño de obras civiles. México, D.F.: Comisión Federal de Electricidad.

Chaudhry, M. (1987). Applied Hydraulic Transients. USA, New York: Springer.

Chopra, A. (2014) Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering, Prentice-Hall Inc. Englewood Cliffs, New Jersey

Conagua. (2015). Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS). México, D.F.: Semarnat.

Electricity Information 2013, Energy Balances of OECD Countries, Energy Balance of Non-OECD Countries 2013, International Energy Agency (IEA), Paris Cedex 15-France

González O., Robles, F. (2008) Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado, Limusa, 5ta edición, México.

IMCA. (2013). Manual de Construcción en Acero. (5ª. edición ed.). (A. C. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, Ed.) México: Limusa.

MOCS-CFE-08. (2008). Manual de Obras Civiles. Capítulo de Sismo. (I. d. Eléctricas, Ed.) México: Comisión Federal de Electricidad.

MOCV-CFE-08. (2008). Manual de Obras Civiles. Capítulo de Viento. (I. d. Eléctricas, Ed.) México: Comisión Federal de Electricidad.

NOM-006-ENER Eficiencia energética electromecánica en sistemas de bombeo para pozo profundo en operación. Límites y método de prueba

NOM-001-SEDE Instalaciones eléctricas y su utilización.

NOM-127-SSA1-1994. (s.f.). Norma Oficial

Mexicana "Modificación a la Norma Oficial Mexicana, Salud Ambiental. Agua para uso y consumo humano. Límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización".

NTCCr-04. (2004). Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (Décimo cuarta época ed., Vol. tomo II). Gaceta Oficial del Distrito Federal.

NTCCr-04. (2004). Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (Décimo cuarta época ed., Vol. tomo II). Gaceta Oficial del Distrito Federal.

NTCS-04. (2004). Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (Décimo cuarta época ed., Vol. tomo II). Gaceta Oficial del Distrito Federal.

RCDF-04. (2004). Reglamento de construcciones para el Distrito Federal (RCDF) (décima cuarta época ed.). México: Gaceta Oficial del Distrito Federal.

SENER (2014). Prospectiva del sector eléctrico 2012-2027. Dirección General de Planeación Energética, México, D.F

Sotelo, A. (2008). Hidráulica General. México, D.F.: Limusa.

Teran, A. (2006). Apuntes de diseño estructural, México: Editorial de la Universidad Autónoma Metropolitana.

## 10. Lista de ilustraciones

Ilustración 2.1 Pozo IMTA.....	8
Ilustración 2.2 Cisterna principal.....	8
Ilustración 2.3 Cisterna de agua potable.....	8
Ilustración 2.4 Tanque elevado de laboratorio Enzo Levi.....	8
Ilustración 3.1 Infraestructura de agua potable y riego.....	12
Ilustración 3.2 Infraestructura de drenaje pluvial y alcantarillado sanitario.....	12
Ilustración 3.3 Ficha de levantamiento de cajas de válvulas.....	13
Ilustración 3.4 Ficha de levantamiento de motores.....	13
Ilustración 3.5 SHP de la Topografía del IMTA.....	15
Ilustración 3.6 Modelo digital de elevaciones del IMTA.....	16
Ilustración 3.7 SHP de la Red de Agua Potable y Riego.....	16
Ilustración 3.8 SHP de la Red de drenaje Pluvial y alcantarillado sanitario.....	17
Ilustración 3.9 Instalación del equipo de medición thermo polysonics DCT7088.....	20
Ilustración 3.10 Equipo PowerPad® III Modelo 8435.....	21
Ilustración 3.11 Puntos de Muestreo para el estudio de calidad del agua.....	36
Ilustración 5.1 Ubicación propuesta para el tanque elevado.....	39
Ilustración 5.2 Conducción desde el pozo IMTA hasta el Tanque elevado.....	40
Ilustración 5.3 Perfil de la conducción.....	41
Ilustración 5.4 Curva característica de los equipos para riego (Bombas Nilo de México, 2010) .....	45
Ilustración 5.5 secuencia de riego tecnificado.....	46
Ilustración 5.6 secuencia de riego tecnificado (continuación).....	47
Ilustración 5.7 Modelo de simulación de la propuesta de red de distribución de agua potable del IMTA.....	48
Ilustración 5.8 Dos propuestas para el tanque elevado.....	49
Ilustración 5.9 Red de proyecto.....	49
Ilustración 5.10 Distribución de presiones a las 9:31:00 a.m.....	50
Ilustración 5.11 Distribución de velocidades a las 9:31:00 a.m.....	51
Ilustración 5.12 Comportamiento hidráulico del tanque.....	52
Ilustración 5.13 Ubicación de la interconexión entre la conducción y la red de distribución ..	53
Ilustración 5.14 Arreglo de válvulas para interconexión.....	53
Ilustración 5.15 Sentido del flujo en operación normal.....	54
Ilustración 5.16 Sentido del flujo para llenado de cisternas del laboratorio Enzo Levi.....	55
Ilustración 5.17 Velocidad de flujo durante el llenado de la Cisterna Norte.....	56
Ilustración 5.18 Velocidad de flujo durante el llenado de la Cisterna Sur.....	57
Ilustración 5.19 Tiempo de llenado de la cisterna norte.....	58
Ilustración 5.20 Gasto extraído del pozo durante el llenado de las cisternas.....	58
Ilustración 5.21 Modelo de simulación de la conducción en EPANET 2.0.....	59
Ilustración 5.22 Modelo de simulación para análisis de transitorios hidráulicos.....	60



Ilustración 5.23 Maniobra de paro del equipo de bombeo en el pozo IMTA .....	61
Ilustración 5.24 Resultado de la simulación Caso 1, Escenario 1, en el Nodo N35 .....	61
Ilustración 5.25 Envoltentes máximas y mínimas de carga piezométrica en la conducción....	62
Ilustración 5.26 Resultado de la simulación Caso 1, Escenario 2, en el Nodo N35 .....	63
Ilustración 5.27 Envoltentes máximas y mínimas de carga piezométrica en la conducción....	63
Ilustración 5.28 Características del tanque elevado .....	66
Ilustración 5.29 Propuesta estructural del tanque.....	73
Ilustración 5.30 Armado propuesto losa tapa .....	75
Ilustración 5.31 Distribución de cargas en la trabe TC01 .....	76
Ilustración 5.32 Diagramas de esfuerzos TC02.....	76
Ilustración 5.33 Armado propuesto para trabe TC01 (De acuerdo con las NTC-DF Concreto) .....	79
Ilustración 5.34 Distribución de cargas en la trabe TC02 .....	80
Ilustración 5.35 Diagramas de esfuerzos TC02.....	80
Ilustración 5.36 Armado propuesto para trabe TC02 (De acuerdo con las NTC-DF Concreto) .....	83
Ilustración 5.37 Esquema de distribución del empuje del agua sobre los muros .....	83
Ilustración 5.38 Diagramas de esfuerzos TC02.....	84
Ilustración 5.39 Armado propuesto muro MC01 .....	86
Ilustración 5.40 Armado propuesto para la losa fondo.....	93
Ilustración 5.41 Sistema equivalente para tanques elevados (adaptado de CFE, 2008) .....	94
Ilustración 5.42 Modelo de simulación de tanque elevado .....	103
Ilustración 5.43 Programa PRODISIS v2.3 .....	104
Ilustración 5.44 Armado propuesto para la columna .....	108
Ilustración 5.45 Esquema de reacciones internas de la columna.....	109
Ilustración 5.46 Diagrama de interacción .....	115
Ilustración 5.47 Proyección de los momentos, en función de la excentricidad.....	117
Ilustración 5.48 Armado propuesto para la losa de cimentación .....	122
Ilustración 5.49 Armado propuesto para trabe CT01 (De acuerdo con las NTC-DF Concreto) .....	124
Ilustración 5.50 Armado general del tanque elevado.....	125
Ilustración 5.51 Sondeo .....	126
Ilustración 5.52 Perfil estratigráfico del sondeo.....	127
Ilustración 5.53 Ubicación del Sistema de generación solar de energía eléctrica .....	132
Ilustración 5.54 Colocación de una base de aluminio .....	134
Ilustración 5.55 Colocación de los módulos solares.....	135
Ilustración 5.56 Colocación y conexión de los microinversores .....	135
Ilustración 5.57 Colocación del sistema de tierra .....	136
Ilustración 5.58 Gabinete de conexiones .....	137
Ilustración 5.59 Instalación del Medidor digital.....	137
Ilustración 5.60 Mediciones de Generación diaria.....	138

Ilustración 5.61 Mediciones de Generación acumulada.....	138
Ilustración 5.62 Plano de la red de distribución de agua potable .....	140
Ilustración 6.1 Propuesta general de la red de alcantarillado sanitario para el IMTA.....	147
Ilustración 7.1 Inundaciones en el IMTA durante 2001 (IMTA 2003) .....	151
Ilustración 7.2 Ubicación del IMTA .....	152
Ilustración 7.3 Cuenca de aportación al IMTA.....	152
Ilustración 7.4 Inundaciones sobre Paseo Cuauhnahuac.....	153
Ilustración 7.5 Canales del drenaje actual del IMTA y la distribución de sus edificios en 2001 .....	154
Ilustración 7.6 Cuenca de aportación .....	155
Ilustración 7.7 Delimitación de las cuencas de aportación a la cuenca del IMTA.....	157
Ilustración 7.8 Tormenta del 4 al 5 de septiembre de 1999 .....	161
Ilustración 7.9 Tormenta del 10 al 11 de junio del 2000.....	161
Ilustración 7.10 Tormenta del 5 al 6 de junio del 2001.....	162
Ilustración 7.11 Tormenta del 5 al 6 de septiembre del 2002.....	162
Ilustración 7.12 Curvas masa adimensionales para diferentes tormentas registradas por la EHCA-IMTA .....	163
Ilustración 7.13 Curva masa adimensional 5 al 6 junio del 2001 .....	164
Ilustración 7.14 Coeficientes de escurrimiento de cada zona y porcentaje de gasto de aportación a la cuenca del IMTA.....	166
Ilustración 7.15 Números de escurrimiento.....	169
Ilustración 7.16 Red de drenaje actual en el IMTA .....	171
Ilustración 7.17 Esquema de la red de drenaje actual.....	172
Ilustración 7.18 Esquema de la red de drenaje del proyecto.....	173
Ilustración 7.19 Esquema de la red de drenaje del proyecto y algunas secciones tipo .....	176
Ilustración 7.20 Perfil del canal C1, tramos T1 y T2.....	177
Ilustración 7.21 Secciones tipo del canal C1-T1 .....	178
Ilustración 7.22 Secciones tipo del canal C1-T2 .....	181
Ilustración 7.23 Perfil del canal 2, tramo T1.....	182
Ilustración 7.24 Secciones tipo del canal C2-T1 .....	183
Ilustración 7.25 Perfil del cauce 2 tramo T2 .....	184
Ilustración 7.26 Secciones tipo del canal C2-T2 .....	186
Ilustración 7.27 Zonas propensas de inundación.....	187
Ilustración 7.28 Ubicación de colectores y sitios probables para los vasos reguladores .....	188
Ilustración 7.29 Ubicación de los sondeos realizados.....	190
Ilustración 7.30 exploración y muestreo PCA-01.....	192
Ilustración 7.31 exploración y muestreo PCA-02.....	192
Ilustración 7.32 exploración y muestreo PCA-05.....	193
Ilustración 7.33 exploración y muestreo PCA-06.....	193
Ilustración 7.34 exploración y muestreo PCA-03.....	197
Ilustración 7.35 exploración y muestreo PCA-04.....	197

Ilustración 7.36 exploración y muestreo PCA-08.....	198
Ilustración 7.37 exploración y muestreo PCA-09.....	198

## 11. Lista de Tablas

Tabla 3.1 Infraestructura de Agua Potable y Riego.....	14
Tabla 3.2 Conducciones de agua potable y riego .....	14
Tabla 3.3 Infraestructura de drenaje pluvial y alcantarillado sanitario.....	15
Tabla 3.4 Conducciones de Drenaje pluvial y alcantarillado sanitario.....	15
Tabla 3.5 Valores mínimos de eficiencia para sistemas de bombeo para pozo profundo en operación .....	22
Tabla 3.6 Datos generales del equipo de bombeo del pozo IMTA .....	23
Tabla 3.7 Datos generales del equipo de bombeo del pozo IMTA (Continuación).....	24
Tabla 3.8 Mediciones eléctricas del pozo IMTA.....	24
Tabla 3.9 Medición de parámetros hidráulicos del Pozo IMTA.....	25
Tabla 3.10 Resultados de eficiencia electromecánica en el pozo del IMTA.....	26
Tabla 3.11 Diagnóstico de infraestructura eléctrica.....	28
Tabla 3.12. Consumo de potencia (kWh) POZO IMTA.....	30
Tabla 3.13. Consumo de potencia (kWh) bombas de riego IMTA .....	30
Tabla 3.14. Consumo de potencia (kWh) bombas de abastecimiento de agua IMTA.....	30
Tabla 3.15 Volumen de Producción del Pozo IMTA (2013-2015).....	32
Tabla 3.16 2 Mediciones realizadas en dos edificios de oficinas.....	32
Tabla 3.17 Estimación de la Dotación y Gasto Medio.....	33
Tabla 3.18 Sistemas de riego en operación.....	34
Tabla 3.19 Sistemas de riego existentes fuera de operación .....	34
Tabla 3.20 Resumen de volúmenes necesarios para riego tecnificado.....	35
Tabla 3.21 Resultados de calidad más significativos .....	37
Tabla 5.1 Propiedades hidráulicas del tanque elevado .....	40
Tabla 5.2 Dotaciones por edificio .....	41
Tabla 5.3 Seis patrones de variación horaria de la demanda.....	43
Tabla 5.4 Gasto de diseño para sistemas de riego .....	44
Tabla 5.5 Grado de acero usado en AWWAC200 como base para presiones de trabajo .....	64
Tabla 5.6 Cargas aplicadas a la losa tapa.....	74
Tabla 5.7 Acero propuesto en losa tapa .....	75
Tabla 5.8 Elementos mecánicos y datos de diseño para el dimensionamiento de trabes .....	77
Tabla 5.9 Acero propuesto en trabe TC01 .....	79
Tabla 5.10 Elementos mecánicos y datos de diseño para el dimensionamiento de trabes .....	81
Tabla 5.11 Acero propuesto en trabe TC02 .....	82
Tabla 5.12 Acero propuesto en el muro MC01 .....	85



Tabla 5.13 Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales (RCDF-NTC-DC-04).....	88
Tabla 5.14 Determinación del refuerzo en losa fondo.....	92
Tabla 5.15 Combinación de cargas para el modelo de simulación.....	103
Tabla 5.16 Formas modales.....	105
Tabla 5.17 Desplazamientos máximos en los extremos del tanque.....	105
Tabla 5.18 Esfuerzos en las columnas.....	106
Tabla 5.19 reacciones en los apoyos.....	106
Tabla 5.20 Esfuerzos máximos resultantes en las columnas.....	107
Tabla 5.21 Componentes para le diagrama de interacción.....	114
Tabla 5.22 Excentricidades por combinación de cargas.....	116
Tabla 5.23 Determinación del refuerzo en losa de cimentación.....	121
Tabla 5.24 Elementos mecánicos y datos de diseño para el dimensionamiento de CT01.....	122
Tabla 5.25 Acero propuesto en trabe CT01.....	124
Tabla 5.26 Tabla resumen propiedades mecánicas de enrocamiento PCA-07.....	127
Tabla 5.27 Parámetros de clasificación geomecánica.....	129
Tabla 5.28 Corrección por orientación de las discontinuidades.....	129
Tabla 5.29 Características geotécnicas.....	129
Tabla 5.30 Clasificación geomecánica del enrocamiento (RMR).....	130
Tabla 5.31 Detalles del sistema de bombeo de la zona de riego "Edificio 9".....	133
Tabla 5.32 Costos de la red de agua potable y riego tecnificado para el IMTA.....	142
Tabla 5.33 Calendario de ejecución (Parte 1).....	143
Tabla 5.34 Calendario de ejecución (Parte 2).....	144
Tabla 6.1 Principales conceptos del anteproyecto de alcantarillado sanitario del IMTA.....	145
Tabla 6.2 Estimación del gasto de aporte del IMTA.....	145
Tabla 6.3 Presupuesto base del anteproyecto de la red de alcantarillado sanitario del IMTA.....	148
Tabla 7.1 Ubicación del pluviómetro y del pluviógrafo.....	155
Tabla 7.2 Lluvias máximas anuales en la estación Progreso.....	156
Tabla 7.3 Resumen de las características fisiográficas de la cuenca.....	158
Tabla 7.4 Asignación de los periodos de retorno a los datos de precipitación.....	159
Tabla 7.5 Lluvias para un periodo de retorno.....	160
Tabla 7.6 Características de las tormentas registradas en la EHCA-IMTA.....	160
Tabla 7.7 Intensidades máximas de lluvia, mm/h, utilizando la curva masa adimensional de la tormenta de 2001.....	163
Tabla 7.8 Gasto de diseño para un periodo de retorno de 5 años.....	165
Tabla 7.9 Gastos de diseño con el método racional.....	165
Tabla 7.10 Gasto de diseño para un T= 5 años con el método del HU triangular.....	168
Tabla 7.11 Gastos de diseño con el método HU triangular.....	169
Tabla 7.12 Gastos de diseño con el método indicado.....	170
Tabla 7.13 Capacidad actual de la red de drenaje.....	173
Tabla 7.14 Resultados del tramo T1 del canal C1.....	177



Tabla 7.15 Resultados del tramo T2 del canal 1.....	179
Tabla 7.16 Resultados de canal 2 tramo T1 .....	182
Tabla 7.17 Resultados de canal 2 tramo T2 .....	184
Tabla 7.18 Sondeos realizados.....	190
Tabla 7.19 resumen propiedades mecánicas de enrocamiento, PCA-05 .....	194
Tabla 7.20 Resumen propiedades índice vaso regulador 1 .....	195
Tabla 7.21 Resumen propiedades mecánicas vaso regulador 1.....	195
Tabla 7.22 Resumen propiedades de los sondeos .....	199

