



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ARAGÓN

“ANALISIS GEOTECNICO PARA LA OBRA DE DESVIO  
PROVISIONAL DEL CANAL EL SALTO TLAMACO, EN LA  
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,  
UBICADA EN EL MUNICIPIO DE ATOTONILCO, ESTADO DE  
HIDALGO”

## T E S I S

PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

SANDRA BACHO MONTOYA



ASESOR: ING. GABRIEL RUÍZ GONZÁLEZ

MÉXICO 2011



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

## Facultad de Estudios Superiores Aragón

DIRECCIÓN

SANDRA BACHO MONTOYA  
Presente

Con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Facultad, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobado su tema de tesis y asesor.

TÍTULO:

"ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA LA OBRA DE DESVÍO PROVISIONAL DEL CANAL EL SALTO TLAMACO, EN LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, UBICADA EN EL MUNICIPIO DE ATOTONILCO, ESTADO DE HIDALGO"

ASESOR: Ing. GABRIEL RUIZ GONZÁLEZ

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
Nezahualcóyotl, Estado de México a 20 de enero de 2011.  
EL DIRECTOR

M. en I. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZÁLEZ

C p Secretaria Académica  
C p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil  
C p Asesor de Tesis

GGSG/JGPO/vr



### **A mis Padres:**

Porque siempre fueron el mejor ejemplo de vida y de superación. Por su infinito amor y apoyo.

### **A mis Hermanos**

Por su comprensión, tolerancia y aceptación. Que sigamos como hasta ahora; como grandes amigos.

### **A mi Esposo.**

A quien admiro, amo y respeto.

### **A la FES Aragón**

Por darme la formación como ingeniera.

### **A mis Profesores**

En toda mi educación. Por sus conocimientos, apoyo, consejo y regaños... de alguna u otra manera marcaron y dejaron huella en mi formación educativa como en mi alma.

### **A todos**

Los que forman parte en mi vida: parientes, amigos, conocidos, jefes compañeros de escuela y trabajo. Que tuvieron a bien a darme un consejo, consuelo, sonrisa, regaño, animo, esperanza, critica, apoyo... siempre incondicional.



## C O N T E N I D O

<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	1
<b>1 GENERALIDADES</b> .....	3
1.1 PRESENTACION Y OBJETIVOS.....	4
1.2 LOCALIZACIÓN DEL CANAL EL SALTO-TLAMACO.....	5
1.3 MARCO HIDROLÓGICO.....	6
1.4 CONDICIONES HIDRÁULICAS.....	6
<b>2 INFORMACIÓN Y TRABAJOS PRELIMINARES</b> .....	15
2.1 INFORMACIÓN HIDROMÉTRICA.....	16
2.2 LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS.....	23
2.3 ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS.....	25
2.4 ALTERNATIVAS ANALIZADAS.....	25
<b>3 PROYECTO CONCEPTUAL</b> .....	27
3.1 DESCRIPCIÓN.....	28
3.2 ANÁLISIS DE MECÁNICA DE SUELOS.....	29
3.3 DISEÑO HIDRÁULICO.....	56
3.4 DISEÑO ESTRUCTURAL.....	70
3.5 NOTAS GENERALES DE PROYECTO.....	
3.6 OBRAS DE DRENAJE.....	84
<b>4 OBRAS ACCESORIAS</b> .....	85
4.1 ATAGUÍAS.....	86
4.2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	87
ANEXO FOTOGRAFICO.....	89
ANEXO DE MECANICA DE SUELOS.....	94
CONCLUSIONES.....	119
BIBLIOGRAFIA.....	120



## INTRODUCCIÓN

Hoy en día el mundo ha tenido grandes cambios físicos, debido a la evolución del hombre, desarrollo tecnológico, industrial y social. Con ello se han traído grandes beneficios a la calidad de vida del hombre como consecuencia, el índice de esperanza de vida aumento, por lo tanto la densidad de población creció y con ello sus necesidades. La principal necesidad es el agua, ya que constituye un elemento indispensable para el desarrollo de la vida y las actividades humanas.

Desde el principio de los tiempos, el hombre siempre busco asentarse cerca de una fuente de agua para satisfacer dicha necesidad. En la actualidad nos encontramos en una crisis mundial del agua, en su control tanto en exceso como en su escases, siendo este el elemento más importe en la vida del hombre. El cómo abastecer agua de calidad y como aprovechar la ya utilizada es el principal problema. La creciente necesidad de lograr el equilibrio hidrológico que asegure el abasto suficiente de agua a la población se logrará armonizando la disponibilidad natural con las extracciones del recurso mediante el uso eficiente del agua.

El abastecimiento de agua se ha dificultado y encarecido cada vez más. Pues con la contaminación; los cambios climáticos, la sequia, la deforestación sin medida. Hemos alterado las fuentes de abastecimiento como los ríos, lagos, manantiales, las cuencas, agotamiento y muy poca recarga de los mantos acuíferos; pues con el aumento de zonas urbanas se han impermeabilizado el suelo debido a la construcción de vías de comunicación y la construcción de edificaciones, pues esto no permite la filtración del agua de lluvia en zonas que una vez fueron permeables. Parte de este problema lo encuentra la ingeniería en construcción de la infraestructura hidráulica suficiente para el abasto del agua a la población. Una de estas ingenierías es la civil. La ingeniería civil es la combinación de conocimientos científicos, tecnológicos, actitudes y habilidades encaminados a la exposición y modificación de los recursos naturales en cantidad, calidad y proporcionalidad con el fin de crear obras, dispositivos físicos y sistemas adecuados para solucionar las necesidades de la sociedad. Desgraciadamente muchas veces, no se ha respetado la base ecología, no hay una planeación a largo plazo como consecuencia todo ello ha traído consigo otros inconvenientes, debido a la alteración de nuestros ecosistemas.

Parte de esta problemática, se enfrenta con la construcción de la Infraestructura Hidráulica que permite satisfacer de agua a los diferentes sectores de la población: el agrícola, el industrial, el doméstico y de servicios y para la generación de energía eléctrica. Así, entre otros beneficios de la infraestructura hidráulica se encuentra la protección a la población y las áreas productivas de situaciones como las inundaciones, además de aprovechar las zonas con alto promedio de escurrimientos.

La calidad del agua es fundamental para el alimento, la energía y la productividad. El manejo juicioso de este recurso es central para la estrategia del desarrollo sustentable, entendido éste como una gestión integral que busque el equilibrio entre crecimiento económico, equidad y sustentabilidad ambiental a través de un mecanismo regulador y participación social efectiva. Dada la importancia del agua, es nuestro deber utilizarla adecuada y racionalmente, y así ayudar a nuestro medio ambiente.



El sector agrícola es el mayor consumidor de agua con el 65%, no sólo porque la superficie irrigada en el mundo ha tenido que quintuplicarse sino porque no se cuenta con un sistema de riego eficiente, razón principal que provoca que las pérdidas se tornen monumentales. Le siguen el sector industrial que requiere del 25% y el consumo doméstico, comercial y de otros servicios urbanos municipales que requieren el 10%.

Bajo este panorama México enfrenta grandes problemas de disponibilidad, desperdicio, contaminación y aprovechamiento del agua. La zona norte del país está constituida por regiones áridas y las presas tienen la función de captar el agua que se utilizará en la actividad agrícola. En la zona sur del país, donde se localizan las regiones húmedas, las presas tienen como función almacenar el agua para la generación de la energía eléctrica y el control de avenidas. Al centro del país, (área metropolitana) no solo están los inconvenientes del abasto del agua, también tenemos el riesgo de inundaciones; la falta de una infraestructura eficiente del desalojo de las aguas residuales, no contamos con suficientes dispositivos para tratar esta agua, ya que actualmente solo se trata un 10% de toda el agua que desechamos.

La presente tesis: **ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA LA OBRA DE DESVIO PROVISIONAL DEL CANAL EL SALTO TLAMACO, EN LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, UBICADA EN EL MUNICIPIO DE ATOTONILCO, ESTADO DE HIDALGO**, muestra el aprovechamiento de aguas negras, pero con un tratamiento de limpieza para el sector más importante como es el agrícola, desde el punto de vista de la geotecnia e hidráulico, siendo esta una de las obras más importantes en el país, para el aprovechamiento del agua desechada en un 60%. En esta tesis se presentan las diferentes etapas los estudios previos para el diseño y construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales, así como recomendaciones previas.

En **capítulo 1** se presenta el proyecto sus alcances y beneficios a la comunidad, indica la localización del canal, las características, su marco hidrológico: los ríos, cuencas, así como el escurrimiento que alimentan al canal. Condiciones hidráulicas; dimensiones del canal, capacidad, cantidad de azolve, etc., análisis de su funcionamiento.

El **capítulo 2** se muestran los estudios y trabajos preliminares como la mecánica de suelos, la topografía y los diferentes registros del gasto y su análisis con diferentes métodos estadísticos los gastos máximos posibles del canal. Las propuestas de inclinación del canal tomando en cuenta las condiciones así los estudios previos ya mencionados.

En **capítulo 3** en este capítulo se define el proyecto en base al de la mecánica de suelos analiza la estabilidad de taludes; definiendo el proyecto hidráulico y su diseño estructural, en base a las condiciones del terreno encontradas. También se mencionan las recomendaciones en el proceso constructivo como las obras de drenaje.

El **capítulo 4** se presentan las obras adjuntas para el desvío del cauce, en listado de proceso constructivo del canal de desvío tanto sus recomendaciones, tomando en cuenta los aspectos geológicos topográficos, geotécnicos, económicos y funcionales.



# *GENERALIDADES*



## 1. GENERALIDADES

### 1.1 PRESENTACIÓN Y OBJETIVOS

La planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) Atotonilco tiene como objetivo tratar las aguas residuales que actualmente descarga el Emisor Central y las que, a futuro, descargará el Túnel Emisor Oriente (TEO). La PTAR Atotonilco contará con dos trenes paralelos de tratamiento: un tren de tratamiento con un proceso biológico de remoción de contaminantes, o Tren de Procesos Convencionales (TPC) y un tren de tratamiento con un proceso de coagulación-floculación con ayuda química, o Tren de Procesos Químico (TPC).

La planta de tratamiento de aguas residuales más grande del país se va a construir en el municipio de Atotonilco de Tula, Hidalgo. Tendrá capacidad para tratar 23 metros cúbicos por segundo durante el estiaje (mediante proceso convencional) y un módulo adicional (mediante proceso físico-químico) para tratar 12 metros cúbicos por segundo en época de lluvias.

Esta obra será de gran beneficio para los hidalguenses, ya que mejorará las condiciones sanitarias de la población y permitirá utilizar agua tratada en la agricultura (conservando los nutrientes de las aguas residuales pero eliminando los contaminantes), además de facilitar la tecnificación de los sistemas de riego y la producción de cultivos de mayor valor agregado. La localización de esta planta obedece a que las aguas negras del Valle de México descargan en el municipio de Atotonilco de Tula, donde también comienzan los distritos de riego de la región, por lo que será posible el aprovechamiento de las aguas tratadas que actualmente son utilizadas en la agricultura sin ningún proceso de limpieza.

El agua tratada tendrá dos destinos: el Canal Salto Tlamaco para riego agrícola y el Río El Salto de cuyo cauce se derivan algunos canales de riego, en particular el Canal Viejo Requena, que descarga sus gastos excedentes en la presa Endhó. Con el procesamiento de las aguas sucias se beneficiará a 700 mil personas del Valle del Mezquital, de las cuales 300 mil habitan en zonas de riego. Además, durante la construcción se generarán 8,880 empleos directos y 7,820 indirectos.

Si bien la planta podrá procesar hasta 35 metros cúbicos por segundo debido a las técnicas de saneamiento que serán empleadas durante su operación, será factible, en épocas de lluvia, soportar un pico de hasta 20% más, llegando así a 42 metros cúbicos. El tratamiento de las aguas residuales se hará a través de un Tren de Procesos Convencionales (TPC), durante estiaje y en época de lluvias se usará un Tren de Procesos Químicos (TPQ) para tratar los excedentes de agua.



Además de los beneficios sociales que se generarán con la operación de la planta de tratamiento se aprovechará el contenido energético de los lodos y se convertirá el gas metano en energía eléctrica. Con el aprovechamiento del metano se pretende que la planta tratadora sea autosuficiente en sus necesidades de electricidad.

## 1.2 LOCALIZACIÓN DEL CANAL EL SALTO-TLAMACO

El predio donde se proyecta la planta de tratamiento de aguas residuales Atotonilco, ocupa una superficie de 1'626,524.91 m<sup>2</sup> (162.65 ha); pertenece al municipio de Atotonilco de Tula, localizado al sureste de la ciudad de Tula de Allende, en el suroeste del estado de Hidalgo, y cercano al límite estatal con el Estado de México, cuyo municipio más próximo es Huehuetoca. Figura no. 1.1.

Las coordenadas geográficas del centro del predio son: 20° 01' 31" de latitud Norte y 99° 16' 30" de longitud Oeste. (Coordenadas UTM: 2'214,173; 471,242). La altitud del terreno es de 2,170 metros.

El acceso principal de la zona es a través de la autopista México-Querétaro (federal no. 87), en la que a la altura de la localidad de jobas, se inicia el nuevo boulevard, en proceso de ampliación y terminación, con destino a la refinería de Tula (federal no. 31). Por éste se recorren 17 Km para llegar a la localidad de Conejos, en donde se toma la desviación hacia Melchor Ocampo, recorriendo 6.15 Km, por esta vía se accede al predio donde se proyecta la PTAR Atotonilco. Figura No. 1.2.

Las poblaciones más cercanas a la PTAR Atotonilco, son: Ciudad Cooperativa Cruz Azul, 4 Km al NW, Tula de Allende 11.5 Km al NW, Atotonilco de Tula 10 Km al NE, Huehuetoca, Edo. de México, 16 Km al SE, y Tepeji del Río 8 Km al SW; la ciudad de Pachuca, que es la capital estatal, se encuentra 65 Km al noreste, y el centro de la Ciudad de México está 70 Km al sur. Cabe mencionar que esta zona se encuentra en franco proceso de desarrollo, con vocación industrial y habitacional, dada su proximidad a la conurbación de la Ciudad de México y a la Refinería de Tula, en su nueva etapa de ampliación, así como por su buena comunicación con la carretera México – Querétaro, y por el proyecto de ferrocarril suburbano, en proceso de construcción.



### 1.3 MARCO HIDROLÓGICO

El predio se ubica en una parte media de la subcuenca Río El Salado (q), al oriente de la subcuenca El Salto donde destacan las presas de Taxhimay y Requena. Estas subcuencas forman parte de la cuenca Río Moctezuma (D), que es una de las más relevantes de la región hidrológica Río Pánuco (RH-26), perteneciente a la vertiente Oriental, conocida también como del Golfo de México.

El escurrimiento natural en la zona proviene del parteaguas con las subcuenca de los ríos Tula y El Salto; agua que se genera en ésta escurre con dirección poniente hasta descargar en el cauce del río El Salado que drena con dirección al norte entre Doxey y Tlaxcoapan, al oeste de Tlahuelilpan y a la altura de Tezontepec, aporta su caudal por margen derecha al río Tula que es el principal colector de la región.

De acuerdo a la clasificación del Organismo de Aguas del Valle de México, la zona hidrológica a que pertenece es la IV 26 Parcial (Alto Pánuco), cuyo colector principal es el río Tula, su afluente el río El Salto, y la corriente de interés el Canal El Salto-Tlamaco.

### 1.4 CONDICIONES HIDRÁULICAS

El canal El Salto-Tlamaco, tiene su origen a la salida del Emisor Central que conecta los caudales de los interceptores Central y oriente, los que a su vez incorporan los excedentes de los ríos Consulado, Desviación Combinada, Tlalnepantla, San Javier y El Canal del Desagüe, este último se incorpora al Interceptor Oriente.

Aproximadamente a 1,000 m aguas un área la salida del Emisor Central, en la confluencia con este canal El Salto-Tlamaco, y el río El Salado, se ubica sobre este último, la Derivación El Salto Tlamaco, mediante la cual se incorporan parte de los caudales del río El Salto al canal El Salto-Tlamaco, que abastece de agua a una zona de riego de aproximadamente 5,000 Ha, correspondiente al Distrito de Riego No. 03 (Tula), de acuerdo a la Dirección General de Distritos y Unidades de Riego de la extinta SARH; los excedentes descargan al río El Salado. Figura No. 1.3.

El canal es de sección trapezoidal de 4.0 m de base, 4.0 m de profundidad, ancho de corona de 16.0 m y taludes con una inclinación de  $33.8^\circ$ ; tiene una pendiente media de 0.00025 con la cual su capacidad promedio es de 77.07 m<sup>3</sup>/seg, con una velocidad media de 1.87 m/seg, estos valores se determinaron a partir de las secciones topográficas que comprenden del cadenamiento 0+000.00 a 1+020.00.

La sección media del canal se puede observar en la Figura No. 1.4, y el cálculo de la capacidad máxima del canal, se muestra en la tabla No. 1.1.

Cabe mencionar que la obra de desvío se ubica entre los cadenamientos 0+000.0 a 0+210.0, del levantamiento topográfico del canal El Salto – Tlamaco.



**CAPACIDAD HIDRÁULICA**  
**CANAL EL SALTO - TLAMACO**

Sección	Cota de inicio (m)	Longitud (m)	Pendiente	Área (m <sup>2</sup> )	Perímetro (m)	Área promedio (m <sup>2</sup> )	Perímetro promedio (m)	Rh	n	Rh <sup>2/3</sup>	s <sup>1/2</sup>	V (m/seg)	Capacidad (m <sup>3</sup> /seg)
0+000.00	2,101.580			39.35	18.41								
0+040.00	2,101.570	40	0.00025	40.68	18.58	40.68	18.58	2.189	0.014	1.686	0.016	1.90	77.47
0+080.00	2,101.560	40	0.00025	41.19	18.68	41.19	18.68	2.205	0.014	1.694	0.016	1.91	78.80
0+120.00	2,101.550	40	0.00025	41.20	18.67	41.20	18.67	2.206	0.014	1.695	0.016	1.91	78.84
0+160.00	2,101.540	40	0.00025	41.25	18.69	41.25	18.69	2.208	0.014	1.695	0.016	1.91	78.98
0+200.00	2,101.530	40	0.00025	41.16	18.67	41.16	18.67	2.205	0.014	1.694	0.016	1.91	78.74
0+240.00	2,101.520	40	0.00025	40.84	18.64	40.84	18.64	2.191	0.014	1.687	0.016	1.91	77.80
0+280.00	2,101.510	40	0.00025	41.07	18.66	41.07	18.66	2.200	0.014	1.692	0.016	1.91	78.46
0+320.00	2,101.500	40	0.00025	41.22	18.68	41.22	18.68	2.207	0.014	1.695	0.016	1.91	78.92
0+360.00	2,101.490	40	0.00025	41.26	18.68	41.26	18.68	2.208	0.014	1.696	0.016	1.92	79.02
0+400.00	2,101.490	40	0.00000	41.28	18.69	41.28	18.69	2.209	0.014	1.696	0.000	0.00	0.00
0+440.00	2,101.480	40	0.00025	41.37	18.70	41.37	18.70	2.213	0.014	1.698	0.016	1.92	79.35
0+480.00	2,101.470	40	0.00025	41.45	18.73	41.45	18.73	2.213	0.014	1.698	0.016	1.92	79.48
0+520.00	2,101.460	40	0.00025	41.15	18.64	41.15	18.64	2.208	0.014	1.696	0.016	1.92	78.80
0+560.00	2,101.450	40	0.00025	41.07	18.66	41.07	18.66	2.201	0.014	1.692	0.016	1.91	78.47
0+600.00	2,101.440	40	0.00025	41.12	18.67	41.12	18.67	2.203	0.014	1.693	0.016	1.91	78.62
0+640.00	2,101.430	40	0.00025	41.14	18.68	41.14	18.68	2.202	0.014	1.692	0.016	1.91	78.63
0+680.00	2,101.420	40	0.00025	41.19	18.71	41.19	18.71	2.202	0.014	1.692	0.016	1.91	78.73
0+720.00	2,101.410	40	0.00025	41.01	18.67	41.01	18.67	2.197	0.014	1.690	0.016	1.91	78.28
0+760.00	2,101.390	40	0.00050	40.90	18.61	40.90	18.61	2.198	0.014	1.690	0.022	2.70	110.43
0+800.00	2,101.380	40	0.00025	41.30	18.72	41.30	18.72	2.207	0.014	1.695	0.016	1.91	79.07
0+840.00	2,101.370	40	0.00025	41.31	18.70	41.31	18.70	2.209	0.014	1.696	0.016	1.92	79.14
0+880.00	2,101.360	40	0.00025	41.45	18.71	41.45	18.71	2.216	0.014	1.700	0.016	1.92	79.57
0+920.00	2,101.350	40	0.00025	41.66	18.74	41.66	18.74	2.224	0.014	1.704	0.016	1.92	80.16
0+960.00	2,101.340	40	0.00025	42.21	18.87	42.21	18.87	2.237	0.014	1.710	0.016	1.93	81.54
1+000.00	2,101.330	40	0.00025	41.38	18.71	41.38	18.71	2.212	0.014	1.698	0.016	1.92	79.34
			0.00025	41.16	18.67	41.23	18.69	2.21	0.014	1.69	0.02	1.87	77.07

TABLA No. 1.1

Se realiza un análisis de funcionamiento hidráulico con la sección promedio del canal, obteniéndose datos de velocidad y caudal en función del tirante de agua, este cálculo se desarrolla en la tabla No. 1.2, con la cual se generan las curvas Tirante – Velocidad y Tirante – Caudal, las cuales se muestran en las Figuras No. 1.5 y 1.6.



**CURVAS TIRANTE - VELOCIDAD - CAUDAL**  
**CANAL TLAMACO**

Tirante (m)	Superficie libre del agua (m)	Perimetro (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Radio hidráulico (m)	Velocidad (m/seg)	Caudal (m <sup>3</sup> /seg)
0.10	4.30	4.36	0.41	0.095	0.235	0.098
0.20	4.60	4.72	0.86	0.182	0.363	0.312
0.30	4.90	5.08	1.33	0.263	0.463	0.618
0.40	5.20	5.44	1.84	0.338	0.548	1.009
0.50	5.50	5.80	2.37	0.409	0.623	1.479
0.60	5.80	6.16	2.94	0.477	0.689	2.027
0.70	6.10	6.52	3.53	0.542	0.751	2.654
0.80	6.40	6.88	4.16	0.604	0.807	3.358
0.90	6.70	7.24	4.81	0.665	0.860	4.141
1.00	7.00	7.61	5.50	0.723	0.910	5.004
1.10	7.30	7.97	6.21	0.780	0.957	5.949
1.20	7.60	8.33	6.96	0.836	1.002	6.975
1.30	7.90	8.69	7.73	0.890	1.045	8.085
1.40	8.20	9.05	8.54	0.944	1.087	9.281
1.50	8.50	9.41	9.37	0.996	1.127	10.563
1.60	8.80	9.77	10.24	1.048	1.165	11.934
1.70	9.10	10.13	11.13	1.099	1.203	13.395
1.80	9.40	10.49	12.06	1.150	1.239	14.948
1.90	9.70	10.85	13.01	1.199	1.275	16.594
2.00	10.00	11.21	14.00	1.249	1.310	18.335
2.10	10.30	11.57	15.01	1.298	1.344	20.174
2.20	10.60	11.93	16.06	1.346	1.377	22.111
2.30	10.90	12.29	17.13	1.394	1.409	24.148
2.40	11.20	12.65	18.24	1.442	1.441	26.287
2.50	11.50	13.01	19.37	1.489	1.473	28.530
2.60	11.80	13.37	20.54	1.536	1.503	30.879
2.70	12.10	13.73	21.73	1.582	1.534	33.334
2.80	12.40	14.10	22.96	1.629	1.564	35.898
2.90	12.70	14.46	24.21	1.675	1.593	38.573
3.00	13.00	14.82	25.50	1.721	1.622	41.359
3.10	13.30	15.18	26.81	1.767	1.651	44.260
3.20	13.60	15.54	28.16	1.812	1.679	47.275
3.30	13.90	15.90	29.53	1.858	1.707	50.408
3.40	14.20	16.26	30.94	1.903	1.734	53.659
3.50	14.50	16.62	32.37	1.948	1.762	57.031
3.60	14.80	16.98	33.84	1.993	1.789	60.525
3.70	15.10	17.34	35.33	2.038	1.815	64.142
3.80	15.40	17.70	36.86	2.082	1.842	67.884
3.90	15.70	18.06	38.41	2.127	1.868	71.752
4.00	16.00	18.42	40.00	2.171	1.894	75.749

TABLA No. 1.2



**CURVATIRANTE - VELOCIDAD**  
CANAL EL SALTO - TLAMACO

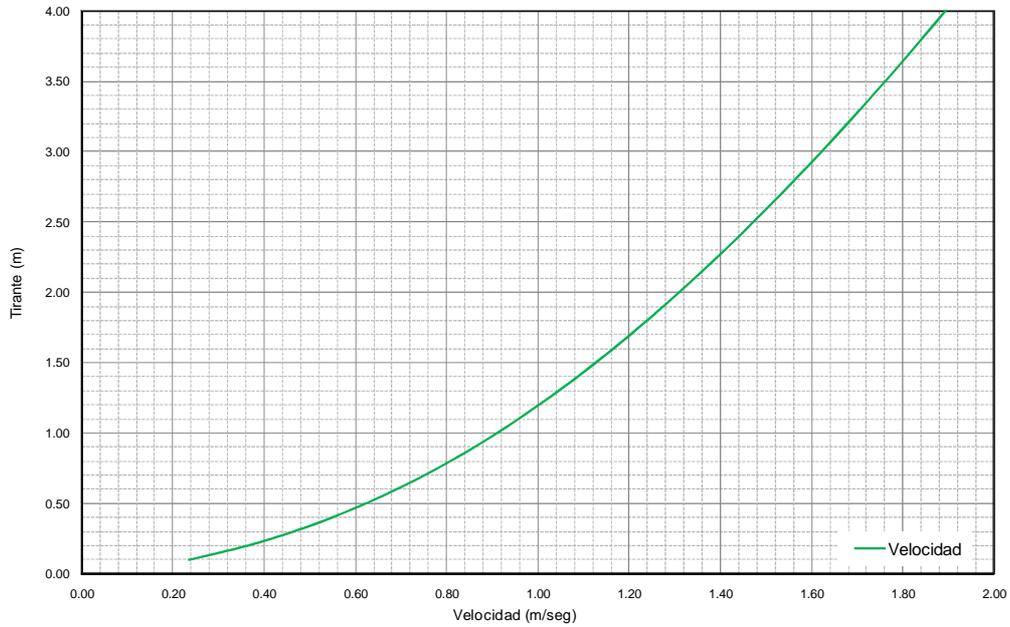


FIGURA No. 1.5

**CURVATIRANTE - CAUDAL**  
CANAL EL SALTO - TLAMACO

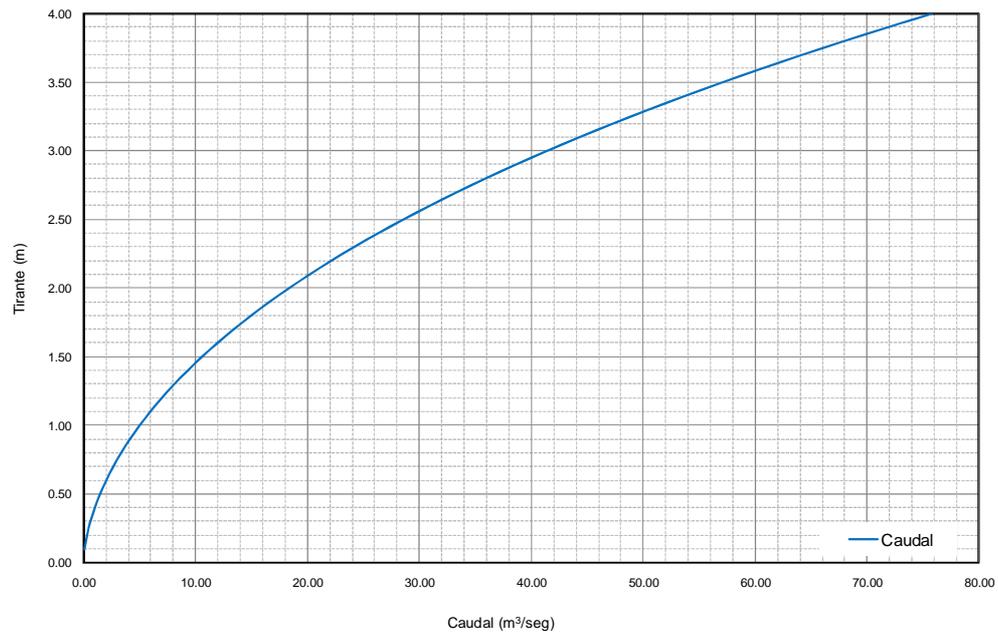


FIGURA No. 1.6

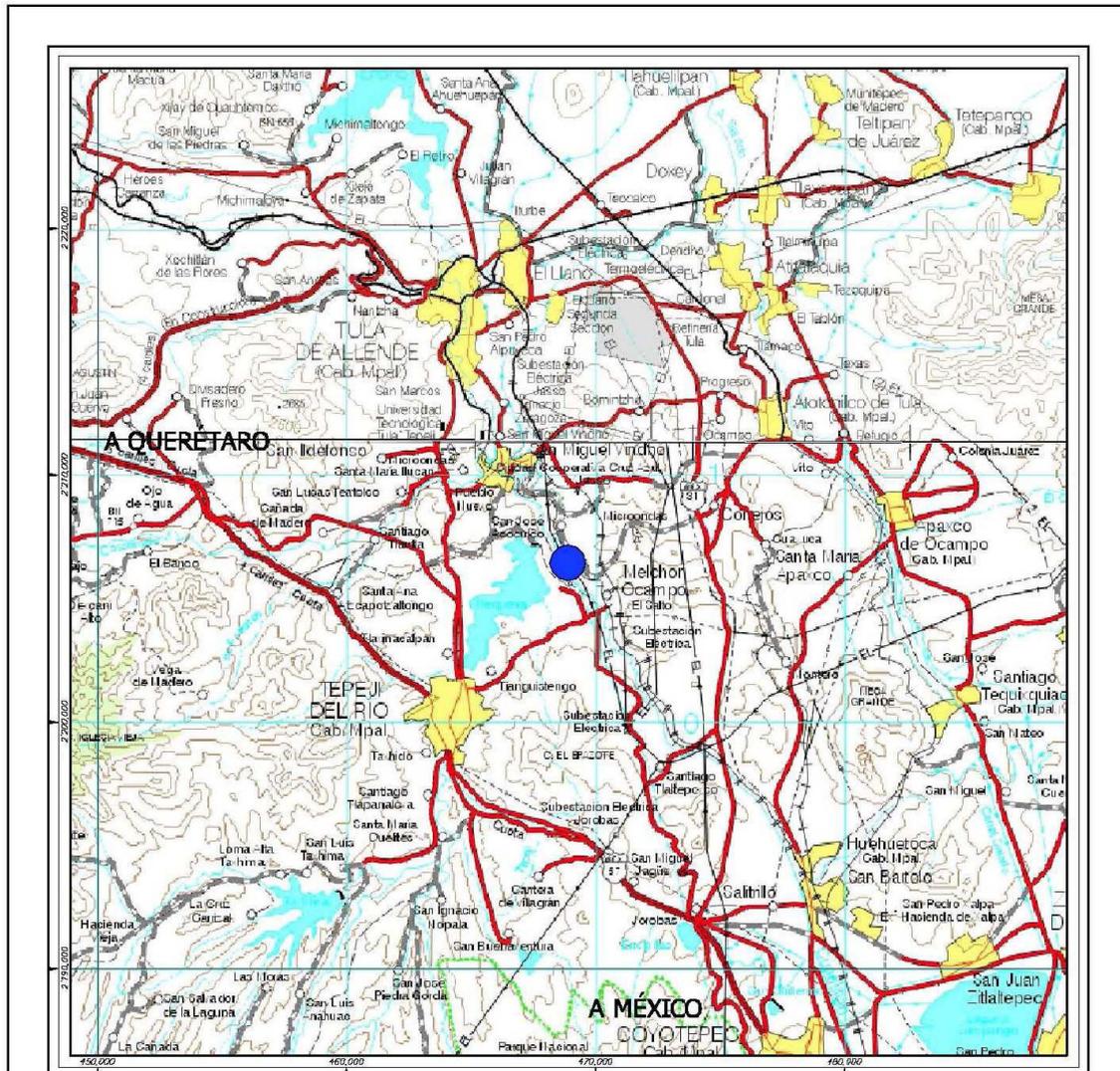


Se realizó el análisis del volumen de sedimentos que existen en el canal El Salto – Tlamaco, consistentes en material de arrastre y objetos provenientes del drenaje sanitario; durante el levantamiento topográfico del canal se midieron datos de elevaciones en los hombros del canal, nivel de arrastre hidráulico así como la altura de azolve. Para determinar el área de azolve se considera que la altura de azolve es uniforme a lo largo de la sección, así la sección 0+000.00 tiene un espesor de azolve de 17 cm, que a lo largo de la sección trapecial, teniendo esta sección, un área de sedimentos de 0.72 m<sup>2</sup>.

En la longitud del canal El Salto – Tlamaco dentro el predio del proyecto (1,037.74 m), se tiene un área promedio de azolves de 2.97 m<sup>2</sup> y una altura de 0.60 m, con lo cual se tiene un volumen de azolves de 3,147 m<sup>3</sup>. Se puede observar que en el tramo del cadenamamiento 0+000 al 0+180, se tiene acumulado un volumen de 529 m<sup>3</sup> de azolve. Tabla No. 1.3.

CALCULO DEL VOLUMEN DE AZOLVES										
CANAL TLAMACO										
Estación	Nivel Hombro Izquierdo (m)	Nivel Hombro Derecho (m)	Ancho de canal (m)	Nivel de Azolve (m)	Nivel de Arrastre Hidráulico (m)	Altura de Azolve (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Área promedio (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Volumen acumulado (m <sup>3</sup> )
0+000.00	2,105.371	2,105.613	15.50	2,101.750	2,101.580	0.17	0.72			
0+060.00	2,105.628	2,105.647	16.20	2,102.140	2,101.565	0.57	2.80	1.76	105.58	105.58
0+120.00	2,105.634	2,105.628	16.20	2,102.323	2,101.550	0.77	3.99	3.39	203.53	309.11
0+180.00	2,105.608	2,105.641	16.20	2,102.203	2,101.535	0.67	3.34	3.66	219.89	528.99
0+240.00	2,105.555	2,105.571	16.20	2,102.083	2,101.520	0.56	2.73	3.03	182.06	711.06
0+300.60	2,105.586	2,105.583	16.20	2,102.223	2,101.505	0.72	3.65	3.19	193.09	904.15
0+380.00	2,105.582	2,105.570	16.20	2,102.044	2,101.490	0.55	2.68	3.16	250.97	1,155.12
0+440.51	2,105.559	2,105.584	16.20	2,102.088	2,101.475	0.61	3.02	2.85	172.21	1,327.33
0+501.24	2,105.555	2,105.545	16.20	2,102.065	2,101.460	0.61	2.97	2.99	181.72	1,509.06
0+563.28	2,105.508	2,105.512	16.20	2,102.106	2,101.445	0.66	3.30	3.13	194.45	1,703.50
0+623.72	2,105.496	2,105.513	16.20	2,102.202	2,101.430	0.77	3.98	3.64	220.04	1,923.54
0+683.30	2,105.484	2,105.483	16.20	2,102.228	2,101.415	0.81	4.24	4.11	245.04	2,168.58
0+740.15	2,105.447	2,105.457	16.20	2,102.128	2,101.400	0.73	3.71	3.98	225.99	2,394.57
0+800.00	2,105.472	2,105.459	16.20	2,101.979	2,101.385	0.59	2.91	3.31	197.87	2,592.44
0+856.16	2,105.455	2,105.477	16.20	2,101.829	2,101.370	0.46	2.15	2.53	142.01	2,734.45
0+916.01	2,105.457	2,105.489	16.20	2,101.716	2,101.355	0.36	1.64	1.90	113.46	2,847.91
0+975.93	2,105.425	2,105.414	16.20	2,101.874	2,101.340	0.53	2.56	2.10	125.93	2,973.84
1+037.74	2,105.417	2,105.456	16.20	2,101.942	2,101.325	0.62	3.04	2.80	173.15	3,146.99
Promedio =						0.60	2.97	Total =	3,146.99	

TABLA No. 1.3



**SIMBOLOGÍA**



PTAR ATOTÓNILCO

**ATVM**  
Aguas Tratadas del Valle de México

NOMBRE DEL PROYECTO:

**PROYECTO DE LA OBRA DE DESVÍO PROVISIONAL  
DEL CANAL EL SALTO - TLAMACO,  
EN LA PTAR ATOTÓNILCO**

NOMBRE DE LA FIGURA:

**LOCALIZACIÓN REGIONAL**

FIGURA:

**1.1**

DEBILLO:

**ING. ADÁN NAVARRETE**

REVISÓ:

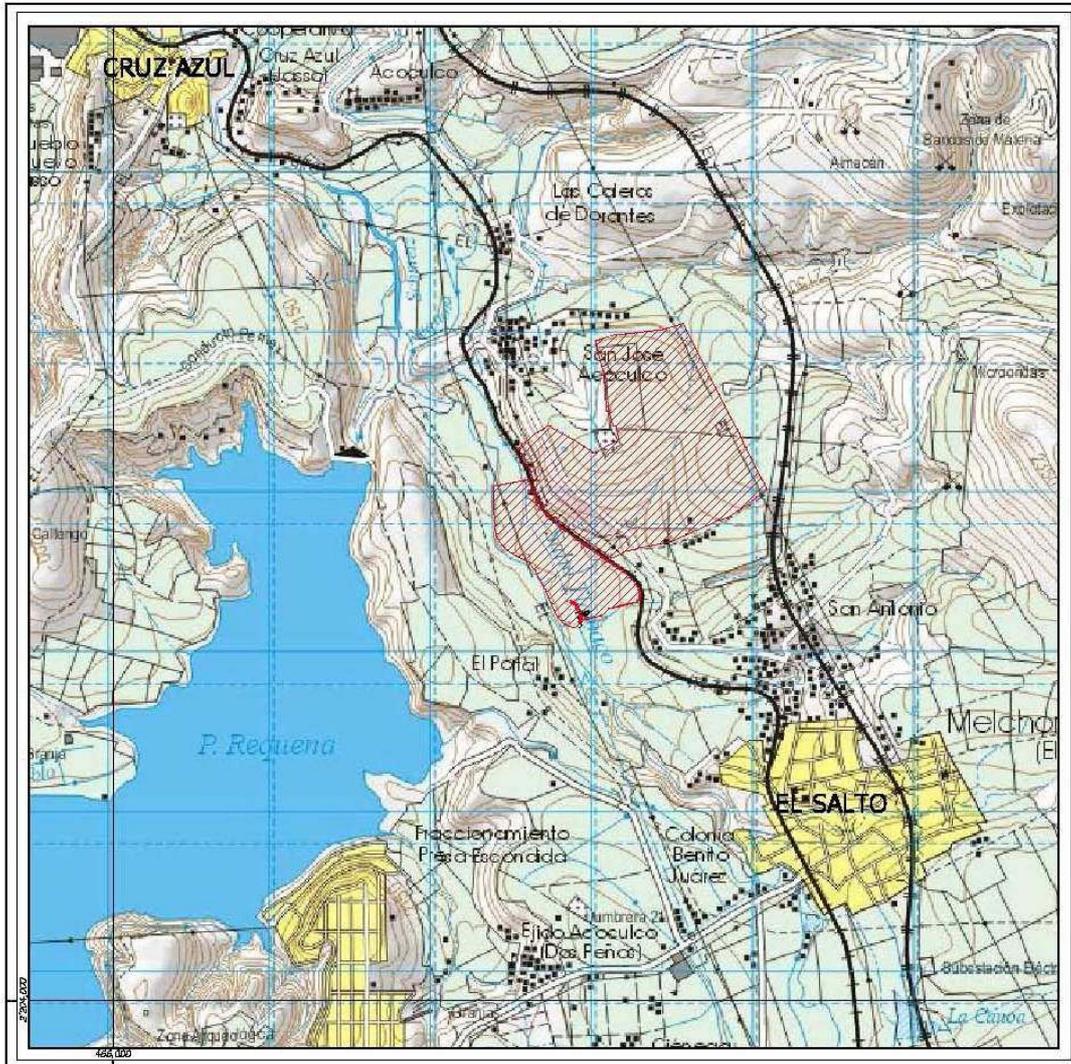
**ING. AGUSTÍN FUIG**

FECHA:

**AGOSTO 2010**



**ESTUDIOS MULTIDISCIPLINARIOS  
Y CONSTRUCCIÓN S.A. DE C.V.**



**SIMBOLOGÍA**



PTAR ATOTONILCO

**ATVM**  
Agua Tratada del Valle de México

NUMERO DEL PROYECTO:

PROYECTO DE LA OBRA DE DESVÍO PROVISIONAL  
DEL CANAL EL SALTO - TLAMACO,  
EN LA PTAR ATOTONILCO

NUMERO DE LA FIGURA:

ZONA DEL PROYECTO

FIGURA:

1.2

DIBUJOS:

ING. ADÁN NAWARRETE

REVISOS:

ING. AGUSTÍN PUIG

FECHA:

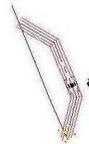
AGOSTO 2010



ESTUDIOS MULTIDISCIPLINARIOS  
Y CONSTRUCCIÓN S.A. DE C.V.

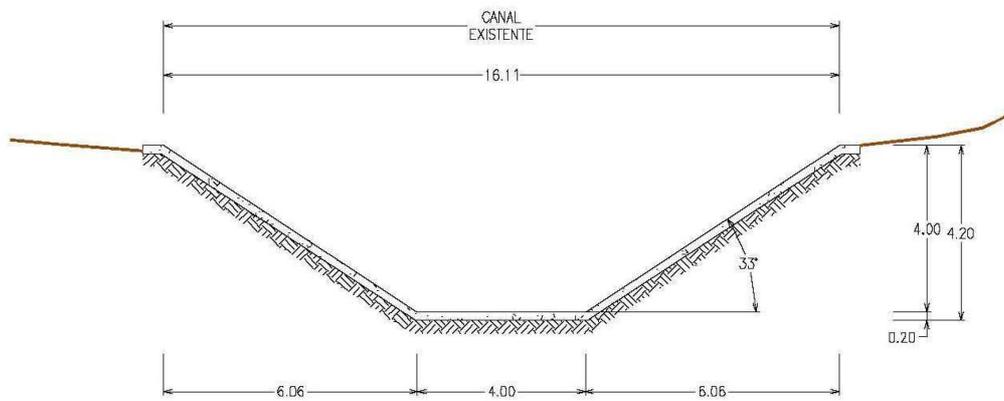


### SIMBOLOGÍA



CANAL EL SALTO - TLAMACO  
Y CANAL DE DESVIO

<b>ATVM</b> Agua Traslada del Valle de México		
NOMBRE DEL PROYECTO		
PROYECTO DE LA OBRA DE DESVÍO PROVISIONAL DEL CANAL EL SALTO - TLAMACO, EN LA PTAR ATOTONILCO		
ESCALA DE LA FIGURA	NÚMERO DE FOLIO	
SISTEMA HIDRÁULICO	1.3	
DISEÑO	REVISÓ	FECHA
ING. ADÁN NARANJETE	ING. AGUSTÍN PUIG	AGOSTO 2010
 ESTUDIOS MULTIDISCIPLINARIOS Y CONSTRUCCIÓN S.A. DE C.V.		



**TIRANTE - VELOCIDAD - CAUDAL**  
**CANAL TLAMACO**

Tirante (m)	Velocidad (m/seg)	Caudal (m <sup>3</sup> /seg)
0.10	0.235	0.098
0.20	0.363	0.312
0.30	0.463	0.618
0.40	0.548	1.009
0.50	0.623	1.479
1.00	0.910	5.004
1.50	1.127	10.563
2.00	1.310	18.335
2.50	1.473	28.530
3.00	1.622	41.359
3.50	1.762	57.031
4.00	1.894	75.749

**ATVM**  
Agua Tratada del Valle de México

NOMBRE DEL PROYECTO:  
**PROYECTO DE LA OBRA DE DESVÍO PROVISIONAL  
DEL CANAL EL SALTO - TLAMACO,  
EN LA PTAR ATOTONILCO**

NOMBRE DE LA FIGURA: **TIRANTE - VELOCIDAD - CAUDAL**      FIGURA: **1.4**

DEBUE: **ING. ADÁN NAVARRETE**      REVISÓ: **ING. AGUSTÍN PUIG**      FECHA: **AGOSTO 2010**

**ESTUDIOS MULTIDISCIPLINARIOS  
Y CONSTRUCCIÓN SA DE CV**



# ***INFORMACIÓN Y TRABAJOS PRELIMINARES***



## 2. INFORMACIÓN Y TRABAJOS PRELIMINARES

### 2.1 INFORMACIÓN HIDROMÉTRICA

El canal El Salto – Tlamaco cuenta con una estación hidrométrica denominada Emisor Requena, cuyos datos de gasto máximo se integran en las tablas No. 2.1 y 2.2. Éstas muestran los valores máximos mensuales registrados en las estaciones de aforo; así por ejemplo, en la estación Emisor Requena (GASIR), en el año de 1993, el gasto máximo registrado fue de 55.83 m<sup>3</sup>/seg; en el mes de septiembre el valor máximo registrado es 50.73 m<sup>3</sup>/seg (1997), y el mínimo 27.78 m<sup>3</sup>/seg, registrándose en promedio un gasto máximo de 42.02 m<sup>3</sup>/seg, considerando los 12 datos existentes.

Cabe mencionar que estos datos se obtuvieron de dos fuentes diferentes (GASIR y BANDAS), y se caracterizan por presentar periodos de registros discontinuos:

Fuente	Periodo de registro	Gasto máximo
<b>GASIR</b>	1991 – 2005	55.8 m <sup>3</sup> /seg
<b>BANDAS</b>	1981 – 1998	68.2 m <sup>3</sup> /seg

Debido a que son dos fuentes diferentes, los datos de las máximas avenidas se analizan de forma independiente y mediante el método estadístico de Gumbel, cuya deducción se anexa, es posible conocer el gasto máximo para diferentes periodos de retorno, de los que se selecciona el correspondiente a 5 años. Tablas No. 2.3 y 2.4.





Universidad Nacional Autónoma de México  
Facultada de Estudios Superiores Aragón



**GASTO MÁXIMO**

ESTACIÓN : EMISOR REQUENA

LATITUD : 19°57' 37"

UNIDAD : M<sup>3</sup>/SEG

FUENTE: BANDAS

LONGITUD: 99°18' 02"

HOJA: 1 DE 1

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Maximo
1981	5.11	6.97	2.31	2.30	2.21	1.75	6.05	11.86					
1982					7.05	5.89	8.15	8.43	7.95	8.70	6.40	10.96	
1983	4.35	9.19	6.73	7.20	8.36	20.86	19.11	18.15	19.16	15.20	11.00	1.83	20.86
1984	4.04	5.94	9.55	15.19	21.76	25.60	27.46	68.16	17.78	29.03			68.16
1985	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.04	24.47	25.72	40.20	26.99	0.00	0.00	40.20
1986	0.00	0.00	0.12	7.10	27.71	28.65	31.38	30.66	26.60	14.52	0.53	0.18	31.38
1987	0.17	0.03	0.03			25.22	43.92	39.76	40.05	23.49	0.19	0.19	43.92
1988	0.16	0.04	0.04	18.79	35.67	48.98	42.52	47.18	33.54	34.92	29.52	0.30	48.98
1989	0.43	2.72	12.82	29.46	38.41	48.05	52.09	45.09	32.60	36.75	22.19	0.75	52.09
1990	0.71	4.77	15.06	14.28	33.07	49.13	45.08	45.75	45.30	45.75	23.95	23.31	49.13
1991	19.35	17.79	16.61	29.81	39.01	45.57	45.57	52.97	37.79	22.80	21.25	17.61	52.97
1992	11.13	11.53	15.33	20.68	22.94	42.65	49.09	47.80	45.22	22.94	33.65	42.13	49.09
1993	36.82	37.37	27.57	37.73	41.73	41.02	41.02	42.90	40.20	34.16	33.41	32.68	42.90
1994	27.99	28.42	38.52	32.50	42.55	41.53	38.99	40.17	26.52	27.78	30.00	25.72	42.55
1995	47.94	33.67	24.56	24.76	34.06	34.32	34.17	42.52	32.37	33.71	34.04	33.22	47.94
1996	22.88							43.77	31.05	33.73	28.59	33.47	
1997	26.93	30.35	40.17	31.26	36.37	48.75	48.95	48.54	48.10	39.66	39.90	42.13	48.95
1998									42.64	28.07	45.46	44.91	

Máxima	47.9	37.4	40.2	37.7	42.6	49.1	52.1	68.2	48.1	45.8	45.5	44.9	<b>68.2</b>
Mínimo	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	6.1	8.4	8.0	8.7	0.0	0.0	20.9
Promedio	13.0	12.6	14.0	19.4	26.1	31.9	34.9	38.8	33.4	28.1	22.5	19.3	45.7

TABLA No. 2.2



*Método estadístico de Gumbel  
(Manual de Obras Civiles, C.F.E.)*

Los métodos estadísticos permiten ajustar una función de distribución de probabilidades a los gastos máximos registrada en el pasado; extrapolando dicha función, se determina la lluvia que corresponde a una probabilidad deseada.

Dentro de estos métodos el de Gumbel es el de uso más frecuente en México; en él se parte de la hipótesis de que los valores de gastos máximos anuales pueden representarse estadísticamente con una función de distribución de probabilidades de la forma.

$$F_Q(q) = \exp\left\{-\exp\left(\frac{Ll - a}{c}\right)\right\}$$

Ecuación 1

Donde:

$Q$  Variable que representa a los gastos máximos

$F_Q(q)$  Función de distribución de probabilidades de gastos máximos anuales

$a, c$  Parámetros de la función. Se estima a partir de los gastos máximos anuales registradas

$\exp$  Base de los logaritmos naturales

Al tomar dos veces logaritmos naturales en la ecuación 1, se tendrá que:

$$\text{LnLn}\left(\frac{1}{F_Q(q)}\right) = \frac{q - a}{c}$$

Donde:

$\text{Ln}$  Logaritmo natural

O bien

$$\text{LnLn}\left(\frac{Tr}{Tr - 1}\right) = \frac{q - a}{c} \quad \text{Ecuación 2}$$

Donde:

$Tr$  Periodo de retorno en años, asociado al gasto máximo  $Q$ , cuyo recíproco es la probabilidad de que en un año cualquiera ocurra esa lluvia o una mayo.



La ecuación 2 se puede escribir de la siguiente manera:

$$q = a + c \operatorname{LnLn} \frac{Tr}{Tr - 1} \quad \text{Ecuación 2.a}$$

En seguida se describe el procedimiento para el ajuste por mínimos cuadrados de la función 2.a, conocido como método de Nash.

1) Los gastos máximos de n años sucesivos de muestra se ordenan de mayor a menor y se les designa con la letra  $Q_i$ ; también se les asigna un valor  $r_i$ , corresponde al número de orden del arreglo descrito.

2) Se estima para cada gasto máximo un periodo de retorno definido por  $Tm = \frac{n+1}{r_i}$  y, sucesivamente se calcula, para cada gasto, el cociente  $\frac{Tm}{Tr-1}$ , y el logaritmo natural del logaritmo natural de dicho cociente, el cual se denomina como  $X_i = \operatorname{LnLn} \left( \frac{Tm}{Tm, -1} \right)$ .  $Tm$  es una estimación del parámetro de la distribución teórica de la población de gastos máximos.

3) Para cada gasto máximo se calculan los cuadrados de  $Q_i, x_i$ , y el producto  $Q_i x$

4) Se hace la suma de los valores  $Q_i, Q_i^2, x_i, x_i^2$  y  $Q_i x_i$  desde  $r = 1$  hasta  $r = n$ .

5) Se calculan las medias

$$\bar{Q} = \sum \frac{Q_i}{n} \quad \text{y} \quad \bar{x} = \sum \frac{x_i}{n}$$

6) Se determinan las constantes

$$c = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i Q_i) - n \bar{Q} \bar{x}}{\sum_{i=1}^n x_i^2 - n \bar{x}^2}$$

$$a = \bar{Q} - c \bar{x}$$

7) La lluvia máxima correspondiente a cualquier periodo de retorno  $Tr$ , en años, se determina con la siguiente expresión.



$$Q(Tr) = a + c \ln \ln \frac{Tr}{Tr - 1}$$

Donde  $Q(Tr)$  Gasto máximo con periodo de retorno.

**GASTO MÁXIMO**  
Método Estadístico de Gumbel  
Estación Emisor Requena (Fuente GASIR)

$r_i$	$q_i$	$q_i$	$Tr$	$Tr/(Tr-1)$	$X_i$	$q_i^2 \times 10^6$	$X_i^2$	$X_i q_i$
1	48.58	55.83	13.0	1.1	-2.5	0.0031	6.4	-141.0
2	48.20	54.87	6.5	1.2	-1.8	0.0030	3.2	-98.2
3	55.83	51.59	4.3	1.3	-1.3	0.0027	1.8	-69.0
4	47.60	48.58	3.3	1.4	-1.0	0.0024	1.0	-48.6
5	43.52	48.20	2.6	1.6	-0.7	0.0023	0.5	-34.8
6	51.59	47.60	2.2	1.9	-0.5	0.0023	0.2	-22.8
7	46.92	47.55	1.9	2.2	-0.3	0.0023	0.1	-12.2
8	54.87	46.92	1.6	2.6	0.0	0.0022	0.0	-2.1
9	46.67	46.67	1.4	3.3	0.2	0.0022	0.0	7.7
10	41.83	43.52	1.3	4.3	0.4	0.0019	0.1	16.7
11	42.24	42.24	1.2	6.5	0.6	0.0018	0.4	26.5
12	47.55	41.83	1.1	13.0	0.9	0.0017	0.9	39.4
$\Sigma =$	575.4			$\Sigma =$	-6.0	0.0	14.6	-338.6

Tr = 2	$Q_2 =$	47.4	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 3	$Q_3 =$	49.6	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 4	$Q_4 =$	51.1	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 5	$Q_5 =$	52.1	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 6	$Q_6 =$	53.0	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 7	$Q_7 =$	53.7	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 8	$Q_8 =$	54.3	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 9	$Q_9 =$	54.8	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 10	$Q_{10} =$	55.3	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 15	$Q_{15} =$	57.1	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 20	$Q_{20} =$	58.3	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 25	$Q_{25} =$	59.3	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 30	$Q_{30} =$	60.1	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 40	$Q_{40} =$	61.3	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 50	$Q_{50} =$	62.3	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 75	$Q_{75} =$	64.0	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 100	$Q_{100} =$	65.2	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 500	$Q_{500} =$	72.0	m <sup>3</sup> /seg

TABLA No. 2.3



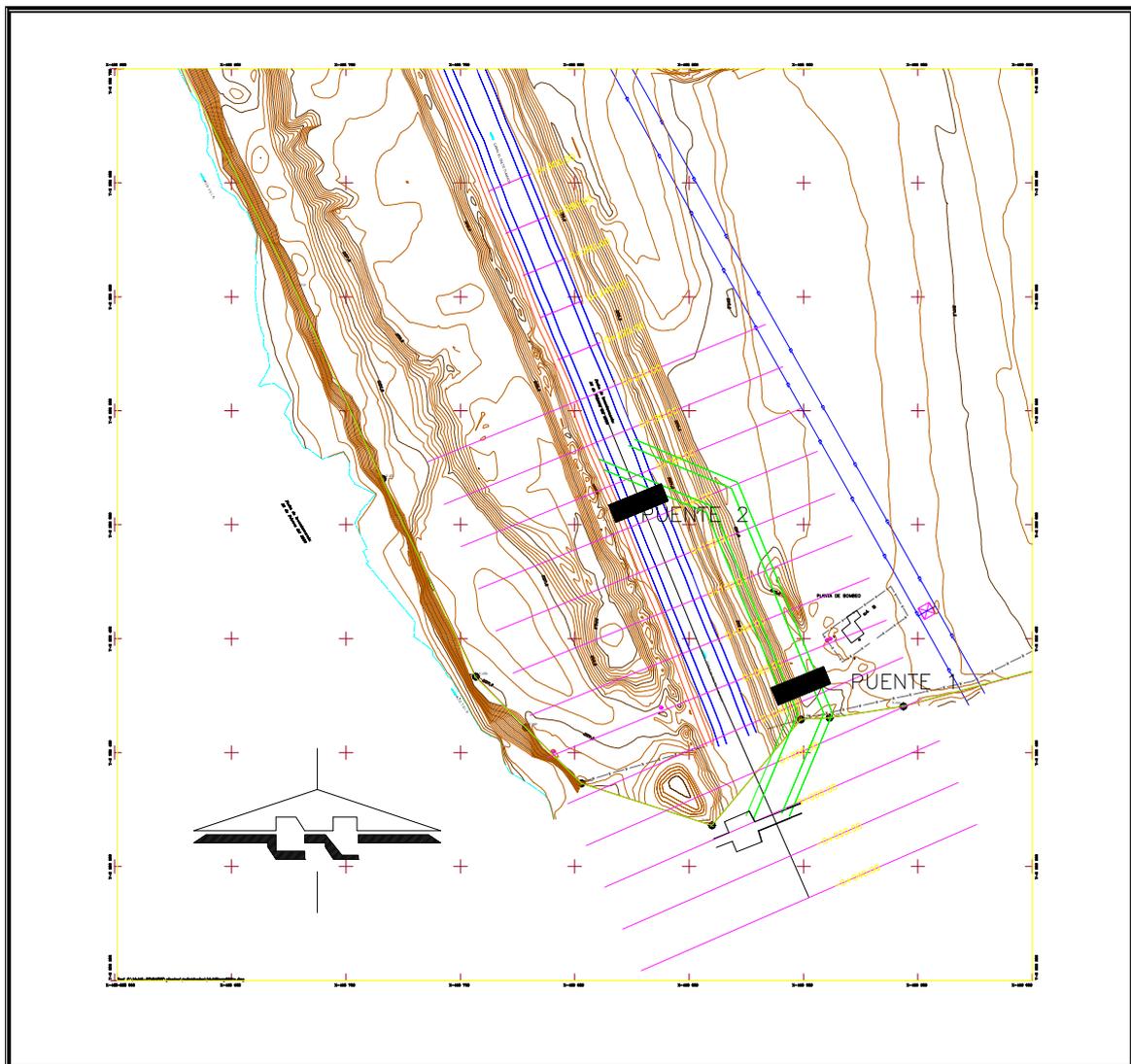
**GASTO MÁXIMO**  
Método Estadístico de Gumbel  
Estación Emisor Requena (Fuente BANDAS)

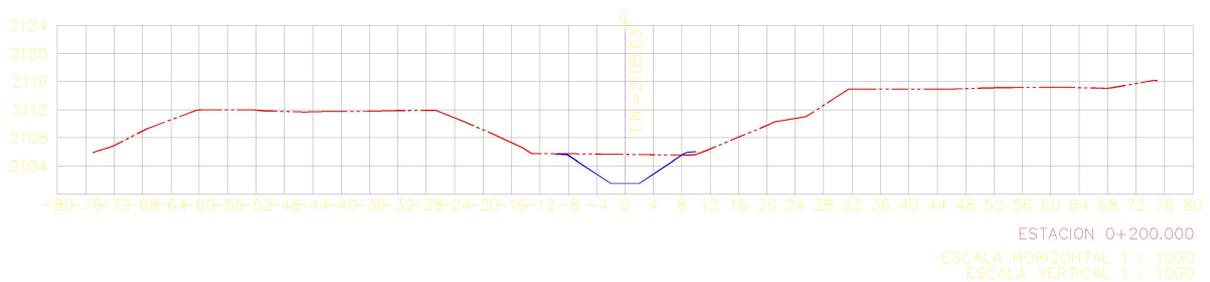
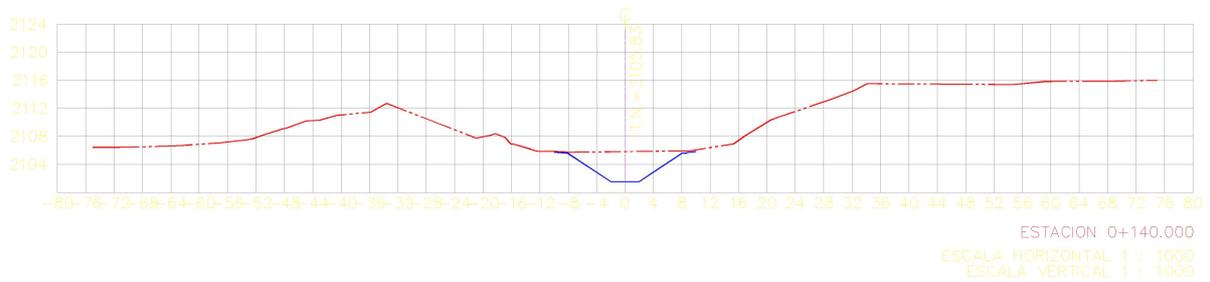
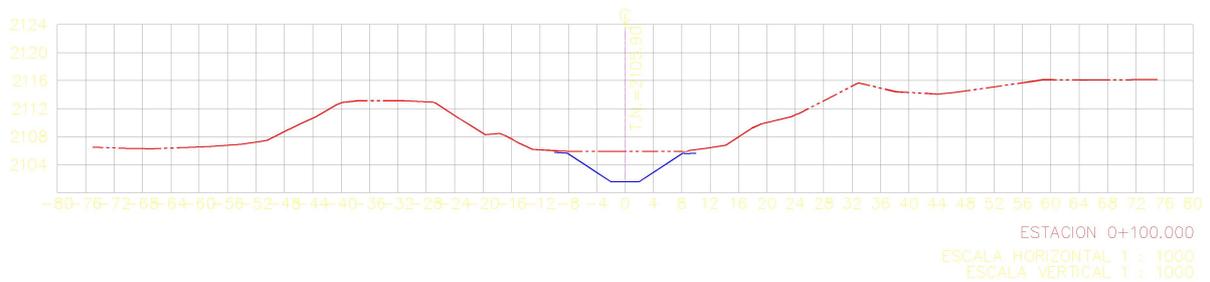
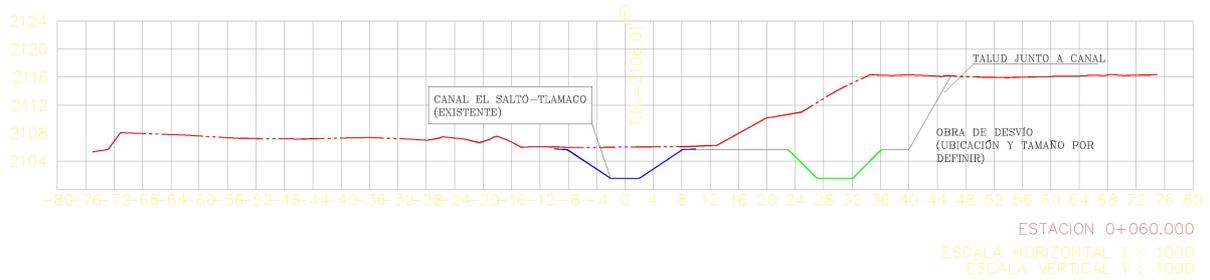
$r_i$	$q_i$	$q_i$	$Tr$	$Tr/(Tr-1)$	$X_i$	$q_i^2 \times 10^6$	$X_i^2$	$X_i q_i$
1	20.86	68.16	15.0	1.1	-2.7	0.0046	7.1	-182.2
2	68.16	52.97	7.5	1.2	-1.9	0.0028	3.8	-103.0
3	40.20	52.09	5.0	1.3	-1.5	0.0027	2.2	-78.1
4	31.38	49.13	3.8	1.4	-1.2	0.0024	1.4	-57.5
5	43.92	49.09	3.0	1.5	-0.9	0.0024	0.8	-44.3
6	48.98	48.98	2.5	1.7	-0.7	0.0024	0.5	-32.9
7	52.09	48.95	2.1	1.9	-0.5	0.0024	0.2	-22.7
8	49.13	47.94	1.9	2.1	-0.3	0.0023	0.1	-13.0
9	52.97	43.92	1.7	2.5	-0.1	0.0019	0.0	-3.8
10	49.09	42.90	1.5	3.0	0.1	0.0018	0.0	4.0
11	42.90	42.55	1.4	3.8	0.3	0.0018	0.1	11.9
12	42.55	40.20	1.3	5.0	0.5	0.0016	0.2	19.1
13	47.94	31.38	1.2	7.5	0.7	0.0010	0.5	22.0
14	48.95	20.86	1.1	15.0	1.0	0.0004	1.0	20.8
$\Sigma =$	639.1			$\Sigma =$	-7.1	0.0	17.9	-459.9

Tr = 2	Q <sub>2</sub> = 44.3	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 3	Q <sub>3</sub> = 49.3	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 4	Q <sub>4</sub> = 52.6	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 5	Q <sub>5</sub> = 54.9	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 6	Q <sub>6</sub> = 56.8	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 7	Q <sub>7</sub> = 58.4	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 8	Q <sub>8</sub> = 59.8	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 9	Q <sub>9</sub> = 60.9	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 10	Q <sub>10</sub> = 62.0	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 15	Q <sub>15</sub> = 66.0	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 20	Q <sub>20</sub> = 68.7	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 25	Q <sub>25</sub> = 70.9	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 30	Q <sub>30</sub> = 72.6	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 40	Q <sub>40</sub> = 75.4	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 50	Q <sub>50</sub> = 77.5	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 75	Q <sub>75</sub> = 81.3	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 100	Q <sub>100</sub> = 84.0	m <sup>3</sup> /seg
Tr = 500	Q <sub>500</sub> = 99.2	m <sup>3</sup> /seg

TABLA No. 2.4

## 2.2 LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS







## 2.3 ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS

Inicialmente, se contó con el estudio de mecánica de suelos elaborado por la Comisión Federal de Electricidad (CFE):

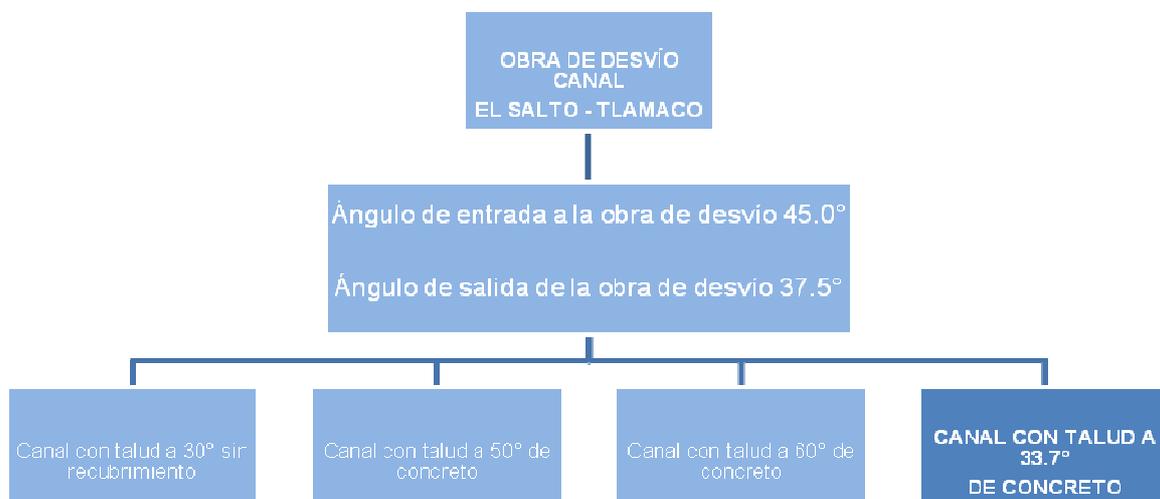
Estudios de geotecnia en el sitio previsto para la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales "El Salto", Hgo. Tecnología y Sistemas, S.A., julio de 1998

Informe geotécnico final de interpretación estratigráfica para la PTAR Atotonilco, Hgo. Subgerencia de Geotecnia y Material. Comisión Federal de Electricidad, abril de 2009.

Recientemente la empresa GEOTEC realiza una nueva etapa de exploración mediante sondeos en la zona del proyecto; de ésta se obtuvo información preliminar en el mes de agosto de 2010, que consiste en dos perfiles estratigráficos y su ubicación.

## 2.4 ALTERNATIVAS ANALIZADAS

Para el diseño y trazo del canal de desvío, se revisaron diferentes alternativas, las cuales consideraron: ángulo de entrada entre el canal existente y la obra de desvío, ángulo de inclinación de talud del canal y material para la construcción del canal.





El primer criterio para el diseño de la obra de desvío es definir el ángulo para el cambio de dirección del agua; éste debe ser lo más suave posible, para evitar la formación de turbulencias y remansos dentro del canal, además de considerar el espacio disponible con que se cuenta y las estructuras del proyecto.

El primer cambio de dirección se inicia a 4.0 metros del puente – canal existente, con un ángulo de inclinación de  $45^\circ$ , sobre su eje, considerando este arreglo geométrico para proteger la estructura de paso existente y el espacio para la construcción de las diversas estructuras diseñadas para el ingreso del agua a la planta de tratamiento.

En función de la estabilidad del suelo en la zona de la obra, se analizan diferentes ángulos de inclinación de talud:  $30^\circ$  a  $60^\circ$  y mayores, observando que son estables de acuerdo al análisis de Mecánica de Suelos.

Por último, se analiza el funcionamiento hidráulico del canal de desvío, conservando la geometría del canal existente: talud de  $33.7^\circ$ , base de 4.0 m, altura de 4.0 m y un ancho de corona de 16.0 m. Así mismo, se considera la sección rectangular y sus transiciones, que se requieren para la zona de inicio del canal. Esta opción se diseña y revisa mediante una sección de concreto armado.



# ***PROYECTO CONCEPTUAL***



### 3 PROYECTO CONCEPTUAL

#### 3.1 DESCRIPCIÓN

El proyecto de la obra de desvío, consiste en la modificación temporal del flujo de agua de algún punto en específico. En este caso se requiere modificar de manera temporal el flujo de agua que transita por el canal El Salto – Tlamaco.

Esta obra temporal permite la construcción de las estructuras de llegada de la PTAR, como son la modificación de la sección del canal El Salto – Tlamaco, obras de derivación y demasías, así como las estructuras de entrada a la planta, las cuales serán incorporadas en ambas márgenes del canal.

El desvío se realizará por medio de un canal paralelo a éste con una separación promedio de 13.0 m entre hombros, y una longitud total de 210.19 m. Las distancias que separan al canal existente del de proyecto no son uniformes, debido a que el canal existente tiene una ligera curvatura, así se observa en el cadenamiento 0+060.0 del canal existente, la separación entre ejes es 29.6135 m, mientras que en la sección 0+150.0 es de 28.9831 m.

La conexión del canal existente con el nuevo se realiza mediante un canal de tipo rectangular de 9.0 m de base, 4.0 de altura y 25.11 m de longitud, seguido de una estructura de transición con longitud de 8.75 m, con la que se cambia la sección trapecial del canal cuya base es de 4.0 m y taludes con inclinación 33.7°.

En el proyecto se consideran, en las zonas de conexión del desvío con el canal existente, ángulos de conexión de 45° y 37.5°. El primero se debe al ajuste necesario para permitir la construcción de las diversas estructuras en la entrada a la planta, el segundo permite una transición adecuada en el cambio de dirección. Ambos criterios permiten un correcto funcionamiento hidráulico, que reducen la posibilidad de formación de vórtices y remansos.

Esta obra se complementa con la construcción de ataguías, cuya función es obstruir el flujo del agua en la zona de construcción, y desviar el flujo hacia el canal de desvío proyectado; éstas se ubican en la entrada y salida, lo que permite que este tramo se conserve temporalmente libre de agua.

Se considera la construcción de dos tipos de ataguía, la primera de ellas, en la zona de entrada al desvío, de concreto ciclópeo y de sección rectangular, con lo cual se libera espacio dentro de esta zona de la obra; el material de construcción de ésta permite tener mayor estabilidad en la estructura debido a que su densidad. La segunda ataguía se construirá de tierra, por lo que se considera una geometría trapecial que por tanto requiere de un mayor espacio, lo cual es posible en esa zona. En ambas márgenes de la



salida de la obra de desvío, se protegerá la unión con la margen derecha del canal existente con un muro de protección a base de concreto ciclópeo.

## 3.2 ANÁLISIS DE MECÁNICA DE SUELOS

Debido a que la zona del proyecto se ubica en una zona donde se deberán realizar cortes al terreno natural, es necesario analizar el comportamiento que el suelo tendrá y las características de este para garantizar el adecuado funcionamiento de la obra.

Dentro de las actividades a desarrollar es necesario revisar la estabilidad del talud, tanto en la zona del canal como en los cortes que se practicaran para alojar la obras de desvío, así mismo se realiza un análisis de cimentación con el cual se determina la capacidad de carga del suelo específicamente donde se alojara el canal, revisando específicamente la losa de fondo y los muros.

Se realiza un análisis de presiones que ejerce el suelo con la finalidad de diseñar un muro de concreto ciclopeo para la protección de los taludes del canal existente.

### 3.2.1 Estabilidad de taludes

El objetivo será determinar la estabilidad general del talud, llevando a cabo un análisis geotécnico consistente en recopilación de información del subsuelo y análisis de resultados. En este informe se describen los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos, se consignan las recomendaciones que se juzgan más convenientes para la estabilidad del talud de interés, conservando un factor de seguridad admisible para condiciones estáticas y dinámicas.

Con base en la información proporcionada y la obtenida en el campo, y atendiendo a las características geométricas del talud, se harán análisis de la estabilidad del talud, que incluyen la revisión de los estados límite de falla para condiciones estáticas, y para condiciones dinámicas (sismo), bajo las siguientes condiciones:

- Talud para el apoyo de las losas laterales del canal de  $33.7^\circ$ , y taludes en la zona de corte en el rango de  $30^\circ$  a  $45^\circ$ .



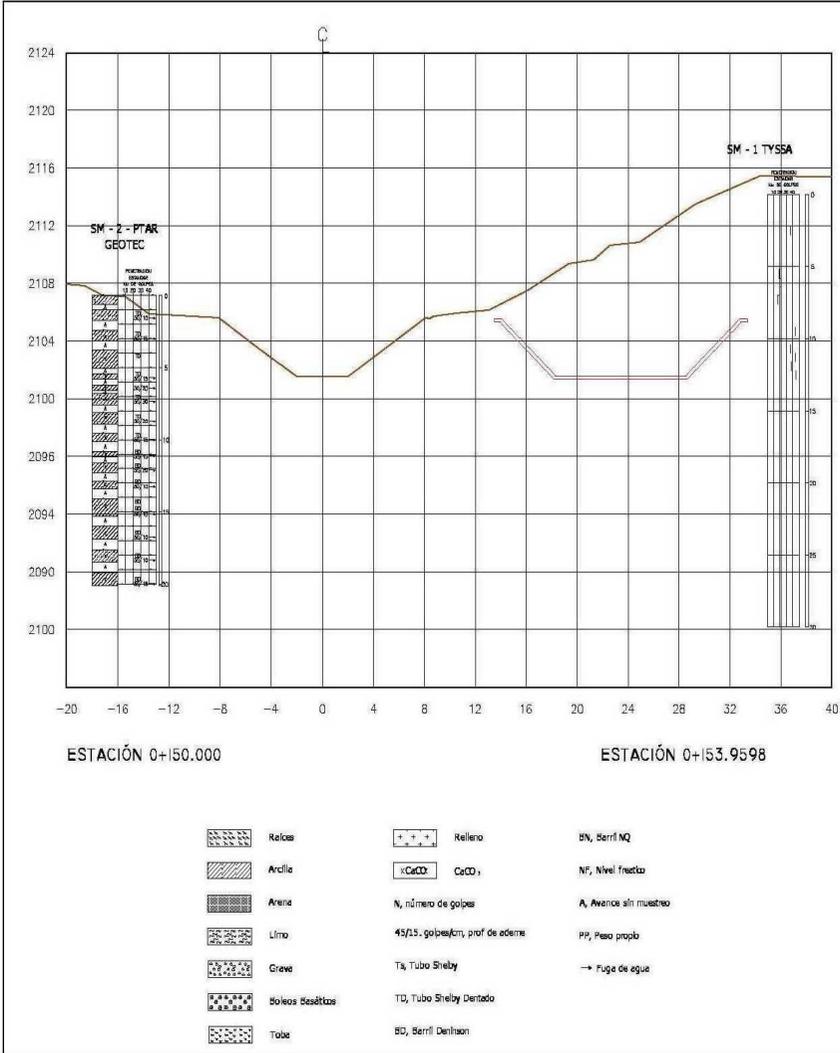
### 3.2.2 Reconocimiento del subsuelo

Para determinar las características estratigráficas, físicas y mecánicas del área de interés, se realizó una recopilación de la información proporcionada de los trabajos de campo realizados en la zona de interés. Cercano al sitio de estudio se realizaron dos sondeos mixtos, en las figuras No. 3.1 y 3.2, se muestra su ubicación y perfil estratigráfico.

#### 3.2.3. Características estratigráficas y físicas del subsuelo

Con relación a la verificación de los materiales sobre los que se apoyará la cimentación, tomando en cuenta la elevación del brocal del sondeo en la cota 2,106.031 y la del nivel de losa del canal de desvío con cota 2,101.545, que corresponden a los reportados en el estudio de mecánica de suelos, en particular al perfil estratigráfico y propiedades del subsuelo en el sondeo SM-1-PTAR, con las siguientes características:

Cota (m)	Descripción
2,106.03 – 2,102.2	Arcilla firme café claro y gris claro de consistencia dura, con contenido de agua medio 40 %.
2,102.2 – 2,100.5	Boleo y gravas empacados en arcilla verde claro.
2,100.5 – 2,097.8	Arcilla, verde claro, con carbonato de calcio, con contenido de agua medio de 50 %, de consistencia firme.
2,097.8 – 2,085.8	Arcilla gris verdosa, con contenido de agua medio de 55 %, de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.



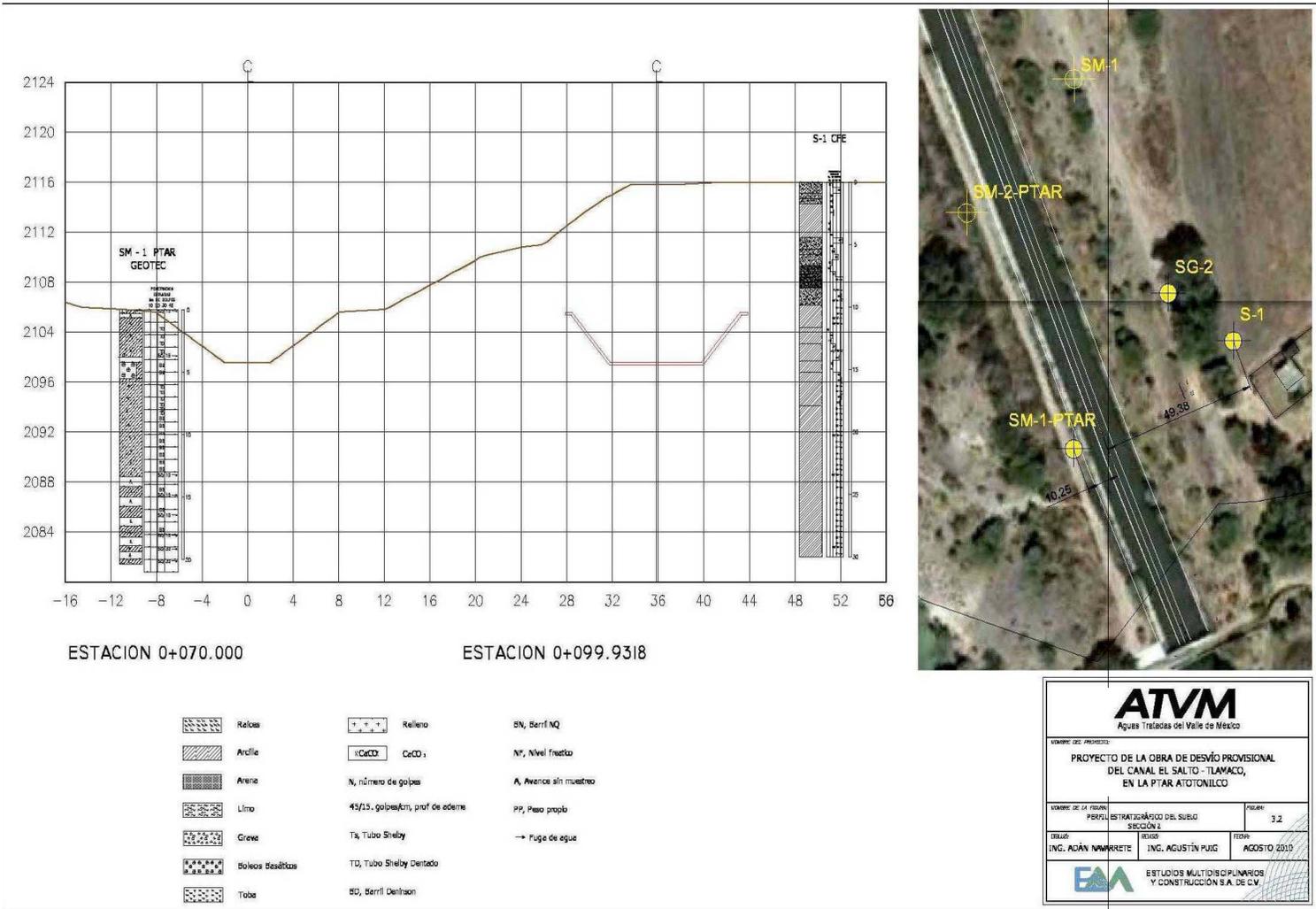
**ATVM**  
Agua Tratadas del Valle de México

PROYECTO DE LA OBRA DE DESVÍO PROVISIONAL DEL CANAL EL SALTO - TLAMACO, EN LA PTAR ATOTONILCO

NUMERO DE LA FOLIO:	FECHA:	FOLEO:
PERFIL: ESTRATIGRAFICO DEL SUELO	SECCION: 1	3.1
DESA: ING. ADÁN NARANJETE	DESA: ING. AGUSTÍN PUIG	FECHA: AGOSTO 2010

**EM** ESTUDIOS MULTIDISCIPLINARIOS Y CONSTRUCCIÓN S.A. DE C.V.

FIG. 3.1





El proyecto contempla un canal de desvío entre el cadenamamiento 0+011.564 al 0+210.19, con sección trapecial, aunque rectangular en su inicio, con un nivel de la losa de fondo en el inicio del canal en la cota 2,101.577; y paredes laterales con talud de 33.7° con respecto a la horizontal y un nivel de corona del canal de desvío a la cota 2,105.577

El coeficiente sísmico que deberá considerarse, que actúa en la base de la construcción por efecto de sismo, será igual a 0.12, por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene características similares a la zona que el Reglamento de Construcciones denomina Zona de Transición.

### 3.2.3 Análisis de estabilidad de taludes

Como se ha sido indicado, los materiales existentes hasta la máxima profundidad de excavación son suelos con características cohesivo –friccionantes, y básicamente no presentan diferencias importantes en su resistencia, por lo que las condiciones de suelo son prácticamente homogéneas.

El análisis de estabilidad de taludes se realiza con el programa SLIDE V 5.0. Se tomó en cuenta la condición más desfavorable en cuanto a la estratigrafía reportada en el sondeo S-1 de la CFE; que presenta las siguientes características, considerando el brocal del sondeo a la cota 2,115.953 m, y la del nivel de losa del canal de desvío con cota 2,101.5.

Cota (m)	Descripción
2,115.953 – 2,115.053	Arena gris oscuro, con arcilla y raicillas de compacidad variable de media a compacta, con contenido de agua medio 18 %, índice de resistencia a la penetración estándar variable de 17 a 42 golpes.
2,115.053 – 2,114.553	Arena arcillosa gris oscuro, con gravillas aisladas de hasta 3/8" de diámetro, con carbonato de calcio, de compacidad media, con contenido de agua medio 19 %, índice de resistencia a la penetración estándar de 20 golpes. De 60% de arena y 40% de finos.



Cota (m)	Descripción
2,114.553 – 2,114.153	Arena poco arcillosa gris claro, de compacidad media, con contenido de agua medio 5 %, índice de resistencia a la penetración estándar de 18 golpes. 88 % de arena y 12 % de finos
2,114.153 – 2,111.453	Arcilla de alta plasticidad, color negro, con grumos del mismo material, con carbonato de calcio, de consistencia variable de muy firme a firme, con contenido de agua medio 42 %, índice de resistencia a la penetración estándar variable de 20 a 12 golpes. 4 % de arena y 96 % de finos. De Límite Líquido de 75 %, Límite Plástico de 33 % e Índice Plástico de 42 %, Del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.
2,111.453 – 2,110.653	Arcilla gris, con arena de fina a gruesa y carbonato de calcio, de consistencia variable de dura a muy firme, con contenido de agua medio 25 %, índice de resistencia a la penetración estándar variable de 47 a 20 golpes.
2,110.653 – 2,110.153	Arcilla de baja plasticidad, arenosa, color café grisáceo, de consistencia muy firme, con contenido de agua medio 26 %, índice de resistencia a la penetración estándar de 25 golpes. 30 % de arena y 70 % de finos. De Límite Líquido de 38 %, Límite Plástico de 22 % e Índice Plástico de 16 %, Del grupo CL según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.
2,110.153 – 2,109.253	Arcilla con arena, café, con carbonato de calcio, de consistencia variable de dura a muy firme, con contenido de agua medio 25 %, índice de resistencia a la penetración estándar variable de 35 a 16 golpes.



Cota (m)	Descripción
2,109.253 – 2,108.753	Limo con arena, café claro, de consistencia firme, con contenido de agua medio 22 %, índice de resistencia a la penetración estándar 12 golpes.
2,108.753 – 2,107.353	Limo de baja plasticidad, arenoso, café claro, con carbonato de calcio, de consistencia variable de muy firme a dura, con contenido de agua medio 22 %, índice de resistencia a la penetración estándar variable de 26 a más de 50 golpes. 32 % de arena y 68 % de finos. De Límite Líquido de 39 %, Límite Plástico de 25 % e Índice Plástico de 14 %, Del grupo ML según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.
2,107.353 – 2,106.953	Arcilla de baja plasticidad, arenosa, color gris verdoso, con grumos de carbonato de calcio, de consistencia dura, con contenido de agua medio 22 %, índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. 30 % de arena y 70% de finos. De Límite Líquido de 40 %, Límite Plástico de 22 % e Índice Plástico de 18 %, Del grupo CL según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.
2,106.953 – 2,106.053	Arcilla con arena color gris verdoso, con gravas aisladas de hasta $\frac{3}{4}$ " de diámetro, de consistencia dura, con contenido de agua medio 20 %, índice de resistencia a la penetración estándar variable de 44 a más de 50 golpes.
2,106.053 – 2,104.253	Arcilla de alta plasticidad, café verdoso, con grumos de carbonato de calcio, de consistencia dura, con contenido de agua variable de 30 a 54 %, índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. 1 % de arena y 99 % de finos. De Límite Líquido de 52 %, Límite Plástico de 19 % e Índice Plástico de 33 %, Del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.
2,104.253 – 2,102.853	Arcilla color café verdoso, con grumos de carbonato de calcio, de consistencia firme a dura, con contenido de agua medio 85 %, índice de resistencia a la penetración estándar variable de 10 a más de 15 golpes.



Cota (m)	Descripción
2,102.853 – 2,101.553	Arcilla de alta plasticidad, color café verdoso, con grumos de carbonato de calcio, de consistencia variable de muy firme a dura, con contenido de agua variable de 44 a 66 %, índice de resistencia a la penetración estándar variable de 27 a más de 50 golpes. 1 % de arena y 99 % de finos. De Límite Líquido de 82 %, Límite Plástico de 24 % e Índice Plástico de 58 %, Del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.
2,101.553 – 2,100.653	Arcilla de alta plasticidad, color café verdoso, con grumos de carbonato de calcio, de consistencia muy firme, con contenido de agua medio de 80 %, índice de resistencia a la penetración estándar de 18 golpes. 0 % de arena y 100 % de finos. De Límite Líquido mayor a 100%, Límite Plástico 34 % e Índice Plástico de 66 %, Del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.
2,100.653 – 2,097.953	Arcilla de alta plasticidad, color café verdoso, con grumos de carbonato de calcio, de consistencia dura, con contenido de agua medio de 50 %, índice de resistencia a la penetración estándar variable de 44 a más de 50 golpes. 0 % de arena y 100 % de finos. De Límite Líquido de 100 %, Límite Plástico 30 % e Índice Plástico de 70 %, Del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.

Además, es importante mencionar que se analizaron los resultados obtenidos en los sondeos existentes efectuados en el año de 1998 por la compañía TYSSA, y en el año 2009 por la CFE, así como también los dos sondeos recientes efectuados por Geotec como parte del estudio geotécnico que se está realizando. Las coordenadas y elevación de brocales y nivel de agua freática, NAF, son las siguientes:



Sondeo	Empresa año	X (m)	Y (m)	Z (m)	NAF (m)
SG-2	TYSSA, 1998	468882.551	2206476.545	2116.052	2108.51
SM-1	TYSSA, 1998	468852.682	2206539.674	2115.653	2106.93
S-1	CFE, 2009	468903.57	2206462.499	2115.953	No detectado
SM-1-PTAR	GEOTEC, 2010	468852.145	2206430.669	2106.031	2099.54
SM-2-PTAR	GEOTEC, 2010	468819.653	2206499.543	2105.879	2101.48

En el caso de los sondeos efectuados por la CFE en el año de 2009, durante la época de estiaje, sólo se detectó el NAF en el sondeo S-3 a la elevación 2,094.87 metros. Cabe mencionar que los sondeos efectuados por la compañía TYSSA en 1998, así como los que está efectuando Geotec en el 2010, corresponden a la temporada de lluvias. Por lo anterior el nivel de agua freática deberá considerarse en el análisis y diseño del canal de desvío.

Los tipos de falla que se presentan con mayor frecuencia en los taludes de una excavación son las siguientes:

- ❖ Falla por rotación
- ❖ Falla por deslizamiento o traslación

En el primer caso, se define como una superficie de falla curva a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud, esta superficie forma un trazo como el plano de la hoja muy similar a una circunferencia.

En el segundo caso, la falla ocurre a lo largo de superficies débiles en el cuerpo del talud, o en su cimentación, las cuales suelen ser horizontales o muy poco inclinadas respecto a la horizontal.

Así, y dadas las condiciones del suelo, el mecanismo de falla general que tiene más posibilidad de ocurrir es el de deslizamiento rotacional a lo largo de una superficie de falla circular.



En este caso se trata de un talud en un suelo que tiene por ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo:

$$S = C + \sigma \tan \phi$$

Donde:

- S: Resistencia al esfuerzo cortante
- C: Cohesión
- $\sigma$  : Esfuerzo normal
- $\phi$  : Ángulo de fricción interna

Se efectuó un análisis de estabilidad de taludes, tomando en cuenta para ello que los materiales existentes hasta la máxima profundidad de excavación y en el cuerpo de los taludes, son de tipo cohesivo, no presentan diferencias importantes en su resistencia, por lo que el mecanismo de falla general que tiene más probabilidades de ocurrir es el de rotación a lo largo de una superficie cilíndrica. El análisis se hizo empleando un programa de computadora que aplica el método de Bishop simplificado.

Para la determinación del factor de seguridad mínimo de un talud, se parte del círculo crítico según las gráficas de Jambu, modificando su centro y su radio de tal manera que la superficie se desarrolle preferentemente por los estratos menos resistentes, hasta el menor factor de seguridad correspondiente a una superficie potencial de falla.

Considerando que la geometría proyectada de los taludes, son a  $33.7^\circ$  para apoyar las losas laterales de canal, con altura de 4.0 m; y de  $30$  a  $45^\circ$ , en las zonas de corte fuera del canal, con altura de 13.0 m; características estratigráficas y físicas del subsuelo del talud de interés en particular las reportadas en el S- 1 de la CFE; la presencia y movilidad del NAF; y considerando la existencia de vialidades y construcciones en la corona del talud, se efectuó el análisis para revisar la estabilidad del talud de interés.

Se consignan los parámetros del subsuelo considerados, los criterios de análisis aplicados para la revisión de la estabilidad del talud, y los resultados obtenidos de los análisis:

En suelos homogéneos o en los que la resistencia de los materiales que constituyen el talud no tiene diferencias importantes, el mecanismo de falla más probable es a lo largo de una superficie de falla cilíndrica.

Para la determinación del factor de seguridad contra la falla de rotación de un talud dado, incluyendo sobrecarga en la corona y acción sísmica se emplea un programa de computadora que aplica el método de Bishop simplificado.

La posibilidad de que una grieta generada en el talud reduzca su factor de seguridad, dependerá de si la superficie de falla crítica corta la zona de tensiones, en la que resulta factible la generación de grietas.

En el caso de suelos poco heterogéneos uno de los círculos que será analizado mediante el programa de computadora mencionado, será el que tenga su centro con la ubicación que de éste se obtiene, de acuerdo a las gráficas de Jambu, con un radio tal que la superficie de falla pase por el pie del talud. Además del círculo antes mencionado, se analizan varias posiciones del centro de círculos de falla partiendo del centro del círculo crítico según Jambu, variando su posición en sentido ortogonal con separación de  $H/30$ , para cada posición de centro de círculos se analizan otros círculos con radios tales que partiendo del que corresponda a falla por el pie del talud se incremente el radio en  $h/30$ . Si los suelos son estratificados se eligen para los estratos de baja resistencia.

### *Procedimiento de análisis de estabilidad de un talud dado*

Para dictaminar si la geometría actual del talud es la más adecuada de acuerdo a las características estratigráficas y físicas del subsuelo, de su altura, de la sobrecarga en la corona, del tiempo que permanecerá el talud, de las condiciones dinámicas o estáticas y de los factores de seguridad admisibles, se determinará mediante el procedimiento que a continuación se describe y, en caso necesario, se establecerán las medidas que se juzguen más adecuadas para garantizar la estabilidad del talud.

A continuación se muestra la matriz analizada en el programa, la cual muestra una sobrecarga a la orilla de  $14.72 \text{ K/Nm}$ , y la estratigrafía considerada. Figura No. 3.3.

### ELEMENTOS DE DISEÑO

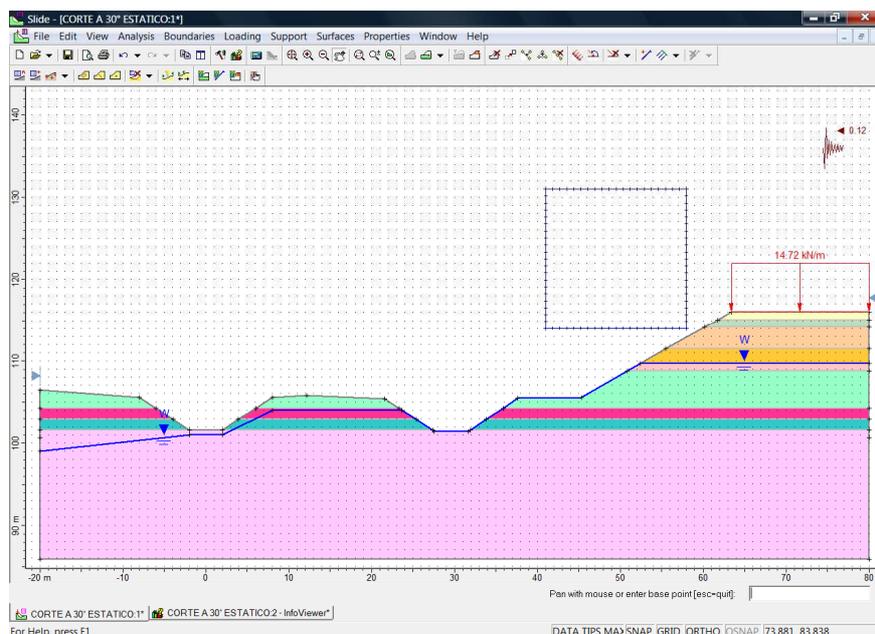
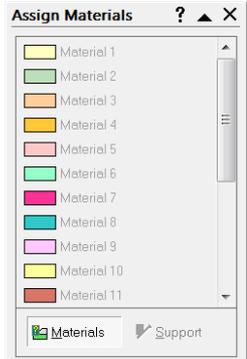


Figura No. 3.3



En la siguiente tabla se muestran los elementos de partida del análisis de estabilidad de talud:

<p><b>Slide Analysis Information</b></p> <p><u>Project Settings</u></p> <p>Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program          Failure Direction: Right to Left          Units of Measurement: SI Units          Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>          Groundwater Method: Water Surfaces          Data Output: Standard          Calculate Excess Pore Pressure: Off          Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off          Random Numbers: Pseudo-random Seed          Random Number Seed: 10116          Random Number Generation Method: Park and Miller v.3</p> <p><u>Analysis Methods</u></p> <p>Analysis Methods used:          Bishop simplified          Janbu simplified</p> <p>Number of slices: 25          Tolerance: 0.005          Maximum number of iterations: 50</p>	<p><u>Surface Options</u></p> <p>Surface Type: Circular          Radius increment: 10          Minimum Elevation: Not Defined          Composite Surfaces: Disabled          Reverse Curvature: Create Tension Crack</p> <p><u>Loading</u></p> <p>Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.12          1 Distributed Load present:          Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Normal to boundary, Magnitude: 14.715 kN/m</p>
--	---

<p><b>Material Properties</b></p>  <p><u>Material: Material 1</u>          Strength Type: Mohr-Coulomb          Unit Weight: 15.696 kN/m<sup>3</sup>          Cohesion: 0 kPa          Friction Angle: 30 degrees          Water Surface: Water Table          Custom Hu value: 1</p> <p><u>Material: Material 2</u>          Strength Type: Mohr-Coulomb          Unit Weight: 15.696 kN/m<sup>3</sup>          Cohesion: 29.43 kPa          Friction Angle: 28 degrees          Water Surface: Water Table          Custom Hu value: 1</p>	<p>Material: Material 3          Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup>          Cohesion: 98.1 kPa          Friction Angle: 0 degrees</p> <p>Material: Material 4          Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup>          Cohesion: 68.67 kPa          Friction Angle: 28 degrees</p> <p>Material: Material 5          Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup>          Cohesion: 117.72 kPa          Friction Angle: 0 degrees          Water Surface: None</p> <p>Material: Material 6          Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup>          Cohesion: 58.86 kPa          Friction Angle: 0 degrees</p> <p>Material: Material 7          Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup>          Cohesion: 117.72 kPa          Friction Angle: 0 degrees</p> <p>Material: Material 8          Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup>          Cohesion: 24.87 kPa          Friction Angle: 20.45 degrees</p> <p>Material: Material 9          Unit Weight: 15.696 kN/m<sup>3</sup>          Cohesion: 104.90 kPa          Friction Angle: 12.4 degrees</p>
---	--



### Factor de seguridad

El factor de seguridad está dado por la relación entre las fuerzas que se oponen al movimiento o resistentes, y las fuerzas actuantes, es decir:

$$F.S. = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes}}{\sum \text{Fuerzas actuantes}}$$

De lo anterior se tiene lo siguiente:

$1 < F.S.$	Estable
$1 > F.S.$	Falla
$1 = F.S.$	Incipiente de falla

Para asegurar la estabilidad, se recomienda que el factor de seguridad mínimo en condiciones estáticas sea mayor o igual a 1.5, es decir las fuerzas resistentes son 50% mayores que las actuantes. Para las condiciones dinámicas se recomienda sea mayor o igual de 1.30.

### *Revisión de la estabilidad del talud en condiciones estáticas y dinámicas*

Se consideró que la geometría proyectada de los taludes (Figura No. 3.3) es con alturas variables de 4.0 a 13.0 m; las características estratigráficas y físicas del subsuelo del talud de interés; y tomando en cuenta la existencia de vialidades y construcciones en la corona del talud, se efectuó el análisis para revisar la estabilidad del talud de interés. Suponiendo la acción de una sobrecarga uniformemente repartida de 1.5 Ton/m<sup>2</sup> (maquinaria y vialidades), actuando en un área contigua a la corona del talud.

En el análisis se consideró la existencia de grietas de tensión longitudinales en la corona del talud con los siguientes efectos:

- Reducción en la longitud de la superficie de deslizamiento, con la correspondiente disminución en el momento resistente.
- Disminución en el volumen y peso de la cuña, con su correspondiente reducción del momento motor.
- Generación de empujes hidrostáticos causados por acumulación de agua en la grieta estos empujes son desfavorables en la estabilidad del talud.

Se efectuó el análisis para revisar la estabilidad del talud de interés, donde se analizó la falla rotacional obteniendo un factor de seguridad de acuerdo a la altura del talud en condiciones estáticas

Para la revisión en condiciones dinámicas (sismo) se consideró la geometría de los taludes, donde a las fuerzas actuantes se les sumó el efecto del sismo, el cual se supone como una fuerza igual el peso de material dentro del círculo crítico multiplicado por el coeficiente sísmico, el cual se tomó como 0.12.

A continuación se muestra la figura 3.4, con la sección tipo analizada, así como las figuras 3.5 a 3.12 con las revisiones de estabilidad de los distintos ángulos de inclinación del talud.

FIGURA 3.4 SECCIÓN ANALIZADA

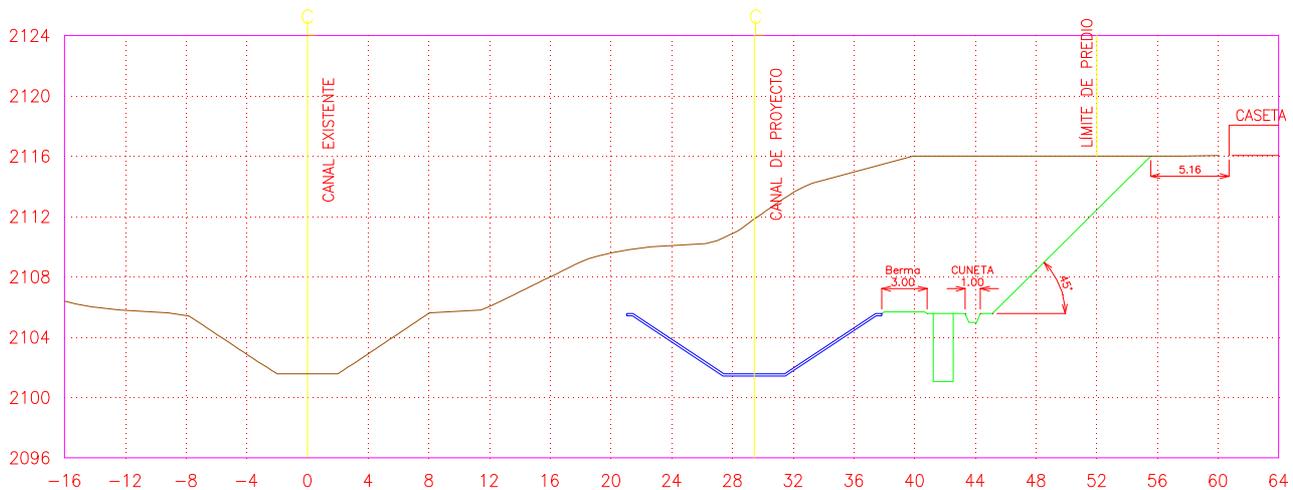
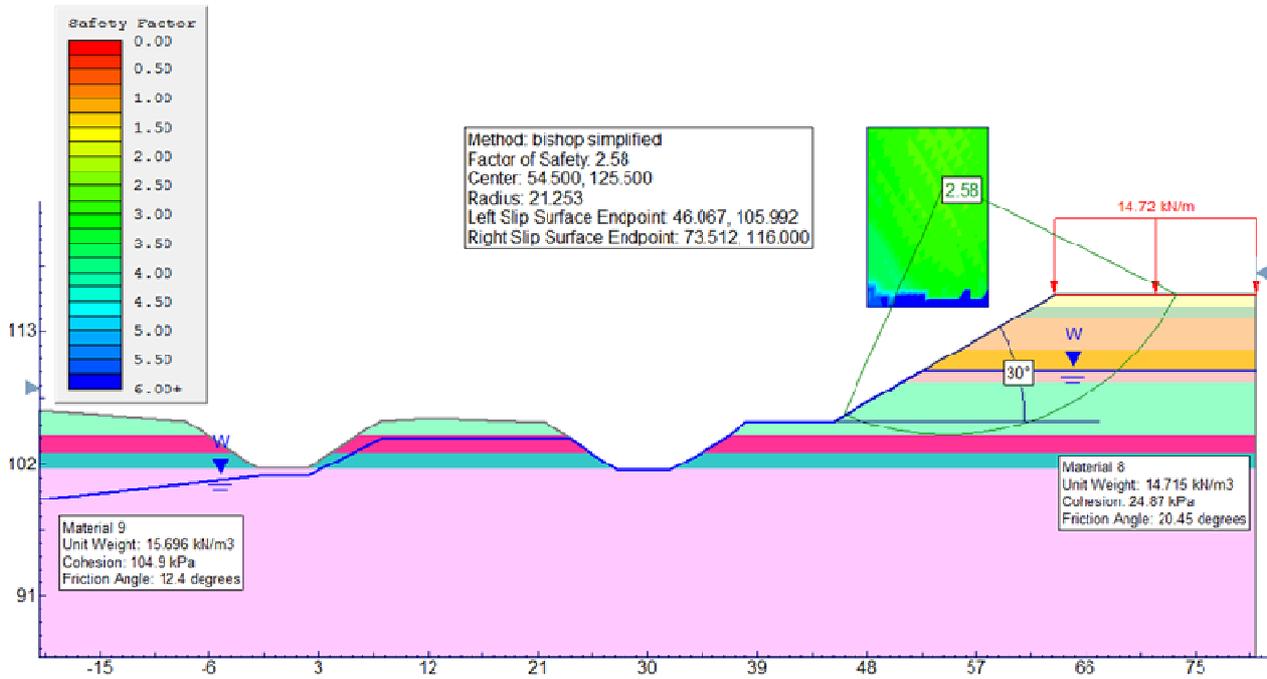
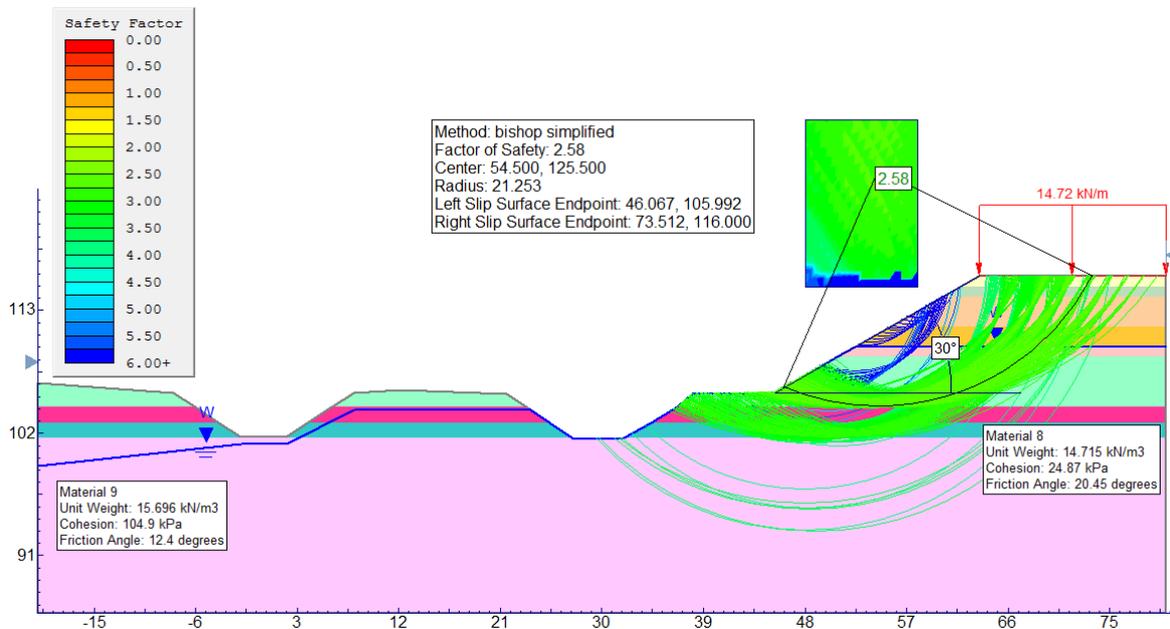


FIGURA. 3.5 ÁNGULO DEL CORTE 30° ANÁLISIS ESTÁTICO F.S. = 2.58  
SE MUESTRA ÚNICAMENTE EL CÍRCULO CRÍTICO



SE MUESTRA LAS SUPERFICIES MÍNIMAS



SE MUESTRAN TODAS LAS SUPERFICIES ANALIZADAS

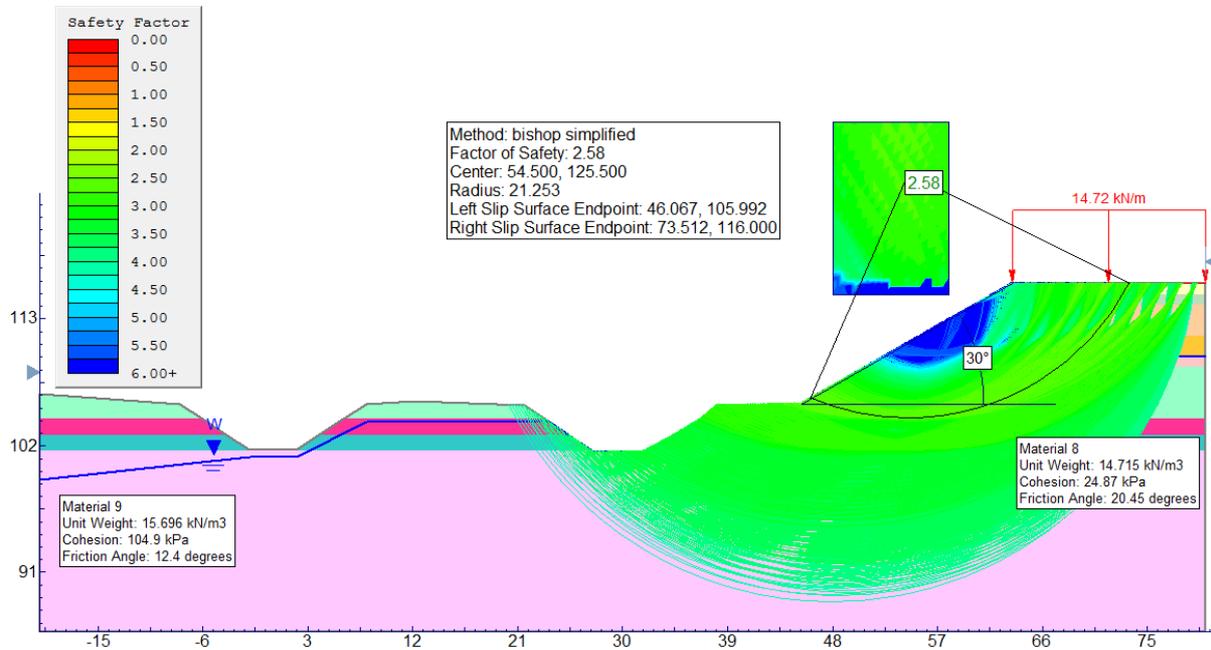


FIGURA. 3.6 ÁNGULO DEL CORTE 30° ANÁLISIS DINÁMICO F.S. = 2.00

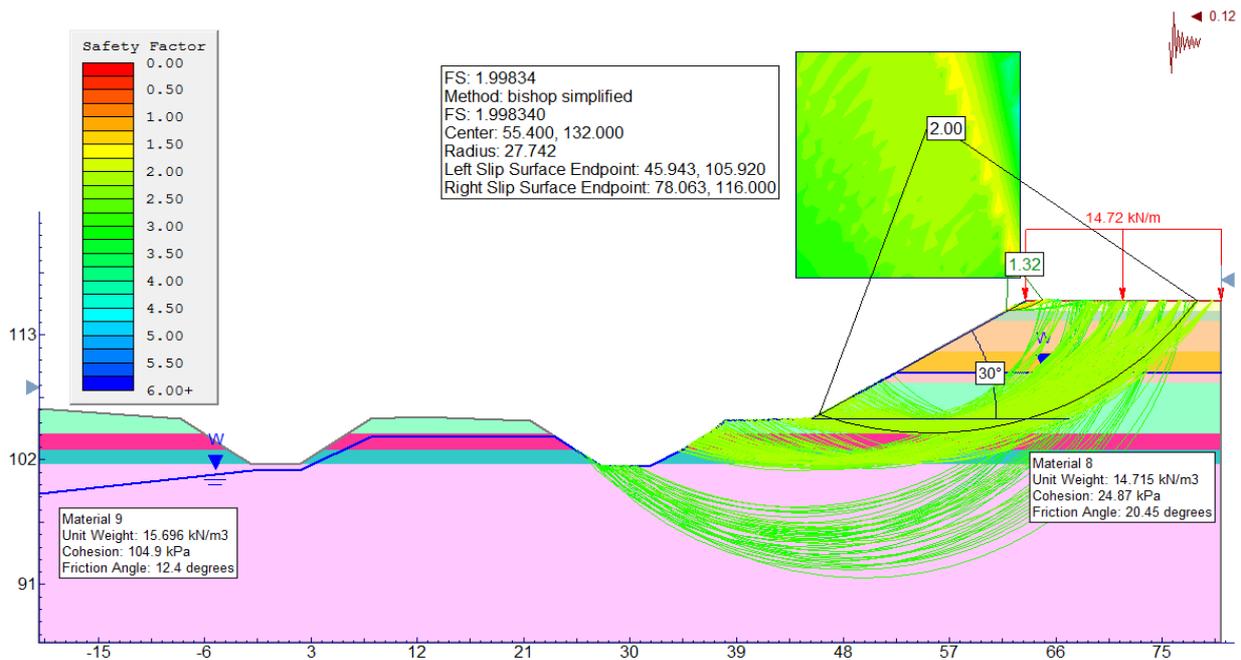


FIGURA. 3.7 ÁNGULO DEL CORTE 45° ANÁLISIS ESTÁTICO F.S. = 2.19

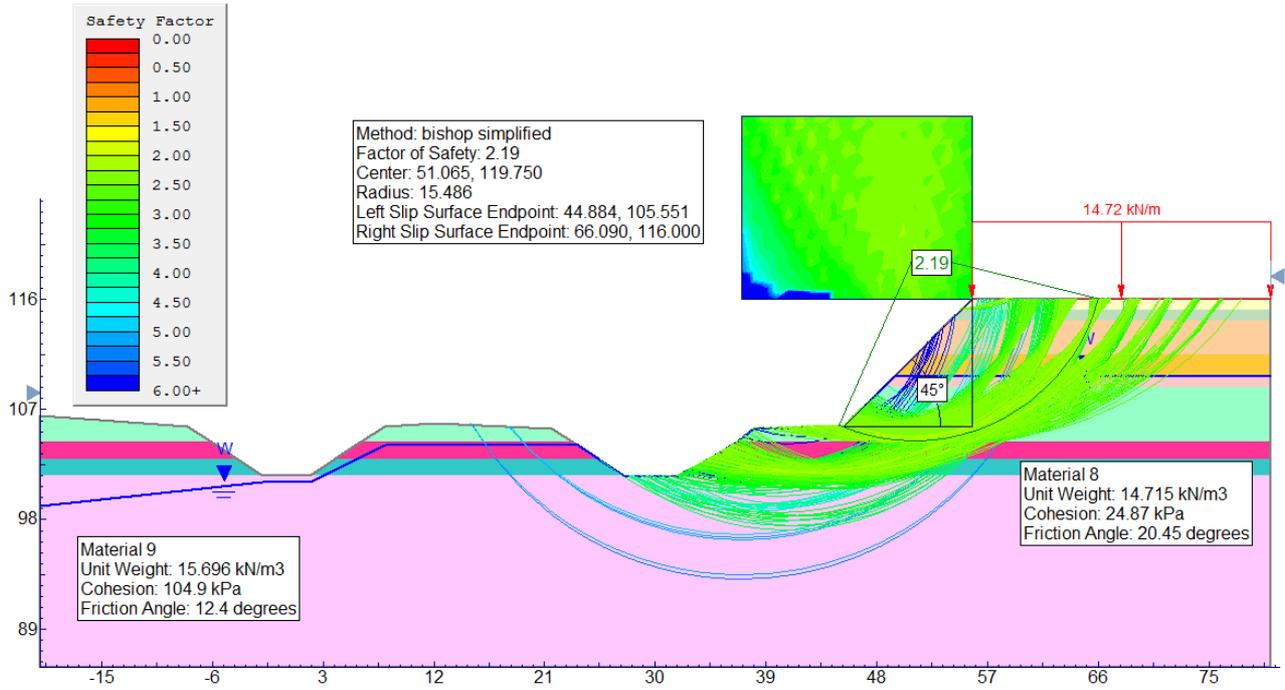


FIGURA. 3.8 ÁNGULO DEL CORTE 45° ANÁLISIS DINÁMICO F.S. = 1.75

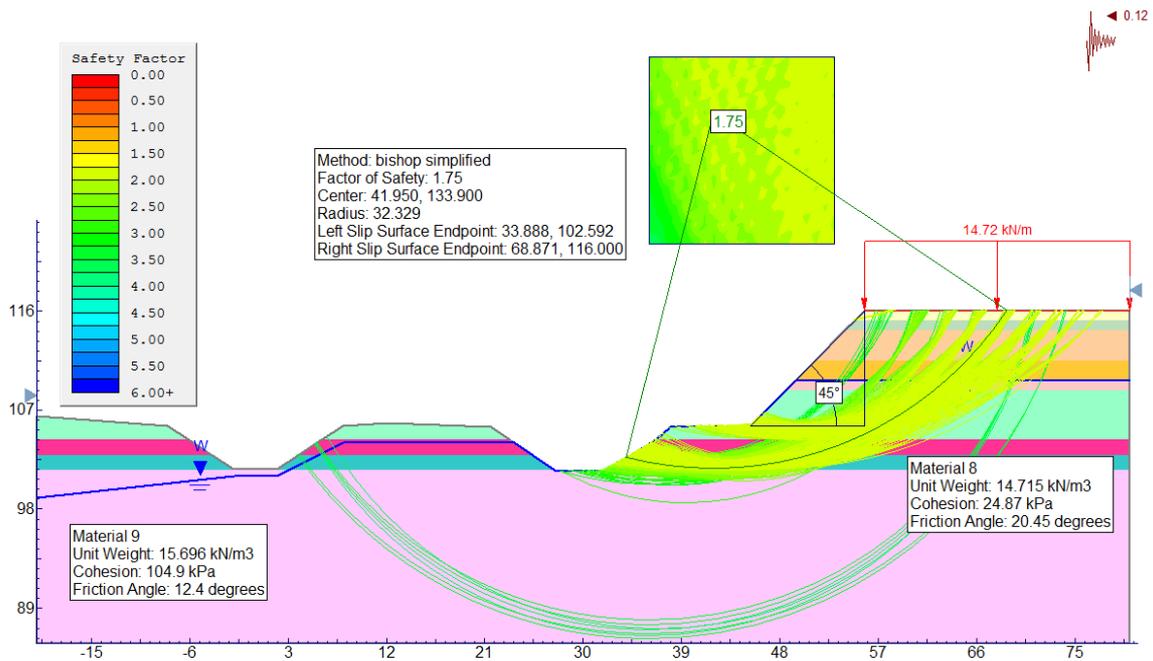
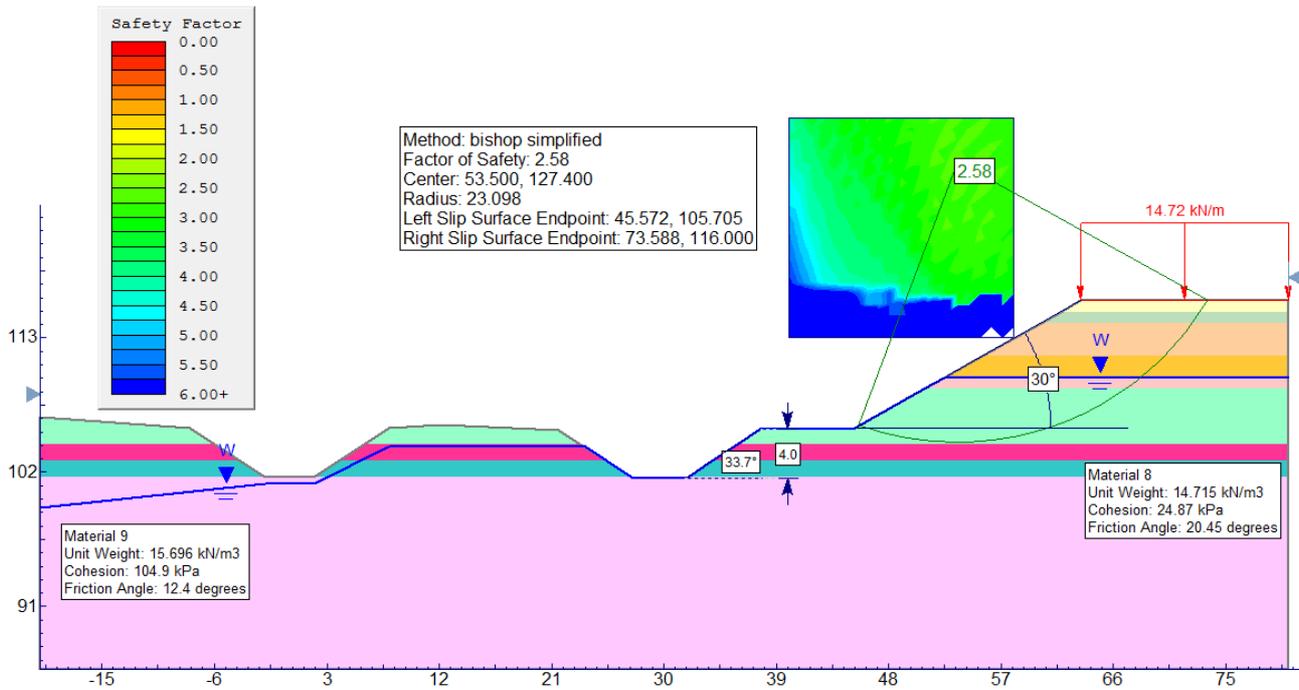
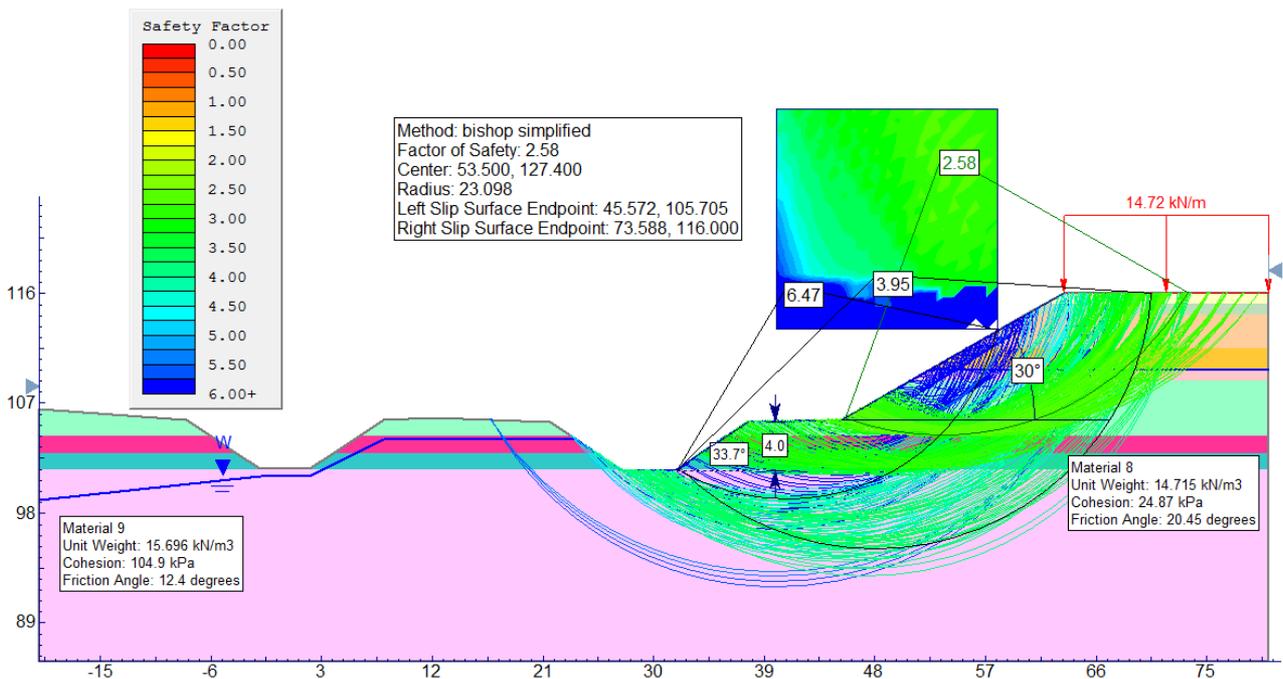


FIGURA. 3.9 ÁNGULO DEL CANAL 33.7° Y ÁNGULO DEL CORTE 30° ANÁLISIS ESTÁTICO F.S. = 2.58 SE MUESTRA ÚNICAMENTE EL CÍRCULO CRÍTICO



SE MUESTRA LAS SUPERFICIES MÍNIMAS



SE MUESTRAN TODAS LAS SUPERFICIES ANALIZADAS

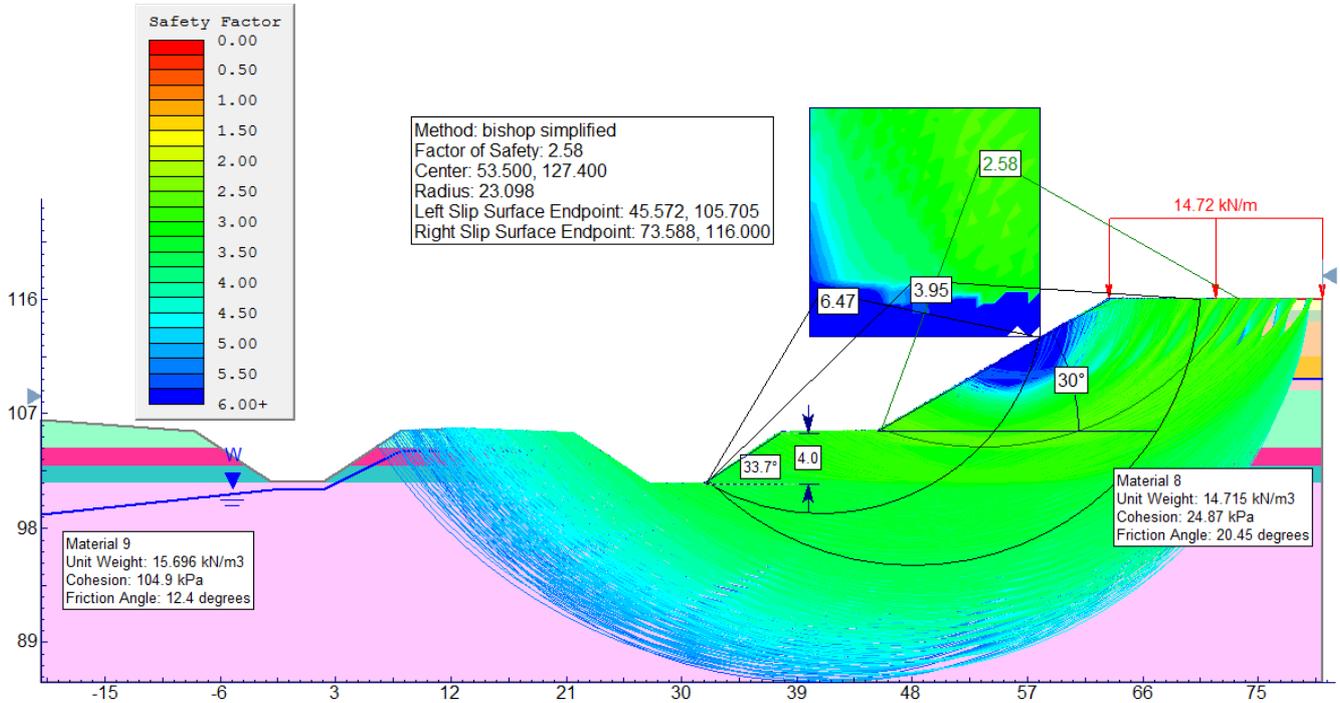


FIGURA. 3.10 ÁNGULO DEL CANAL 33.7° Y ÁNGULO DEL CORTE 30° ANÁLISIS DINÁMICO F.S. = 2.00

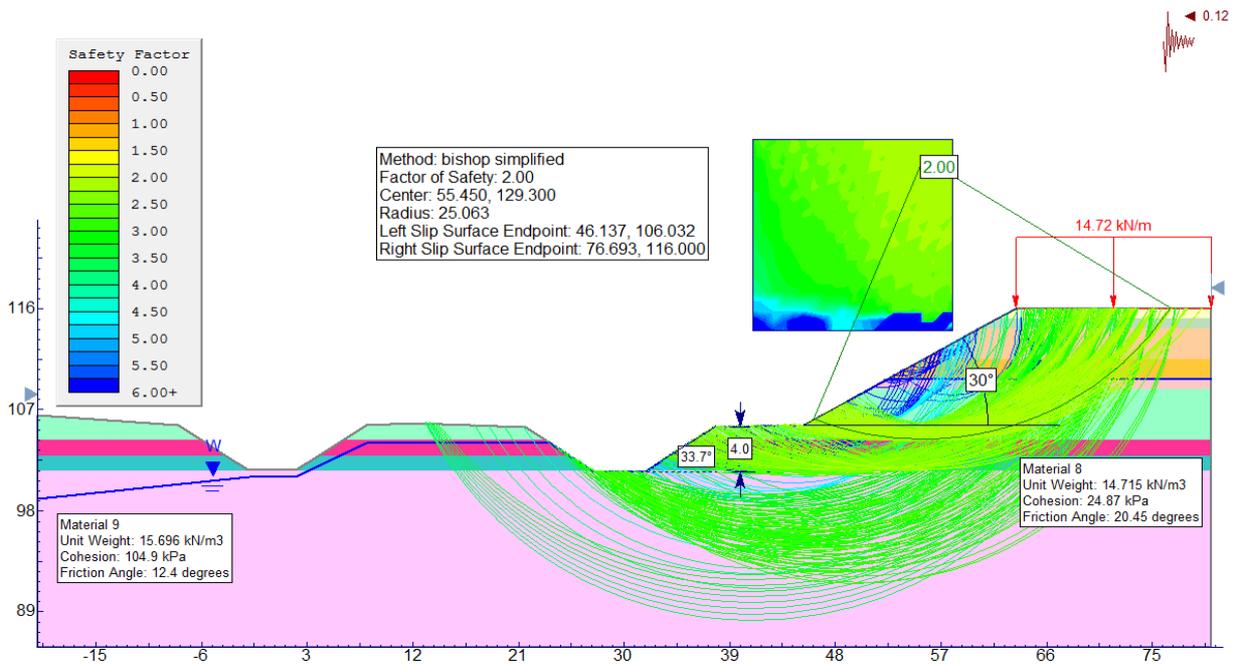


FIGURA. 3.11 ÁNGULO DEL CANAL 33.7° Y ÁNGULO DEL CORTE 45° ANÁLISIS ESTÁTICO F.S. = 2.06

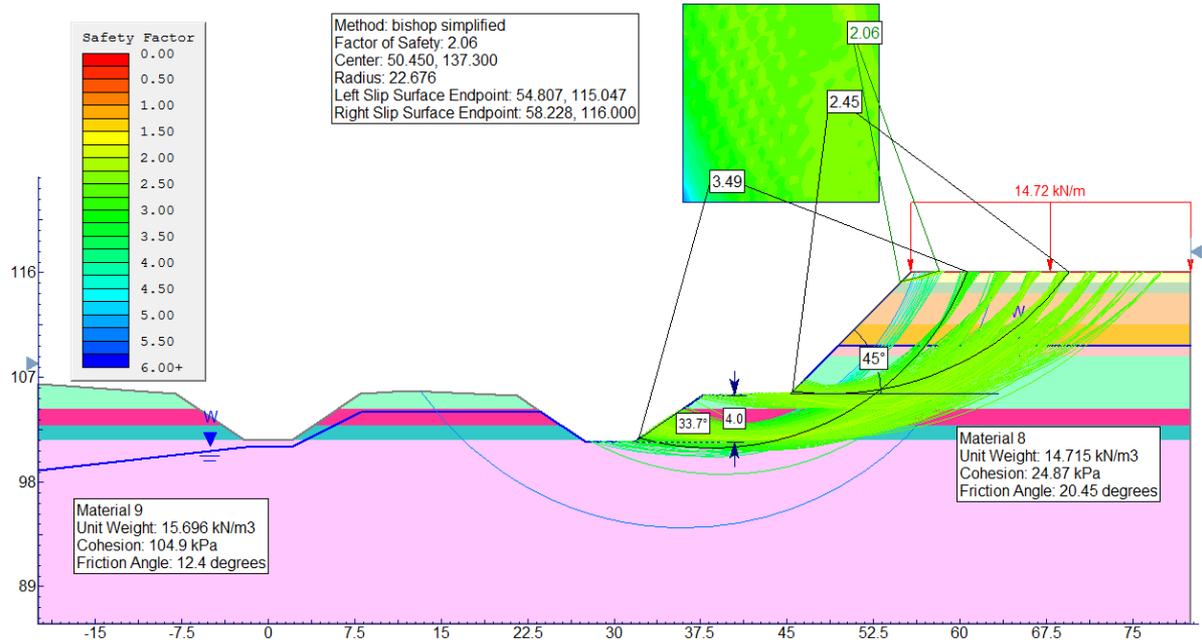
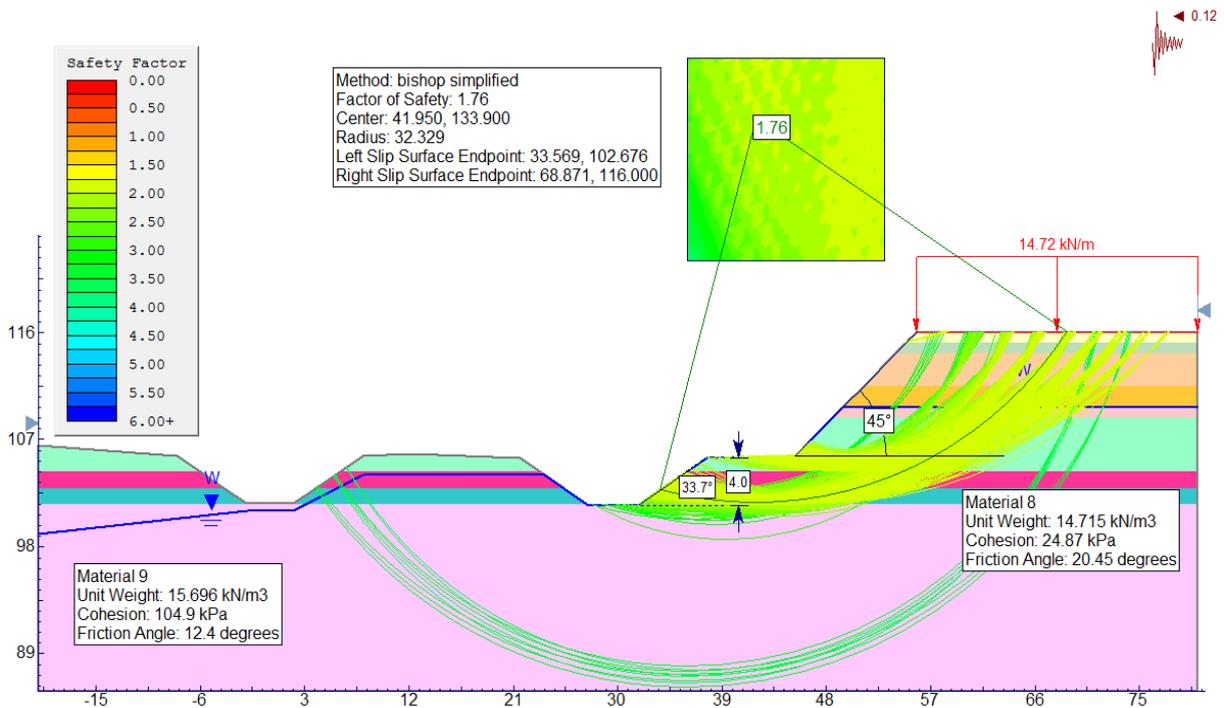
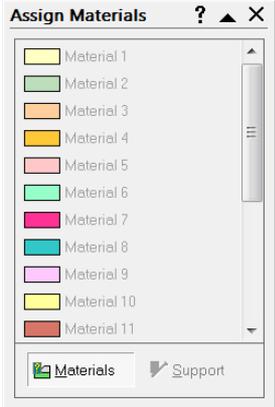


FIGURA. 3.12 ÁNGULO DEL CANAL 33.7° Y ÁNGULO DEL CORTE 45° ANÁLISIS DINÁMICO F.S. = 1.76





<p><b>Analysis Methods</b></p> <p>Bishop simplified Number of slices: 25</p> <p><b>Loading</b></p> <p>Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Normal to boundary, Magnitude: 14.715 kN/m Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.12</p> <p><b>Material Properties</b></p>  <p>Material: Material 1 Unit Weight: 15.696 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Friction Angle: 30 degrees</p> <p>Material: Material 2 Unit Weight: 15.696 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 29.43 kPa Friction Angle: 28 degrees</p>	<p>Material: Material 3 Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 98.1 kPa Friction Angle: 0 degrees</p> <p>Material: Material 4 Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 68.67 kPa Friction Angle: 28 degrees</p> <p>Material: Material 5 Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 117.72 kPa Friction Angle: 0 degrees Water Surface: None</p> <p>Material: Material 6 Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 58.86 kPa Friction Angle: 0 degrees</p> <p>Material: Material 7 Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 117.72 kPa Friction Angle: 0 degrees</p> <p>Material: Material 8 Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 24.87 kPa Friction Angle: 20.45 degrees</p> <p>Material: Material 9 Unit Weight: 15.696 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 104.90 kPa Friction Angle: 12.4 degrees</p>
---	--



Los factores de seguridad son admisibles de acuerdo con la práctica de la ingeniería de cimentaciones<sup>1</sup>. En general se considera que el factor de seguridad admisible para condiciones estáticas a largo plazo debe ser superior a 1.5 y que el factor de seguridad admisible para condiciones dinámicas a largo plazo debe ser superior a 1.3

Se recomienda el uso de una protección contra el intemperismo, a base de un concreto lanzado a los taludes en la zona de corte, esta protección es en gran parte debido a que los depósitos del subsuelo existentes en los taludes están constituidos por capas de materiales arcillosos de consistencia variable de firme a dura, en donde un talud sin protección en estos tipos de materiales y con las sobrecargas actuando en la corona del talud, se pueden producir fallas de tipo local por falta de confinamiento del material y por intemperismo que además son progresivos, es decir, que se originan sucesivamente dando lugar a una pérdida importante de materiales, que suelen dejar en balcón a los materiales superiores pudiendo originar su falla general.

Lo anterior implica la necesidad de mantener confinado el material, mediante un sistema de protección a base de concreto lanzado.

Para conocer el comportamiento de los taludes, el Reglamento de Construcción especifica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra. Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción y terminada ésta, las referencias se fijarán en puntos fijos y las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la máxima del relleno.

Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.

---

<sup>1</sup> Navdocks DM-7, Department of the Navy Bureau of Yard and Docks Washington 25 D.C., Chapter 7, P. 7-7-2.

### UBICACIÓN DEL NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS

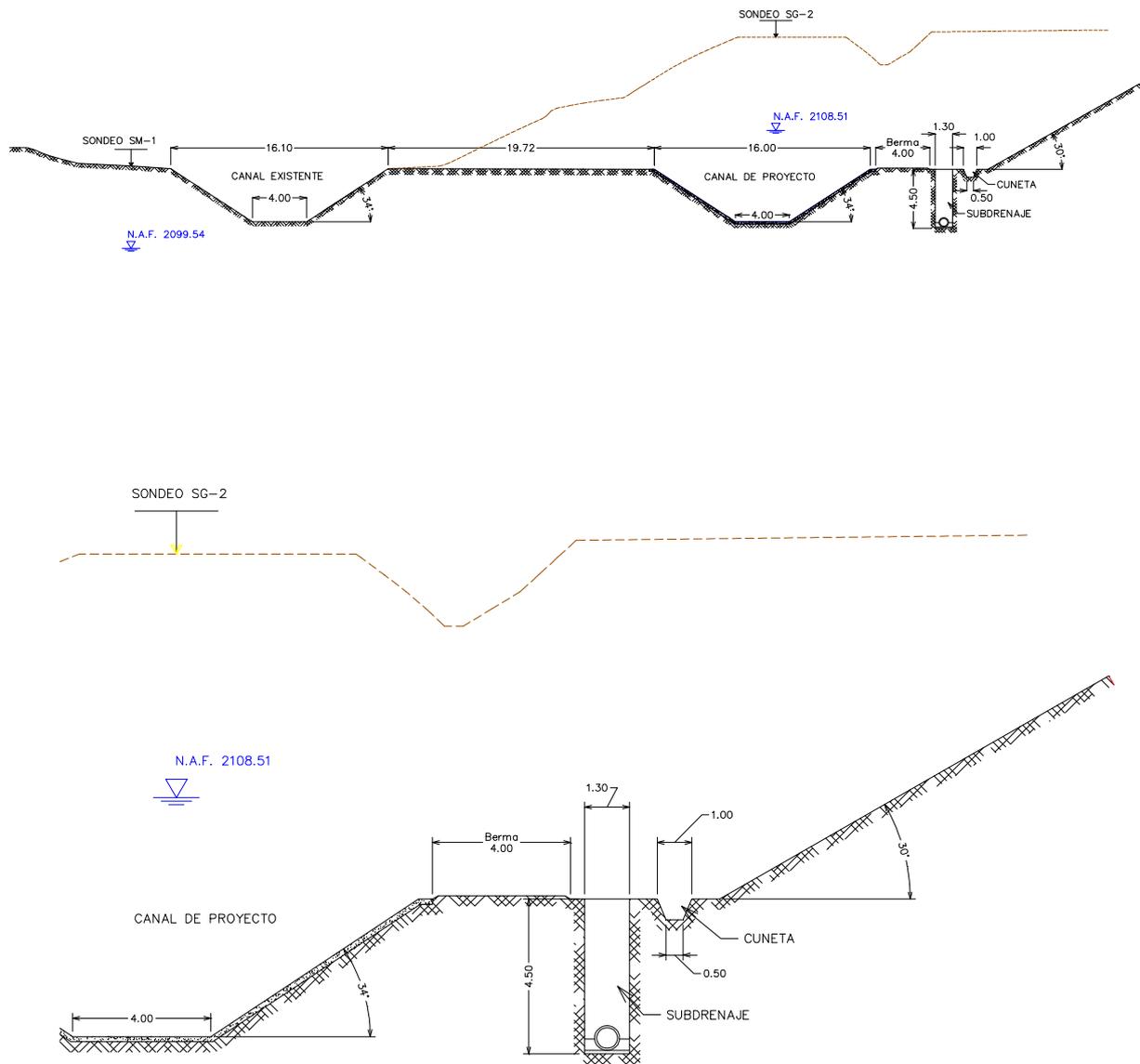


FIGURA No. 3.13



### *Análisis de cimentación*

El proyecto contempla un canal de desvío entre el cadenamamiento 0+011.564 al 0+210.19, con sección trapecial, aunque rectangular en su inicio, con un nivel de la losa de fondo en el inicio del canal en la cota 2,101.577; y paredes laterales con talud de 33.7° con respecto a la horizontal y un nivel de corona del canal de desvío a la cota 2,105.577.

Considerando las características estratigráficas del subsuelo, así como las características del canal de desvío, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será:

Losa de cimentación para la base del canal de desvío, diseñada para una capacidad de carga admisible de 15 Ton/m<sup>2</sup>.

Con relación a la verificación de los materiales sobre los que se apoyará la cimentación, corresponden a los reportados en el estudio de mecánica de suelos, en particular el perfil estratigráfico y propiedades del subsuelo en el sondeo SM-1-PTAR, con las siguientes características, tomando en cuenta la elevación del brocal del sondeo la cota 2,106.031 y la elevación del nivel de losa del canal de desvío con cota 2,101.5.

Cota (m)	Descripción
2,106.03 – 2,102.2	Arcilla firme café claro y gris claro de consistencia dura, con contenido de agua medio 40%.
2,102.2 – 2,100.5	Boleo y gravas empacados en arcilla verde claro.
2,100.5 – 2,097.8	Arcilla, verde claro, con carbonato de calcio, con contenido de agua medio de 50%, de consistencia firme.
2,097.8 – 2,085.8	Arcilla gris verdosa, con contenido de agua medio de 55%, de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.



### *Análisis de estabilidad. Muro de concreto ciclópeo*

Al momento de hacer la conexión entre el canal existente y el canal de desvío proyectado, a la entrada y a la salida de dicho canal; se corre el riesgo de dañar el canal existente en estas zonas de transición, por falta de confinamiento lateral, por lo que en éstas será necesario colocar muros de concreto ciclópeo de 0.60 m de espesor y 4.50 m de profundidad, que soporte el empuje lateral por falta de confinamiento, al momento de realizar la excavación para la conexión con el canal de desvío.

El muro de concreto ciclópeo alcanzará una profundidad de 4.50 m, de la cota 105.40 a la cota 100.9. El muro tendrá las siguientes funciones:

- a) Contener el empuje activo de los cortes al inicio de la zona de transición entre ambos canales.
- b) Reducir el flujo horizontal de agua hacia las zonas de excavación de los estratos superficiales de mayor permeabilidad.

### *Presiones temporales sobre el muro de concreto ciclópeo*

En la determinación de las presiones para el diseño del muro se consideró una excavación con profundidad máxima de 4.5 m, confinada con en ambos lados del muro, con una sobrecarga superficial y siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, tomando en cuenta los siguientes efectos:

- La presión hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad.
- La presión de la masa de suelo en condición activa, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo éste el peso volumétrico sumergido, por los espesores en que estos pueden considerarse del mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras correspondiente.
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie del terreno, en un área rectangular contigua a la corona del canal, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo o activo, según se requiera determinar la presión para diseño o instalación de troqueles.



Una vez calculados los valores de estos tres efectos se superponen obteniéndose la envolvente de presiones horizontales, la cual es transformada a la distribución equivalente propuesta por Peck<sup>2</sup> en la que el volumen de esfuerzo es igual a una envolvente trapezoidal con base mayor igual al 75 % de dicha profundidad y altura dada por la siguiente expresión:

$$h = \frac{2A}{B + b}$$

Donde:

- h: presión horizontal máxima
- A: volumen de esfuerzo considerando la superposición de las presiones debidas al agua, al suelo y a la sobrecarga
- B: profundidad máxima de excavación
- b: 0.75 B

La envolvente de presión para diseño del muro de protección (concreto ciclópeo) se presenta en la figura 3.14.

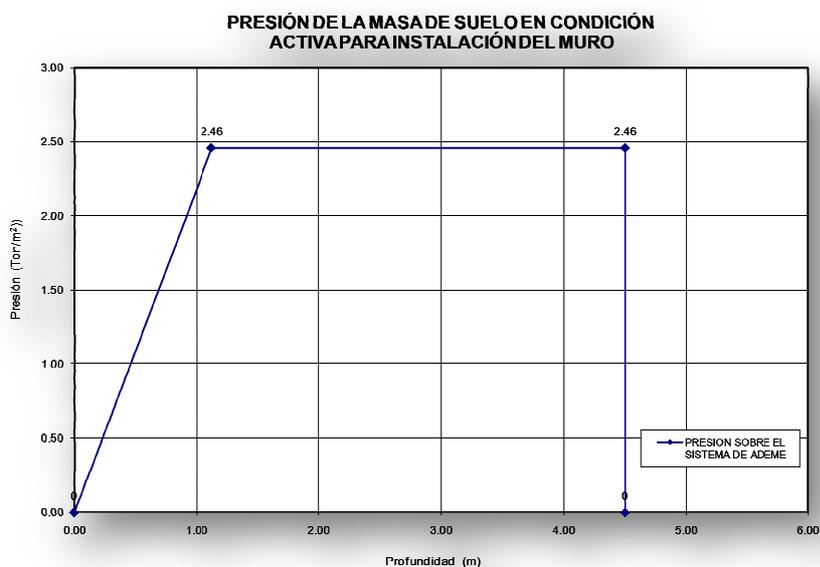


Figura 3.14

<sup>2</sup> VII International Conference of Soil Mechanics and Foundations Engineering State of the Art. Vol. México, 1969 pp. 275 - 281.



A continuación se describe el análisis de estabilidad.

### *Empuje sobre el muro de retención*

Empuje que actuará sobre el muro que se muestra, corresponde a la condición activa y se evaluó utilizando el criterio de Rankine<sup>2</sup>, aplicando la siguiente expresión:

$$E_A = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 + K_a q H$$

Donde:

$E_A$ : Empuje activo

$K_a$ : coeficiente de presión de tierras que depende de:

$$N\phi = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

$\phi$  : Ángulo de fricción interna del material  $32^\circ$

$\gamma$  : Peso volumétrico del material,  $1.5 \text{ ton/m}^3$

H: Altura del muro,  $4.5 \text{ m}$

$q$  : Sobrecarga aplicada,  $1.5 \text{ ton/m}^2$ .

Considerando que los materiales colocados tendrán un ángulo de fricción interna de  $32^\circ$ , un peso volumétrico de los materiales de  $1.5 \text{ ton/m}^3$  y una sobrecarga superficial de  $1.5 \text{ Ton/m}^2$ , se obtuvo un empuje activo de  $6.74 \text{ Ton}$  por metro lineal de muro, cuya resultante actuará a  $1.71 \text{ m}$  de altura, con respecto a la base del muro.

Para conocer el comportamiento de los rellenos, el Reglamento de Construcción especifica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra. Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción y terminada ésta, las referencias se fijarán en puntos fijos y las nivelaciones se realizaran mensualmente hasta terminar la máxima del relleno.

Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.

<sup>2</sup>Juárez Badillo E., Rico Rodríguez a., "Mecánica de Suelos", Tomo II, Limusa, 1973.



### 3.3 DISEÑO HIDRÁULICO

De acuerdo a lo mencionado en el apartado 2.4, se concluye que la mejor alternativa para el canal es el de concreto, para esta elección y su trazo, se consideraron los siguientes factores:

- Separación entre canales. Entre el canal existente (El Salto - Tlamaco) y la obra de desvío, debe existir un espacio que permita las maniobras propias de la obra, para ello se destina una franja de 13.0 m en promedio.
- Estabilidad del suelo. El sitio donde se alojará la obra de desvío se tiene que desmontar y cortar en su totalidad, factores que influyen directamente en la capacidad de carga y en el comportamiento del suelo al ser descargado.
- Ángulo de inclinación o reposo de los materiales. En la zona donde se alojará el canal, se determina el ángulo de inclinación de los taludes del canal, resultando éste de  $33.7^\circ$ .
- Sección de entrada al canal. En la entrada al desvío, se considera el diseño de una sección rectangular, con lo cual se disminuye el espacio, lo que permite la construcción de la obra de entrada a la PTAR.
- Transiciones. En los tramos de conexión entre el canal existente con el de desvío, se deben construir transiciones, ya que existe un cambio de forma del canal y de dirección para el flujo de agua.
- Ataguía de entrada. Debe tener un ancho de 4.5 m, la cual es de una sección rectangular, cuenta con una altura de 4.0 m; se construirá de concreto ciclópeo, lo cual permite que ésta tenga una mayor densidad y sus dimensiones son menores. Esta estructura se empotra en la sección del canal actual correspondiente.
- Ataguía de salida. Tendrá un ancho de base igual a 12.48 m, ancho de corona 3.10 m y altura de 4.00 m. Ésta se construirá de tierra con material del sitio.
- Muro de protección en recepción de obra de desvío. Se construirá a base de muro ciclópeo, con una profundidad de 4.5 metros, en los puntos de intersección de ambas márgenes de la obra de desvío con la margen derecha del canal existente.
- Capacidad de conducción. Se diseña una sección de concreto por lo que la rugosidad es menor, reduciendo las dimensiones de la sección.



- Gasto de diseño. Se considera un gasto máximo de 52.15 m<sup>3</sup>/seg, el correspondiente a un periodo de retorno de 5 años, de acuerdo a los caudales máximos registrados en la estación que aforó el canal El Salto – Tlamaco.
- Velocidad. La velocidad del flujo de agua debe ser menor a 3.0 m/seg.
- Bordo libre. Se considera un bordo libre mínimo de 20 cm, debido a que en las zonas de cambio de dirección no existirán curvas que suavicen la transición, esto debido a que es una obra temporal.

Con las consideraciones anteriores, que se resumen en la tabla No. 3.1, se realizó el trazo del canal de desvío provisional.

<b>DATOS DE PROYECTO</b>
--------------------------

Gasto de diseño	52.15
Longitud de la obra	210.1967
Desnivel	0.0472
Pendiente	0.000225
Inclinación de talud	33.7°
Rugosidad del canal	0.017
Cadenamiento de inicio en canal existente	0+011.0564
Cota de inicio	2,101.58
Cadenamiento final en canal existente	0+200.0000
Cota final	2,101.53

TABLA No. 3.1



El trazo en planta del eje del proyecto se muestra en el plano D-PTAR-C1-0000-510, los niveles de plantilla se muestran en la tabla No. 3.2, la cual se anexa a continuación:

**NIVEL DE ARRASTRE HIDRÁULICO**  
**EJE DE PROYECTO**

Cadenamiento	N.A.H.	Cadenamiento	N.A.H.
0+000.00	2,101.577	0+120.00	2,101.552
0+010.00	2,101.575	0+130.00	2,101.549
0+020.00	2,101.573	0+140.00	2,101.547
0+030.00	2,101.571	0+150.00	2,101.545
0+040.00	2,101.569	0+160.00	2,101.543
0+050.00	2,101.567	0+170.00	2,101.541
0+060.00	2,101.564	0+180.00	2,101.539
0+070.00	2,101.562	0+190.00	2,101.537
0+080.00	2,101.560	0+200.00	2,101.534
0+090.00	2,101.558	0+220.00	2,101.530
0+100.00	2,101.556	0+220.20	2,101.530
0+110.00	2,101.554		

TABLA No. 3.2

### 3.3.1 Consideraciones generales de diseño

#### *Sección del canal*

Los tramos de canal que se consideran para revestir de concreto se escogerán con ancho de base tal que las máquinas revestidoras puedan emplearse con pocos cambios de plantilla. En estas condiciones, al conservarse constante lo más posible el ancho de la base, podrá variarse la altura del revestimiento; pero en ningún caso, el tirante deberá exceder el ancho de dicha base.



### Coeficientes de rugosidad

Los coeficientes de rugosidad que se utilizarán tendrán un valor de  $n = 0.014$  y  $0.010$ , los cuales deben considerar un incremento del 30 % del área hidráulica, debiéndose éste, al crecimiento de algas y arrastre de sedimentos, con lo que se asegura la capacidad de conducción del gasto de diseño. Los valores de coeficiente de rugosidad para los canales son:

Material del canal	Coeficiente de rugosidad de Manning	Coeficiente de rugosidad de diseño
Concreto	0.014	0.017
Concreto pulido	0.010	0.013

### Área hidráulica adicional

Cuando se proyectan en detalle las secciones tipo, se debe tomar en cuenta lo siguiente:

El incremento de área hidráulica se dará para contrarrestar la pérdida debida a las hierbas acuáticas y al depósito de azolves entre los periodos de limpia de los canales. El aumento del área se dará mediante una disminución en la capacidad nominal del canal ( $n = 0.017$ ).

### Velocidad media

La máxima admisible será igual al 80 % de la velocidad crítica.

Valores indicativos a utilizar en el diseño de canales de riego, como espesor de los revestimientos, bordo libre al borde superior del revestimiento y ancho de las coronas de las bermas:



Gasto (m <sup>3</sup> /s)	Espesor (cm)	Bordo libre (cm)	Berma con camino (cm)	Berma sin camino (cm)
0 – 0.5	5	15	400	250
0.5 – 1	5	20	400	250
1 – 2	5	25	400	250
2 – 3	6	25	400	250
3 – 4	6	30	400	250
4 – 10	7	30	400	250
10 – 20	8	35	400	250
20 – 40	10	40	600	300
40 – 60	10	50	600	400
60 – 100	10	60	700	400

### *Diseño hidráulico*

Se procede a efectuar el diseño de la sección trapezoidal, que permita evaluar las características geométricas, en relación con el proyecto y el costo de la obra.

La opción analizada considera una pendiente de 0.00022. El cálculo hidráulico se desarrollo mediante la ecuación de Manning, que a continuación se describe:

### *Sección trapezoidal*

Considerando los datos de diseño, y una sección hidráulica trapezoidal revestida, y calculando mediante la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} Rh^{\frac{2}{3}} s^{\frac{1}{2}}$$
$$Q = \frac{A}{n} Rh^{\frac{2}{3}} s^{\frac{1}{2}}$$

El valor del radio hidráulico es



$$Rh = \frac{A}{P}$$

En donde:

- V: velocidad, en m/seg
- n: coeficiente de rugosidad, (0.017 concreto)
- Rh: radio hidráulico, en m
- s: pendiente del cauce
- A: área hidráulica de la sección, en m<sup>2</sup>
- Q : gasto de diseño, en m<sup>3</sup>/seg

El criterio mencionado se aplica para el canal de entrada, con sección rectangular, y para el canal trapecial, obteniendo los resultados mostrados en las tablas No. 3.3 y 3.4.

**DISEÑO DE CANAL**  
**SECCIÓN TRAPEZIAL**

Gasto de diseño (m3/seg)	Pendiente	Inclinación de talud		Tirante (m)	S.L.A. (m)	X (m)	S (m)	Base (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perímetro (m)	Rh
		(grados)	k								
52.15	0.000215	33.70	1.50	3.9	15.55	5.77	6.94	4.00	37.63	17.88	2.105

Gasto de diseño (m3/seg)	n	Rh <sup>2/3</sup>	s <sup>1/2</sup>	V (m/seg)	Gasto de la sección (m <sup>3</sup> /seg)	Dimensiones del canal					
						Bordo libre	Tirante	Altura	Base	Ancho	Area
52.15	0.017	1.642	0.015	1.41	53.24	0.15	3.85	4.00	4.00	16.00	39.99

TABLA No. 3.3



**DISEÑO DE CANAL**  
**SECCIÓN RECTANGULAR**

Caudal de diseño (m <sup>3</sup> /seg)	Pendiente	Coefficiente de Manning	Base (m)	Altura (m)	Área hidráulica (m <sup>2</sup> )	Perímetro mojado (m)
52.15	0.000215	0.013	9.00	3.29	29.61	15.58

Radio hidráulico (m)	Velocidad (m/seg)	Caudal (m <sup>3</sup> /seg)	Dimensiones del canal (m)			
			Base	Alto	Tirante	Bordo libre
1.90	1.73	51.18	9.0	4.0	3.3	0.7

TABLA No. 3.4

Las dimensiones obtenidas en el cálculo hidráulico se deben adaptar, para facilitar los procesos constructivos. Las dimensiones propuestas son: base de 4.0 m, altura de 4.0 m y un ancho de corona de 16.0 m. De esta sección propuesta, se revisa su trabajo hidráulico, que se muestra en la tabla No. 3.5, y se grafica en las curvas de Tirante – Velocidad y Tirante – Caudal, que se muestran en las figuras No. 3.15 y 3.16. En los planos D-PTARA-C1-0000-510 y D-PTARA-C1-0000-511, se muestra la sección hidráulica seleccionada.



**CURVAS TIRANTE - VELOCIDAD - CAUDAL**  
**CANAL DE DESVÍO**

Tirante (m)	Superficie libre del agua (m)	Perimetro (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Radio hidráulico (m)	Velocidad (m/seg)	Caudal (m <sup>3</sup> /seg)
0.10	4.30	4.36	0.41	0.095	0.180	0.075
0.20	4.60	4.72	0.86	0.182	0.277	0.238
0.30	4.90	5.08	1.33	0.263	0.353	0.472
0.40	5.20	5.44	1.84	0.338	0.418	0.769
0.50	5.50	5.80	2.37	0.409	0.475	1.128
0.60	5.80	6.16	2.94	0.477	0.526	1.546
0.70	6.10	6.52	3.53	0.542	0.573	2.024
0.80	6.40	6.88	4.16	0.604	0.616	2.562
0.90	6.70	7.24	4.81	0.665	0.656	3.159
1.00	7.00	7.60	5.50	0.723	0.694	3.818
1.10	7.30	7.97	6.21	0.780	0.730	4.538
1.20	7.60	8.33	6.96	0.836	0.765	5.321
1.30	7.90	8.69	7.73	0.890	0.797	6.167
1.40	8.20	9.05	8.54	0.944	0.829	7.079
1.50	8.50	9.41	9.37	0.996	0.860	8.057
1.60	8.80	9.77	10.24	1.048	0.889	9.103
1.70	9.10	10.13	11.13	1.099	0.918	10.217
1.80	9.40	10.49	12.06	1.150	0.946	11.402
1.90	9.70	10.85	13.01	1.199	0.973	12.657
2.00	10.00	11.21	14.00	1.249	0.999	13.986
2.10	10.30	11.57	15.01	1.298	1.025	15.388
2.20	10.60	11.93	16.06	1.346	1.050	16.865
2.30	10.90	12.29	17.13	1.394	1.075	18.419
2.40	11.20	12.65	18.24	1.442	1.099	20.051
2.50	11.50	13.01	19.37	1.489	1.123	21.762
2.60	11.80	13.37	20.54	1.536	1.147	23.553
2.70	12.10	13.73	21.73	1.582	1.170	25.426
2.80	12.40	14.09	22.96	1.629	1.193	27.381
2.90	12.70	14.45	24.21	1.675	1.215	29.421
3.00	13.00	14.81	25.49	1.721	1.237	31.546
3.10	13.30	15.17	26.81	1.767	1.259	33.759
3.20	13.60	15.53	28.15	1.812	1.281	36.059
3.30	13.90	15.90	29.53	1.858	1.302	38.448
3.40	14.20	16.26	30.93	1.903	1.323	40.928
3.50	14.50	16.62	32.37	1.948	1.344	43.499
3.60	14.80	16.98	33.83	1.993	1.364	46.164
3.70	15.10	17.34	35.33	2.038	1.385	48.922
3.80	15.40	17.70	36.85	2.082	1.405	51.776
3.90	15.70	18.06	38.41	2.127	1.425	54.727
4.00	16.00	18.42	39.99	2.171	1.445	57.775

TABLA No. 3.5

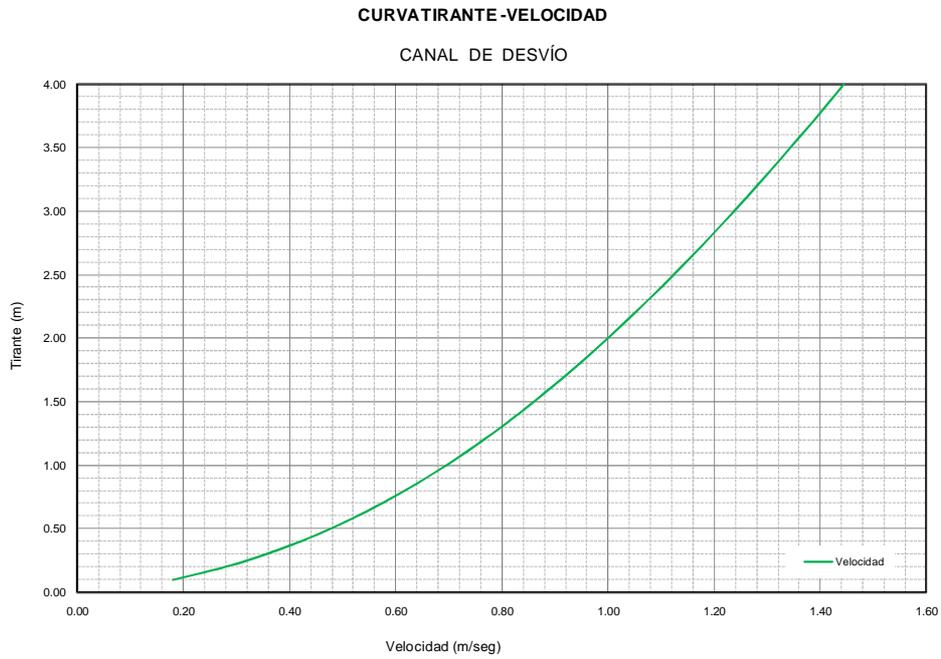


Figura 3.15

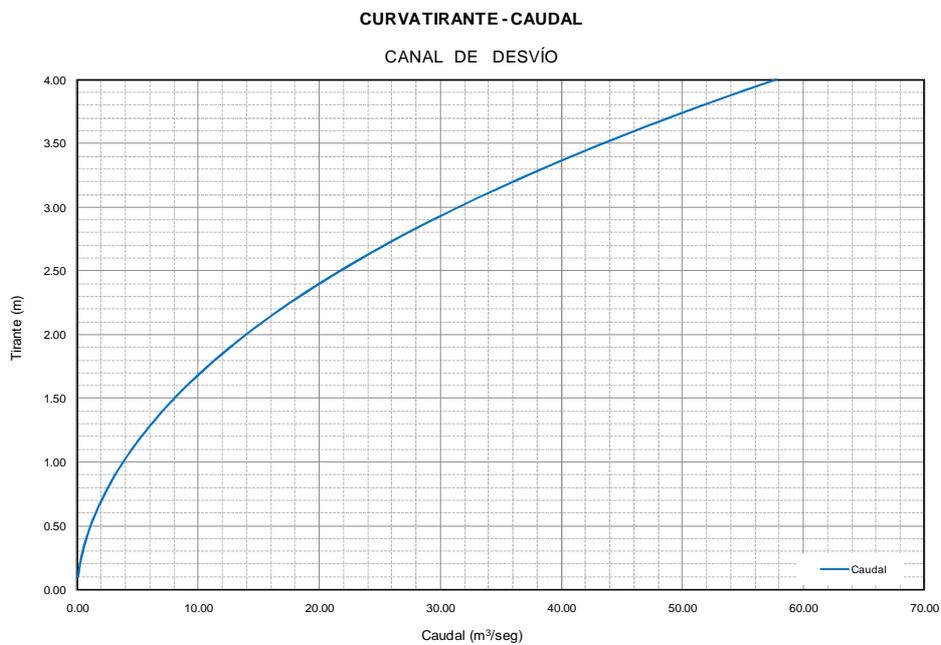


Figura 3.16



### Estructura de transición

Dicha estructura permite cambiar de sección geométrica sin que existan un cambio brusco en el régimen de velocidad del agua, para ello se requiere de un longitud que mitigue en la medida de lo posible estos efectos. Para calcular la longitud de la transición utilizamos la siguiente expresión:

$$L_t = \left( \frac{t - t'}{2} \right) \cdot \text{Ctg } 22^\circ 30'$$

En donde:

t = ancho de la superficie libre del agua en el canal trapecial, en metros

t' = ancho de la superficie del agua en el canal rectangular, en metros

L<sub>t</sub> = longitud de transición del agua

Las características hidráulicas y geométricas de las secciones que se requieren conectar son las siguientes:

Elemento	Canal rectangular	Canal trapecial
Caudal (m <sup>3</sup> /seg)	52.15	52.15
Velocidad (m/seg)	1.73	1.41
Pendiente	0.000215	0.000215
Base "B" (m)	9.0	4.0
Ancho superior (m)	9.0	16.0
Altura del canal "H" (m)	4.0	4.0
Coficiente de Manning	0.013	0.017
Tirante "h" (m)	3.30	3.9
Área hidráulica (m <sup>2</sup> )	29.61	37.63

En el cuadro anterior se puede observar la similitud en el comportamiento hidráulico de ambas secciones; las velocidades se encuentran en el rango permisible, que en concreto de 3.0 m/seg, por lo que no se considera la necesidad de incorporar dispositivos de disipación de energía.

El cálculo de la longitud de transición se desarrolla en la tabla No. 3.17. Se observa que existen dos zonas de unión (base del canal y corona), por lo que se tienen dos longitudes diferentes; para simplificar el trabajo constructivo se recomienda dimensionar con la mayor distancia resultante ambas zonas, siendo en este caso la corona del canal la cual resulta de 8.45 . Para facilitar el procedimiento constructivo se recomienda utilizar un valor de 8.75 m.



### LONGITUD DE TRANSICIÓN

Transición	Ubicación	Base (B <sub>2</sub> ) (m)	Base (B <sub>1</sub> ) (m)	Longitud de transición calculada (m)	Longitud de transición propuesta (m)
1	Fondo de canal	4	9	6.04	8.75
	Corona canal	9	16	8.45	8.75

TABLA No. 3.17

#### Simulación hidráulica en el programa HEC - RAS

Con el objeto de definir el comportamiento hidráulico del canal para la obra de desvío, al transitar por éste los volúmenes de agua provenientes del sifón que conecta con el emisor central y las aportaciones del canal Castores, es necesario determinar la variación de los niveles del agua en el tramo del cauce mencionado.

A través de este proceso se puede estimar la capacidad de regulación del cauce, la elevación de los tirantes de agua en cada sección y las velocidades del flujo para los caudales de interés, siendo estos parámetros los que nos permiten determinar las condiciones del flujo del agua en el canal de desvío.

El método utilizado, que es método avalado por la Gerencia Regional del Valle de México, utiliza el programa de cómputo HEC-RAS-2, versión 4.6 (1990), para evaluar el perfil del flujo de agua en el canal de proyecto.

Dicho programa requiere de los datos geométricos del canal; forma de la sección, elevación, pendiente de la plantilla, así como el dato del gasto asociado a un periodo de retorno, para simular la acción de la avenida, para estar en disponibilidad de establecer los tirantes correspondientes al caudal de diseño de la corriente (Tr = 5 años).

En la tabla No. 3.6 se pueden consultar los resultados obtenidos de la simulación del tránsito de la avenida, y en las figuras No. 3.17 y 3.18 se muestran esquemas de los resultados obtenidos.



En los planos D-PTARA-C1-0000-512 y D-PTARA-C1-0000-513, se muestra la transición de entrada o conexión del canal existente con el de proyecto.

**SIMULACIÓN DEL TRÁNSITO DE AVENIDA**  
CANAL DE DESVÍO

Ubicación	Cadenamiento modificado	Sección HEC	Gasto (m³/seg)	Elevación				Velocidad (m/seg)	Área hidráulica (m²)	S.L.A. (m)	Tirante (m)
				Canal	M. Izquierda	M. Derecha	Agua				
CANAL ACTUAL	0+000.00	21.0	52.15	2,101.58	2,105.58	2,105.58	2,105.06	1.63	32.04	14.43	3.48
	0+011.56	20.0	52.15	2,101.58	2,105.58	2,105.58	2,105.06	1.62	32.11	14.91	3.48
CANAL DE PROYECTO	0+000.00	19.0	52.15	2,101.58	2,105.58	2,105.58	2,105.09	1.24	41.98	14.90	3.51
	0+003.29	18.0	52.15	2,101.58	2,105.58	2,105.58	2,105.07	1.43	36.49	11.93	3.49
	0+006.58	17.0	52.15	2,101.58	2,105.58	2,105.58	2,105.02	1.68	31.01	9.02	3.44
	0+010.00	16.0	52.15	2,101.58	2,105.58	2,105.58	2,105.02	1.68	31.01	9.02	3.44
	0+020.00	15.0	52.15	2,101.58	2,105.58	2,105.58	2,105.02	1.68	31.01	9.02	3.44
	0+023.35	14.0	52.15	2,101.58	2,105.58	2,105.58	2,105.02	1.68	31.01	9.02	3.44
	0+027.73	13.0	52.15	2,101.57	2,105.57	2,105.57	2,105.02	1.66	31.35	11.70	3.45
	0+032.10	12.0	52.15	2,101.57	2,105.57	2,105.57	2,105.02	1.65	31.60	14.34	3.45
	0+040.00	11.0	52.15	2,101.57	2,105.57	2,105.57	2,105.02	1.65	31.60	14.34	3.45
	0+060.00	10.0	52.15	2,101.57	2,105.57	2,105.57	2,105.01	1.65	31.60	14.34	3.44
	0+080.00	9.0	52.15	2,101.56	2,105.56	2,105.56	2,105.01	1.65	31.58	14.34	3.45
	0+100.00	8.0	52.15	2,101.56	2,105.56	2,105.56	2,105.00	1.65	31.58	14.33	3.44
	0+120.00	7.0	52.15	2,101.55	2,105.55	2,105.55	2,105.00	1.65	31.59	14.34	3.45
	0+140.00	6.0	52.15	2,101.55	2,105.55	2,105.55	2,105.00	1.65	31.58	14.33	3.45
	0+160.00	6.5	52.15	2,101.55	2,105.55	2,105.55	2,104.99	1.65	31.57	14.33	3.44
	0+180.00	5.0	52.15	2,101.54	2,105.54	2,105.54	2,104.99	1.65	31.58	14.33	3.45
0+200.00	4.0	52.15	2,101.54	2,105.54	2,105.54	2,104.98	1.65	31.57	14.33	3.44	
0+220.69	3.0	52.15	2,101.53	2,105.53	2,105.53	2,104.98	1.65	31.60	14.34	3.45	
CANAL ACTUAL	0+200.00	2.0	52.15	2,101.54	2,105.54	2,105.54	2,104.98	1.65	31.56	14.33	3.44
	0+210.00	1.0	52.15	2,101.53	2,105.53	2,105.53	2,104.98	1.65	31.60	14.34	3.45
Promedio =								1.63	32.21	13.20	3.45

TABLA No. 3.6



## RESULTADO DEL TRÁNSITO DE AVENIDAS

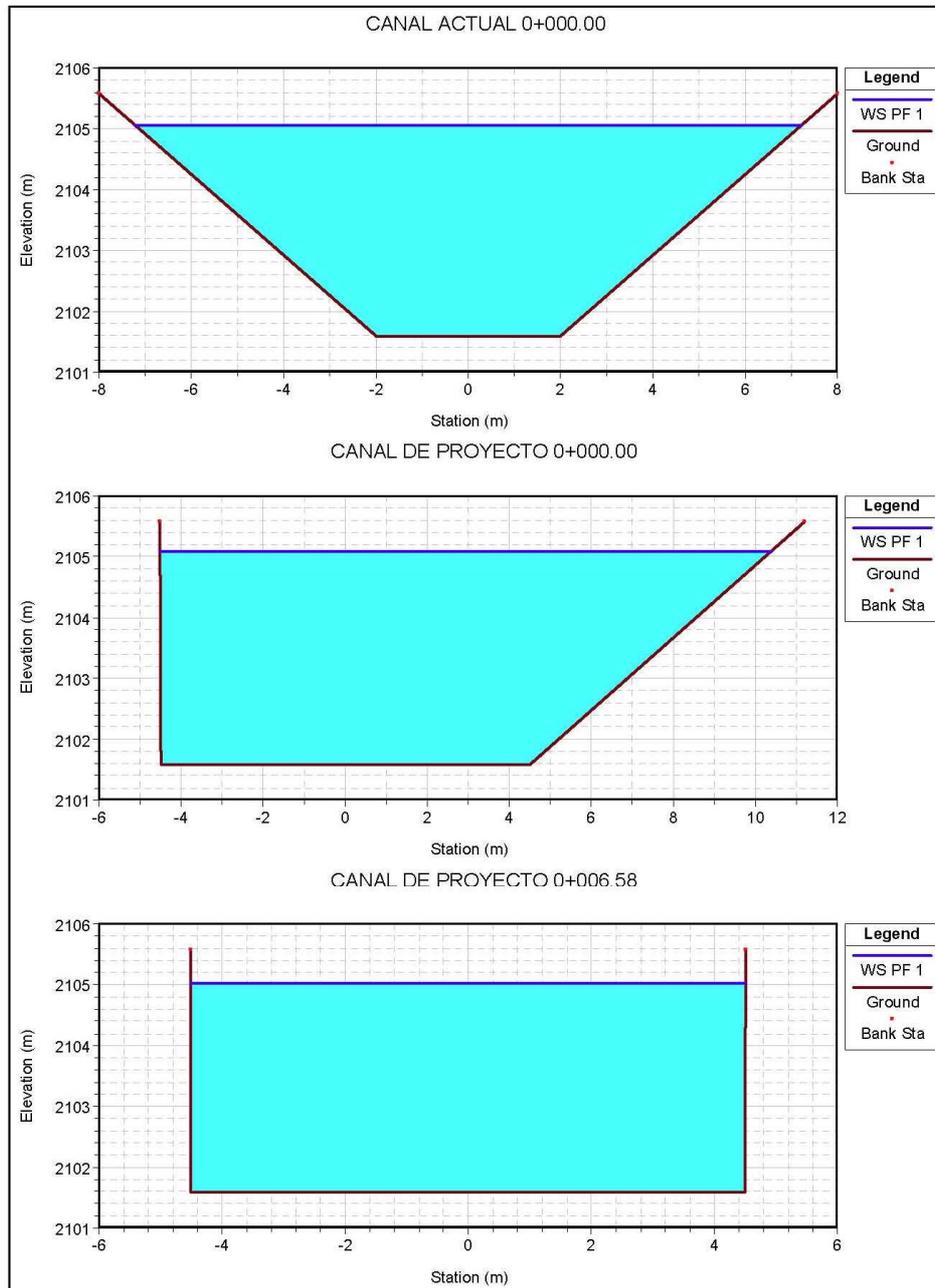


FIGURA No. 3.17  
RESULTADO DEL TRÁNSITO DE AVENIDAS

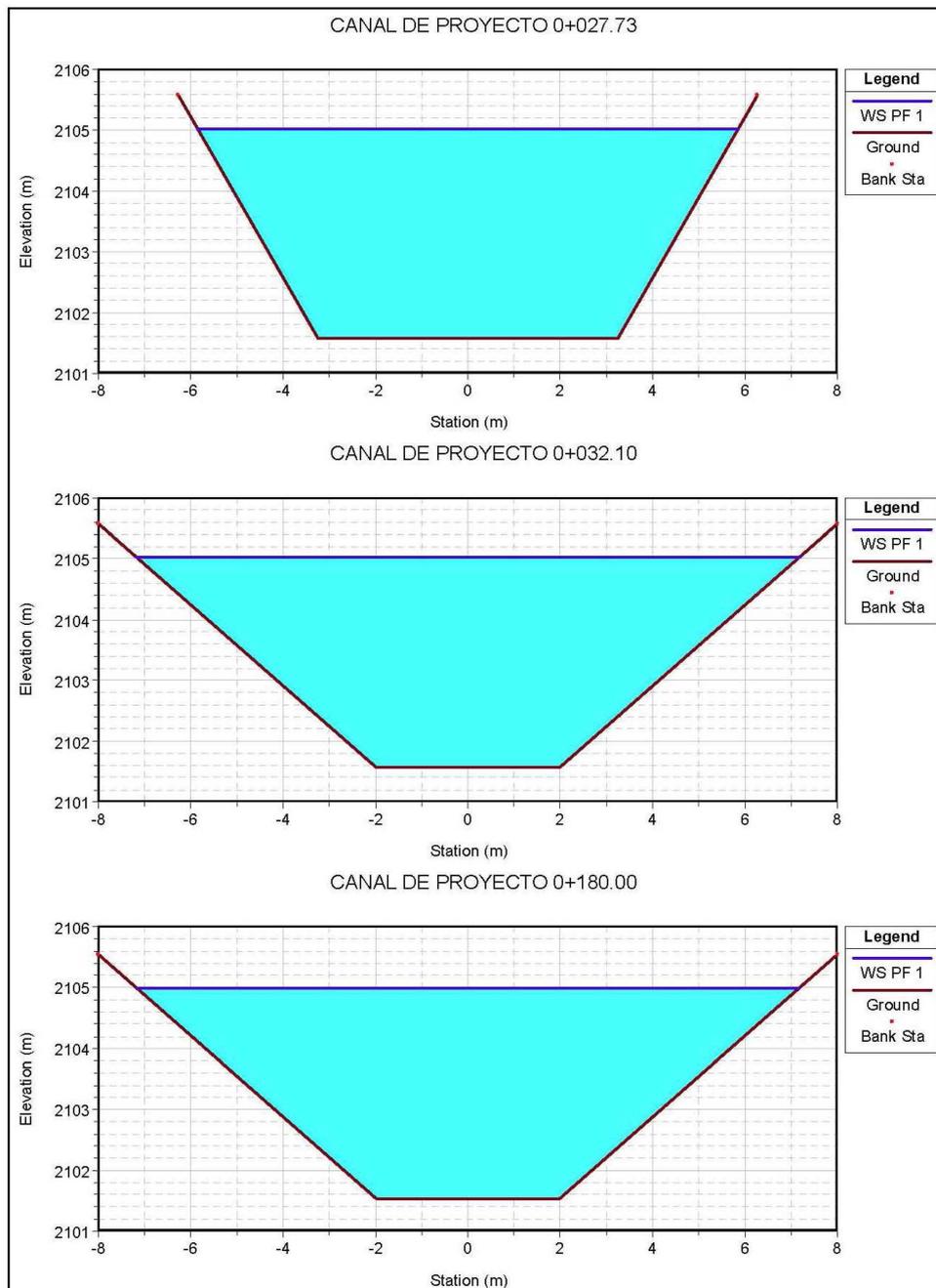


FIGURA No. 3.18



### 3.4 DISEÑO ESTRUCTURAL

Se diseñaron estructuras que funcionarán para conducir el agua de un canal existente hacia otro, que se construirá de manera provisional, con la finalidad de construir la obra de toma para la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales.

Las estructuras diseñadas son:

- Ataguía construida con material del sitio (plano D-PTARA-C1-0000-514)
- Ataguía construida a base de concreto ciclópeo (plano D-PTARA-C1-0000-514)
- Canal revestido con concreto hidráulico colado en el sitio (plano D-PTARA-C1-0000-515)

#### *Ubicación*

La estructura será construida en un terreno con suelo tipo II, de acuerdo con el Manual de Diseño de Obras Civiles, en su tomo de Diseño por Sismo, de la Comisión Federal de Electricidad. La zona sísmica es la caracterizada como "B". El terreno se ubica en la población de Atotonilco de Tula, en el estado de Hidalgo.

#### *Geometría*

El canal se construirá bajo el nivel de la plataforma de corte realizado para tal fin, con una profundidad útil de 4 m con una sección trapezoidal. La ataguía construida con material del sitio, es de sección trapezoidal; y la propuesta con concreto ciclópeo presenta una sección rectangular.

#### *Estructuración de canal*

El canal construido con concreto hidráulico colado en el sitio, es de sección trapezoidal con una losa de fondo de 4.0 m de ancho, una altura útil de 4.0 m y las paredes tienen una inclinación de  $33.7^\circ$  respecto a la horizontal.

El ángulo de reposo del suelo considerado es menor de  $45^\circ$  aproximadamente, el nivel de aguas freáticas es variable. De acuerdo a los sondeos de mecánica de suelos realizados, para minimizar los efectos de este se propone la construcción de un subdren en la zona de la obra. Del estudio de mecánica de suelos resultó una capacidad de carga admisible de  $16 \text{ Ton/m}^2$  y el tirante de agua del canal será de 3.8 m, resultando cargas aplicadas en la losa y paredes inferiores a la capacidad de carga del terreno.

Con lo antes expuesto, se observa que el terreno no puede reaccionar con un mayor esfuerzo que el que se le aplica, por lo tanto al momento de estar trabajando hidráulicamente, la estructura se encuentra en



equilibrio. Por lo tanto, la losa de fondo y las paredes del canal se armaron con acero de refuerzo, para absorber los cambios volumétricos por efectos de temperatura.

De conformidad con el informe 350 de ACI (American Concrete Institute) *Environmental Engineering Concrete Structures*, los muros de concreto reforzado con una altura del líquido igual o mayor a 3.00 m, tendrán un espesor mínimo de 30 cm.<sup>1</sup>

El espesor mínimo de cualquier elemento estructural que funcione como depósito deberá ser de 15 cm, teniendo ciertas condicionantes, sin embargo se requerirá un mínimo de 20 cm para el recubrimiento de concreto el cual protege el acero de refuerzo, este espesor es como mínimo 5 cm. Sin embargo, cuando se usen dispositivos para la retención de agua y la posición del acero de refuerzo que puedan afectar adversamente a la colocación apropiada del concreto, se considerará un espesor mayor.

En las Normas Técnicas Complementarias del D.F.<sup>3</sup>, en su apartado 3. Estructuras de concreto y mampostería, 3.2. Criterios de diseño estructural, menciona que el espesor en elementos contenedores de agua es de 30 cm, y recubrimientos de 5 cm. En el Manual de la C.F.E.<sup>4</sup>, también se dan estas especificaciones.<sup>3</sup>

Respecto a la cuantía mínima, se recomienda que en las losas que tengan un espesor de 20 cm ó más; tengan un porcentaje mínimo de refuerzo de 0.006, distribuido en dos parrillas.

Una de las parrillas se localizará con un recubrimiento mínimo de 5 cm respecto de la cara superior de la losa. Esta parrilla proporcionará un porcentaje mínimo de área de refuerzo al área total del concreto de 0.004, en cada una de las direcciones ortogonales. La segunda parrilla se localizará en los 9 cm inferiores de la losa y tendrá un recubrimiento mínimo de 5 cm sobre el firme. Esta parrilla proporcionará un porcentaje mínimo de área de refuerzo al área total del concreto de 0.002, en cada una de las direcciones ortogonales.

En el Manual de Obras Civiles se recomienda una cuantía de acero de 0.005, distribuido en dos lechos y de 0.0025 en un lecho, en cada dirección.

El refuerzo mínimo para el control de los agrietamientos, el área de refuerzo respecto a la del concreto, será de 0.005 en cada una de las direcciones ortogonales.

En el Reglamento de Construcciones del D.F. se recomienda que para tomar efectos de temperatura del medio ambiente, será a base de varilla del No. 3 a cada 30 cm, en ambos sentidos.



### Estructuración de ataguías

La ataguía de la entrada se considera de concreto ciclópeo de 4.50 m de ancho, y 4.40 m de altura debido a su empotramiento.

Respecto a la ataguía con material del sitio, tiene una base de 9.81 m, una altura de 4 m, corona de 3.10 m, y un ángulo en las paredes aguas arriba y abajo de 50°.

Ver secciones en el plano estructural. Ambas ataguías tendrán una geomembrana para garantizar la impermeabilidad de éstas, que será colocada con las propiedades y posición que recomiende el proveedor. En el plano D-PTARA-C1-0000-514, se muestra el diseño de las ataguías.

### 3.4.1 Elementos de diseño

#### Materiales

Para los materiales se consideraron las siguientes características:

Material	Resistencia	Unidades
Concreto hidráulico, clase 1	$F'c = 250$	$Kg/cm^2$
	$F^*c = 0.8f'c = 200$	$Kg/cm^2$
	$F''c = 0.85f^*c = 170$	$Kg/cm^2$
Concreto hidráulico, clase 1	$F'c = 200$	$Kg/cm^2$
Concreto lanzado	$F'c = 250$	$Kg/cm^2$
Acero de refuerzo	$Fy = 4200$	$Kg/cm^2$
Material de relleno con peso volumétrico, para ataguía	1.6	$Ton/m^3$
Cohesión, C	6.5	$Ton/m^2$
Ángulo de fricción interna, $\Phi$ , para empujes laterales sobre muros	31	°
Ángulo de fricción interna, $\Phi$ , para capacidad de carga	31	°
Sobrecarga en el terreno, para diseño de muro	1.5	$Ton/m^2$
Banda de PVC de 15 cm de ancho para juntas		



### 3.4.2 Análisis y diseño de la estructura

La forma de analizar los canales ya se describió anteriormente. Las ataguías se diseñaron tomando en cuenta el empuje estático del agua y de manera dinámica considerando el gasto, la velocidad, la gravedad, peso específico del agua con sedimentos y un coeficiente de distribución de velocidades.

El análisis y diseño estructural se realizó conforme a lo establecido en el Tomo de Diseño por Sismo, del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad y al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Ejecución de Obras e Instalaciones Hidráulicas y para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Las dimensiones de los elementos aparecen en los planos estructurales correspondientes.

*Resistencia a cortante del terreno a nivel de desplante de la losa de fondo del canal:*

Se consideró una capacidad de carga admisible de 15 Ton/m<sup>2</sup>, de acuerdo a la recomendación realizada por los proyectistas de mecánica de suelos.

El esfuerzo que se transmite al terreno en condición de trabajo es:

ESFUERZO EN LA ESTRUCTURA EN CANAL		
Esfuerzo solicitado =	6.06	ton/m <sup>2</sup>
Esfuerzo admisible =	15	ton/m <sup>2</sup>

Por lo tanto resulta evidente que los esfuerzos actuantes son menores a los admisibles.

*Cargas consideradas en el diseño del canal y ataguía*

Diseño de losa de fondo			
W agua =	3.85	ton/m <sup>2</sup>	Qa = 15.00
W losa =	0.48	ton/m <sup>2</sup>	Q solicitado = 6.06
W total =	4.33	ton/m <sup>2</sup>	
W última =	6.06	ton/m <sup>2</sup>	



### 3.4.3 Diseños estructurales

#### ATAGUÍAS

#### Atagüa Construida con material del sitio

REVISIÓN DE CORTINA POR VOLTEO Y DESLIZAMIENTO										
PROYECTO: ATAGÜIA EN CANAL EXISTENTE PTAR ATOTONILCO, HIDALGO, CON MATERIAL DEL SITIO										
<b>Datos</b>										
h total cortina =	4.00	m	$\phi =$	50.00	°	V agua =	1.52	m/seg	Q =	1.5
h desplante =	0.00	m	$\mu =$	0.5	suelo blando	Q =	52	m <sup>3</sup> /seg		
h libre =	0.00	m	Fs min volteo =	2		g =	9.81	m/seg <sup>2</sup>		
Tirante agua =	4.00	m	FS min desliza. =	2		V 1 =	1.52	m/seg		
P vol suelo =	1.6	ton / m <sup>3</sup>	Ancho canal =	4		V 2 =	0			
P vol agua =	1.20	ton / m <sup>3</sup>	FC gravita. =	1.4		a =	1	m/seg <sup>2</sup>		
			FC accid. =	1.1		Cs =	0.14			
<b>a) EMPUJES DEL AGUA (estático)</b>										
$Ea = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 =$										
Ea =	9.60	ton/m								
y =	1.33	m								
Ea sismo =	0.45	ton/m								
y =	4.00	m								
Ea total =	10.05	ton/m								
yi total =	2.67	m								
<b>b) VOLTEO</b>										
Mv = Ea total * y =	26.79	ton - m/m								
<b>c) EMPUJES DEL AGUA (dinámico)</b>										
$\gamma_m$ (ton/m <sup>3</sup> )	g (m/seg <sup>2</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /seg)	$\beta$ (adi.)	V (m/seg)	Empuje total (ton)	Empuje x ml (ton/m)	yi (m)	Mv dinámico (ton/m/m)	Mv dinámico último (ton/m/m)	
1.200	9.810	52.000	1.100	1.520	10.635	2.659	4.00	10.635	11.699	
Momento de volteo que rige(ton/m/m)										
26.795										
<b>d) MOMENTO RESISTENTE</b>										
tipo de carga	Peso ton/m	Brazo, m	MR (ton-m/m)	FS volteo $FS_v = \frac{M_R}{M_v}$	$\mu$	$F_R$ $F_R = \mu \sum W$	FS deslizamiento $FS_d = \frac{F_R}{Ea}$			
1	10.740	7.575	81.3612	7.57	0.50	20.66	2.06			
2	19.840	4.906	97.3429							
3	10.740	2.238	24.0329							
4	0.000	0.000	0.0000							
5	0.000	0.000	0.0000							
SUMATORIA	41.321	14.719	202.7371	PASA			PASA			
	xi =	4.906								



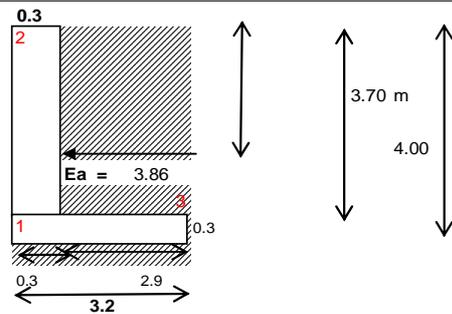
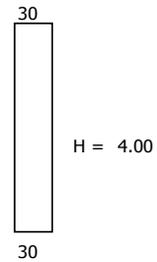
Atagüía construida con concreto ciclópeo

REVISIÓN DE CORTINA POR VOLTEO Y DESLIZAMIENTO										
PROYECTO: ATAGÜIA EN CANAL EXISTENTE PTAR ATOTONILCO, HIDALGO, CON CONCRETO CICLOPEO, SECCION RECTANG.										
<b>Datos</b>										
h total cortina =	4.00	m	$\phi =$	50.00	°	V agua =	1.52	m/seg	Q =	1.5
h desplante =	0.00	m	$\mu =$	0.5	suelo blando	Q =	52	m <sup>3</sup> /seg		
h libre =	0.00	m	FS min volteo =	2		g =	9.81	m/seg <sup>2</sup>		
Tirante agua =	4.00	m	FS min desliza. =	2		V 1 =	1.52	m/seg		
P vol suelo =	2.1	ton / m <sup>3</sup>	Ancho canal =	4		V 2 =	0			
P vol agua =	1.10	ton / m <sup>3</sup>	FC gravita. =	1.4		a =	1	m/seg <sup>2</sup>		
			FC accid. =	1.1		Cs =	0.14			
<b>a) EMPUJES DEL AGUA (estático)</b>										
$Ea = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 =$										
Ea =	8.80	ton/m								
y =	1.33	m								
Ea sismo =	0.41	ton/m								
y =	4.00	m								
Ea total =	9.21	ton/m								
yi total =	2.67	m								
<b>b) VOLTEO</b>										
Mv = Ea total * y =	24.56	ton - m/m								
<b>c) EMPUJES DEL AGUA (dinámico)</b>										
ym (ton/m <sup>3</sup> )	g (m/seg <sup>2</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /seg)	$\beta$ (adi.)	V (m/seg)	Empuje total (ton)	Empuje x ml (ton/m)	yi (m)	Mv dinámico (ton/m/m)	Mv dinámico último (ton/m/m)	
1.100	9.810	52.000	1.100	1.520	9.749	2.437	4.00	9.749	10.724	
Momento de volteo que rige(ton/m/m)										
24.562										
<b>d) MOMENTO RESISTENTE</b>										
tipo de carga	Peso ton/m	Brazo, m	MR (ton-m/m)	FS volteo $FS_v = \frac{M_R}{M_v}$	$\mu$	$F_R$ $F_R = \mu \sum W$	FS deslizamiento $FS_d = \frac{F_R}{Ea}$			
1	8.400	3.833	32.2000	3.41	0.50	18.90	2.05			
2	29.400	1.750	51.4500							
3	0.000	0.000	0.0000							
4	0.000	0.000	0.0000							
5	0.000	0.000	0.0000							
SUMATORIA	37.800	5.583	83.6500	PASA			PASA			
xi =	2.213									



CANAL  
Armado del canal rectangular (lleno)

DISEÑO DE MURO Y LOSA DE CONCRETO REFORZADO											
PROYECTO: CANAL RECTANGULAR											
<b>Datos</b>											
h muro =	4.00	m	f'c =	250	kg/cm <sup>2</sup>	Acero =	42		Sobrecarga(qs) =	0.0	ton/m <sup>2</sup>
Pvs =	1.10	ton / m <sup>3</sup>	f*c =	200	kg/cm <sup>2</sup>	fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>	b =	100	cm
C =	6.50	ton / m <sup>2</sup>	f' c =	170	kg/cm <sup>2</sup>	Es =	2039000	kg/cm <sup>2</sup>	p min =	0.0026352	
Φ =	31.00	°	Ec =	221359.4	kg/cm <sup>2</sup>	L muro =	4.35	m	p bal =	0.0202381	
F. C =	1.40		Pvc =	2.4	ton / m <sup>3</sup>	t muro =	30	cm	p max =	0.0151786	
Fr =	0.9		r =	5	cm	d =	25	cm	p rec =	0.0114367	
μ =	0.6		Terreno	1		Coef sis =	0.21		q =	0.2825529	
<b>Empujes</b>											
<b>a) Empuje del terreno</b>											
Empuje total por unidad de longitud del muro											
$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 =$		2.82	ton/m	$K_a = 1 - \text{sen} \phi =$		0.4850		arenas			
		yi = 1.33	m	$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) =$		0.320		arcillas			
<b>b) Empuje por sobre carga</b>											
$E_{sc} = \gamma h k_o$		0.00	ton/m	<b>Reposo</b>							
		yi = 2	m	$k_a = \frac{\mu}{1 - \mu} =$		1.50		arcillas			
<b>c) Empuje debido al sismo</b>											
H =	4.00	m	Base =	2.263	m	Peso W =	4.98	ton/m			
Angulo =	60.5		Area =	4.526	m <sup>2</sup>						
E sismo =	1.05	ton/m									
yi sismo =	2.67	m									
<b>Ea total =</b>		<b>3.86</b>									
<b>c) Volteo</b>											
<b>Mv = Ea total * y =</b>		<b>6.54</b>									
<b>d) Momento Resistente</b>											
tipo de carga	Peso	Brazo, m	MR	(ton-							
	ton/m	m/m)	Fsv								
1	2.304	1.600	3.6864	3.781							
2	2.664	0.150	0.3996								
3	11.803	1.750	20.6553	1.500							
				<b>PASA</b>							
	16.771	3.500	24.7413								
	xi =	1.475									
<b>d) DESLIZAMIENTO DEL MURO</b>											
$FS_d = \frac{F_R}{Ea} =$		2.605		>		1.5		<b>PASA</b>			
$F_R = \mu \sum W =$		10.06									
<b>e) FALLA DE LA CIMENTACIÓN</b>											
Punto de aplicación de la resultante											
$a = \frac{M_R - M_v}{\sum W} =$		1.085		m							
Por lo tanto la resultante dentro del tercio medio											
L/3 =		1.07		<		a =		1.09		m	
Capacidad de carga del terreno con profundidad =											
c =	6.500	Nc =	5.14	Fs =	2	Peso Vol =	1.10	df =	4.00		





$Qa = \frac{cNc}{Fs} + \gamma Df = 21.105 \text{ ton/m}^2$  Se toma la capacidad de carga rocomendada por el estudio de mecánica de suelos

Aplican las siguientes expresiones **Qa = 25.00 ton/m<sup>2</sup>**

$\sigma_1 = \frac{Pv}{L^2} (4L - 6a) = \frac{\sum W}{L^2} (4L - 6a) = 10.301 \text{ ton/m}^2 < Qadmis = 10.30 \text{ ton/m}^2$  **PASA**

$\sigma_2 = \frac{Pv}{L^2} (6a - 2L) = \frac{\sum W}{L^2} (6a - 2L) = 0.181 \text{ ton/m}^2 < Qadmis = 25.00 \text{ ton/m}^2$  **PASA**

$\sigma_1 = \frac{2 Pv}{3 a} = 10.304 \text{ ton/m}^2$

**f) ROTURA ESTRUCTURAL**  
**f.1) ELEMENTOS MECÁNICOS DEL MURO PANTALLA**

$Ea = \frac{1}{2} k\alpha\gamma H^2 + k_a q_s H$

Htotal	H/2
Ea = 3.862 ton/m	1.9312
Mempr = 6.544 ton - m	3.2720
Mu = 9.162 ton - m	4.5808

**Fuerza cortante que provocará corte en la unión de la zapata es:**

Va = 3.86 ton
Vu = 5.41 ton

**f.2.) Elementos mecánicos en el talón**

Pie  $\sigma_1 = 10.301$  Talón  $0.181 \text{ ton/m}^2$

**f.2.1.) Momento de empotramiento en el talón**

Cargas actuantes en pie

Sobrecarga = 0.0 ton/m Diferencia = 10.12 ton/m<sup>2</sup>

Relleno = 3.70 ton/m La losa se apr

losa = 0.72 ton/m

**total = 4.42 ton/m**

Carga uniforme = 4.42 ton/m

$M = \frac{wl^2}{12} - \frac{wl}{10}$

$V = \frac{wl}{2} - \left[ \frac{wl}{2} + 0.7w \right]$

M = 5.906 ton - m/m V = 3.053 ton/m

Mu = 8.269 ton - m/m Vu = 4.274 ton/m

dif mom = 10.121 talón

**g) DISEÑO POR FLEXIÓN DEL MURO PANTALLA**  
**Considerando y analizando el muro como viga**

h = 30.00 cm	d = 25.00 cm	b = 100 cm	d' = 20.00 cm
h = 30.00 cm	d2 = 25.00 cm		

$\rho = \frac{f''c}{fy} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_k b d^2 f''c}} \right] = 0.00366593$  En la unión de zapata y muro

P min = 0.00264



Tipo de diseño		P	As(cm2/m)	as No.6	s=(100as/As)	S real MURO (cm)	
Flexión		0.00367	9.165	2.85	31.1	25	
Vertical cara exterior		0.00264	6.588	2.85	43	35	
h) Horizontal por cambios volumétricos		as=(660X1)/(fy(X1+100))		No. 4			
			3.626	1.27	35.021		
		As =	6.5881	1.27	19.277	20	
h= 30	PARA H/2	0.0026352	6.5881	1.98	30.054	25	
d= 25.00	p= 0.00198776						
b= 100							
<b>i) DISEÑO POR CORTANTE DEL MURO PANTALLA</b>							
Considerando el cortante en el paño de la losa							
Cortante ton	Vu ton	FR cortante	V <sub>CR</sub> ton	Vs # 4	S (# 4)	as (#3)	
3.862	7.570	0.8	7.731	1.27	-1331205		
$S = \frac{F_R A_V f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_{SR}} = \frac{F_R A_V f_y d}{V_U - V_{CR}} =$							
$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^* c} = 7730.6 \text{ kg} \quad \text{si } P < 0.015$							
<b>j) DISEÑO POR FLEXIÓN DEL TALÓN</b>							
Considerando							
h =	30.00	cm	d=	25.00	cm	b = 100 cm	
						d' = 20.00 cm	
$\rho = \frac{f' c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R b d^2 f' c}} \right] =$			P talón = 0.00367 P min = 0.00264				
Tipo de diseño		P	As(cm2/m)	as No. 6	s=(100as/As)	S real TALÓN (cm)	
Flexión pié		0.00367	9.165	2.85	31.10	25	
Por temperatura		0.00264	6.588	1.27	19.28	20	
Acero por temperatura		as=(660X1)/(fy(X1+100))		No. 4			
En el Talón		As =	6.588	1.27	19.277	20	
<b>k) DISEÑO POR CORTANTE DEL TALÓN</b>							
$\rho = \frac{As}{bd} =$	V ton	Vu ton	FR cortante	V <sub>CR</sub> ton	S (# 4)	as (3)	
Talón	3.053	4.27438	0.8	7.7	-61732		
$S = \frac{F_R A_V f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_{SR}} = \frac{F_R A_V f_y d}{V_U - V_{CR}} =$							
$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^* c} = \quad \text{si } P < 0.015$							
as = 1.27							
<b>L) Longitud de desarrollo de las barras en tensión con dobleces</b>							
Varillas del No.8	Diámetro =	1.9	cm	Barra con dobleces a 90 y 180°			
	F'c =	250	kg/cm <sup>2</sup>	$Long. desarrollo = \frac{0.076dbfy}{\sqrt{f^* c}} = 38.36 \text{ cm}$			
	fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>				
	Radio =	$\frac{fy}{60\sqrt{f^* c}}$	4.427				cm
	12 db =	22.8	cm				
				Longitud total =	45.00	cm	



Armado del canal rectangular (Vacío con empujes de tierra), H = 4 m

DISEÑO DE MURO DE CONCRETO REFORZADO POR EMPUJES LATERALES PROYECTO: PTAR ATOTONILCO, HIDALGO, MC-1, VACÍO, H = 4.0 m							
<b>Datos</b>							
h muro = <b>4.00</b> m	f'c = <b>250</b> kg/cm <sup>2</sup>	Acero = <b>42</b> kg/cm <sup>2</sup>	Sobrecar(qs) = <b>1.5</b> ton/m <sup>2</sup>	Pvs = <b>1.60</b> ton / m <sup>3</sup>	f*c = <b>200</b> kg/cm <sup>2</sup>	fy = <b>4200</b> kg/cm <sup>2</sup>	b = <b>100</b> cm
C = <b>6.50</b> ton / m <sup>2</sup>	f''c = <b>170</b> kg/cm <sup>2</sup>	Es = <b>2039000</b> kg/cm <sup>2</sup>	p min = 0.00264	Φ = <b>31.00</b> °	Ec = <b>221359</b> kg/cm <sup>2</sup>	L muro = <b>4.35</b> m	p bal = 0.02024
F. C = <b>1.40</b>	Pvc = <b>2.4</b> ton / m <sup>3</sup>	t muro = <b>30</b> cm	p max = 0.01518	Fr = <b>0.9</b>	r = <b>5</b> cm	d = <b>25</b> cm	p rec = 0.01144
μ = <b>0.5</b>	Terreno = <b>1</b>	Coef sis = <b>0.21</b>	q = 0.28255				
<b>Empujes</b>							
<b>a) Empuje del terreno</b>							
Empuje total por unidad de longitud del muro							
$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 =$	4.10 ton/m	$K_a = 1 - \text{sen } \phi =$	<b>0.4850</b> arenas				
yi =	1.33 m	$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) =$	<b>0.320</b> arcillas				
<b>b) Empuje por sobre carga</b>							
<b>Reposo</b>							
$E_{sc} = \gamma h k_0$	1.92 ton/m	$k_a = \frac{\mu}{1 - \mu} =$	<b>1.00</b> arcillas				
yi =	2 m						
<b>c) Empuje debido al sismo</b>							
H = 4.20 m	Base = 2.376 m	Peso W = 7.98 ton/m					
Angulo = 60.5	Area = 4.990 m <sup>2</sup>						
E sismo = 1.68 ton/m							
yi sismo = 2.67 m							
<b>Ea total = 7.69 ton/m</b>							
<b>b) Diseño por flexión. Momentos</b>							
$M = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \left( \frac{H}{3} \right) =$	13.78 ton - m	Mu = 19.28549 ton/m					
$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2Mu}{Frbd^2 f''c} \right)} \right] =$	0.009211	ρ usar = 0.009211					
pmin =	0.002635	As = 23.03 cm <sup>2</sup>					
		Proponiendo Vs No. 6					
		as = 2.85 cm <sup>2</sup>					
		Sep = 12.38 cm	<b>S real = 13 cm</b>				
<b>c) Refuerzo por contracción volumétrica lecho int</b>							
$as = \frac{660X_1}{f_y(X_1 + 100)} =$	<b>0.0362637</b> cm <sup>2</sup> /cm	As = 5.44 cm <sup>2</sup> /m/lecho					
	<b>0.0026</b>	Proponiendo Vs No. 4					
		as = 1.27 cm <sup>2</sup>					
		Sep = 23.35 cm cada/lecho	<b>S real = 23 cm</b>				
<b>d) Acero horizontal</b>							
Tomando cuantia =	<b>0.0026</b>	Proponiendo Vs No. 4					
As = <b>6.5</b> cm <sup>2</sup> /m		as = 1.27 cm <sup>2</sup>					
As total = 6.5 cm <sup>2</sup> /m/lecho		Sep = 19.54 cm cada/lecho	<b>S real = 20 cm</b>				
<b>Por lecho</b>							
<b>e) Diseño por cortante</b>							
Ea Total = 7.69 ton/m	Va = 7.69 ton	Vu = 10.77235 ton					
$\rho = \frac{As}{bd} =$	0.00921	$S = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \cos \theta)}{V_{SR}} = \frac{F_R A_v f_y d}{V_U - V_{CR}} =$					
As = 23.03 cm <sup>2</sup>		Usando varilla del No. 3	Av = 0.71 cm <sup>2</sup>				
		S = -1252998.8 cm					
La separación es muy grande, por lo tanto, no necesita refuerzo por cortante							
<b>f) Longitud de desarrollo de las barras en tensión con dobleces</b>							
si P < 0.015	F <sub>R</sub> = 0.8	Varillas del No. 6	Diámetro = 1.9 cm				
$V_{CR} = F_R bd (0.2 + 20\rho) \sqrt{f''c} =$		Radio = $\frac{f_y}{60\sqrt{f''c}} =$	4.427 cm				
V <sub>CR</sub> = 10.86755 ton		12 db =	22.8 cm				
V <sub>SR</sub> = -0.0952 ton		Barra con dobles a 90 y 180°					
		$Long. desarrollo = \frac{0.076dbf_y}{\sqrt{f''c}} =$	38.36 cm	<b>Ld total = 45.00 cm</b>			



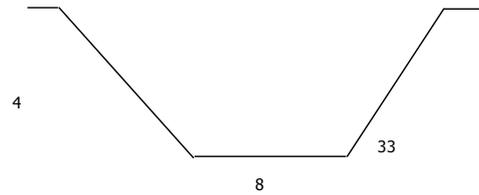
H = 2.0 m

DISEÑO DE MURO DE CONCRETO REFORZADO POR EMPUJES LATERALES						
PROYECTO: PTAR ATOTONILCO, HIDALGO, MC-1, VACÍO, H = 4.0 m						
<b>Datos</b>						
h muro = <b>2.00</b> m	$f'_c =$ <b>250</b> kg/cm <sup>2</sup>	Acero = <b>42</b>	Sobrecar(qs) = <b>1.5</b> ton/m <sup>2</sup>			
Pvs = <b>1.60</b> ton / m <sup>3</sup>	$f^*_c =$ <b>200</b> kg/cm <sup>2</sup>	$f_y =$ <b>4200</b> kg/cm <sup>2</sup>	b = <b>100</b> cm			
C = <b>6.50</b> ton / m <sup>2</sup>	$f^* c =$ <b>170</b> kg/cm <sup>2</sup>	Es = <b>2039000</b> kg/cm <sup>2</sup>	p min = 0.00264			
$\Phi =$ <b>31.00</b> °	$E_c =$ <b>221359</b> kg/cm <sup>2</sup>	L muro = <b>4.35</b> m	p bal = 0.02024			
F. C = <b>1.40</b>	Pvc = <b>2.4</b> ton / m <sup>3</sup>	t muro = <b>30</b> cm	p max = 0.01518			
Fr = <b>0.9</b>	r = <b>5</b> cm	d = <b>25</b> cm	p rec = 0.01144			
$\mu =$ <b>0.5</b>	Terreno = <b>1</b>	Coef sis = <b>0.21</b>	q = 0.28255			
<b>Empujes</b>						
<b>a) Empuje del terreno</b>						
Empuje total por unidad de longitud del muro						
$E_a = \frac{1}{2} K_a \mathcal{H}^2 =$ 1.02 ton/m	$K_a = 1 - \text{sen } \phi =$ <b>0.4850</b> arenas					
$y_i =$ 0.67 m	$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) =$ <b>0.320</b> arcillas					
<b>b) Empuje por sobre carga</b>						
<b>Reposo</b>						
$E_{sc} = \gamma h k_0$ = 0.96 ton/m	$k_a = \frac{\mu}{1 - \mu} =$ <b>1.00</b> arcillas					
$y_i =$ 1 m						
<b>c) Empuje debido al sismo</b>						
H = 4.20 m	Base = 2.376 m	Peso W = 7.98 ton/m				
Angulo = 60.5	Area = 4.990 m <sup>2</sup>					
E sismo = 1.68 ton/m						
$y_i$ sismo = 1.33 m						
<b>Ea total = 3.66 ton/m</b>						
<b>b) Diseño por flexión. Momentos</b>						
$M = \frac{1}{2} K_a \mathcal{H}^2 \left( \frac{H}{3} \right) =$ 3.88 ton - m	$\mu_u =$ 5.430244 ton/m					
$\rho = \frac{f'_c c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2\mu_u}{F_r b d^2 f'_c} \right)} \right] =$ 0.002368	$\rho$ usar = 0.002635					
pmin = 0.002635	As = 6.59 cm <sup>2</sup>					
	Proponiendo Vs No. 6					
	as = 2.85 cm <sup>2</sup>					
	Sep = 43.26 cm					<b>S real = 26 cm</b>
<b>c) Refuerzo por contracción volumétrica lecho int</b>						
$as = \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)} =$ <b>0.0362637</b> cm <sup>2</sup> /cm	As = 5.44 cm <sup>2</sup> /m/lecho					
<b>0.0026</b>	Proponiendo Vs No. 4					
	as = 1.27 cm <sup>2</sup>					
	Sep = 23.35 cm cada/lecho					<b>S real = 23 cm</b>
<b>d) Acero horizontal</b>						
Tomando cuantía = <b>0.0026</b>	Proponiendo Vs No. 4					
As = <b>6.5</b> cm <sup>2</sup> /m	as = 1.27 cm <sup>2</sup>					
As total = 6.5 cm <sup>2</sup> /m/lecho	Sep = 19.54 cm cada/lecho					<b>S real = 20 cm</b>
<b>e) Diseño por cortante</b>						
Ea Total = 3.66 ton/m	$S = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \cos \theta)}{V_{SR}} = \frac{F_R A_v f_y d}{V_U - V_{CR}} =$					
Va = 3.66 ton	Usando varilla del No. 3	Av = 0.71 cm <sup>2</sup>				
Vu = 5.125808 ton	S = -58998.2 cm					
$\rho = \frac{A_s}{bd} =$ 0.00264	La separación es muy grande, por lo tanto, no necesita refuerzo por cortante					
As = 6.59 cm <sup>2</sup>						
<b>f) Longitud de desarrollo de las barras en tensión con dobleces</b>						
si P < 0.015 $F_R =$ 0.8	Varillas del No. 6	Diámetro = 1.9 cm				
$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c} =$	Radio = $\frac{f_y}{60 \sqrt{f'_c}} =$ 4.427 cm					
$V_{CR} =$ 7.147566 ton	12 db = 22.8 cm					
$V_{SR} =$ -2.02176 ton	Barra con dobleces a 90 y 180°					
	Long. desarrollo = $\frac{0.076 d b f_y}{\sqrt{f'_c}} =$ 38.36 cm					<b>Ld total = 45.00 cm</b>



Concreto colado en sitio, con 12 cm de espesor en sus elementos

DISEÑO DE CANAL TRAPEZOIDAL										
PROYECTO: OBRA DE DESVÍO, CANAL TRAPEZOIDAL, PTAR ATOTONILCO, DE CONCRETO COLADO EN SITIO, ESP=12 cm										
<b>Datos</b>										
h total canal =	4.00	m	Q admisi =	15.00	ton / m <sup>2</sup>	rec =	5.00	cm	Pmin =	0.00264
h desplante =	4.00	m	μ =	0.6	suelo blando	Sobre carga	0	ton/m <sup>2</sup>	Pbal =	0.020238
Tirante =	3.50	m	f'c =	250	kg/cm <sup>2</sup>	Pvc =	2.4	ton / m <sup>3</sup>	Pmax =	0.015179
Ancho =	8.00	m	f*c =	200	kg/cm <sup>2</sup>	Acero =	42		Prec =	0.011437
PV agua. =	1.10	ton / m <sup>3</sup>	f" c =	170	kg/cm <sup>2</sup>	fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>	q =	0.2826
C =	6.50	ton / m <sup>2</sup>	Ec =	221359.4	kg/cm <sup>2</sup>	F. C =	1.40		F <sub>R</sub> =	0.9
Φ =	31.00	o	Es =	2039000	kg/cm <sup>2</sup>	Terreno	II	CFE	Cs =	0.3
<p><b>El análisis sísmico para este caso no aplica, porque el muro está inclinado con un ángulo de 33° respecto a la horizontal. Para tomar en cuenta el empuje por sismo de parte del terreno, la cuña de deslizamiento es 45 + (Φ/2), si Φ=31°, entonces el ángulo de inclinación de la cuña es 60.5°, después de éste ángulo respecto a la horizontal no existe suelo, por lo tanto, no existe empuje provocado por la acción del sismo.</b></p> <p>El espesor recomendado en los muros de estructuras de contención de almacenamiento de agua, es de 30 cm, pero por ser una estructura temporal, se recomienda un espesor de 20 cm, en este caso será de 12 cm, con recubrimiento de 5 cm en el acero de refuerzo</p> <p>Las paredes del canal se diseñarán con acero por cambios volumétricos, debido a que se encuentran inclinados con ángulo menor al de reposo del terreno, por tanto no hay empujes laterales, con esto resulta que los armados que rigen son por cambios volumétricos. Con los presentes armados las paredes y losa del canal no tiene la capacidad de absorber ningún momento flexionante. Por lo tanto, será necesario eliminar cualquier empuje en la losa de fondo provocada por subpresión que pudiese ser originada el agua freática.</p>										
<b>Diseño de la pared.</b>										
ρ =	0.0030		Vs No:	3		Vs No:	4			
Espesor =	12.00	cm	as =	0.71	cm <sup>2</sup>	as =	1.27	cm <sup>2</sup>		
b =	100.00	cm	S =	33.81	cm	S =	60.48	cm		
H =	12.00	cm	S real =	30	cm	S real =	35	cm		
d =	7.00	cm	Un solo lecho en las		Un solo lecho en					
As =	2.10	cm <sup>2</sup> /m	dos direcciones		las dos					
<b>Diseño de losa de fondo</b>										
W agua =	3.85	ton/m <sup>2</sup>	Qa =	15.00						
W losa =	0.29	ton/m <sup>2</sup>	Q solicitado =	5.79						
W total =	4.14	ton/m <sup>2</sup>								
W última =	5.79	ton/m <sup>2</sup>								
<p>La capacidad de carga del terreno es superior a la carga solicitada, por tanto, el terreno no le transmite un mayor esfuerzo que el solicitado. Es evidente entonces, que la estructura se encuentra en equilibrio</p>										
ρ =	0.0030		Vs No:	3		Vs No:	4			
Espesor =	12.00	cm	as =	0.71	cm <sup>2</sup>	as =	1.27	cm <sup>2</sup>		
b =	100.00	cm	S =	33.81	cm	S =	60.48	cm		
H =	12.00	cm	S real =	30	cm	S real =	33	cm		
d =	7.00	cm	Un solo lecho y en las		Un solo lecho y en					
As =	2.10	cm <sup>2</sup> /m	dos direcciones		las dos					
<b>Juntas por Contracción y Dilatación</b>										
<b>Análisis del efecto de la temperatura</b>										
$\Delta_L = \alpha \Delta_T L_0$										
$\alpha$ (x10 <sup>-6</sup> por °C)	Lo (cm)	Δ <sub>T</sub> (°C)	Δ <sub>L</sub> (cm)							
0.000108	2000.00	38	0.8208							
<p>Se colocará juntas por contracción y dilatación a cada 20 m. En las juntas de contracción se continuará el acero de refuerzo y se practicará una ranura de 1" de profundidad y 1/4" de ancho, posteriormente ésta debe ser sellada</p> <p>En la junta por dilatación, se corta en acero y se dejará una separación de 2 cm de ancho en la unión con el otro elemento estructural (losa), esta separación será rellenada con un material elastoplástico (puede ser un fexpan sellado con aerofest de la m</p>										





### 3.5 NOTAS GENERALES DE PROYECTO

#### CANAL Y ATAGUÍA

1. El concreto deberá ser clase 1 con  $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ , con un revenimiento de  $10 \pm 3.5 \text{ cm}$ , de acuerdo con la norma NMX-C-156-ONNCCE, con un tamaño máximo del agregado, TMA = 19 mm. Se recomienda usar un impermeabilizante integral y aditivo superfluidificante para mezclarse con el concreto fresco, con la dosificación que recomiende el proveedor.
2. Todo el concreto deberá ser vibrado y curado con el método que más convenga, salvo el autocompactable.
3. El concreto lanzado deberá incluir un aditivo acelerante o endurecedor para su rápido fraguado y buena colocación.
4. La demolición de la parte del concreto existente, se deberá iniciar con una corte con disco de carburo de tungsteno o diamante, posteriormente esta superficie de corte debe martelinarse de tal manera que la superficie quede rugosa y exista un tipo llave de corte para conectar el elemento nuevo.
5. En la unión de concreto nuevo con concreto viejo deberá usarse EPOXINE 200 de la marca FESTER o similar, tomando en consideración las recomendaciones del fabricante. Esta actividad deberá ser realizada por personal calificado.
6. La sección de canal con elementos de 15 cm de espesor, no debe usarse para construirse como elementos individuales y prefabricados.
7. El concreto deberá ser del tipo premezclado de preferencia, para tener un mejor control de calidad y homogeneidad.
8. Al concreto en estado fresco, antes de su colocación en las cimbras, se harán pruebas para verificar que cumple con los requisitos de revenimiento y peso volumétrico. Para el revenimiento será una vez por cada 5 revolturas, o por cada camión y para el peso volumétrico una vez por cada día de colado.
9. El concreto debe mantenerse en un ambiente húmedo por lo menos durante 7 días en el caso de cemento ordinario y tres días si se emplea cemento de alta resistencia inicial. Estos lapsos se aumentarán si la temperatura desciende a menos de  $5 \text{ }^\circ\text{C}$ . Los métodos de curado serán los que fije la supervisión y la constructora.
10. El acero de refuerzo a utilizar deberá cumplir con la resistencia mínima a la fluencia de  $4,200 \text{ Kg/cm}^2$ , de acuerdo con las NTC-Concreto. Esta especificación aplica para refuerzo longitudinal y transversal.



11. Las barras a tensión que terminen con dobleces a 90 ó 180 grados deberán apegarse a la norma, con un radio interior de  $(f_y/60)(f'_c)^{1/2}$  seguidas de tramos rectos de longitud no menor de 12 veces el diámetro de la barra para dobleces a 90 grados, ni menor que 4 veces el diámetro de la barra para dobleces a 180 grados, de acuerdo a tablas de propiedades geométricas establecidas en los planos estructurales.
12. Los traslapes deberán efectuarse con una longitud de 40 veces el diámetro de la barra, de acuerdo a tablas de propiedades geométricas establecidas en los planos estructurales.
13. Los traslapes de la barras se realizarán de forma alternada, para no tener zonas potenciales de falla. Deben evitarse traslapes en secciones de esfuerzo máximo, si no es así deben tomarse precauciones especiales, consistentes por ejemplo, en aumentar la longitud del traslape, de acuerdo a tablas de propiedades geométricas establecidas en los planos estructurales.
14. El acero debe sujetarse en su sitio con amarres de alambre, silletas y separadores, de resistencia, rigidez y en número suficiente para impedir movimientos durante el colado. Se recomienda el uso de accesorios FTP "silleta piramidal"
15. Antes de colar debe comprobarse que todo el acero se ha colocado en su sitio de acuerdo con los planos estructurales, además de verificar que la sujeción sea la correcta.
16. Para las juntas frías de concreto fresco y endurecido en los muros, se recomienda utilizar bandas de cloruro de polivinilo (PVC), en forma de tira continua de 6 pulgadas de ancho. Para su montaje se debe consultar al manual del producto. En las juntas frías se recomienda generar llaves de corte.
17. Para la juntas por contracción y dilatación revisar los planos estructurales correspondientes.
18. El material de sitio usado en la construcción de la ataguía, deberá ser colocado en capa de 30 cm suelto y compactarse del 93 al 95% Proctor estándar o Porter. Para ello se deben realizar pruebas de laboratorio para determinar el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima, y con ello obtener el equipo a usar en la compactación del material.
19. En las ataguías se deberá colocar una geomembrana en el lado de aguas arriba para garantizar la impermeabilidad de las mismas.
20. Todo lo no especificado y comentado en los puntos anteriores se solucionará de acuerdo al criterio del constructor, siempre y cuando se cumpla con la normatividad correspondiente y vigente.



### 3.6 OBRAS DE DRENAJE

El análisis de la información obtenida en los programas de perforación de sondeos con fines del estudio de mecánica de suelos, nos aporta datos relativos al nivel de aguas freáticas en la zona alta de la obra, zona que deberá ser modificada en su relieve por necesidades del proyecto de la Planta de Tratamiento.

Esta información, que se describe con mayor precisión en el subtema 3.2 Análisis de Mecánica de Suelos, se ha considerado para el diseño de obras que permitan drenar la zona de obra, además de evitar la subpresión que el agua subterránea pudiese ejercer sobre el canal provisional.

En función de los niveles de proyecto y del agua en la zona alta, se ha diseñado un subdren de 233 m de longitud, 4.50 m de profundidad y 1.30 de ancho, en el que se instala una tubería ranurada del tipo ADS N12, de 60 cm de diámetro interior, con pendiente en el sentido del canal del desvío. Plano D-PTARA-C1-0000-516.

Agua arriba de dicho subdren es conveniente la colocación de una cuneta de 1.00 m de ancho y base de 50 cm, que permita captar el escurrimiento superficial, para su drenado hacia un cárcamo de bombeo a excavarse en la zona baja de la obra, que reciba tanto a éste como al subdren, por esto deberá tener por lo menos 5.00 m de profundidad.

En el caso de efectuar la obra durante el periodo de estiaje, es factible eliminar la construcción del subdren. Por lo anterior se recomienda efectuar zanjas de verificación previas a la excavación del subdren, para determinar la existencia del nivel de agua freática en el área del proyecto.



# ***OBRAS ACCESORIAS***



## 4. OBRAS ACCESORIAS

### 4.1 ATAGUÍAS

La ataguía es una barrera provisional cuya finalidad es desviar la corriente; el proyecto de una ataguía adecuada incluye el principal aspecto que es el económico de su construcción razón primordial por la que generalmente se construyen de materiales que se pueden conseguir en el sitio. Los dos tipos que normalmente se usan son:

- Ataguías de tierra
- Ataguías de roca

La mayor parte de las ataguías consiste en un terraplén de tierra y de roca.

En el proyecto se desarrollan dos opciones de ataguías, la primera consiste en su construcción con tierra (materiales del sitio), y la segunda construida a base de concreto ciclópeo. Para asegurar la impermeabilidad de estas se propone la colocación de una *geomembrana*, en la superficie que tendrá contacto con el agua.

Geomembrana es el nombre genérico que recibe la lámina impermeable hecha a partir de diferentes resinas plásticas, su presentación es en rollos y viene en diferentes espesores, cada material sintético tiene cualidades físicas y químicas distintas que hacen la diferencia para cada geomembrana, los más comunes son HDPE, PVC, FPP y TPO.

*Liner de polipropileno*: es un compuesto de polipropileno en forma de lámina que crea una película monolítica, está pensado para hoyas de agua, captación de agua de lluvia y almacenamiento de agua de riego, así como otro tipo de usos ornamentales como espejos de agua.

*HDPE*. Es Polietileno de Alta Densidad o HDPE por sus siglas en inglés, es la Geomembrana de más demanda en el mercado mundial, a pesar de su popularidad no es ni el más moderno ni el mejor de los plásticos, una de sus características importantes es su resistencia al ataque químico, que lo hace apto para su uso en rellenos sanitarios, perforaciones petroleras, plantas de tratamiento y en todo aquel entorno que represente un riesgo químico o biológico.



La geomembrana de *PVC* es otro de los productos más solicitados, debido a las características de sus rollos (por lo regular de dimensiones reducidas) y por su fácil instalación sigue siendo un producto muy popular para embalses y estanques. Existe también la membrana especial para túneles, cimientos, azoteas, techos verdes y demás aplicaciones especializadas.

El Polipropileno Flexible (FPP) es de la nueva generación de Geomembranas, se podría afirmar que combina lo mejor de dos mundos, la resistencia química del HPDE y la flexibilidad del PVC, es para cualquier tipo de proyectos tanto hidráulicos como de protección ambiental.

El eje de la ataguía se coloca en el sentido del canal de desvío; en el plano D-PTARA-C1-0000-514, se muestra una ligera curva en la zona del talud en el cambio de dirección del flujo del agua sea gradual y no exista la formación de vórtices y remansos. Esta se construye en el canal El Salto – Tlamaco, por lo que no presenta una forma regular, en la parte que corresponde a la base del canal tendrá un altura de 4.00 m.

### 4.3 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

La construcción de la obra de desvío consta de diferentes etapas y actividades, que en forma general son:

- Movimiento de tierras
- Control topográfico
- Trazo de la obra
- Excavación en las zonas de canal y zona de puente
- Excavación de obra de drenaje
- Construcción de canal
- Colocación de muro de protección
- Emplazamiento de ataguías
- Conexión de canales

Se deberán realizar la excavación que permita despejar la zona de la obra de desvío, ya que se deben desalojar un espesor promedio de 13.0 m en la parte más alta, esto se puede observar en las secciones topográficas del plano D-PTARA-C1-0000-511. Se recomienda realizar la excavación en la primera etapa hasta la cota 2,105.5, la cual corresponde a la elevación del hombro del canal; ésta se podrá efectuar mediante el uso de maquinaria común, teniendo especial cuidado en caso de encontrarse algún estrato arenoso.



Una vez terminado el movimiento de tierra de la etapa anterior, es necesario realizar registros topográficos, con los cuales se vigilará el comportamiento del suelo al ser descargado de un volumen importante de tierra (movimientos verticales). Estos controles se deben llevar a cabo durante toda la etapa de la obra.

La siguiente etapa se refiere al trazo y nivelación de la obra.

En los trabajos de la excavación de la zona donde alojará el canal, es muy importante que se revisen los niveles de plantilla del terreno natural durante todo el proceso de construcción del canal. La excavación del canal de proyecto no deberá acercarse al canal El Salto - Tlamaco en un radio de 10.0 m hasta la instalación de los muros de protección.

1. Terminada la excavación del canal, se pueden construir el canal de concreto.
2. Se cierra la compuerta que alimenta el canal El Salto - Tlamaco.
3. Se procede a la limpieza de sedimentos en las zonas donde se construirán las conexiones de los canales y las ataguías.

Las siguientes etapas son la construcción de las ataguías utilizando el material seleccionado y las rupturas de los taludes del canal El Salto – Tlamaco.

Conexión de canal existente con proyecto mediante concertó reforzado, es importante la colocación de aditivos en las juntas frías, con lo cual se debe asegurar la impermeabilidad del sitio.



# ***ANEXO FOTOGRAFICO***

## ANEXO FOTOGRAFICO



OBRA DE TOMA DEL CANAL LOS CASTORES, EN EL CAUCE DEL RÍO EL SALTO,  
COMPUESTA POR UN CANAL RECTANGULAR DE CONCRETO



DESCARGA DEL CANAL LOS CASTORES PROVENIENTE DEL RÍO EL SALTO,  
SE OBSERVA LA SECCIÓN DEL CANAL EL SALTO – TLAMACO



EN ESTA IMAGEN SE APRECIA LA SALIDA DEL SIFÓN, ALIMENTADO POR EL EMISOR CENTRAL, Y LAS COMPUERTAS DE CONTROL



SITIO DE CONFLUENCIA DEL RÍO EL SALTO Y LAS DESCARGAS DEL EMISOR CENTRAL; A PARTIR DE ESTE SITIO SE ORIGINA EL RÍO TULA



A 6.00 m DEL PUENTE – CANAL QUE SE MUESTRA EN LA IMAGEN DEL CANAL  
EL SALTO –TLAMACO, SE DEBERÁ INICIAR LA OBRA DE DESVÍO



PUENTE – CANAL, EL CUAL RECIBE EL ESCURRIMIENTO PROVENIENTES  
DE LA ZONA ESTE, PARA SU DESCARGA EN EL RÍO TULA



VISTA DEL CANAL EN LA ZONA, DONDE SE CONSTRUIRÁ LA OBRA DE TOMA DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE ATOTONILCO



VISTA PARCIAL DE LA MARGEN DERECHA DEL CANAL EL SALTO - TLAMACO, EN LA ZONA DONDE SE ALOJARÁ LA OBRA DE DESVÍO



# ***ANEXO ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS***



## ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

### 3.2 ANÁLISIS DE MECÁNICA DE SUELOS

Debido a que la zona del proyecto se ubica en una zona donde se deberán realizar cortes al terreno natural, es necesario analizar el comportamiento que el suelo tendrá y las características de este para garantizar el adecuado funcionamiento de la obra.

Dentro de las actividades a desarrollar es necesario revisar la estabilidad del talud, tanto en la zona del canal como en los cortes que se practicaran para alojar la obras de desvío, así mismo se realiza un análisis de cimentación con el cual se determina la capacidad de carga del suelo específicamente donde se alojara el canal, revisando específicamente la losa de fondo y los muros.

Se realiza un análisis de presiones que ejerce el suelo con la finalidad de diseñar un tablestacado para la protección de los taludes del canal existente.

#### 3.2.1 Estabilidad de taludes

El objetivo será determinar la estabilidad general del talud, llevando a cabo un análisis geotécnico consistente en recopilación de información del subsuelo y análisis de resultados. En este informe se describen los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos, se consignan las recomendaciones que se juzgan más convenientes para la estabilidad del talud de interés, conservando un factor de seguridad admisible para condiciones estáticas y dinámicas.

Con base en la información proporcionada y la obtenida en el campo, y atendiendo a las características geométricas del talud mostradas en las secciones de la Figura No. 3.1, se harán análisis de la estabilidad del talud, que incluirán la revisión de los estados límite de falla para condiciones estáticas, y para condiciones dinámicas (sismo). Se consideró un talud para el apoyo de las losas laterales del canal de  $50^\circ$  y un talud de  $63^\circ$  (1:2), (horizontal: vertical), en las zonas de corte.

#### 3.2.2 Reconocimiento del subsuelo

Para determinar las características estratigráficas, físicas y mecánicas del área de interés, se realizó una recopilación de la información proporcionada de los trabajos de campo realizados en la zona de interés. Cercano al sitio de estudio se realizaron dos sondeos mixtos, en la Figura No. 3.2 se muestra su ubicación y perfil estratigráfico.



### **Características estratigráficas y físicas del subsuelo**

Con relación a la verificación de los materiales sobre los que se apoyará la cimentación, que corresponden a los reportados en el estudio de mecánica de suelos, en particular al perfil estratigráfico y propiedades del subsuelo en el sondeo SM-2-PTAR, con las siguientes características, y tomando en cuenta la elevación del brocal del sondeo la cota 2,106.031 y la del nivel de losa del canal de desvió con cota 2,101.5.

Cota (m)	Descripción
2,106.03 – 2,102.20	Arcilla firme café claro y gris claro de consistencia dura, con contenido de agua medio 40 %.
2,102.20 – 2,000.50	Boleo y gravas empacados en arcilla verde claro.
2,000.00 – 1,997.80	Arcilla, verde claro, con carbonato de calcio, con contenido de agua medio de 50 %, de consistencia firme.
1,997.50 – 1,985.80	Arcilla gris verdosa, con contenido de agua medio de 55 %, de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.

El proyecto contempla un canal de desvió entre el cadenamamiento 0+000 al 0+180, con sección trapecial, con un nivel de la losa de fondo del canal a la cota 2,101.50; y paredes laterales con talud de 50° con respecto a la horizontal y un nivel de corona del canal de desvió a la cota 2,105.70

El coeficiente sísmico que deberá considerarse, que actúa en la base de la construcción por efecto de sismo, será igual a 0.12, por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene características similares a la zona que el Reglamento de Construcciones denomina Zona de Transición.

El nivel de aguas freáticas se detectó a la cota 2,099.00 en la fecha explorada (abril de 2009).



### 3.2.3 Análisis de estabilidad del talud

Como se ha sido indicado, los materiales existentes hasta la máxima profundidad de excavación son suelos con características cohesivo –friccionantes, y básicamente no presentan diferencias importantes en su resistencia, por lo que las condiciones de suelo son prácticamente homogéneas.

Para el análisis de estabilidad de taludes se tomo en cuenta la condición más desfavorable en cuanto a la estratigrafía reportada en el sondeo S -1 de la CFE, que presenta las siguientes características, tomando en cuenta el brocal del sondeo a la cota 2,115.953 m y la del nivel de losa del canal de desvió con cota 2,101.5.

Cota (m)	Descripción
2,115.953 – 2,115.053	Arena gris oscuro, con arcilla y raicillas de compacidad variable de media a compacta, con contenido de agua medio 18 %, índice de resistencia a la penetración estándar variable de 17 a 42 golpes.
2,115.053 – 2,114.553	Arena arcillosa gris oscuro, con gravillas aisladas de hasta 3/8" de diámetro, con carbonato de calcio, de compacidad media, con contenido de agua medio 19 %, índice de resistencia a la penetración estándar de 20 golpes. De 60% de arena y 40% de finos.
2,114.553 – 2,114.153	Arena poco arcillosa gris claro, de compacidad media, con contenido de agua medio 5 %, índice de resistencia a la penetración estándar de 18 golpes. 88% de arena y 12% de finos
2,114.153 – 2,111.453	Arcilla de alta plasticidad, color negro, con grumos del mismo material, con carbonato de calcio, de consistencia variable de muy firme a firme, con contenido de agua medio 42 %, índice de resistencia a la penetración estándar variable de 20 a 12 golpes. 4% de arena y 96% de finos. De Límite Líquido de 75%, Límite Plástico de 33% e Índice Plástico de 42%, Del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.



Cota (m)	Descripción
2,111.453 – 2,110.653	Arcilla gris, con arena de fina a gruesa y carbonato de calcio, de consistencia variable de dura a muy firme, con contenido de agua medio 25 %, índice de resistencia a la penetración estándar variable de 47 a 20 golpes.
2,110.653 – 2,110.153	Arcilla de baja plasticidad, arenosa, color café grisáceo, de consistencia muy firme, con contenido de agua medio 26 %, índice de resistencia a la penetración estándar de 25 golpes. 30% de arena y 70% de finos. De Límite Líquido de 38%, Límite Plástico de 22% e Índice Plástico de 16%, Del grupo CL según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.
2,110.153 – 2,109.253	Arcilla con arena, café, con carbonato de calcio, de consistencia variable de dura a muy firme, con contenido de agua medio 25 %, índice de resistencia a la penetración estándar variable de 35 a 16 golpes.
2,109.253 – 2,108.753	Limo con arena, café claro, de consistencia firme, con contenido de agua medio 22 %, índice de resistencia a la penetración estándar 12 golpes.
2,108.753 – 2,107.353	Limo de baja plasticidad, arenoso, café claro, con carbonato de calcio, de consistencia variable de muy firme a dura, con contenido de agua medio 22 %, índice de resistencia a la penetración estándar variable de 26 a más de 50 golpes. 32% de arena y 68% de finos. De Límite Líquido de 39%, Límite Plástico de 25% e Índice Plástico de 14%, Del grupo ML según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.
2,107.353 – 2,106.953	Arcilla de baja plasticidad, arenosa, color gris verdoso, con grumos de carbonato de calcio, de consistencia dura, con contenido de agua medio 22 %, índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. 30% de arena y 70% de finos. De Límite Líquido de 40%, Límite Plástico de 22% e Índice Plástico de 18%, Del grupo CL según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.



Cota (m)	Descripción
2,106.953 – 2,106.053	Arcilla con arena color gris verdoso, con gravas aisladas de hasta $\frac{3}{4}$ " de diámetro, de consistencia dura, con contenido de agua medio 20 %, índice de resistencia a la penetración estándar variable de 44 a más de 50 golpes.
2,106.053 – 2,104.253	Arcilla de alta plasticidad, café verdoso, con grumos de carbonato de calcio, de consistencia dura, con contenido de agua variable de 30 a 54 %, índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. 1% de arena y 99% de finos. De Límite Líquido de 52%, Límite Plástico de 19% e Índice Plástico de 33%, Del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.
2,104.253 – 2,102.853	Arcilla color café verdoso, con grumos de carbonato de calcio, de consistencia firme a dura, con contenido de agua medio 85 %, índice de resistencia a la penetración estándar variable de 10 a más de 15 golpes.
2,102.853 – 2,101.553	Arcilla de alta plasticidad, color café verdoso, con grumos de carbonato de calcio, de consistencia variable de muy firme a dura, con contenido de agua variable de 44 a 66 %, índice de resistencia a la penetración estándar variable de 27 a más de 50 golpes. 1% de arena y 99% de finos. De Límite Líquido de 82%, Límite Plástico de 24% e Índice Plástico de 58%, Del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.
2,101.553 – 2,100.653	Arcilla de alta plasticidad, color café verdoso, con grumos de carbonato de calcio, de consistencia muy firme, con contenido de agua medio de 80 %, índice de resistencia a la penetración estándar de 18 golpes. 0% de arena y 100% de finos. De Límite Líquido mayor a 100%, Límite Plástico 34% e Índice Plástico de 66%, Del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.
2,100.653 – 2,097.953	Arcilla de alta plasticidad, color café verdoso, con grumos de carbonato de calcio, de consistencia dura, con contenido de agua medio de 50 %, índice de resistencia a la penetración estándar variable de 44 a más de 50 golpes. 0% de arena y 100% de finos. De Límite Líquido de 100%, Límite Plástico 30% e Índice Plástico de 70%, Del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.



Cota (m)	Descripción
2,097.953 – 2,085.803	Arcilla de alta plasticidad, color café verdoso, con grumos de carbonato de calcio, de consistencia dura, con contenido de agua medio de 40 %, índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. 0% de arena y 100% de finos. De Límite Líquido mayor a 100%, Límite Plástico 34% e Índice Plástico de 66%, Del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.

Además se tomo en cuenta de los sondeos existentes efectuados en el año de 1998 por la compañía TYSSA y en el año 2009 por la CFE, así como también los dos sondeos recientes efectuados por Geotec como parte del estudio geotécnico que se está realizando. Las coordenadas y elevación de brocales y nivel de agua freática, NAF, son las siguientes:

Sondeo	Empresa y año	X (m)	Y (m)	Z (m)	NAF (m)
SG-2	TYSSA, 1998	468882.551	2206476.545	2116.052	2108.51
SM-1	TYSSA, 1998	468852.682	2206539.674	2115.653	2106.93
S-1	CFE, 2009	468903.57	2206462.499	2115.953	No detectado
SM-1-PTAR	GEOTEC, 2010	468852.145	2206430.669	2106.031	2099.54
SM-2-PTAR	GEOTEC, 2010	468819.653	2206499.543	2105.879	2101.48

En el caso de los sondeos efectuados por la CFE en el año de 2009, durante la época de estiaje, sólo se detectó el NAF en el sondeo S-3 a la elevación 2094.87 metros. Cabe mencionar que los sondeos efectuados por la compañía TYSSA en 1998, así como los que está efectuando Geotec en el 2010, corresponden a la temporada de lluvias. Por lo anterior el nivel de agua freática deberá considerarse en el análisis y diseño del Canal de desvío.



Los tipos de falla que se presentan con mayor frecuencia en los taludes de una excavación son las siguientes:

- ❖ Falla por rotación
- ❖ Falla por deslizamiento o traslación

En el primer caso, se define como una superficie de falla curva a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud, esta superficie forma un trazo como el plano de la hoja muy similar a una circunferencia.

En el segundo caso, la falla ocurre a lo largo de superficies débiles en el cuerpo del talud, o en su cimentación, las cuales suelen ser horizontales o muy poco inclinadas respecto a la horizontal.

Así, y dadas las condiciones del suelo, el mecanismo de falla general que tiene más posibilidad de ocurrir es el de deslizamiento rotacional a lo largo de una superficie de falla circular.

En este caso se trata de un talud en un suelo que tiene por ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo:

$$S = C + \sigma \tan \phi$$

Donde:

- S: Resistencia al esfuerzo cortante
- C: Cohesión
- $\sigma$  : Esfuerzo normal
- $\phi$  : Ángulo de fricción interna

Se efectuó un análisis de estabilidad de taludes, tomando en cuenta para ello que los materiales existentes hasta la máxima profundidad de excavación y en el cuerpo de los taludes, son de tipo cohesivo, no presentan diferencias importantes en su resistencia, por lo que el mecanismo de falla general que tiene más probabilidades de ocurrir es el de rotación a lo largo de una superficie cilíndrica. El análisis se hizo empleando un programa de computadora que aplica el método de Bishop simplificado.

Para la determinación del factor de seguridad mínimo de un talud, se parte del círculo crítico según las gráficas de Jambu, modificando su centro y su radio de tal manera que la superficie se desarrolle



preferentemente por los estratos menos resistentes, hasta el menor factor de seguridad correspondiente a una superficie potencial de falla.

Considerando que la geometría proyectada de los taludes, son a  $33.7^\circ$  para apoyar las losas laterales de canal; con altura de 4.0 m; y de  $50^\circ$ , en las zonas de corte fuera del canal con altura de 13.0 m; características estratigráficas y físicas del subsuelo del talud de interés en particular las reportadas en el SM-1 de la CFE; la presencia y movilidad del NAF; y considerando la existencia de vialidades y construcciones en la corona del talud, se efectuó el análisis para revisar la estabilidad del talud de interés.

Se consignan los parámetros del subsuelo considerados, los criterios de análisis aplicados para la revisión de la estabilidad del talud, y los resultados obtenidos de los análisis:

En suelos homogéneos o en los que la resistencia de los materiales que constituyen el talud no tiene diferencias importantes, el mecanismo de falla más probable es a lo largo de una superficie de falla cilíndrica.

Para la determinación del factor de seguridad contra la falla de rotación de un talud dado, incluyendo sobrecarga en la corona y acción sísmica se emplea un programa de computadora que aplica el método de Bishop simplificado.

La posibilidad de que una grieta generada en el talud reduzca su factor de seguridad, dependerá de si la superficie de falla crítica corta la zona de tensiones, en la que resulta factible la generación de grietas.

En el caso de suelos poco heterogéneos uno de los círculos que será analizado mediante el programa de computadora mencionado, será el que tenga su centro con la ubicación que de éste se obtiene, de acuerdo a las gráficas de Jambu, con un radio tal que la superficie de falla pase por el pie del talud. Además del círculo antes mencionado, se analizan varias posiciones del centro de círculos de falla partiendo del centro del círculo crítico según Jambu, variando su posición en sentido ortogonal con separación de  $H/30$ , para cada posición de centro de círculos se analizan otros círculos con radios tales que partiendo del que corresponda a falla por el pie del talud se incremente el radio en  $h/30$ . Si los suelos son estratificados se eligen para los estratos de baja resistencia.

#### *Procedimiento de análisis de estabilidad de un talud dado*

Para dictaminar si la geometría actual del talud es la más adecuada de acuerdo a las características estratigráficas y físicas del subsuelo, de su altura, de la sobrecarga en la corona, del tiempo que permanecerá el talud, de las condiciones dinámicas o estáticas y de los factores de seguridad admisibles, se determinará mediante el procedimiento que a continuación se describe y, en caso necesario, se establecerán las medidas que se juzguen más adecuadas para garantizar la estabilidad del talud.

#### *Revisión de la estabilidad del talud en condiciones estáticas y dinámicas*



Se considera que la geometría proyectada de los taludes (Figura No. 3.2) es con alturas variables de 4.0 a 13.0 m; las características estratigráficas y físicas del subsuelo del talud de interés y tomando en cuenta la existencia de vialidades y construcciones en la corona del talud, se efectuó el análisis para revisar la estabilidad del talud de interés. Suponiendo la acción de una sobrecarga uniformemente repartida de 1.5 Ton/m<sup>2</sup> (maquinaria y vialidades), actuando en un área contigua a la corona del talud.

En el análisis se consideró la existencia de grietas de tensión longitudinales en la corona del talud con los siguientes efectos:

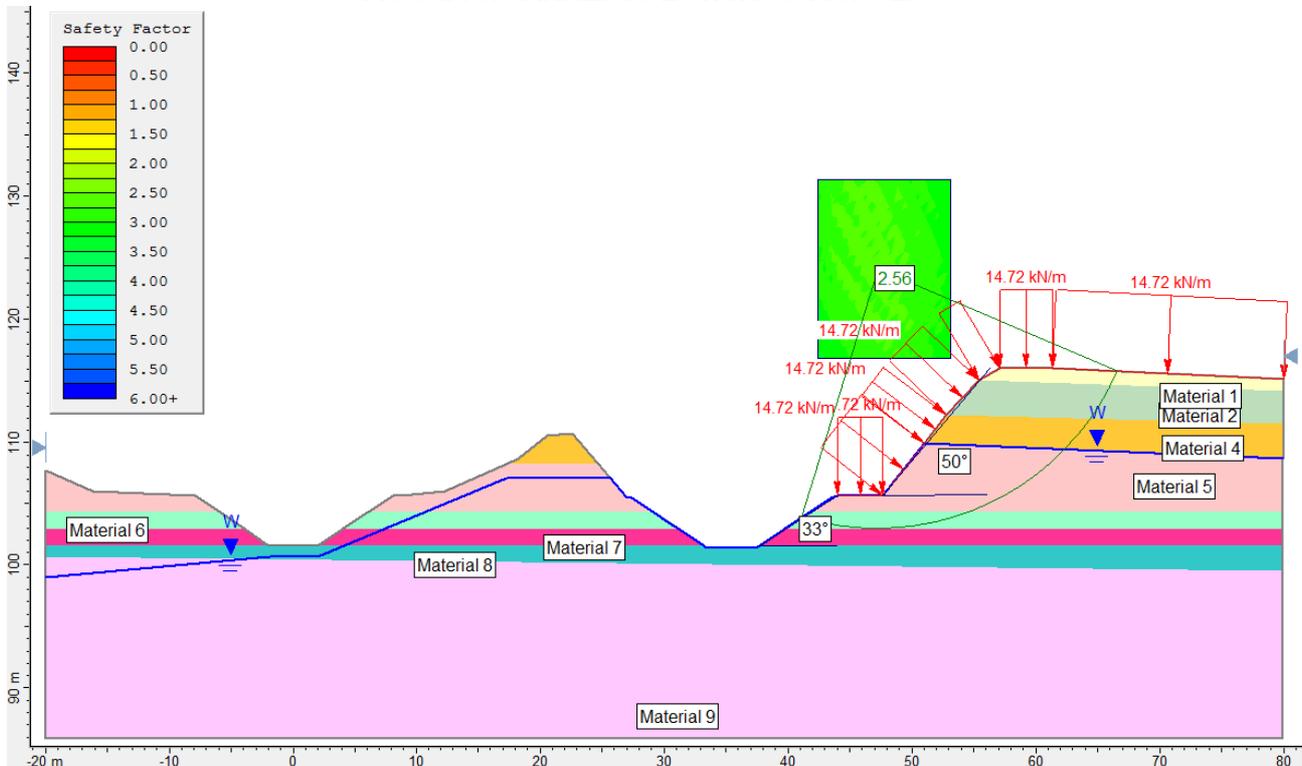
- d) Reducción en la longitud de la superficie de deslizamiento, con la correspondiente disminución en el momento resistente.
- e) Disminución en el volumen y peso de la cuña, con su correspondiente reducción del momento motor.
- f) Generación de empujes hidrostáticos causados por acumulación de agua en la grieta estos empujes son desfavorables en la estabilidad del talud.

Se efectuó el análisis para revisar la estabilidad del talud de interés, donde se analizó la falla rotacional obteniendo un factor de seguridad de acuerdo a la altura del talud en condiciones estáticas

Para la revisión en condiciones dinámicas (sismo) se consideró la geometría de los taludes, donde a las fuerzas actuantes se les sumó el efecto del sismo, el cual se supone como una fuerza igual el peso de material dentro del círculo crítico multiplicado por el coeficiente sísmico, el cual se tomó como 0.16. Figuras No. 3.3 y 3.4.

ESTACIÓN (CADENAMIENTO)	FACTOR DE SEGURIDAD FS	
	ESTÁTICO	DINÁMICO
0+120.1886	2.45	2.91

FIGURA 3.3 ANÁLISIS ESTÁTICO F.S. = 2.56



### Slide Analysis Information

File Name: ESTATICO SIN DREN

### Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program  
Failure Direction: Right to Left  
Units of Measurement: SI Units  
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>  
Groundwater Method: Water Surfaces  
Data Output: Standard

### Analysis Methods

Bishop simplified

### Loading



Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Normal to boundary, Magnitude: 14.715 kN/m

### **Material Properties**

Strength Type: Mohr-Coulomb

#### Material: Material 1

Unit Weight: 15.696 kN/m<sup>3</sup>

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 30 degrees

Water Surface: None

#### Material: Material 2

Unit Weight: 15.696 kN/m<sup>3</sup>

Cohesion: 29.43 kPa

Friction Angle: 32 degrees

Water Surface: None

#### Material: Material 4

Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup>

Cohesion: 68.67 kPa

Friction Angle: 28 degrees

Water Surface: None

#### Material: Material 5

Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup>

Cohesion: 117.72 kPa

Friction Angle: 0 degrees

Water Surface: Water Table

#### Material: Material 6

Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup>

Cohesion: 58.86 kPa

Friction Angle: 0 degrees

Water Surface: Water Table

#### Material: Material 7

Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup>

Cohesion: 117.72 kPa

Friction Angle: 0 degrees

Water Surface: Water Table



**Material: Material 8**

Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 98.1 kPa  
Friction Angle: 0 degrees  
Water Surface: Water Table

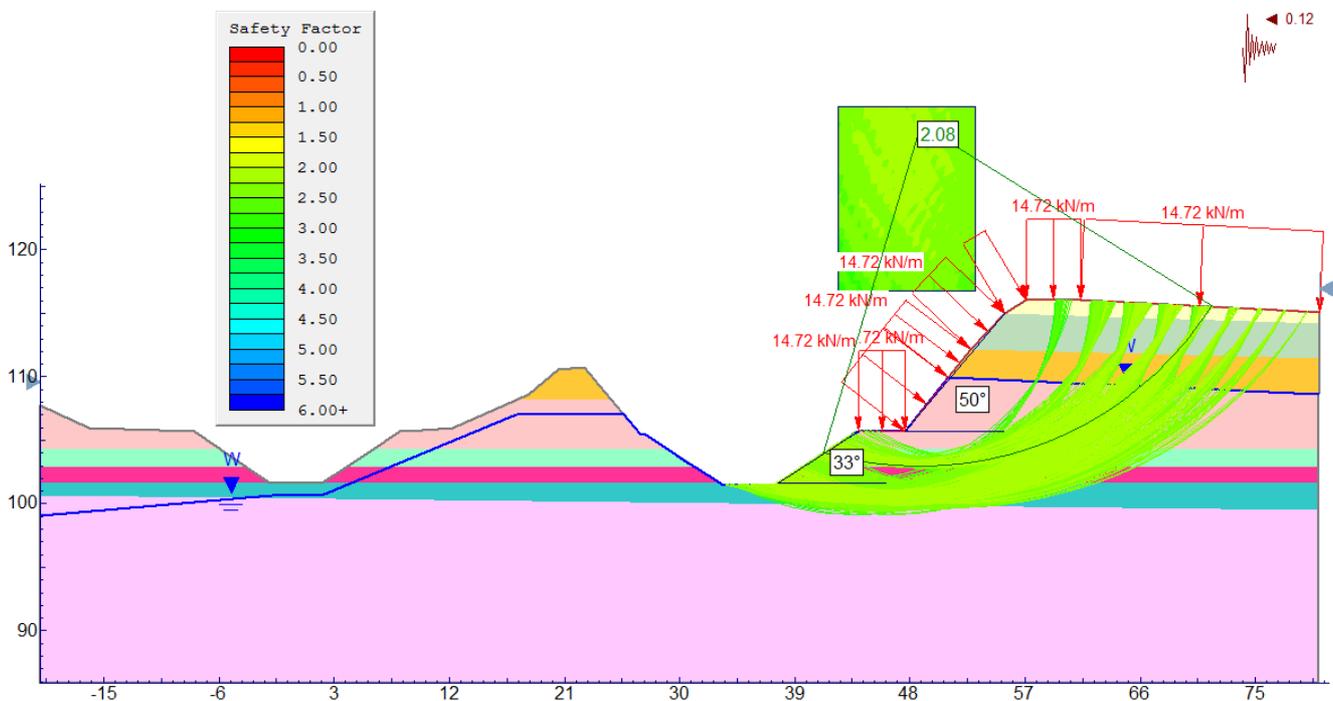
**Material: Material 9**

Unit Weight: 15.696 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 147.15 kPa  
Friction Angle: 0 degrees  
Water Surface: Water Table

**Global Minimums**

FS: 2.563130  
Center: 47.226, 124.017  
Radius: 21.124

**FIGURA. 3.4 ANÁLISIS DINÁMICO F.S. = 2.08**





## ***Slide Analysis Information***

File Name: dinámico sin dren

### **Project Settings**

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program  
Failure Direction: Right to Left  
Units of Measurement: SI Units  
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>  
Groundwater Method: Water Surfaces

### **Analysis Methods**

Bishop simplified

### **Loading**

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.12  
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Normal to boundary, Magnitude: 14.715 kN/m

### **Material Properties**

Strength Type: Mohr-Coulomb

#### **Material: Material 1**

Unit Weight: 15.696 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 0 kPa  
Friction Angle: 30 degrees  
Water Surface: None

#### **Material: Material 2**

Unit Weight: 15.696 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 29.43 kPa  
Friction Angle: 32 degrees  
Water Surface: None

#### **Material: Material 4**

Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 68.67 kPa  
Friction Angle: 28 degrees



Water Surface: None

Material: Material 5

Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 117.72 kPa  
Friction Angle: 0 degrees  
Water Surface: Water Table

Material: Material 6

Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 58.86 kPa  
Friction Angle: 0 degrees  
Water Surface: Water Table

Material: Material 7

Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 117.72 kPa  
Friction Angle: 0 degrees  
Water Surface: Water Table

Material: Material 8

Unit Weight: 14.715 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 98.1 kPa  
Friction Angle: 0 degrees  
Water Surface: Water Table

Material: Material 9

Unit Weight: 15.696 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 147.15 kPa  
Friction Angle: 0 degrees  
Water Surface: Water Table

**Global Minimums**

FS: 2.078820  
Center: 48.829, 129.830  
Radius: 26.965

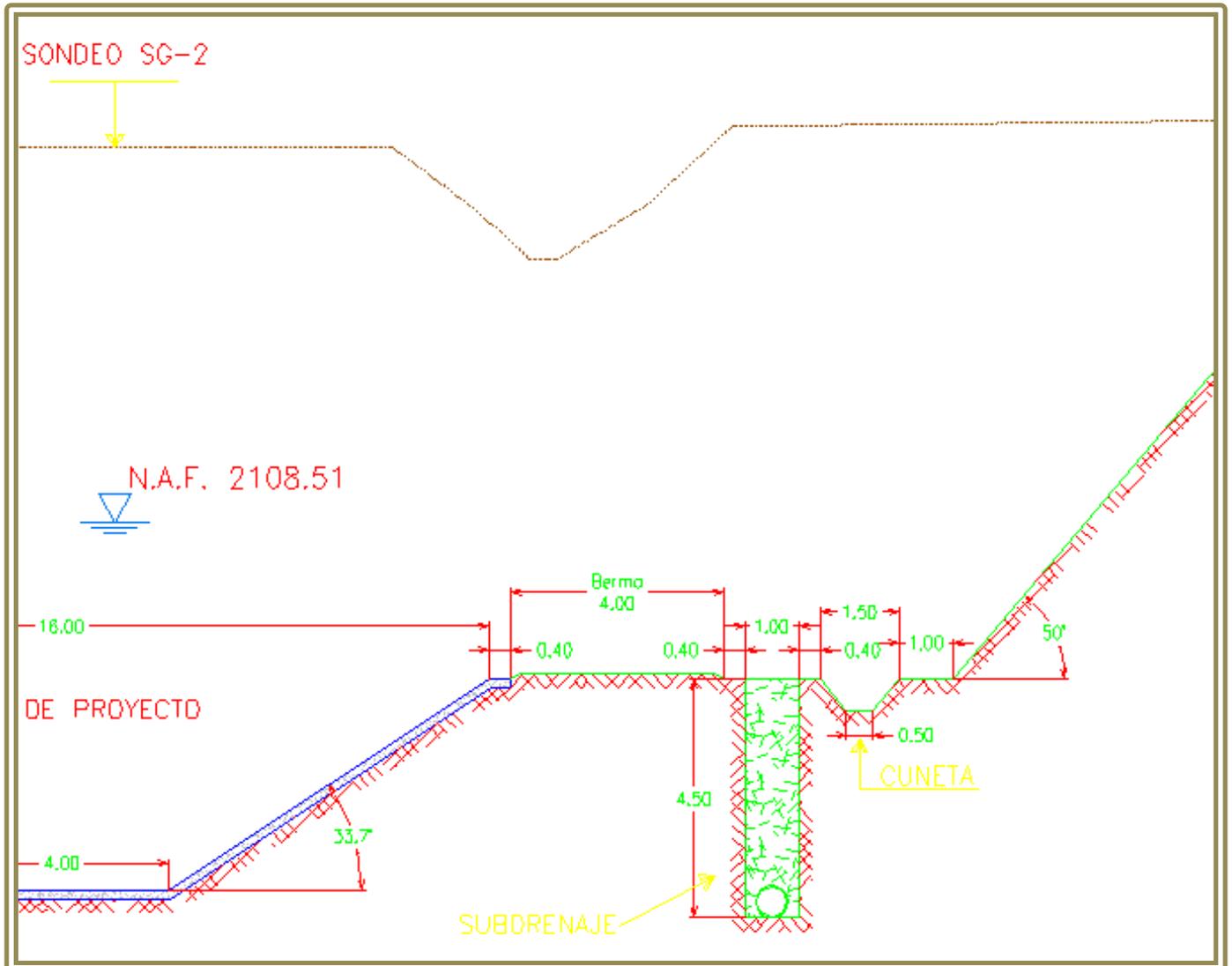
Los factores de seguridad son admisibles de acuerdo con la práctica de la ingeniería de cimentaciones. En general se considera que el factor de seguridad admisible para condiciones estáticas a largo plazo debe ser superior a 1.5 y que el factor de seguridad admisible para condiciones dinámicas a largo plazo debe ser superior a 1.3

Se recomienda el uso de una protección contra el intemperismo, en base a un repellado a los taludes en la zona de corte, esta protección es en gran parte debido a que los depósitos del subsuelo existentes en los taludes están constituidos por capas de materiales arcillosos de consistencia variable de firme a dura, en donde un talud sin protección en estos tipos de materiales y con las sobrecargas actuando en la corona del talud, se pueden producir fallas de tipo local por falta de confinamiento del material y por intemperismo que además son progresivos, es decir, que se originan sucesivamente dando lugar a una pérdida importante de materiales, que suelen dejar en balcón a los materiales superiores pudiendo originar su falla general.

Lo anterior implica la necesidad de mantener confinado el material, mediante un sistema de protección a base de un repellado.

Para poder realizar la excavación del canal de desvío en seco, ya que el NAF se detecto por encima del nivel de máxima excavación en la margen derecha del canal, será necesario implementar un dren para interceptar el agua freática y conducirla fuera de la zona de excavación, el dren correrá paralelo al canal de desvío y tendrá una profundidad mayor al de máxima excavación, como se muestra en la figura.





### Análisis de cimentación

El proyecto contempla un canal de desvío entre el cadenamamiento 0+000 al 0+180, con sección trapecial, con un nivel de la losa de fondo del canal a la cota 2,101.50; y paredes laterales con talud de 50° con respecto a la horizontal y un nivel de corona del canal de desvío a la cota 2,105.70

También se contempla la construcción de un puente vehicular, constituido por una losa apoyada en sus extremos por estribos de concreto armado (zapata corrida)



El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto de sismo, será igual a 0.16, por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene características similares a la zona que el Reglamento de Construcciones denomina Zona de Lomas.

Considerando las características estratigráficas subsuelo, así como las características del canal de desvió, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será

1. Losa de cimentación para el canal de desvió, diseñada para una capacidad de carga admisible de 15 Ton/m<sup>2</sup>.
2. Zapata corrida, para el apoyo de la losa del puente vehicular, desplantada a la cota 2,102.00, y diseñada para una capacidad de carga de 25 ton/m<sup>2</sup>.

### Dimensionamiento de la cimentación

Para el dimensionamiento de la cimentación se deberá considerar que el Reglamento de Construcciones indica tomar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- ❖ Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima más el peso de la cimentación, afectadas de un factor de carga de 1.4.
- ❖ Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debido al sismo) más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1.

En el caso de la combinación de cargas (en particular los que incluyan solicitaciones sísmicas) que den lugar a excentricidades actuando a una distancia “e” del eje centroidal del cimiento el ancho efectivo de éste, deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e.$$

Donde:

B' : ancho reducido, en m.

B : ancho de la zapata, en m.

e : excentricidad con respecto al centroide del área de cimentación.



### Capacidad de carga

La capacidad de la carga de los materiales de apoyo se calculó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla es predominantemente suelo cohesivo y aplicado el criterio dado por la siguiente expresión:

$$Ca = CNcFR + Pv$$

Donde:

Ca: Capacidad de carga admisible del suelo de apoyo, en Ton/m<sup>2</sup>  
C : cohesión del material de apoyo, en Ton/m<sup>2</sup>  
Nc: coeficiente de capacidad de carga, adimensional

$$Nc = 5.14 (1 + 0.25 Df/B + 0.25 B/L)$$

En la cual:

Df: profundidad de desplante la cimentación en m  
B: ancho del cimiento, en m  
L: largo del cimiento, en m  
FR : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35  
Pv: presión vertical total a la profundidad de desplante, en Ton/m<sup>2</sup>.

Considerando una cohesión de 10.0 Ton/m<sup>2</sup>, y un peso volumétrico de 1.5 Ton/m<sup>3</sup>, se obtuvo una capacidad de carga admisible para diseño de 25 Ton/m<sup>2</sup>.



Se estimaron los asentamientos elásticos que sufrirán los materiales de apoyo de la losa de fondo del canal debido a la presión aplicada, empleando el criterio de la teoría de la elasticidad, dado por la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{1 - u^2}{E} P B I \delta$$

Siendo:

- $\delta$ : Deformación elástica vertical, en la esquina del área cargada, en m
- $u$ : relación de Poisson, adimensional
- $E$ : módulo de elasticidad del suelo de apoyo, en Ton/m<sup>2</sup>
- $P$ : presión de contacto aplicada por las zapatas, en Ton/m<sup>2</sup>
- $B$ : ancho de la zapata, en m
- $I\delta$ : factor de forma, adimensional, depende de la forma de la losa del fondo del canal y del punto donde desee estimar el asentamiento

Los hundimientos de la zapata se estimaron considerando una relación de Poisson de 0.35, un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 12,000 Ton/m<sup>2</sup> (obteniendo de la correlación con las propiedades índice), y que las zapatas apliquen una presión de contacto de 30.0 Ton/m<sup>2</sup>, obteniéndose en los hundimientos menores a 0.6 cm que resultan admisibles.

### **Análisis de estabilidad y diseño de tablaestacas**

El proyecto contempla un canal de desvío entre el cadenamiento 0+000 al 0+180, con sección trapecial, con un nivel de la losa de fondo del canal a la cota 2,101.50; y paredes laterales con talud de 50° con respecto a la horizontal y un nivel de corona del canal de desvío a la cota 2,105.70

Al momento de hacer la conexión entre el canal existente y el canal de desvío proyectado, a la entrada y a la salida de dicho canal; se corre el riesgo de dañar el canal existente en esta zona de transición, por falta de confinamiento lateral, por lo que en esta zona será necesario colocar una ataguía metálica que soporte el empuje lateral por falta de confinamiento, al momento de realizar la excavación para la conexión con el canal de desvío.

Con objeto de dar rapidez y seguridad a la excavación para la conexión entre los canales, resulta necesario que ésta se efectúe limitándola mediante el uso de un ademe. Entre las diferentes alternativas de ademe se escogió una ataguía de acero, hincadas sobre la corona del canal existente, en sus primeros 8.0 m, a partir del inicio de la transición.



La tablestaca alcanzará una profundidad de 6.5 m, de la cota 105.40 a la cota 98.90, rebasando el estrato que se tienen al nivel de máxima excavación, correspondiente a una arcilla de alta plasticidad, con resistencia a la penetración estándar del orden de 18 golpes; y con el propósito de que quede empotrada en la arcilla de consistencia dura, para evitar fallas por traslación. El muro constituido por el hincado de las tablestacas tendrá las siguientes funciones:

- a) Contener los cortes al inicio de la zona de transición entre ambos canales.
- b) Reducir el flujo horizontal de agua hacia las zonas de excavación de los estratos superficiales de mayor permeabilidad.
- c) Reducir el riesgo de falla de fondo por supresión.

Para la definición detallada del procedimiento de excavación, se hicieron los siguientes análisis:

- ❖ Estabilidad de taludes considerando falla por traslación
- ❖ Falla de fondo por cortante
- ❖ Presiones temporales sobre muros de la tablestaca
- ❖ Revisión de la pata en tablestacas

#### *Estabilidad de taludes considerando falla por traslación*

La falla por traslación de una masa de tierra que forma parte de un talud, ocurre asociada a estratos débiles donde la resistencia al esfuerzo cortante disminuye en forma importante a la resistencia general. La geometría que deberán tener los taludes para ser estables considerando que se conservaran únicamente durante la construcción (corto plazo), estará gobernada por la longitud de superficie resistente necesaria en cada uno de los estratos que componen el talud para soportar los empujes actuantes debidos a la acción de una sobrecarga de 2.0 Ton/m<sup>2</sup> actuando sobre la corona del talud y el empuje del agua.

En estas condiciones la longitud de superficie resistente para cada estrato, considerando un ancho unitario y un factor de seguridad de 1.5 estará determinada por la siguiente expresión:

$$L = \frac{F_s \times E_a}{S}$$



Donde:

L: Longitud de superficie resistente (con un ancho unitario) para tener una condición estable en ese estrato, en m.

Ea: Empuje activo de tierras, en ton/m

S: Resistencia al esfuerzo cortante, en ton/m<sup>2</sup>

Fs: Factor de seguridad.

El empuje activo se calculó aplicando la teoría de Rankine, con un valor del coeficiente de presión de tierras de 0.3.

La geometría que deberán adoptar los taludes para satisfacer el factor de seguridad elegido de 1.5, deberá ser tal que la inclinación del talud sea 2:1 (horizontal: vertical). Por lo que para adoptar taludes proyectados, será necesario un muro de tablestaca constituida por ataguías de acero, hincadas sobre la corona del canal existente, en sus primeros 8.0 m, a partir del inicio de la transición.

*Falla de fondo por cortante.*

Se revisó la estabilidad de la excavación contra falla de fondo por cortante, lo que se realizó mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$P_v F_c + q F'_c < C N_c F_R$$

Donde:

P<sub>v</sub>: presión vertical total actuando en el suelo a la profundidad de excavación, en Ton/m<sup>2</sup>.

F.C.: Factor de carga dimensional e igual a 1.4

q: sobrecarga superficial, igual a 2.0 Ton/m<sup>2</sup>.

F'<sub>c</sub>: factor de carga, adimensional e igual a 1.0

c: cohesión del material que subyace la excavación, mínima de 4 Ton/m<sup>2</sup>

N<sub>c</sub>: coeficiente de capacidad de carga

F<sub>R</sub>: Factor de resistencia, igual a 0.7

Para una excavación a 4.00 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$10.96 \text{ Ton/m}^2 > 16.8 \text{ Ton/m}^2$$



Debido a que el proceso de excavación se realizará con una estructura de contención, constituida por ataguías de acero, se satisface la desigualdad y para evitar que se presente la falla de fondo de la excavación.

### *Presiones temporales sobre el tablestacado*

En la determinación de las presiones para el diseño de la ataguía se consideró una excavación con profundidad máxima de 4.0 m, confinada con en ambos lados de la ataguía, con una sobrecarga superficial y siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, tomando en cuenta los siguientes efectos:

- La presión hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad
- La presión de la masa de suelo en condición activa, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo éste el peso volumétrico sumergido, por los espesores en que estos pueden considerarse del mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras correspondiente
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie del terreno, en un área rectangular contigua a la corona del canal, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo o activo, según se requiera determinar la presión para diseño o instalación de troqueles

Una vez calculados los valores de estos tres efectos se superponen obteniéndose la envolvente de presiones horizontales, la cual es transformada a la distribución equivalente propuesta por Peck<sup>2</sup> en la que el volumen de esfuerzo es igual a una envolvente trapezoidal con base mayor igual al 75 % de dicha profundidad y altura dada por la siguiente expresión:

$$h = \frac{2A}{B + b}$$

<sup>2</sup> VII International Conference of Soil Mechanics and Foundations Engineering State of the Art. Vol. México, 1969 pp. 275 - 281.

Donde:

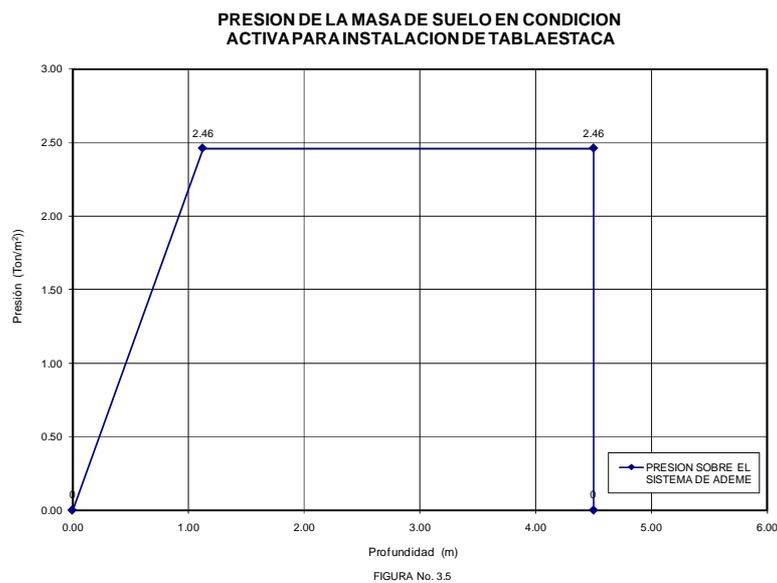
h: presión horizontal máxima

A: volumen de esfuerzo considerando la superposición de las presiones debidas al agua, al suelo y a la sobrecarga

B: profundidad máxima de excavación

b: 0.75 B

La envolvente de presión para diseño de la tablestaca se presenta en las figura 3.5.



### *Revisión por falla de empotramiento de la tablestaca*

La falla por empotramiento de la tablestaca se produce cuando la pata de tablestaca se desliza al vencer la resistencia del suelo frente a la ataguía, el factor de seguridad se evaluó con la expresión:

$$F_s = \frac{cL_r + w_l + m_p}{P_{\text{prom}} D^2 / 2}$$



Donde:

- c: resistencia al corte no drenado promedio, en la superficie de falla
- L: longitud de la superficie de falla
- r: radio de la superficie de falla
- w: peso saturado del suelo dentro de los límites de la superficie de falla
- l: distancia del paño del muro de la tablestaca al centro de gravedad del suelo resistente
- M<sub>p</sub>: momento flexionante resistente del muro de la tablestaca, considerado despreciable
- P<sub>PROM</sub>: presión promedio sobre el muro de la tablestaca
- D: longitud del muro entre el último nivel de troquelamiento y el nivel de desplante del muro.

Considerando una resistencia al esfuerzo cortante de 6 Ton/m<sup>2</sup>, que la punta de la tablestaca quedará a 6.5 m de profundidad con respecto al nivel de corona del canal, que la excavación tendrá 4.0 m de profundidad y despreciando el momento flexionante de la tablestaca, se obtuvo un factor de seguridad de 3.00, que es admisible.



## **CONCLUSIONES:**

En México la ingeniería civil ha tomado un papel muy importante en el desarrollo y crecimiento del país, participando en obras importantes para beneficio de la sociedad. Es responsabilidad de nosotros los ingenieros civiles realizar dichas obras con los objetivos primordiales, la funcionales, económicas y seguras. Realizando de manera correcta y en tiempo los estudios previos a un proyecto, para dar soluciones preventivas y evitar las correctivas.

La realización del presente trabajo permitió ver los diferentes procesos, en cuanto a estudios previos, para garantizar el funcionamiento y seguridad del proyecto.

En la ingeniería civil en el área de geotecnia, es importante que el ingeniero civil sea capaz de interpretar los resultados de las pruebas en el estudio de mecánica de suelos, para llevar a cabo las recomendaciones de dicho estudio.

Los resultados de la exploración, muestreo y pruebas de laboratorio en sitio de interés pusieron de manifiesto las propiedades de los depósitos característicos de la zona para determinar el diseño del canal. En base a las condiciones actuales, topografías, geológicas, los análisis hidráulicos, el estudio de mecánica de suelos ponen de visible los procesos previos para la realización del proyecto en cuestión justificando diferentes aspectos de este. Se determina las dimensiones y características del canal, estableciéndose las alternativas de talud más adecuadas, por seguridad y funcionalidad.

Por último y no menos importante, es primordial llevar a cabo, en toda obra de ingeniería, los estudios correspondientes como es la geotecnia que en muchas obras no se le da el valor que realmente tiene, uno de ellos es aparentemente el económico, paradójicamente es más costoso no llevarla a cabo, por seguridad del trabajador en el procesos constructivo, por seguridad de quien los utilice y por el propio inmueble.



## **BIBLIOGRAFIA:**

1. Juárez Badillo y Rico Rodríguez, *MECANICA DE SUELOS Vol. 1, 2 y 3 segunda edición LIMUSA, México 2007.*
2. Richard H. French, *HIDRAULICA DE CANALES ABIERTO, primera edición traducida editorial McGraw-Hill.inc. U. S. A.*
3. Rodrigo Murillo F. *SIMPOSIO SOBRE GEOSINTETICOS, Sociedad Mecánica de Suelos, A. C. México 1990*
4. Aparicio Mijares Francisco Javier, *NOCIONES DE HIDROLOGÍA DE SUPERFICIE. Limusa Wiley.*
5. Springall Galindo Rolando, *HIDROLOGÍA D7. Instituto de Ingeniería. U.N.A.M.*
6. Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigación de la Industria Eléctrica. *MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, Serie Hidrotecnia. A.1.1 al A.1.12. C.F.E. México*
7. Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigación de la Industria Eléctrica. *MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, Serie E, Hidráulica ayudas de diseño. C.F.E. México*
8. Springall Galindo Rolando, *DRENAJE EN CUENCAS PEQUEÑAS. Instituto de Ingeniería. U.N.A.M.*
9. Springall Galindo Rolando, *ANÁLISIS ESTADÍSTICO Y PROBABILÍSTICO DE DATOS HIDROLÓGICOS. Instituto de Ingeniería. U.N.A.M.*
10. R.K Linsley, M.A. Kohler, J.L.H. Paulhus *HIDROLOGÍA PARA INGENIEROS. Mc. Graw - Hill.*
11. LLAMAS Ramos José, *HIDROLOGÍA GENERAL. PRINCIPIOS Y APLICACIONES. U.A.E.M.*



12. Ray K. Linsley y Joseph B. Franzini, *INGENIERÍA DE LOS RECURSOS HIDRÁULICOS*. C.E.C.S.A.
  13. Chow, V. T. *HANDBOOK OF APPLIED HYDROLOGY* (1964), Ed. McGraw-Hill International editions.
  14. T. W. Lambe, R.V. Whitman. *MECÁNICA DE SUELOS, (La formación de suelos)*. Limusa, México 1997.
  15. SKINNER Brian J., *RECURSOS DE LA TIERRA: ORIGEN, USO E IMPACTO AMBIENTAL*. Ediciones Omega, S. A. de C. V. Madrid España 2006.
  16. Chow, V. T. *Hidráulica de los Canales Abiertos*. Editorial Diana, México, 1983.
-