



# ACTUALIZACIÓN DEL PROYECTO EJECUTIVO DE SOBREELEVACIÓN DEL CANAL PRINCIPAL HUMAYA Y PRESA DERIVADORA ANDREW WEISS, EN EL ESTADO DE SINALOA (QUINTA ETAPA)



**INFORME FINAL**

**MARZO DE 2018**



## DIRECTORIO

### ORGANISMO DE CUENCA PACÍFICO NORTE

**José Antonio Quintero Contreras**

Director General del Organismo de Cuenca Pacífico Norte

**José Abraham González Gastélum**

Director de Infraestructura Hidroagrícola

**Salvador Moreno Suárez**

Residente General

**Sirio Moreno Armenta**

Jefe de Distrito de Riego 010, Culiacán-Humaya y 074 Mocorito

**Sergio Castañeda Ramos**

Residente de Conservación del D.R. 010, Culiacán-Humaya y 074 Mocorito

**Arturo Sánchez Sandoval**

Jefe de Operación del D.R. 010, Culiacán-Humaya y 074 Mocorito

### SISTEMA HUMAYA DISTritos 010 Y 074 MOCORITO, S.R.L. DE I.P. DE C.V.

**Fernando Wong Iribe**

Presidente del Consejo de Administración

**Carlos Francisco Salazar Salazar**

Presidente del Consejo de Vigilancia

### INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA

**Felipe I. Arreguín Cortés**

Director General

**Nahún Hamed García Villanueva**

Coordinador de Riego y Drenaje

**Arturo González Casillas**

Subcoordinador de Operación y Mantenimiento de  
Infraestructura Hidroagrícola

**Arturo González Casillas**

Jefe de proyecto



## CONTENIDO

<b>RESUMEN EJECUTIVO .....</b>	<b>1</b>
<b>1. DIQUE MARIQUITA.....</b>	<b>3</b>
<b>1.1. Rehabilitación y modernización del canal principal Humaya del km 56+ 660 al km 56+860 mediante una transición de salida del Dique Mariquita .....</b>	<b>3</b>
1.1.1. Antecedentes .....	3
1.1.2. Introducción .....	4
1.1.3. Problemática .....	11
1.1.4. Objetivos .....	15
1.1.5. Reconocimiento físico .....	15
1.1.6. Levantamientos topográficos complementarios .....	21
1.1.7. Revisión del estudio hidráulico para el Canal Principal Humaya .....	25
1.1.8. Procedimiento constructivo .....	33
1.1.8.1. Desmonte, y despalme del terreno .....	33
1.1.8.2. Excavación del canal para la obra de desvío.....	34
1.1.8.3. Formación de ataguía.....	35
1.1.8.4. Vaciado del canal .....	37
1.1.8.5. Remoción de bordos y excavación para sustitución de material indeseable.....	37
1.1.8.6. Colocación de material inerte para sustitución incluye colocación de filtros .....	38
1.1.8.7. Formación de bordos para sobreelevación y afine de taludes .....	39
1.1.8.8. Colocación de concreto hidráulico en cubeta del canal incluye colocación de sello en juntas .....	40
1.1.8.9. Construcción de estructura de transición a base de concreto armado.....	41
1.1.8.10. Revestimiento del camino de operación .....	43
1.1.8.11. Construcción de barrera de protección contra lirio acuático de 1.5 m de ancho y red submarina .....	44
1.1.9. Catálogo de conceptos y presupuesto base .....	47
1.1.10. ANEXOS .....	49
1.1.10.1. Anexo: Estudios de geotecnia, mecánica de suelos y banco de materiales .....	50
1.1.10.2. Anexo fotográfico del levantamiento topográfico .....	71
<b>1.2. Destrucción y extracción de lirio acuático en el vaso del Dique Mariquita .....</b>	<b>79</b>
1.2.1. Problemática .....	79
1.2.2. Objetivos .....	83
1.2.3. Reconocimiento físico .....	83
1.2.4. Levantamientos topográficos complementarios .....	89



1.2.4.1. Levantamiento con Dron .....	89
1.2.4.2. Levantamiento con Equipo Topográfico y GPS. ....	93
<b>1.2.5. Extracción mecánica y manual de Lirio Acuático.....</b>	<b>99</b>
<b>1.2.6. Catálogo de conceptos y presupuesto base.....</b>	<b>103</b>
<b>2. REPRESAS, CINCO PROYECTOS .....</b>	<b>104</b>
<b>2.1. Introducción.....</b>	<b>104</b>
<b>2.2. Antecedentes.....</b>	<b>115</b>
<b>2.3. Localización de la represa.....</b>	<b>116</b>
2.3.1. Localización regional.....	116
2.3.2. Ubicación de la represa.....	117
<b>2.4. Inspección estructural y pruebas de concreto .....</b>	<b>120</b>
2.4.1. Inspección estructural.....	120
2.4.2. Pruebas del concreto.....	124
2.4.3. Resultado de pruebas .....	127
<b>2.5. Topografía .....</b>	<b>128</b>
<b>2.6. Geotécnia .....</b>	<b>129</b>
2.6.1. Fallas geológicas.....	132
2.6.2. Sismicidad .....	132
2.6.3. Mecánica de suelos.....	134
2.6.3.1. Estratigrafía y propiedades .....	135
2.6.3.2. Caracterización geomecánica del terreno de cimentación .....	136
2.6.3.3. Análisis de capacidad de carga del terreno de cimentación.....	137
<b>2.7. Hidráulica .....</b>	<b>139</b>
<b>2.8. Análisis y diseño estructural .....</b>	<b>141</b>
2.8.1. Análisis estructural de la represa .....	141
2.8.1.1. Determinación de cargas actuantes.....	143
2.8.1.2. Modelo de análisis del sistema de fuerzas actuantes en muros, losas y cimentación. ...	147
2.8.1.3. Esfuerzos sobre elementos estructurales. ....	153
2.8.2. Diseño de elementos estructurales de la represa.....	169
2.8.3. Obra electromecánica .....	176
2.8.3.1. Determinación de cargas actuantes.....	176
2.8.3.2. Modelo de análisis para compuerta. ....	179
2.8.3.3. Esfuerzos sobre elementos estructurales. ....	182
2.8.3.4. Diseño de elementos estructurales. ....	184
<b>3. ENTRADAS DE AGUA, VEINTIDOS PROYECTOS.....</b>	<b>185</b>

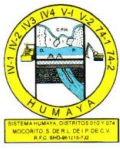




<b>3.1. Introducción</b> .....	185
<b>3.2. Localización</b> .....	193
<b>3.3. Estudios básicos</b> .....	196
<b>3.3.1. Estudio topográfico</b> .....	196
3.3.1.1. Bancos de nivel para control vertical y horizontal .....	196
3.3.1.2. Nivelación diferencial de bancos de nivel .....	197
3.3.1.3. La altura a partir del posicionamiento satelital .....	198
3.3.1.4. Referenciación, documentación y croquis de localización referenciado a un mismo banco de nivel .....	202
3.3.1.5. Planos topográficos .....	204
<b>3.3.2. Estudio de geotecnia</b> .....	205
3.3.2.1. Introducción .....	205
3.3.2.2. Descripción geotectónica .....	206
3.3.2.3. Fallas importantes y litología de la región .....	209
3.3.2.4. Sismicidad .....	209
3.3.2.5. Túnel “El Tecorito” .....	211
3.3.2.6. Diques .....	212
<b>3.3.3. Mecánica de suelos</b> .....	213
3.3.3.1. Caracterización geo-mecánica del terreno de cimentación .....	213
3.3.3.2. Desplante .....	215
<b>3.3.4. Estudio hidrológico</b> .....	216
3.3.4.1. Resumen .....	216
3.3.4.2. Introducción .....	217
3.3.4.3. Análisis del proceso lluvia-escurrimiento .....	219
3.3.4.4. Procesamiento de información para implementar el modelo lluvia-escurrimiento .....	221
3.3.4.5. Análisis de precipitación máxima diaria .....	224
3.3.4.6. Análisis de frecuencias de lluvia máxima diaria .....	231
3.3.4.7. Corrección por intervalo de observación .....	243
3.3.4.8. Estimación de los cocientes lluvia-duración (R) y lluvia-frecuencia (F) .....	244
3.3.4.9. Transformación de la lluvia máxima de 24 horas a horaria .....	245
3.3.4.10. Cálculo de los cocientes R y F para las estaciones climatológicas .....	246
3.3.4.11. Estimación de la intensidad de lluvia y precipitación para un determinado periodo de retorno .....	247
3.3.4.12. Estimación del gasto de diseño .....	249
3.3.4.12.1. Método de la fórmula racional .....	249
3.3.4.13. Resultados y discusión .....	250



<b>3.3.5. Estudio, revisión y diseño hidráulico de las estructuras</b> .....	252
<b>3.3.6. Análisis y diseño estructural</b> .....	254
3.3.6.1. Propuesta y selección estructural .....	254
3.3.6.2. Método de Cross .....	255
3.3.6.3. Diseño estructural alcantarilla sección rectangular .....	257
<b>3.4. Catálogo de conceptos y presupuesto base</b> .....	271
3.4.1. Generadores de la estructura de entrada de agua .....	271
3.4.2. Catálogo de conceptos.....	271
3.4.3. Presupuesto base para la estructura entrada de agua correspondiente .....	271
<b>3.A. Entrada de Agua El Mojolo</b> .....	273
<b>3.A.1. Introducción</b> .....	273
<b>3.A.2. Localización</b> .....	273
<b>3.A.3. Marco físico</b> .....	274
<b>3.A.4. Problemática</b> .....	278
<b>3.A.5. Objetivos</b> .....	283
<b>3.A.6. Estudios preliminares</b> .....	283
3.A.6.1. Estudio hidrológico.....	283
3.A.6.1.1. Recopilación y procesamiento de información para implementar el modelo lluvia escurrimiento .....	284
3.A.6.1.2. Determinación del cociente lluvia – duración .....	288
3.A.6.1.3. Determinación de los cocientes R y F para las estaciones El Varejonal y Palos Blancos .....	292
3.A.6.1.4. Estimación de la intensidad de lluvia y precipitación máxima para un determinado periodo de retorno .....	293
3.A.6.1.5. Gastos de diseño .....	294
3.A.6.2. Topografía.....	296
3.A.6.3. Diseño hidráulico.....	301
<b>3.A.7. Procedimiento constructivo</b> .....	308
<b>3.A.8. Catálogo de conceptos y presupuesto base</b> .....	310
<b>3.A.9. Anexo: Estudio de Bancos de Materiales y realización de estudios de geotécnia.</b> .....	311
<b>4. SOBREELEVACIÓN Y RECONSTRUCCIÓN DE 1.7 KM DEL CPH</b> .....	<b>312</b>
<b>4.1. Introducción</b> .....	312
<b>4.2. Antecedentes</b> .....	314
<b>4.3. Marco Físico</b> .....	316
<b>4.4. Problemática</b> .....	320
<b>4.5. Objetivos</b> .....	322



---

<b>4.6. Dictamen del estado actual del Kilometraje 84+580 al 88+160.....</b>	<b>323</b>
<b>4.7. Estudios preliminares .....</b>	<b>326</b>
4.7.1. Diseño hidráulico .....	326
<b>4.8. Procedimiento constructivo .....</b>	<b>335</b>
4.8.1 Sobreelevación de la sección tipo 2 y 3 (Tajo y Cuneta Margen Izquierda).....	335
4.8.2 Sobreelevación de la sección tipo 2 y 3 (Tajo y Cuneta Margen Derecha). .....	339
4.8.3 Rehabilitación y/o reconstrucción de la cubeta actual. ....	341
4.8.4 Continúa la sobreelevación de la sección tipo 2 y 3 (Tajo y Cuneta Margen Derecha). .....	347
<b>4.9. Catálogo de conceptos y presupuesto base .....</b>	<b>349</b>



## INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Localización del Canal Principal Humaya.....	2
Figura 1.1.1 Organismo de Cuenca Pacífico Norte. Localización del Distrito de Riego 010, Culiacán-Humaya, Sinaloa. ....	6
Figura 1.1.2 Dique Mariquita en el Distrito de Riego 010 Culiacán-Humaya.....	9
Figura 1.1.3 Dique Mariquita en los cadenamientos km 52+317 al km 56+860 del canal Principal Humaya. ....	10
Figura 1.1.4 Acercamiento de la localización del sitio según Google Earth. Margen Izquierda y Margen Derecha. ....	11
Figura 1.1.5 Vaso del Dique infestado por el lirio acuático. ....	13
El taponamiento en la salida del Dique puede apreciarse en la siguiente figura:.....	13
Figura 1.1.6 Taponamiento y “cuello de botella” que se forma en la salida del Dique Mariquita por efecto del taponamiento del lirio acuático. ....	13
Figura 1.1.7 Tapón de lirio acuático en la salida del Dique Mariquita en el km 56+340 al km 56+420 en su margen izquierda mismo que provoca el remanso aguas arriba. ....	16
Figura 1.1.8 Estado actual del Dique Mariquita en el km 54+200 del CPH.....	17
Figura 1.1.9 Salida del dique Mariquita en el año 2004.....	18
Figura 1.1.10 Salida del dique Mariquita en el año 2010.....	18
Figura 1.1.11 Salida del dique Mariquita en el año 2011.....	19
Figura 1.1.12 Salida del dique Mariquita en el año 2016.....	19
Figura 1.1.13 Retenida actual en la transición actual del Dique Mariquita. ....	20
Figura 1.1.14 Ubicación de la transición de salida del Dique Mariquita. ....	21
Figura 1.1.15 Cadenamiento km 56+860 del actual canal sobreelevado. ....	22
Figura 1.1.16 Levantamiento en planta de 300 m x 300 m de la salida del Dique Mariquita a cada 20 m. ....	23
Figura 1.1.17 Levantamiento topográfico de secciones del terreno natural a lo largo de la margen derecha de la Transición de salida del Dique Mariquita. ....	24
Figura 1.1.18 Levantamiento topográfico de secciones con diseño a lo largo de la margen derecha de la Transición de salida del Dique Mariquita. ....	25
Figura 1.1.19 Sección tipo del tramo de estudio.....	28
Figura 1.1.20 Bordo libre en canales revestidos.....	29
Figura 1.1.21 Propuesta de transición de salida revestida en concreto con una longitud de 200 m.....	32
Figura 1.1.22 Desmante y despálme del área de trabajo. ....	34
Figura 1.1.23 Despálme o eliminación de material indeseable.....	35
Figura 1.1.24 Formación de ataguías. ....	36
Figura 1.1.25 Vaciado del canal.....	37



Figura 1.1.26 Remoción de bordos y excavaciones para sustitución de material. ....	38
Figura 1.1.27 Colocación de material inerte para sustitución incluye colocación de filtros. ....	39
Figura 1.1.28 Formación de bordos para sobreelevación y afine de taludes. ....	40
Figura 1.1.29 Colocación de concreto hidráulico en cubeta del canal, incluye colocación de sello en juntas. ....	40
Figura 1.1.30 Construcción de estructura de transición a base de concreto armado. ....	42
Figura 1.1.31 Vista frontal de la estructura de transición .....	42
Figura 1.1.32 Vista en planta de la estructura de transición .....	42
Figura 1.1.33 Revestimiento del camino de operación. ....	43
Figura 1.1.34 Descarga de los módulos y partes, en un lugar plano.....	44
Figura 1.1.35 Organizar los módulos preensamblados. ....	45
Figura 1.1.36 Ensamblaje de los módulos. ....	46
Figura 1.1.37 Construcción de barrera de protección contra lirio acuático.....	47
Figura 1.1.38 Ubicación de los sondeos de geotecnia realizados en la transición del Dique Mariquita. ...	50
Figura 1.1.39 Ubicación del Banco La Selva en Google Earth.....	55
Figura 1.1.40 Determinación del área del Banco La Selva.....	55
Figura 1.1.41 Muestras en el Banco La Selva. ....	56
Figura 1.1.42 Ubicación del Banco El Rosario cercano al Dique Mariquita.....	57
Figura 1.2.1 Acercamiento de la localización del sitio según Google Earth. Margen Izquierda y Margen Derecha. ....	80
Figura 1.2.2 Vaso del Dique infestado por el lirio acuático. ....	82
Figura 1.2.3 Vaso del Dique infestado por el lirio acuático en octubre de 2017.....	82
Figura 1.2.4 Tapón de lirio acuático en la salida del Dique Mariquita en el km 56+340 al km 56+420 en su margen izquierda mismo que provoca el remanso aguas arriba. ....	84
Figura 1.2.5 Vaso del Dique Mariquita en el año 2004, sin problemas de lirio acuático. ....	86
Figura 1.2.6 Vaso del Dique Mariquita en el año 2010, con inicios del problema de lirio acuático. ....	86
Figura 1.2.7 Vaso del Dique Mariquita en el año 2012, con problema creciente de lirio acuático. ....	87
Figura 1.2.8 Vaso del Dique Mariquita en el año 2015, infestado de lirio acuático en una superficie aproximada de 90 ha.....	87
Figura 1.2.9 Retenida actual en la transición actual del Dique Mariquita. ....	88
Figura 1.2.10 Estado actual del dique infestado por lirio acuático al centro del vaso. ....	90
Figura 1.2.11 Estado actual del dique infestado por lirio acuático en la salida del vaso. ....	91
Figura 1.2.12 Estado actual del dique infestado por lirio acuático en la entrada del vaso. ....	91
Figura 1.2.13 Determinación del área en ARC MAP del área infestado con lirio acuático en el Dique Mariquita.....	92
Figura 1.2.14 Levantamiento con equipo topográfico de alta precisión y coordenadas UTM.....	94



Figura 1.2.15 Levantamiento con equipo topográfico de alta precisión y coordenadas UTM a vadeo en la zona del lirio acuático. ....	94
Figura 1.2.16 Levantamiento con equipo topográfico de alta precisión y coordenadas UTM a vadeo en la zona del lirio acuático. ....	95
Figura 1.2.17 Levantamiento con equipo topográfico de alta precisión y coordenadas UTM en lancha en la zona del lirio acuático. ....	95
Figura 1.2.18 Levantamiento con equipo topográfico de alta precisión y coordenadas UTM en lancha en la zona del lirio acuático. ....	96
Figura 1.2.19 Plano de delimitación del lirio en el vaso del Dique Mariquita. ....	97
Figura 1.2.20 Plano de delimitación del lirio en coordenadas UTM efectivas. ....	98
Figura 1.2.21 Extracción mecánica del lirio en un la Presa Hermenegildo Galena con excavadora de brazo largo. ....	101
Figura 1.2.22 Triturador trabajando sobre lirio acuático en la Presa Julián Adame en Zacatecas. ....	102
Figura 2.1 Compuerta radial con fisuras en placa de retención. ....	109
Figura 2.2 Exposición de acero de refuerzo en ménsula. ....	109
Figura 2.3 Fallo de muros de contención pertenecientes a la represa. ....	110
Figura 2.4 Compuertas radiales, maquinaria y mecanismos operadores expuestos. ....	110
Figura 2.5 Desprendimiento de la losa de transición de salida y parapeto desplomado. ....	111
Figura 2.6 Árboles ejerciendo presión sobre muros en transición de salida. ....	111
Figura 2.7 Parapetos destruidos. ....	112
Figura 2.8 Protecciones de concreto reforzado destruido y expuesto al intemperismo. ....	112
Figura 2.9 Falta de mantenimiento generalizado a las compuertas radiales. ....	113
Figura 2.10 Estructura de protección colapsada. ....	113
Figura 2.11 Falla en muros cubiertas por el agua. ....	114
Figura 2.12 Macrolocalización de Culiacán, Sinaloa. ....	117
Figura 2.13 Ubicación de la represa Km 50+308 sobre el CPH. ....	118
Figura 2.14 Imagen de la represa del Km 50+308 del CPH. ....	119
Figura 2.15 Vista general de la represa Km 50+308 del CPH. ....	119
Figura 2.16 Fisuras y oxidación en compuerta radial. ....	121
Figura 2.17 Acero de refuerzo expuesto. ....	122
Figura 2.18 Deterioro en concreto. ....	122
Figura 2.19 Maquinaria en desuso y obsoleta. ....	123
Figura 2.20 Mala seguridad para usuarios. ....	123
Figura 2.21 Maquinaria para el Barrenado de especímenes de concreto. ....	125
Figura 2.22 Espécimen de concreto a obtener. ....	126
Figura 2.23 Canal Humaya sobrepuesto en las cartas Geológico-Mineras de.....	130
Culiacán, Perico y Mocorito. ....	130





Figura 2.24 Placas tectónicas que afectan a México actualmente. ....	133
Figura 2.25 Regionalización sísmica de la República Mexicana. ....	134
Figura 2.26 Análisis de capacidad de carga. ....	138
Figura 2.27 Sección de la estación 50+277.41 del CPH. ....	140
Figura 2.28 Vista esquemática en elevación de la represa. ....	142
Figura 2.29 Vista esquemática en planta de la represa. ....	143
Figura 2.30 Vistas Isométricas de la represa (con elementos finitos). ....	148
Figura 2.31 Vista de las fuerzas actuantes en el estado de carga muerta. ....	149
Figura 2.32 Vista de las fuerzas actuantes en el estado de carga viva vehicular I. ....	149
Figura 2.33 Vista de las fuerzas actuantes en el estado de carga viva vehicular II. ....	150
Figura 2.34 Vista de las fuerzas actuantes en el estado de carga viva peatonal. ....	150
Figura 2.35 Vista de las fuerzas actuantes en el estado de empuje del suelo. ....	151
Figura 2.36 Vista de las fuerzas actuantes en el estado de empuje de sobrecarga. ....	151
Figura 2.37 Vista de las fuerzas actuantes en el estado de empuje hidrostático total. ....	152
Figura 2.38 Vista de las fuerzas actuantes en el estado de empuje hidrostático parcial. ....	152
Figura 2.39 Losa de fondo, reacciones del terreno combinación 17. ....	153
Figura 2.40 Losa de fondo, deformaciones verticales de la combinación 17. ....	154
Figura 2.41 Losa de fondo, momentos en dirección "X" de la combinación 19. ....	155
Figura 2.42 Losa de fondo, momentos en dirección "Y" de la combinación 20. ....	156
Figura 2.43 Losa de fondo, fuerzas cortantes en dirección "Y" de la combinación 25. ....	157
Figura 2.44 Muros, momentos flexionantes en dirección "X" de la combinación 24. ....	158
Figura 2.45 Muros, momentos flexionantes en dirección "Y" de la combinación 25. ....	158
Figura 2.46 Muros, fuerzas cortantes en dirección "X" y "Y" de la combinación 25. ....	159
Figura 2.47 Zapata, deformaciones verticales de la combinación 13. ....	160
Figura 2.48 Zapata, momentos flexionantes en dirección "X" de la combinación 20. ....	160
Figura 2.49 Zapata, momento flexionantes en dirección "Y" de la combinación 21. ....	160
Figura 2.50 Losas, deformaciones verticales de la combinación 17. ....	161
Figura 2.51 Losas, momentos en dirección "X" de la combinación 25. ....	162
Figura 2.52 Losas, momentos en dirección "Y" de la combinación 24. ....	163
Figura 2.53 Losa de maniobras, fuerzas cortantes en dirección "Y" de la combinación 24. ....	164
Figura 2.54 Vigas, deformaciones de la combinación 17. ....	165
Figura 2.55 Vigas, envolvente de momentos alrededor del eje local "Y". ....	165
Figura 2.56 Vigas, envolvente de cortantes en el eje local "Z". ....	166
Figura 2.57 Vigas de unión, deformaciones de la combinación 17. ....	166
Figura 2.58 Vigas de unión, envolvente de momentos alrededor del eje local "Y". ....	167
Figura 2.59 Vigas de unión, envolvente de momentos alrededor del eje local "Z". ....	167
Figura 2.60 Vigas de unión, envolvente de cortantes en el eje local "Z". ....	168



Figura 2.61 Hoja de cálculo de resistencia de diseño para muros y losa de fondo.....	169
Figura 2.62 Hoja de cálculo de resistencia de diseño para losa de maniobras.....	170
Figura 2.63 Hoja de cálculo de resistencia de diseño de losa vehicular. ....	171
Figura 2.64 Hoja de cálculo de resistencia de diseño de zapata.....	172
Figura 2.65 Hoja de cálculo de resistencia de diseño para vigas 60x60 cm. ....	173
Figura 2.66 Hoja de cálculo de resistencia de diseño para vigas 30x65 cm. ....	174
Figura 2.67 Hoja de Cálculo de Resistencia de Diseño para vigas 35x80 cm. ....	175
Figura 2.68 Compuerta radial, vista en isométrico.....	179
Figura 2.69 Vista de fuerzas actuantes de estado de carga muerta. ....	180
Figura 2.70 Vista de fuerzas actuantes de estado de empuje hidrostático. ....	181
Figura 2.71 Vista de fuerzas actuantes de estado de empuje del suelo ....	181
Figura 2.72 Compuerta, deformaciones de la combinación 5.....	182
Figura 2.73 Compuerta, reacciones de la combinación 5.....	182
Figura 2.74 Compuerta, fuerzas axiales para la combinación 7.....	183
Figura 2.75 Compuerta, momentos alrededor del eje local “Y” de la combinación 7. ....	183
Figura 3.1 Tipos de estructuras de acceso y de cruce de agua sobre el Canal Humaya .....	188
Figura 3.2 Estructura tipo vado de dos conductos de entrada de agua, vista en corte.....	188
Figura 3.3. Perfil de la entrada 87+784.43.....	191
Figura 3.4. Entrada de agua Km 87+784.43 (KM 83+708 CONAGUA).....	192
Figura 3.5. Entrada de agua Km 87+784.43 (KM 83+708 CONAGUA).....	193
Figura 3.6. Localización del Municipio de Culiacán, Sinaloa. ....	194
Figura 3.7. Mapa de la zona de estudio. ....	195
Figura 3.8 Banco de nivel (representativo) .....	197
Figura 3.9 Equipo GPS usado en el levantamiento topográfico. ....	200
Figura 3.10 Ilustración del método de medición GPS.....	200
Figura 3.11 Representación de la búsqueda de objetivos. ....	201
Figura 3.12 Canal Humaya sobrepuesto en las cartas Geológico-Mineras Culiacán, Pericos y Mocorito, utilizando el programa Google Earth Pro. ....	205
Figura 3.13 Presa Derivadora Andrew Weiss. ....	207
Figura 3.14 El Canal Humaya en proceso de sobreelevación. ....	208
Figura 3.15 Placas tectónicas que afectan a México actualmente. ....	210
Figura 3.16 Mapa de México con las regiones sísmicas obtenido del SSN. ....	211
Figura 3.17 Localización en planta del túnel “El Tecorito” cercano a la falla Ojo de Agua.....	212
Figura 3.18 Cuenca entrada 87+784.43 (KM 83+708.00 CONAGUA) .....	218
Figura 3.19 Mapa de uso de suelo.....	219
Figura 3.20 Mapa de tipo de suelo.....	220
Figura 3.21 Mapa de pendientes.....	221



Figura 3.22 Definición del área de influencia de la estación climatológica de acuerdo con los polígonos de Thiessen. ....	223
Figura 3.23 Gráfico de funciones de distribución, estación 25015. ....	236
Figura 3.24 Función de mejor ajuste, estación 25015. ....	236
Figura 3.25 Gráfico de funciones de distribución, estación 25030. ....	238
Figura 3.26 Función de mejor ajuste, estación 25030. ....	238
Figura 3.27 Gráfico de funciones de distribución, estación 25033. ....	240
Figura 3.28 Función de mejor ajuste, estación 25033. ....	240
Figura 3.29 Gráfico de funciones de distribución, estación 25110. ....	242
Figura 3.30 Función de mejor ajuste, estación 25110. ....	242
Figura 3.31 Relación empírica para la estimar la lluvia máxima de una hora y periodo de retorno de 2 años, en ausencia de registros pluviográficos. ....	245
Figura 3.32 Perfiles tipo de las entradas de agua construidas. (a y b) ....	253
Figura 3.33 Esquema de la alcantarilla. ....	257
Figura 3.34 Diagrama resultante de cortante, estructura llena. ....	263
Figura 3.35 Diagrama de momentos, estructura llena. ....	264
Figura 3.36 Diagrama de cortantes, estructura llena. ....	265
Figura 3.37 Diagrama resultante de cortante, estructura vacía. ....	266
Figura 3.38 Diagrama de momentos, estructura vacía. ....	268
Figura 3.39 Diagrama de cortante, estructura vacía. ....	268
Figura 3.40 Armado del ducto. ....	270
Figura 3.A.1 Arroyo efluente del CPH a la altura del poblado El Mojolo. ....	274
Figura 3.A.2 Localización de Culiacán. ....	275
Figura 3.A.3 Organismo de Cuenca Pacífico Norte. Localización del Distrito de Riego 010, Culiacán-Humaya, Sinaloa. ....	276
Figura 3.A.4 Entrada de agua en el km 20+330 del CPH, lugar donde se forma un pequeño dique en los alrededores del poblado “El Mojolo”, municipio de Culiacán, Sinaloa. ....	276
Figura 3.A.5 Diques 2 en el km 15+200 del Canal Principal Humaya y el poblado “El Sifón” en el municipio de Culiacán, Sinaloa. En la margen derecha del Dique 2 se tiene el poblado El Mojolo. ....	279
Figura 3.A.6 Entrada de agua conectada con el Canal Principal Humaya aún sin sobre elevar y al fondo las casas con bordo de protección actual. ....	280
Figura 3.A.7 Viviendas cercanas en el poblado El Mojolo con el bordo actual. ....	280
Figura 3.A.8 Entrada de agua cercana con escurrimientos pluviales del poblado. ....	281
Figura 3.A.9 Puente de acceso principal al pueblo “El Mojolo” que cruza la entrada de agua al Dique que se forma con el bordo del canal principal Humaya formando. ....	281
Figura 3.A.10 Relación empírica para estimar la lluvia máxima de una hora y periodo de retorno de 2 años, en ausencia de registros pluviográficos. ....	289



Figura 3.A.11 Función de distribución de mayor ajuste para la Estación El Varejonal.....	291
Figura 3.A.12 Función de distribución de mayor ajuste para la Estación Palos Blancos. ....	291
Figura 3.A.13 Levantamiento de niveles y secciones en el Dique El Mojolo. ....	297
Figura 3.A.14 Levantamiento de niveles y secciones en el Dique El Mojolo. ....	297
Figura 3.A.15 Arroyo de entrada al poblado con el puente de acceso durante el levantamiento topográfico. ....	298
Figura 3.A.16 Levantamiento topográfico realizado en planta en el Dique El Mojolo incluyendo los terrenos cercanos al poblado “El Mojolo”. ....	299
Figura 3.A.17 Secciones levantadas del km 0+000 al km 0+040 del perfil de proyecto. ....	300
Figura 3.A.18 Sección tipo del tramo de estudio. ....	303
Figura 3.A.19 Estimación del Bordo Libre en canales revestidos. Fuente USDA. ....	304
Figura 3.A.20 Sección tipo propuesta para el bordo de protección “El Mojolo”. ....	305
Figura 3.A.21 Trazo de la trinchera de arcilla de protección. ....	305
Figura 3.A.22 Sondeo Número 1 en el Dique El Mojolo. ....	306
Figura 3.A.23 Sondeo número 2 en el Dique El Mojolo. ....	307
Figura 3.A.24 Bordo de protección con materiales graduados del km 0+000 al km 0+633.62. ....	309
Figura 3.A.25 Secciones con bordo de materiales graduados del cadenamamiento 0+000 al km 0+400 en sus dos tramos, variando en altura de acuerdo con el nivel del terreno. ....	309
Figura 4.1 Localización de Culiacán. ....	316
Figura 4.2 Organismo de Cuenca Pacífico Norte.Localización del Distrito de Riego 010, Culiacán-Humaya, Sinaloa. ....	317
Figura 4.3 Tramo en estudio 82+840 al 84+445. ....	318
Figura 4.4 Capacidades por tramo en el CPH con el avance actual de las obras en el año 2017. ....	321
Figura 4.5 Losas colapsadas en el talud del canal. ....	323
Figura 4.6 Losas dañadas en la plantillas y tramo en mal estado de conservación en el tramo del km 82+840 al km 84+445. ....	324
Figura 4.7 Propuesta de caminos de operación y conservación. ....	325
Figura 4.8 Sección de construcción en el primer tramo del km 82+840 al 83+040. ....	327
Figura 4.9 Datos hidráulicos del canal propuesto para la reconstrucción del tramo del km 83+020 al km 84+445. ....	328
Figura 4.10 Sección de construcción en el primer tramo del km 82+840 al 83+040. ....	332
Figura 4.11 Bordo libre en canales revestidos. ....	333
Figura 4.12 Tramo 82+840 al 83+120. ....	334
Figura 4.13 Tramo 83+120 al 84+445. ....	334



## INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1.1 Características del Dique Mariquita. ....	12
Tabla 1.1.2 Características de los diques del Canal Principal Humaya, de acuerdo con el proyecto realizado en el 2008 y cadenamamientos del Distrito de Riego. ....	16
Tabla 1.1.3 Análisis hidráulico del tramo del Dique Mariquita. ....	27
Tabla 1.1.4 Análisis hidráulico del tramo inicial de la transición. ....	30
Tabla 1.1.5 Análisis hidráulico del tramo final de la transición. ....	31
Tabla 1.1.6 Catálogo de conceptos y presupuesto de obra de la transición. ....	48
Tabla 1.2.1 Características del Dique Mariquita. ....	81
Tabla 1.2.2 Características de los Diques del Canal Principal Humaya, de acuerdo con el proyecto realizado en el 2008 y cadenamamientos del Distrito de Riego. ....	85
Tabla 1.2.3 Cálculo de áreas por zona del vaso del Dique. ....	92
Tabla 1.2.4 Porcentaje de infestación del vaso del Dique. ....	93
Tabla 1.2.5 Catálogo de conceptos y presupuesto. ....	103
Tabla 2.1 Niveles de perfil de elevaciones en el KM 50+277. ....	116
Tabla 2.2 Estructuras de control más cercanas al sitio de estudio. ....	128
Tabla 2.3 Número de estructuras levantadas desde la PAW hasta el km 181+300. ....	129
Tabla 2.4 Descripción de las fallas. ....	132
Tabla 2.5 Clasificación geomecánica del enrocamiento (RMR). ....	137
Tabla 2.6 Pesos volumétricos de materiales de uso común, SCT. ....	144
Tabla 2.7 Estados de carga simples y combinaciones para Represa. ....	146
Tabla 2.8 Estados de carga simples y combinaciones para Compuerta Radial. ....	178
Tabla 2.9 Diseño de los elementos de acero de la Compuerta Radial. ....	184
Tabla 3.1 Bancos de nivel y coordenadas utilizados. ....	197
Tabla 3.2 Glosario de siglas usadas en el estudio de topografía. ....	201
Tabla 3.3 Fallas principales que cruzan Canal Humaya. ....	209
Tabla 3.4 Información obtenida de las cartas geológico-mineras G13-C41, C13-C42 y G13-C52. ....	212
Tabla 3.5 Características de los bancos para terraplenes. ....	215
Tabla 3.6 Características de los bancos para concretos. ....	216
Tabla 3.7 Estaciones climatológicas utilizadas en el análisis de frecuencias. ....	222
Tabla 3.8 Estaciones climatológicas empleadas en cada tramo. ....	223
Tabla 3.9 Precipitación máxima diaria (estación 25015, Culiacán (DGE)). ....	224
Tabla 3.10 Precipitación máxima diaria (estación 15030, El Playón). ....	226
Tabla 3.11 Precipitación máxima diaria (estación 15033, El Varejonal). ....	227
Tabla 3.12 Precipitación máxima diaria (estación 25110, Badiraguato (DGE)). ....	228



Tabla 3.13 Pruebas de consistencia. ....	231
Tabla 3.14 Consistencia de las estaciones principales.....	234
Tabla 3.15 Bondad de ajuste de la estación 25015. ....	235
Tabla 3.16 Parámetros de la función de mejor ajuste, estación 25015. ....	236
Tabla 3.17 Bondad de ajuste de la estación 25030. ....	237
Tabla 3.18 Parámetros de la función de mejor ajuste, estación 25030. ....	238
Tabla 3.19 Bondad de ajuste de la estación 25033. ....	239
Tabla 3.20 Parámetros de la función de mejor ajuste, estación 25033. ....	240
Tabla 3.21 Bondad de ajuste de la estación 25110. ....	241
Tabla 3.22 Parámetros de la función de mejor ajuste, estación 25110. ....	242
Tabla 3.23 Resultados de lluvia máxima diaria para diferentes periodos de retorno. ....	243
Tabla 3.24 Resultados de lluvia máxima diaria para diferentes periodos de retorno. ....	243
Tabla 3.25 Datos del cociente R y F para cada estación climatológica. ....	247
Tabla 3.26 Datos de los coeficientes a, b y c del método de Cheng. ....	248
Tabla 3.27 Coeficientes de escurrimiento. ....	250
Tabla 3.28 Gastos máximos obtenidos por el método racional. ....	251
Tabla 3.29 Gastos máximos obtenidos por el método racional, primer estudio. ....	251
Tabla 3.30 Datos hidráulicos de la revisión del cauce existente.....	253
Tabla 3.31 Datos hidráulicos del diseño de la sección propuesta del canal.....	253
Tabla 3.32 Parámetros de diseño. ....	257
Tabla 3.33 Propiedades de los materiales. ....	258
Tabla 3.34 Tren de carga. ....	258
Tabla 3.35 Cálculo de presiones laterales. ....	259
Tabla 3.36 Altura de sobrecarga. ....	260
Tabla 3.37 Factor de impacto.....	260
Tabla 3.38 Factor de Fargier. ....	260
Tabla 3.39 Carga viva. ....	261
Tabla 3.40 Factores de resistencia. ....	261
Tabla 3.41 Cargas últimas a estructura llena.....	262
Tabla 3.42 Momentos de empotramiento, estructura llena. ....	262
Tabla 3.43 Análisis por el método de Cross, estructura llena.....	263
Tabla 3.44 Cálculo de esfuerzos y momentos, estructura llena. ....	263
Tabla 3.45 Revisión por cortante en muros, estructura llena.....	264
Tabla 3.46 Cargas últimas, estructura vacía.....	266
Tabla 3.47 Momentos de empotramiento, estructura vacía.....	266
Tabla 3.48 Método de Cross, estructura vacía. ....	267
Tabla 3.49 Esfuerzos y momentos a barril lleno. ....	267





Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Quinta etapa)

Tabla 3.50 Revisión por cortante en muros, estructura vacía.....	267
Tabla 3.51 Acero de refuerzo en el lecho exterior. ....	269
Tabla 3.52 Acero de refuerzo en lecho interior. ....	269
Tabla 3.53 Acero de refuerzo en lecho inferior. ....	269
Tabla 3.54 Acero por temperatura. ....	270
Tabla 3.A.1 Tabla de parámetros climáticos promedio de Culiacán Rosales.....	277
Tabla 3.A.2 Código y coordenadas de las estaciones El Varejonal y Palos Blancos.....	285
Tabla 3.A.3 Registros de precipitación mensual máxima de la Estación Varejonal de 1961 a 2010. ....	285
Tabla 3.A.4 Registros de precipitación mensual máxima de la Estación Palos Blancos de 1961 a 1987. .....	287
Tabla 3.A.5 Determinación de la función de distribución estadística con mejor ajuste mediante el programa AX del CENAPRED. ....	290
Tabla 3.A.6 Resultados de lluvia en 24 horas para diferentes periodos de retorno. ....	290
Tabla 3.A.7 Datos del cociente R y F para cada estación climatológica. ....	292
Tabla 3.A.8 Parámetros calculados a, b, y c para aplicar la ecuación de Cheng.....	294
Tabla 3.A.9 Gasto máximo de diseño de las cuencas y estructuras del km 0+000 al 21+270 del CPH. .	295
Tabla 3.A.10 Datos hidráulicos de diseño del canal CPH en el tramos del km 20+270 al km 20+480. ....	301
Tabla 3.A.11 Resultados de niveles con gastos de 100, 105, 110 y 112.5 m <sup>3</sup> /s en CPH. ....	303
Tabla 3.A.12 Presupuesto base de la entrada de agua “Presita El Mojolo”. ....	310
Tabla 4.1 Parámetros climáticos promedio de Culiacán, Rosales.....	319
Tabla 4.2 Resultados del modelo para determinar niveles de operación.....	329
Tabla 4.3 Catálogo de conceptos y presupuesto del tramo de sobreelevación del CPH.....	349



Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Quinta etapa)

---



## RESUMEN EJECUTIVO

En el compromiso presidencial G 099 se ofreció sobreelevar el Canal Principal Humaya (CPH) con el objetivo de reducir las limitaciones en el servicio de riego que presenta.

Como resultado de los trabajos contratados por la CONAGUA y el Sistema Humaya Distritos de Riego 010 y 074 Mocorito, S. R. L. de I. P. de C. V. (SRL) en 2013 y 2014 al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) se pudo constatar que le fueron incorporadas áreas de riego al canal sin considerar el correcto suministro de las mismas. Por otro lado, el deterioro en el canal es de tal magnitud que los coeficientes de pérdida de energía obtenidos al calibrar el modelo de simulación, usado para reproducir su funcionamiento, son los equivalentes a un canal no revestido en malas condiciones. Desde su diseño, como consta en los documentos de la biblioteca del agua de la CONAGUA, se cometieron errores asumiendo que los diques no pierden carga en su operación. Todo lo anterior trae consigo que no es posible conducir por el canal el gasto requerido para la superficie dominada por el mismo.

Para solucionar este problema y atender al compromiso presidencial G-099, la CONAGUA solicitó al IMTA un proyecto para aumentar la capacidad del canal. Durante 2013 se trabajó principalmente en la revisión y propuesta hidráulica, haciendo uso del modelo de simulación. Como resultado de este trabajo se determinó que es necesario aumentar la capacidad del canal en los primeros 145 km del mismo con el fin de poder suministrar  $35 \text{ m}^3/\text{s}$  al distrito de riego 074. En una segunda etapa iniciada 2013 y 2014 usando los resultados del modelo se empezaron a desarrollar los proyectos para aumentar la capacidad de conducción del canal. En una tercera etapa en 2015 se elaboraron proyectos ejecutivos de 60 km de canal sobreelevado, 6 puentes peatonales, 9 represas, 32 desfuegos, 6 puentes vehiculares, 68 tomas laterales y directas, 24 entradas de agua, 7 diques y 18 transiciones. En transiciones y desfuegos

se tiene cubiertos toda la infraestructura que se debe rehabilitar para aumentar la capacidad de conducción del canal.

En la cuarta etapa en 2016 se elaboraron proyectos ejecutivos de sobreelevación de la derivadora Andrew Weiss, 14 represas, 24 entradas de agua, 16 km de canal sobreelevado y sobreelevación de 3 diques en su margen derecha. En lo que toca a diques y represas solo se tienen los proyectos entre la Presa Derivadora Andrew Weiss y el dique Palos Amarillos. En lo que corresponde a tramos de canal sobreelevados, tomas laterales, puentes vehiculares y peatonales se tiene cubiertos los primeros 130 Km del canal. En este convenio se trabajó en la elaboración de proyectos ejecutivos de la transición de salida del Dique Mariquita, rehabilitación de 5 represas, 22 entradas de agua y sobreelevación y reconstrucción de 1.7 kilómetros del Canal Principal Humaya.

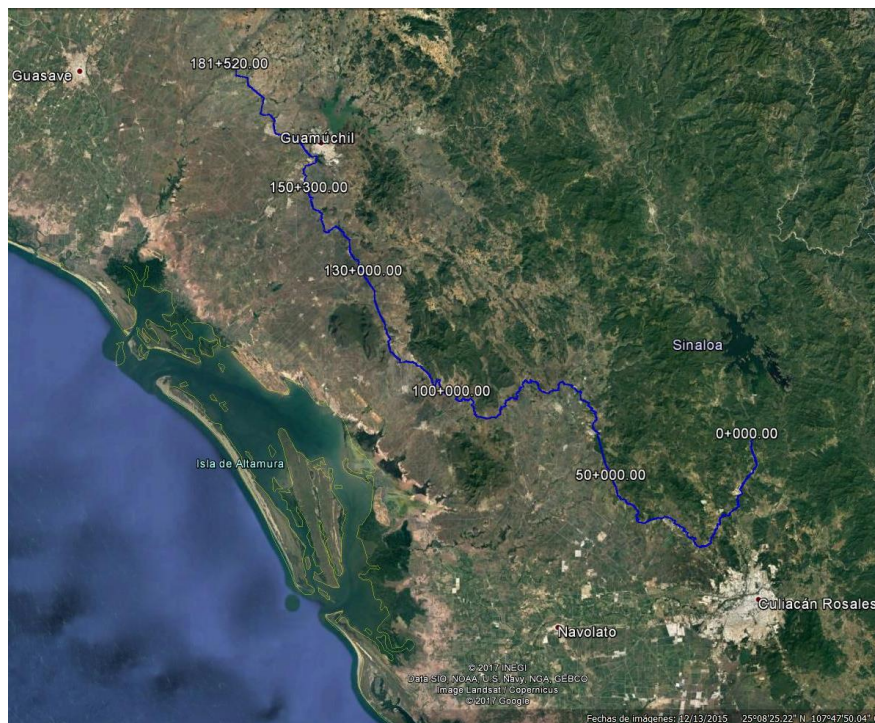


Figura 1 Localización del Canal Principal Humaya.



## 1. DIQUE MARIQUITA

### 1.1. Rehabilitación y modernización del canal principal Humaya del km 56+ 660 al km 56+860 mediante una transición de salida del Dique Mariquita

#### 1.1.1. Antecedentes

El Organismo de Cuenca Pacífico Norte de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), solicitó en 2013 al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua la revisión del funcionamiento hidráulico del Canal Principal Humaya y determinar las necesidades de sobreelevación considerando un aumento en el gasto de la obra de toma a  $120 \text{ m}^3/\text{s}$ . Lo anterior dentro del marco de los compromisos presidenciales CG-099.

El proyecto realizado en 2013 tuvo como objetivo establecer bases confiables que sirvieran de partida para la elaboración de los proyectos ejecutivos necesarios para aumentar la capacidad del Canal Principal Humaya de  $90 \text{ m}^3/\text{s}$  de gasto actual a  $120 \text{ m}^3/\text{s}$  en su obra de toma y sus variantes de gasto a lo largo del canal.

El proyecto continuó en una segunda etapa el año 2014 realizando las siguientes actividades: recopilación de proyectos anteriores; determinación de los coeficientes unitarios de riego, realizar un levantamiento topográfico del Canal Principal Humaya; revisar el funcionamiento de los Diques; reproducir con base en la modelación el funcionamiento hidráulico del canal, en donde se determinaron las necesidades de sobreelevación. Así mismo se elaboró el proyecto ejecutivo para sobreelevar un tramo de canal.

En la tercera etapa realizada en el año 2015 se realizaron proyectos en 60 km de sobreelevación y los proyectos de sobreelevación y de los primeros 7 diques: 1, 2, BATAMOTE, ARROYO PRIETO, AGUA FRIA, HILDA Y MARIQUITA ubicados entre los cadenamientos km 13+316 al km 56+860 del Canal Principal Humaya.



Sin embargo, en los proyectos de sobreelevación del Mariquita, no se consideró la sobreelevación de la margen derecha ya que se dejó pendiente debido a un problema de invasión del límite federal de viviendas en el poblado “Campestre del Lago” y en la zona agrícola norte hasta que se analizara el problema de tipo jurídico por la propia CONAGUA.

La CONAGUA solicitó al IMTA considerar un trazo preliminar por la curva de nivel Elev. 66.01 msnm más 10 m en planta, la cual corresponde a la cota original de la cortina utilizada para la concesión del permiso de límite del poblado y de las parcelas.

El presente proyecto considera una propuesta para la sobreelevación de la margen derecha del dique Mariquita en la zona agrícola norte del dique, precisamente en sus tramos 2 y 3 ubicados al norte del dique en donde conecta con la margen derecha del canal principal humaya, en el km 56+830 proyecto elaborado y construido en el año 2016.

### 1.1.2. Introducción

El Distrito de Riego 010, Culiacán-Humaya, se encuentra ubicado en el Estado de Sinaloa, al Noroeste de la República Mexicana, al centro de la entidad, comprendiendo una zona que incluye porciones geográficas de los municipios de Angostura, Culiacán, Mocorito, Navolato y Salvador Alvarado, integrándose por dos Sociedades de Responsabilidad Limitada, cuatro Unidades de Riego y doce módulos de riego. Sus coordenadas geográficas se localizan entre los 24°15' y 25°26' de latitud norte y los 107°15' a 108°09' de longitud oeste.

La altitud sobre el nivel del mar varía entre los 5 y los 75 metros, constituyéndose la zona por una planicie costera con relieve sensiblemente plano en donde se observa que una mínima parte de los terrenos cuentan con topografía movida, clasificados como lomeríos. El distrito pertenece a la Región Hidrológico Administrativa III Pacífico Norte,





en donde, de acuerdo con los datos de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), el consumo de agua para uso agrícola es del 94% y la eficiencia global en el riego se encuentra en el 36%. El Distrito de Riego 010, Culiacán Humaya inicia a partir de:

- Acuerdo Presidencial del 11 de septiembre de 1946 publicado en el Diario Oficial de la Federación el día 29 de octubre del mismo año, que dispone pase a la Comisión Nacional de Irrigación el Sistema de Riego del Canal Cañedo, con sus obras de derivación de las aguas del Río Culiacán y canales de distribución, exceptuando las estaciones de bombeo.
- Acuerdo Presidencial de fecha 10 de septiembre de 1952, que precisa los límites del Distrito de Riego Culiacán en el Estado de Sinaloa, con una superficie de 95,000 ha, aprovechando los escurrimientos del Río Tamazula controlados por la Presa Sanalona y los escurrimientos libres del Río Humaya.
- Acuerdo Presidencial de fecha 17 de febrero de 1958 publicado en el Diario Oficial de la Federación el día 27 de marzo del mismo año, que adiciona a la superficie delimitada el 10 de septiembre de 1952, para el Distrito de Riego del Río Culiacán, una superficie de 90,000 hectáreas, 20,000 hectáreas en el Valle de Culiacán y 70,000 hectáreas en el Valle de Pericos para regar un total de 185,000 hectáreas.
- Acuerdo Presidencial, de fecha 30 de septiembre de 1960, publicado en el Diario Oficial de la Federación el Día 25 de octubre del mismo año, que incorpora a la superficie del Distrito de Riego del Río Culiacán, una superficie de 65,000 hectáreas, ubicadas en el Valle de Guamúchil, Sinaloa.



Figura 1.1.1 Organismo de Cuenca Pacífico Norte. Localización del Distrito de Riego 010, Culiacán-Humaya, Sinaloa.

La zona del proyecto se encuentra en el municipio de Culiacán, en el Estado de Sinaloa, bajo el Distrito de Riego 010, entre las coordenadas  $107.7680^{\circ}$  -  $107.7645^{\circ}$  y  $25.100^{\circ}$  -  $25.0967^{\circ}$ . Este canal en estudio es denominado "Canal Principal Humaya", éste se origina en la presa Derivadora "Andrew Weiss" quien a su vez se abastece de la presa Adolfo López Mateos.

### Dique Mariquita

El dique denominado La Mariquita, es alimentado por las aguas que conduce el Canal Principal Humaya, así como por los escurrimientos del arroyo denominado "El Capule", el cual es la corriente principal de esta obra. La construcción de esta obra se realizó en el año de 1969 mediante el Plan Hidráulico del Noroeste por la extinta



Secretaría de Recursos Hidráulicos, esta estructura fue diseñada con la finalidad de regar parte de las superficies localizadas en los valles de los municipios de Culiacán, Mocorito y Salvador Alvarado, De acuerdo a los datos de diseño de construcción, la capacidad de almacenamiento muerto y para azolves, hasta el NAMO y hasta el NAME es de 7.22, 22.50 y 23.60 Mm<sup>3</sup> respectivamente.

La visita de inspección más reciente a este bordo, se realizó 06 de diciembre de 2011, donde se recomendó talar árboles localizados en la corona del dique, aplicar medidas físicas o biológicas para el control de lirio acuático, determinar las características hidráulicas de la obra de desfogue.

La obra está formada por una cortina de materiales graduados con corazón impermeable a la elevación 66.01 msnm, longitud de 2,138 m y cuenta con un cambio de dirección a 900 m de distancia de la margen izquierda, cuenta con una altura máxima de 15 m, taludes de 2:1, con un ancho de corona de 10 m y enrocamiento de protección en talud aguas arriba. Hacia aguas abajo del canal, después de un promontorio topográfico, cierra el embalse un dique auxiliar, de 443 m de longitud, ancho de corona de 8 m, altura de 7.8 m y taludes 1.5:1.

En el extremo izquierdo, posee una estructura para desfogue la cual es para liberar las excedencias producidas en el vaso, sobre la cual existe un puente carretero, de unos 6 m de claro, con tres vanos rectangulares cuya cresta no fue posible apreciar. En los muros laterales tiene unos sifones de tubería metálica de aproximadamente 30” de diámetro. Existen 2 tuberías a presión que funcionan como tomas directas del almacenamiento de 8” de diámetro localizadas aproximadamente a 500 m de la margen derecha de la cortina, las cuales descargan a un canal ubicado al pie del talud aguas abajo y son operadas por una válvula de mariposa.



La cuenca de la presa se encuentra entre los 107° 34' 47" y 107° 38' 47" Longitud oeste y los 24° 59' 37" y 25° 03' 36" de Latitud norte, abarcando porciones territoriales de los Municipios de Mocorito y Culiacán, estado de Sinaloa.

De acuerdo a datos del simulador de flujos de aguas de cuencas hidrográficas de INEGI, esta presa tiene una cuenca de 43.06 km<sup>2</sup>, su cauce principal nace en el municipio de Mocorito, Sinaloa, a una elevación máxima de 377 m.s.n.m. y elevación mínima de 77 m.s.n.m.; presenta una longitud de 11,642 metros hasta la cortina del dique y una pendiente media de 2.5768%; su tiempo de concentración es de 103.1 minutos.

Esta obra se encuentra ubicada en las coordenadas 25° 29' 04.6" de latitud norte y 108° 03' 56" de longitud oeste. Está localizado en la ciudad de Guamúchil, ubicándose en la carta Topográfica de INEGI 1: 50,000 G12D39 (Guamúchil), en la región Hidrológica 10, dentro de la zona de baja sismicidad. Su acceso desde Culiacán, es tomando la carretera libre Federal México 15 en el tramo Culiacán-Los Mochis, hasta llegar a la ciudad de Guamúchil, de ahí llegamos a la calle Mariano Matamoros para dar vuelta a la derecha, siguiendo esta calle por una distancia aproximada de 3 km encontramos la cortina de la presa a mano izquierda.

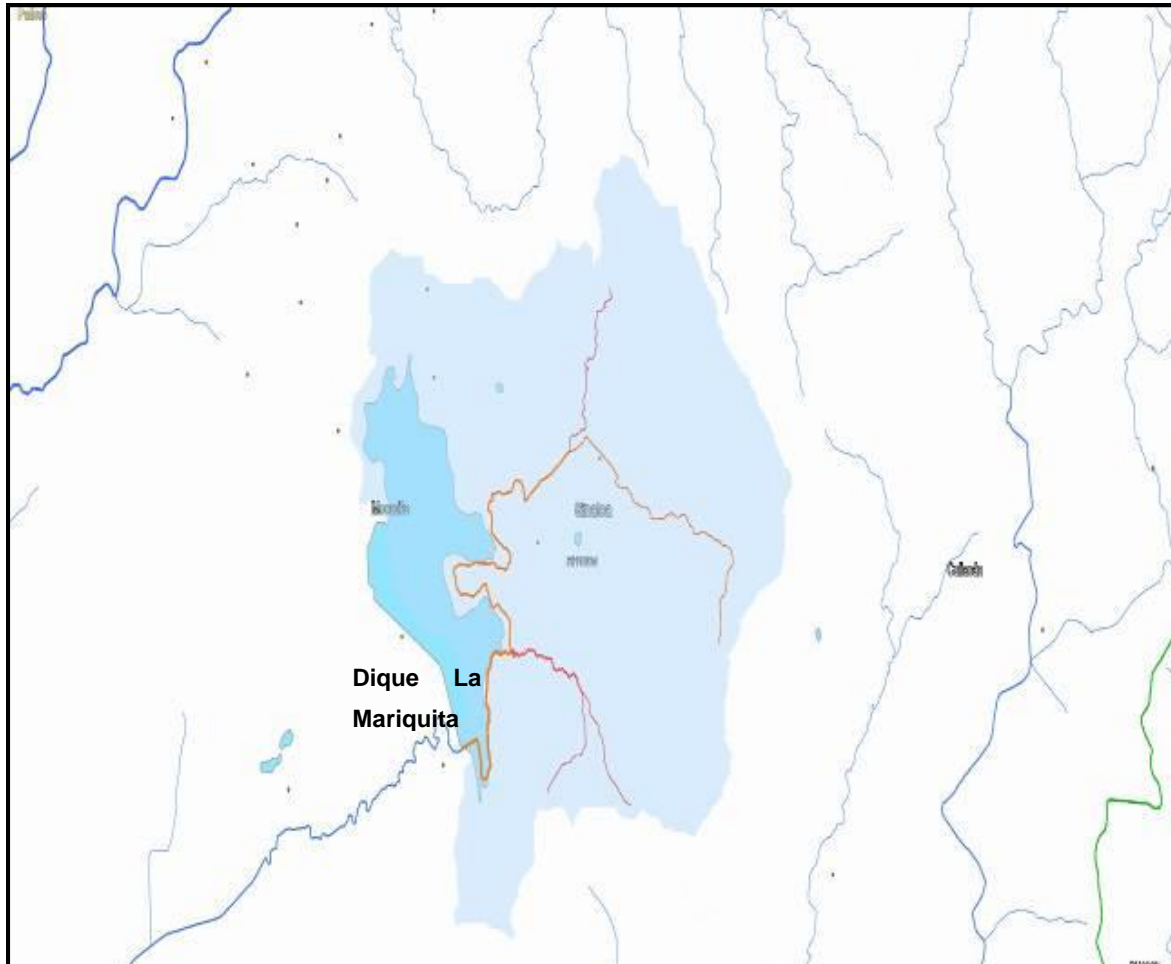


Figura 1.1.2 Dique Mariquita en el Distrito de Riego 010 Culiacán-Humaya.

El dique en estudio se refiere al Dique Mariquita ubicado entre los cadenamientos km 52+317 al km 56+860 del canal Principal Humaya, y corresponden a cuatro pequeñas corrientes que son efluentes del río Pericos y constan en la margen izquierda de una cortina de materiales graduados con corazón de arcillas y diferentes filtros, protegidos con enrocamientos. Su altura aproximada es de 15 m.





Figura 1.1.3 Dique Mariquita en los cadenamientos km 52+317 al km 56+860 del canal Principal Humaya.



### 1.1.3. Problemática

El Dique Mariquita se ubica sobre el Canal Principal Humaya entre los cadenamientos km 52+317 al km 56+860 con una longitud aproximada de 4,543 m a lo largo del canal y de 2,450 m a lo ancho hacia las entradas de agua que lo generan.

Sobre la margen izquierda del Dique se realizó un proyecto de sobreelevación en el año 2016. En la margen derecha del Dique se tiene una longitud aproximada de 8 km que en nivel máximo colinda con parcelas, el poblado denominado CAMPESTRE del LAGO, tal y como se muestra en la siguiente figura.



Figura 1.1.4 Acercamiento de la localización del sitio según Google Earth. Margen Izquierda y Margen Derecha.



Precisamente es sobre la margen derecha del Dique, en donde se plantea sobre elevar el dique hasta la elevación 66.40 m la cual es equivalente a la cota del muro que se diseñó sobre la margen izquierda en el año 2016. Este proyecto se construyó en el año de 2017.

Las características principales del Dique La Mariquita se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 1.1.1 Características del Dique Mariquita.

Tipo de cortina	Flexible
Material de la cortina	Materiales graduados
Longitud de la corona	2,138 m
Ancho de la corona	10 m
Altura de la cortina desde el desplante	15 m
Talud de la cortina aguas abajo	2:1
Talud de la cortina aguas arriba	2:1
Capacidad de almacenamiento	23.6 hm <sup>3</sup>
Capacidad útil	22.5 hm <sup>3</sup>
Capacidad de azolves	7.22 hm <sup>3</sup>
Tipo de vertedor	Sifones
Elevación de la estructura de desfogue	64.66 msnm
Tipo de obra de toma	Tubería a presión
Elevación de la corona	66.01 msnm
Elevación del NAME	64.66 msnm
Elevación del NAMO	64.51 msnm

Un problema frecuente del Dique es la periódica infestación de Lirio Acuático en su vaso que provoca un problema de taponamiento en su salida nuevamente al canal.



Figura 1.1.5 Vaso del Dique infestado por el lirio acuático.

El taponamiento en la salida del Dique puede apreciarse en la siguiente figura:



Figura 1.1.6 Taponamiento y “cuello de botella” que se forma en la salida del Dique Mariquita por efecto del taponamiento del lirio acuático.



Por otra parte, la falta de una adecuada conservación en el Dique, así como la falta de estructuras necesarias para limitar la entrada de azolves reduce la capacidad de conducción del canal y de los propios diques, ya que el azolve, se decanta principalmente en los diques al disminuir la velocidad pudiendo provocar un incremento de nivel en el dique por efecto del remanso.

El Canal Principal Humaya y Presa Derivadora Andrew Weiss no pueden abastecer las necesidades de riego en el periodo de mayor demanda de la zona de riego ocasionando problemas operativos e inconformidades de los usuarios por la distribución del agua repercutiendo directamente en una baja en el rendimiento de los cultivos. Con el fin de recuperar la capacidad de conducción del canal y reducir los problemas sociales se gestiona un proyecto para rehabilitar el canal y aumentar la capacidad actual de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  hasta un gasto en su obra de toma de  $120 \text{ m}^3/\text{s}$ , por lo que los diques deben también sobre elevarse protegiendo también ambas márgenes derecha e izquierda.

El aumento en la capacidad del canal implicó la sobre elevación del bordo de la margen derecha, tal y como se realizó en la margen izquierda. El muro de concreto de la margen izquierda se encuentra en la Elev. 66.40 msnm y corresponde al muro de sobreelevación de concreto del tramo inmediato anterior al Dique Mariquita, por lo que es de esperarse que el nivel del agua una vez en operación el Dique Mariquita con un gasto máximo de  $90 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $120 \text{ m}^3/\text{s}$  en la derivadora) se tendrán problemas inundaciones en las parcelas sí no se realiza esta obra de protección en el corto plazo. La cota esperada del nivel del camino en el presente proyecto es la elevación 66.40 msnm.





#### 1.1.4. Objetivos

Dentro de las acciones para rehabilitar y aumentar la capacidad de conducción del Canal Principal Humaya, se considera la construcción de una transición de salida del Dique Mariquita su tramo del km 56+660 al km 56+860 para una longitud efectiva de 200 m del Canal Principal Humaya. (Cadenamiento de Estudio).

#### 1.1.5. Reconocimiento físico

Producto de las visitas realizadas al sitio y las pruebas en simulación reportadas por el IMTA en 2013 se corrobora que el canal y el Dique Mariquita se encuentran en un deficiente estado de conservación. El porcentaje obtenido de sustitución de lozas es del 5.5% y los coeficientes de Manning reportadas en la calibración del modelo es de 0.02 a 0.025. Esto implica también que es necesario regularizar las pendientes en el interior del Dique mediante desazolves o bien eliminación de maleza acuática.

Destaca también la necesidad de mejorar la salida del Dique en su km 56+660 (cadenamiento del Estudio) ya que puede presentarse un tapón de maleza con un cuello de botella en la garganta de salida producto de la estrechez abrupta de la salida y una red atrapa basuras que no facilita el paso del agua provocando un remanso aguas arriba del dique y por lo tanto disminuyendo el gasto con el nivel disponible.



Figura 1.1.7 Tapón de lirio acuático en la salida del Dique Mariquita en el km 56+340 al km 56+420 en su margen izquierda mismo que provoca el remanso aguas arriba.

Las características de cada uno de los diques del Canal Principal Humaya fueron realizadas por la Empresa Consorcio Mexicana en el año 2008 y se presentan a continuación en el cuadro siguiente:

Tabla 1.1.2 Características de los diques del Canal Principal Humaya, de acuerdo con el proyecto realizado en el 2008 y cadenamientos del Distrito de Riego.

no.	NOMBRE DEL DIQUE	ESTACION				LONGITUD	CONDICIONES ACTUALES								
		ESTUDIO		DSTRITO			DIMENSIONES EN METROS				ELEVACIONES EN METROS				
		ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA		ANCHO CORONA			BORDO LIBRE		NIVEL DEL AGUA		CORONA	
							ENTRADA	MEDIA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA
1	DIQUE No.1	13+160	13+440	13+294	13+613	280	8.11	8.4	8.68	-0.33	0.44	75.15	74.89	74.82	75.33
2	DIQUE No.2	14+320	15+160	14+490	14+995	840	12.58	11.85	11.11	0.4	0.32	74.71	74.76	75.11	75.08
3	BATAMOTE	35+533.58	36+600	35+730	-	1066.42	9.1	9.1	9.1	0.92	1.41	69.67	69.67	70.59	71.08
4	ARROYO PRIETO	37+140	37+612.81	-	36+685	472.81	9.9	9.32	8.74	0.92	0.7	69.68	69.6	70.6	70.3
5	AGUA FRIA	42+366.16	42+480	41+323	-	113.84	7.55	8.66	9.76	0.53	0.71	68.86	68.83	69.39	69.54
6	HILDA	43+480	43+760	-	42+400	280	7.49	7.79	8.09	1.29	-0.1	68.81	68.8	70.1	68.7
7	MARIQUITA	52+234	56+486	50+873	51+737	4252	12.05	12.17	12.29	2.14	1.97	67.49	67.64	69.63	69.61
8	PALOS AMARILLOS	91+780	92+380	92+211	92+381	600	8.99	8.77	8.55	0.2	-0.4	61.34	61.31	61.54	60.91



La altura de sobre elevación es de 1.2 m sobre el nivel actual hasta la cota 66.40 msnm, es decir una altura de 39 cm sobre la elevación del terreno definida sobre la cota 66.01 msnm y la cual es definida actualmente por la altura del muro de concreto que se construyó sobre la cortina del dique.



Figura 1.1.8 Estado actual del Dique Mariquita en el km 54+200 del CPH.

Las siguientes imágenes muestran los recorridos que se realizaron para conocer la problemática del taponamiento en la salida del Dique Mariquita en orden cronológico desde el año 2004 a la fecha, en donde puede observarse como el problema comenzó en el año 2010.



Figura 1.1.9 Salida del dique Mariquita en el año 2004.

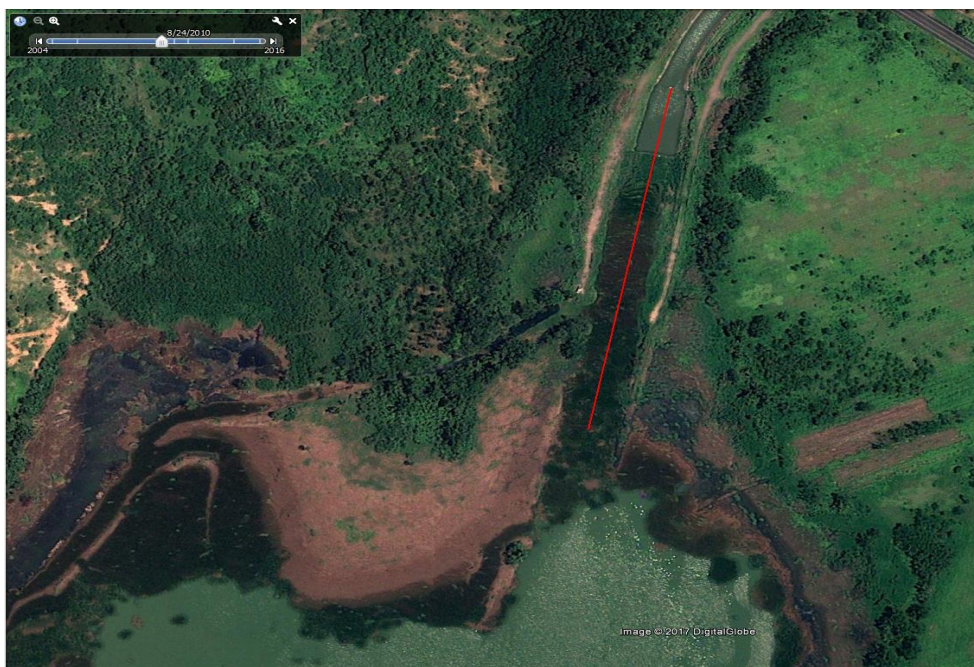


Figura 1.1.10 Salida del dique Mariquita en el año 2010.





Figura 1.1.11 Salida del dique Mariquita en el año 2011.



Figura 1.1.12 Salida del dique Mariquita en el año 2016.

En el presente año 2017, el Dique se ha propuesto por parte de los usuarios, mejorar el funcionamiento de la salida del Dique adecuando una transición de salida que permita mejorar el funcionamiento hidráulico de la entrada al canal, incluso mejorando la actual retenida de control de malezas existente para lograr que se permita pasar el gasto máximo de  $112 \text{ m}^3/\text{s}$ .

De acuerdo con datos del IMTA (Vega, 2016) medidos antes y después de la pasarela del Dique, se tiene una diferencia de niveles de agua del orden de los 10 cm, lo cual es equivalente a la pérdida de carga adicional que provoca el incremento de área de canal invadida por el lirio acuático disminuyendo el gasto a transitar del orden de 3 a  $5 \text{ m}^3/\text{s}$ .



Figura 1.1.13 Retenida actual en la transición actual del Dique Mariquita.



### 1.1.6. Levantamientos topográficos complementarios

La transición de salida del Dique Mariquita se ubica sobre el Canal Principal Humaya entre los cadenamientos km 56+660 al km 56+860 con una longitud aproximada de 200 m a lo largo del canal, tal y como se muestra en el extremo norte de la figura siguiente.

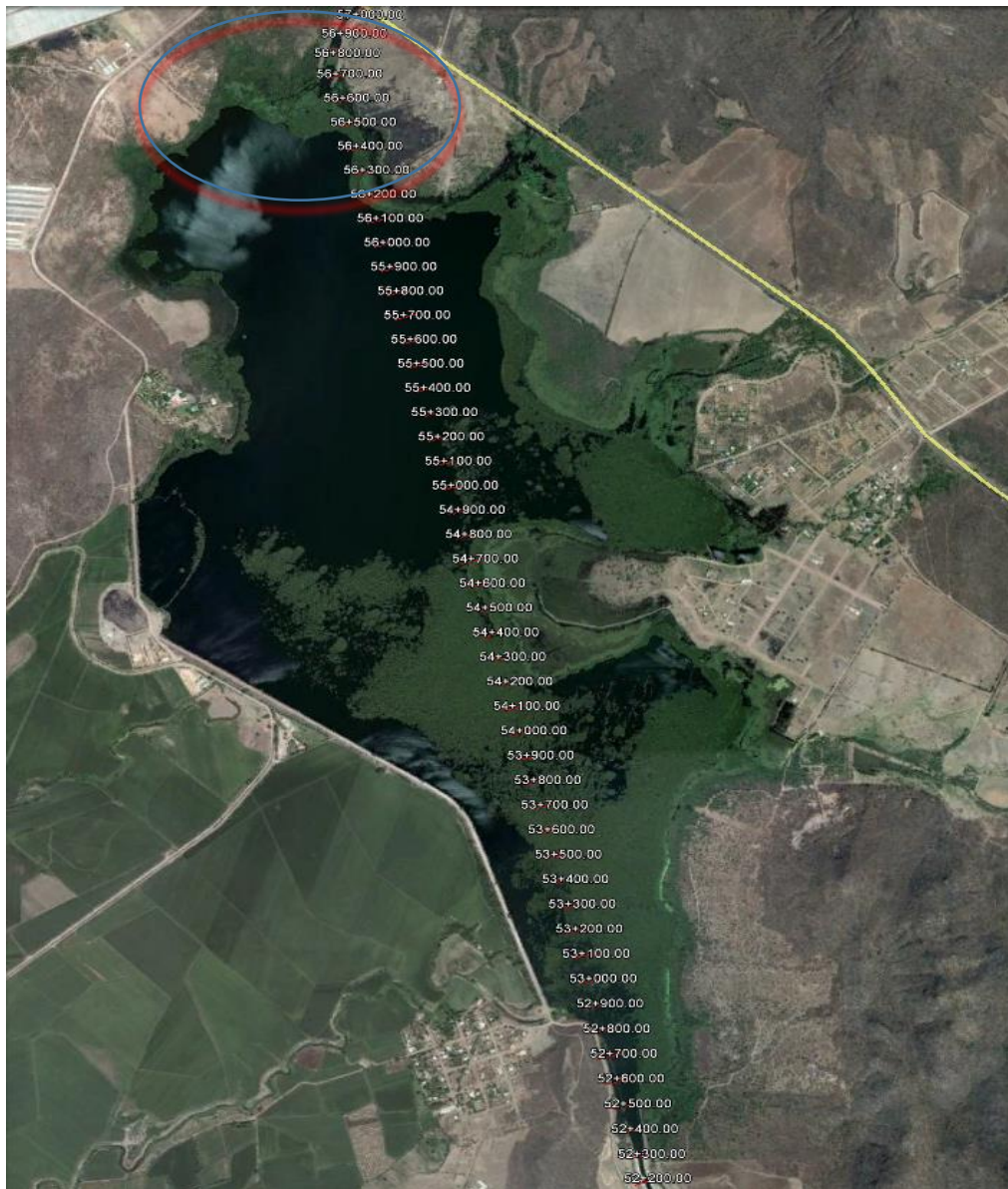


Figura 1.1.14 Ubicación de la transición de salida del Dique Mariquita.

Se levantaron secciones a cada 20 m desde el actual inicio del revestimiento sobre elevado ubicado en el cadenamiento km 56+860.



Figura 1.1.15 Cadenamiento km 56+860 del actual canal sobreelevado.

A partir de este punto de arranque se levantaron 300 m con topografía a detalle de la zona donde se alojará la transición, con 300 de ancho tal y como se muestra en la figura siguiente.



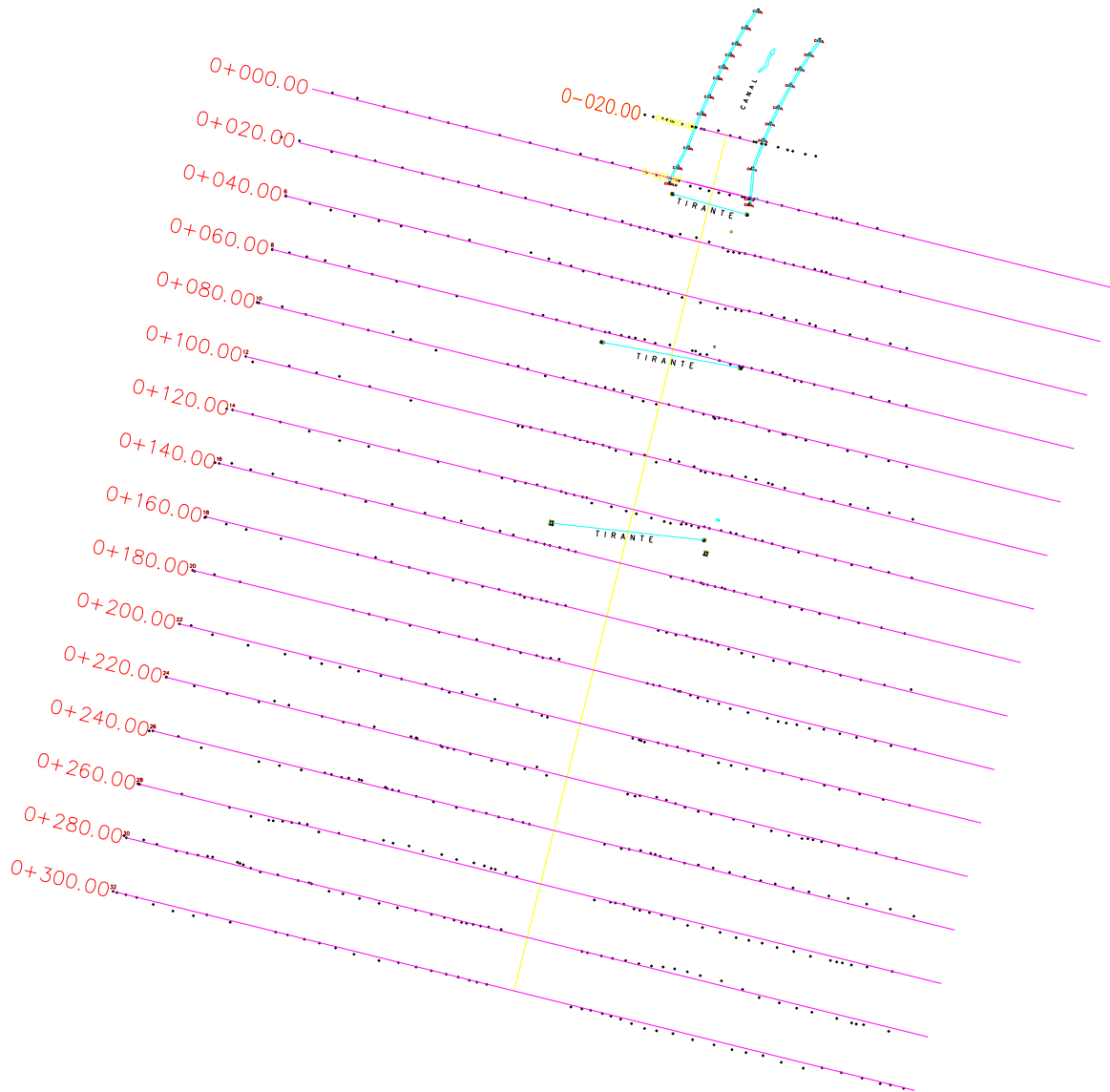


Figura 1.1.16 Levantamiento en planta de 300 m x 300 m de la salida del Dique Mariquita a cada 20 m.



La siguiente figura muestra 4 de las 15 secciones levantadas en el tramo correspondiente para el cálculo de volúmenes.

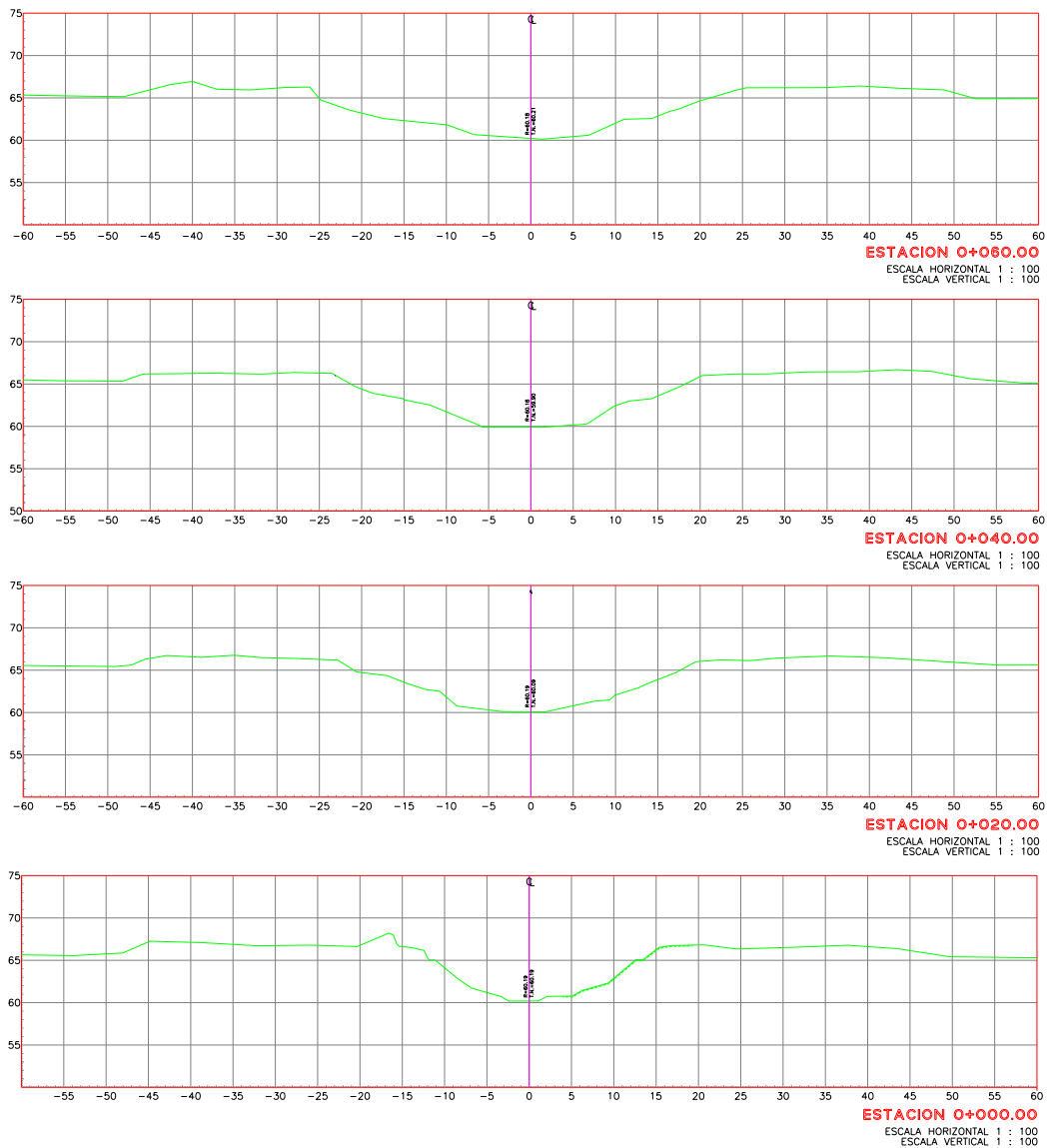


Figura 1.1.17 Levantamiento topográfico de secciones del terreno natural a lo largo de la margen derecha de la Transición de salida del Dique Mariquita.

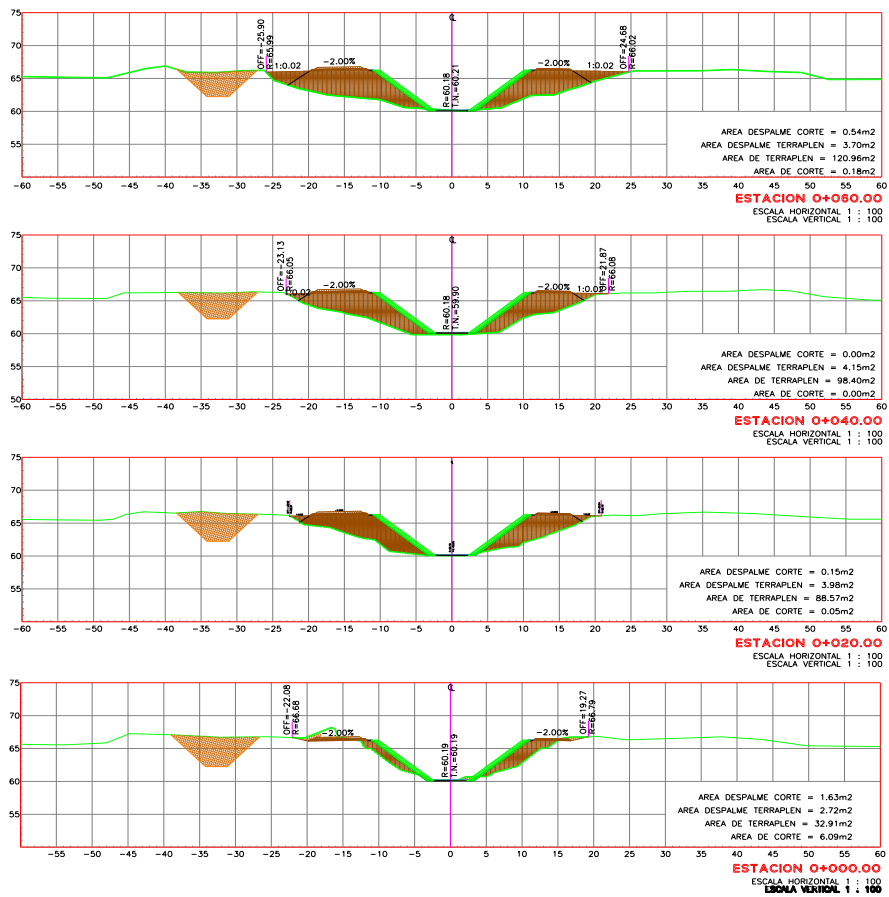


Figura 1.1.18 Levantamiento topográfico de secciones con diseño a lo largo de la margen derecha de la Transición de salida del Dique Mariquita.

### 1.1.7. Revisión del estudio hidráulico para el Canal Principal Humaya

En el proyecto realizado en 2013 se realizaron los estudios hidráulicos necesarios para determinar las necesidades de sobreelevación del Canal Principal Humaya. En dicho estudio se hace uso del programa de simulación de flujo en canales de riego “Simulation of Irrigation Canals” (SIC). Con el SIC se evaluó la nueva configuración de la sección del canal para un gasto de proyecto de 120 m<sup>3</sup>/s, determinándose la altura de revestimiento considerando la rehabilitación del canal.



## TRAMO DE ANÁLISIS HIDRÁULICO DEL KM 52+316 AL KM 56+860 FIN E INICIO DEL DIQUE MARIQUITA

En la página siguiente se muestra el análisis hidráulico de los tramos aguas arriba y aguas abajo del Dique Mariquita. En la entrada del Dique en el primer tramo se tiene un tirante de operación promedio de 5.74 m, con un bordo libre de 0.62 m, y la altura de revestimiento de sobreelevación promedio es de 1.48 m. Nótese como de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado, la cota de entrada al Dique (km 52+316) es prácticamente la misma que en la salida del Dique (km 56+860), la elevación promedio 60.00 m.s.n.m.



Tabla 1.1.3 Análisis hidráulico del tramo del Dique Mariquita.

ESTACION	BORDO IZQUIERDO	HOMBRO IZQUIERDO	PLANTILLA	HOMBRO DERECHO	BORDO DERECHO	GASTO	NIVEL OPERACIÓN	BORDO PROYECTO	Sobreelevación MI	Sobreelevación MD	Libre Bordo	Tirante	Altura Sobreelevación	altura hombro actual I	altura hombro actual D	
52+280	65.047	64.925	60.042	64.909	65.152	95	65.784	66.412	1.487	1.503	0.628	5.742	1.503	4.883	4.867	
52+300	65.449	65.023	60.135	64.931	65.205	95	65.782	66.410	1.387	1.479	0.629	5.647	1.479	4.888	4.796	
52+316	65.041	64.948	59.839	64.786	64.97	95	65.780	66.408	1.460	1.622	0.629	5.941	1.622	5.109	4.947	
DIQUE MARIQUITAS			60.005	MISMO NIVEL DE SALIDA ANTES Y DESPUES DEL DIQUE MARIQUITA												
			60.002	SEGÚN ESTA TOPOGRAFIA												
56+860.00	65.430	64.862	59.962	64.857	65.475	95	65.620	66.250	1.388	1.393	0.630	5.658	1.393	4.9	4.895	
56+880.00	65.094	64.908	59.769	64.863	65.114	95	65.618	66.248	1.340	1.385	0.630	5.849	1.385	5.139	5.094	
56+900.00	65.000	64.927	60.275	64.895	65.121	95	65.616	66.246	1.319	1.351	0.630	5.341	1.351	4.652	4.62	
56+920.00	65.310	64.873	60.114	64.937	65.226	95	65.614	66.245	1.372	1.308	0.631	5.500	1.308	4.759	4.823	
56+940.00	65.483	64.845	60.071	64.881	65.171	95	65.612	66.243	1.398	1.362	0.631	5.541	1.362	4.774	4.81	
56+960.00	65.581	64.880	59.937	64.866	65.108	95	65.610	66.241	1.361	1.375	0.631	5.673	1.375	4.943	4.929	
56+980.00	65.310	64.472	60.050	64.847	65.249	95	65.608	66.239	1.767	1.392	0.631	5.558	1.392	4.422	4.797	
57+000.00	66.460	64.788	60.100	64.827	66.484	95	65.606	66.237	1.449	1.410	0.631	5.506	1.410	4.688	4.727	
57+020.00	67.963	64.860	60.143	64.822	67.605	95	65.604	66.236	1.376	1.414	0.632	5.461	1.414	4.717	4.679	
57+040.00	65.117	64.477	60.209	64.796	65.595	95	65.602	66.234	1.757	1.438	0.632	5.393	1.438	4.268	4.587	
57+060.00	65.349	64.781	60.154	64.811	65.212	95	65.600	66.232	1.451	1.421	0.632	5.446	1.421	4.627	4.657	
57+080.00	65.324	64.870	60.547	64.409	64.575	95	65.598	66.230	1.360	1.821	0.632	5.051	1.821	4.323	3.862	
57+100.00	65.924	64.925	60.325	64.780	65.242	95	65.596	66.228	1.303	1.448	0.632	5.271	1.448	4.6	4.455	
57+120.00	65.075	64.849	60.158	64.791	65.375	95	65.594	66.227	1.378	1.436	0.633	5.436	1.436	4.691	4.633	
57+140.00	66.477	64.862	60.116	64.821	65.270	95	65.592	66.225	1.363	1.404	0.633	5.476	1.404	4.746	4.705	
57+160.00	65.175	64.912	60.291	64.826	65.274	95	65.590	66.223	1.311	1.397	0.633	5.299	1.397	4.621	4.535	
57+180.00	64.947	64.869	60.117	64.847	65.371	95	65.588	66.221	1.352	1.374	0.633	5.471	1.374	4.752	4.73	
57+200.00	65.046	64.821	60.059	64.836	65.309	95	65.586	66.219	1.398	1.383	0.633	5.527	1.383	4.762	4.777	
57+220.00	64.838	64.840	60.066	64.817	65.297	95	65.584	66.218	1.378	1.401	0.634	5.518	1.401	4.774	4.751	
57+240.00	64.900	64.775	60.066	64.797	65.130	95	65.582	66.216	1.441	1.419	0.634	5.516	1.419	4.709	4.731	
57+260.00	64.857	64.821	60.091	64.829	65.122	95	65.580	66.214	1.393	1.385	0.634	5.489	1.385	4.73	4.738	
57+280.00	64.761	64.799	60.043	64.890	64.934	95	65.578	66.212	1.413	1.322	0.634	5.535	1.322	4.756	4.847	
57+300.00	64.773	64.732	60.023	64.821	65.015	95	65.576	66.210	1.478	1.389	0.634	5.553	1.389	4.709	4.798	

El promedio de la sobreelevación calculada como la diferencia de hombro de proyecto y hombro de canal actual es de 1.45 en el hombro izquierdo del dique en la entrada y en la salida del mismo dato es de 1.45 m. Por lo que se propuso una sobreelevación constante de 1.5 m a lo largo de todo el tramo.

A continuación se tiene la sección tipo del canal sobreelevado.

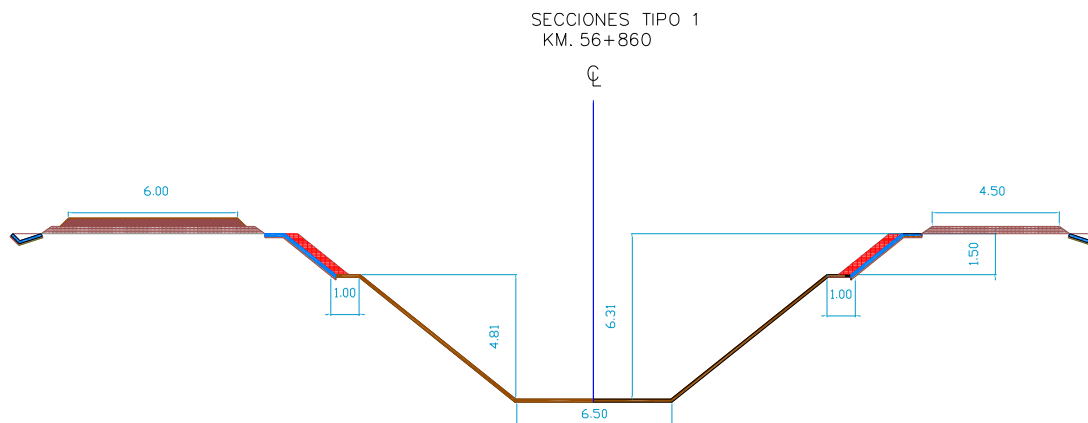


Figura 1.1.19 Sección tipo del tramo de estudio.

Con esta sobreelevación la altura máxima del Dique es la Elev. 66.40 m (km 52+316) en la entrada del Dique y la Elev. 66.20 m en la salida (km 56+860). El tirante de operación promedio es de 5.75 m en la entrada y 5.61 en la salida, por lo que el bordo libre esperado es de 0.62 m.

La sobreelevación propuesta que se construyó fue de 1.5 m la entrada y salida del dique (Canal Principal Humaya). En esta sección del canal de entrada y salida el canal presenta un ancho de plantilla de 6 m con taludes de 1.25:1, mismo que se considera en la sobreelevación para un gasto de diseño de  $95 \text{ m}^3/\text{s}$ .

La dimensión del bordo libre y sobre bordo se obtiene de las recomendaciones del manual de zonas de riego de la extinta Secretaria de Recursos Hidráulicos plasmado en el siguiente nomograma.



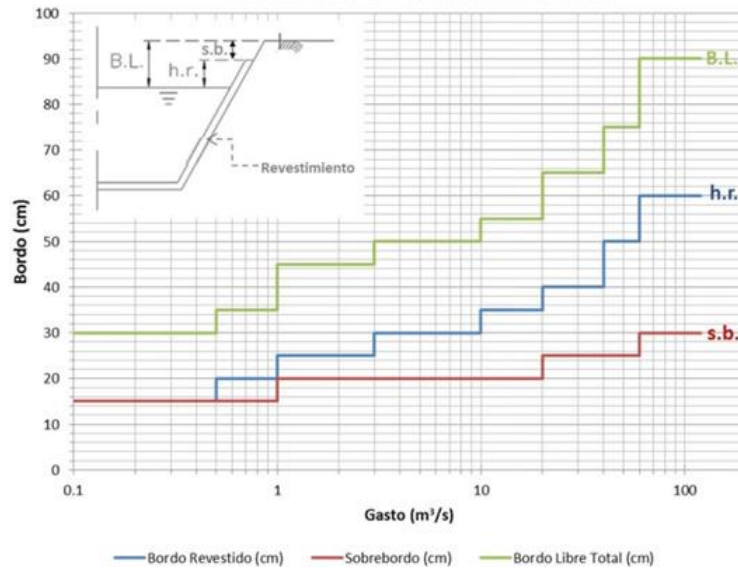


Figura 1.1.20 Bordo libre en canales revestidos.

La propuesta de transición realizada está dividida en tres diferentes tramos:

### Tramo inicial de la transición

40 m de longitud de un canal de 18 m de plantilla, con pendiente 0.0002, talud 1.5 a 1 y revestido en concreto con un coeficiente de rugosidad de 0.016. En flujo uniforme con un tirante de operación de 5.61 m el gasto que puede transitar es del orden de 324.108 m<sup>3</sup>/s, (sin incluir el remanso) en un tramo en donde el gasto de diseño es de 95 m<sup>3</sup>/s de acuerdo con la curva de áreas capacidades del canal.

La siguiente tabla muestra el análisis hidráulico realizado, donde se muestra que se tendría para esta condición una velocidad promedio en el canal de 2.18 m/s.



Tabla 1.1.4 Análisis hidráulico del tramo inicial de la transición.

<b>1 CALCULO DEL TIRANTE NORMAL EN CANAL</b>			
	CANAL SECCION	Trapezoidal	
	PLANTILLA		18.000 m
	TALUD		1.500
	GASTO		324.108 m <sup>3</sup> /s
	RUGOSIDAD		0.016 adim
	PENDIENTE		0.000200 m/m
	ACEL. GRAVEDAD		9.810 m/s <sup>2</sup>
	<b>CALCULOS</b>		
	So <sup>1/2</sup>		0.014
	1/n		62.500
	Q <sup>*n</sup> /So <sup>1/2</sup>		366.686
Proponer	Y		5.610 m
	Area		148.188 m <sup>2</sup>
	Perimetro		38.227 m
	Rh		3.877 m
	Rh <sup>2/3</sup>		2.468 m
	Area*Rh <sup>2/3</sup>		365.686 m <sup>2</sup>
	<b>SOLVER</b>		<b>5.610 m</b>
	Velocida media canal		2.187138445 m/s
	Número Froude		0.354667139

### Tramo intermedio de la transición

40 m de longitud de un canal inicial de 18 m de plantilla y termina en 6 m de plantilla, con pendiente 0.0002, talud inicial de 1.5 a 1 y termina en 1.25 a 1, revestido en concreto con un coeficiente de rugosidad de 0.016.

### Tramo final de la transición

120 m de longitud de un canal de 6 m de plantilla, con pendiente 0.0002, talud 1.25 a 1 y revestido en concreto con un coeficiente de rugosidad de 0.016. En flujo uniforme con el gasto de diseño de 95 m<sup>3</sup>/s, el tirante normal es de 4.712 m, el cual comparado con el de construcción de 5.61 m se tiene una diferencia de 0.89 m con una velocidad de 1.69 m/s. El gasto máximo a conducir con el mismo tirante de operación del canal de 5.61 m



es de  $135.55 \text{ m}^3/\text{s}$ , considerando flujo uniforme sin remanso. (muy diferente a los  $324 \text{ m}^3/\text{s}$  del tramo inicial de la transición).

Bajo el mismo criterio anterior de flujo uniforme, sólo que ahora considerando el gasto de diseño de  $95 \text{ m}^3/\text{s}$ , se tiene un tirante de operación de 4.712.

Tabla 1.1.5 Análisis hidráulico del tramo final de la transición.

1 CALCULO DEL TIRANTE NORMAL EN CANAL		
CANAL SECCION	Trapezoidal	
PLANTILLA		6.000 m
TALUD		1.250
GASTO		95.000 m <sup>3</sup> /s
RUGOSIDAD		0.016 adim
PENDIENTE		0.000200 m/m
ACEL. GRAVEDAD		9.810 m/s <sup>2</sup>
CALCULOS		
So <sup>1/2</sup>		0.014
1/n		62.500
Q <sup>n</sup> /So <sup>1/2</sup>		107.480
Proponer	Y	4.712 m
	Area	56.026 m <sup>2</sup>
	Perimetro	21.086 m
	Rh	2.657 m
	Rh <sup>2/3</sup>	1.918 m
	Area*Rh <sup>2/3</sup>	107.478 m <sup>2</sup>
	<b>SOLVER</b>	<b>4.712 m</b>
	Velocida media canal	1.695650994 m/s
	Número Froude	0.332126121

La siguiente figura muestra una perspectiva de la transición así como su planta dentro del tramo levantado.

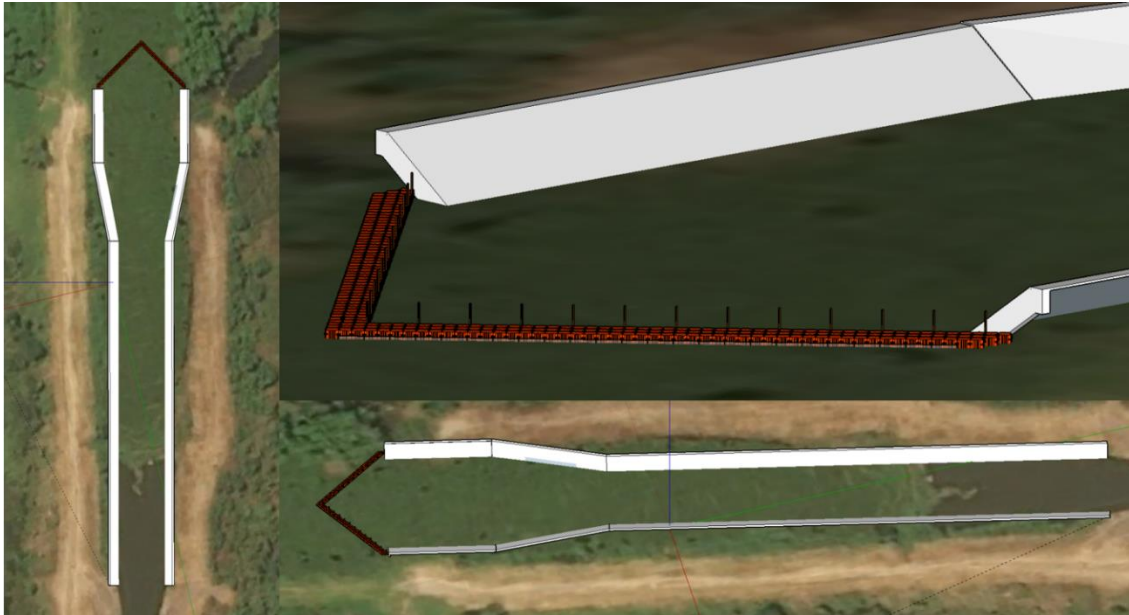


Figura 1.1.21 Propuesta de transición de salida revestida en concreto con una longitud de 200 m.



## 1.1.8. Procedimiento constructivo

### 1.1.8.1. *Desmonte, y despalme del terreno*

Se inicia con el desmonte y limpia del área de trabajo; simultáneamente se ejecuta el trazo con equipo topográfico de alta precisión, tomando como referencia los bancos de nivel existentes, los cuales serán proporcionados por el ingeniero supervisor de la obra o la dependencia encargada de la ejecución, una vez definido el trazo conforme el proyecto.

En caso necesario se efectuará una limpia dentro de la zona de proyecto que consistirá en arrancar desde su raíz toda la vegetación existente de arbustos y hierbas y en el caso de árboles su desrame, troceado de troncos y desenraice.

El producto de esta operación se retirará hasta el lugar que indique el Ing. Residente y colocarlo a una distancia máxima de cuarenta (40) metros de las líneas que marquen el límite del área del proyecto. Cuando el material producto de esta operación lo permita se incinerará.

Se deberán remover las capas superficiales del terreno natural que por sus características no sean adecuadas para la cimentación o desplante del terraplén que alojará la cubeta del canal o que no sea adecuado para utilizarse en la construcción de las partes de la obra.

El material producto del despalme se retirará hasta colocarlo en los sitios y con la disposición que señale el límite del área del proyecto y/o las instrucciones del Ing. Residente y colocarlo siempre según sea el caso, dentro de la franja señalada como zona federal, sin causar daños a terceros. Se considerará un acarreo libre de cuarenta (40) m. medidos a partir del centro de gravedad de las áreas despalmadas.

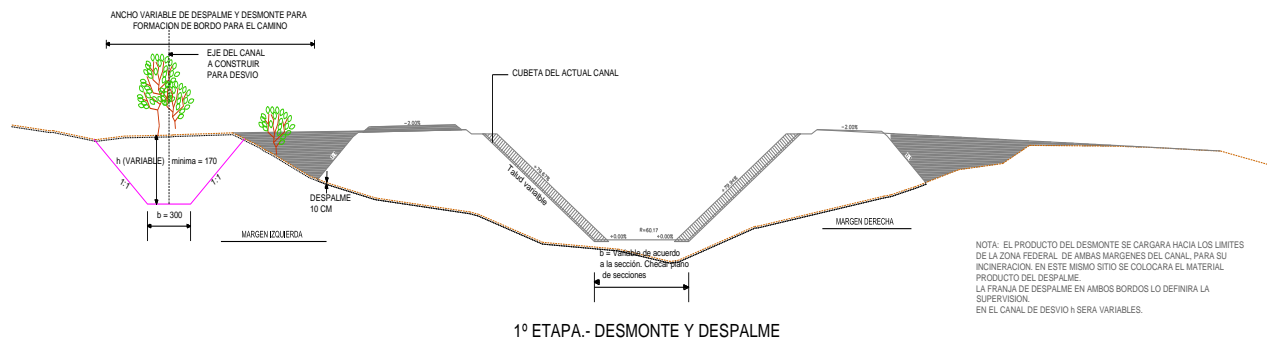


Figura 1.1.22 Desmonte y despalme del área de trabajo.

### 1.1.8.2. Excavación del canal para la obra de desvío

Para la obra de desvío se determinó un canal de  $10.00 \text{ m}^3/\text{s}$ , diseñado para conducir el gasto doméstico de  $6.5 \text{ m}^3/\text{s}$  más un excedente por seguridad de  $3.5 \text{ m}^3/\text{s}$ , para determinar la ubicación de la obra de desvío se inspeccionó la zona, encontrando el lugar óptimo sobre la margen derecha, por las limitaciones de espacio la sección del canal de desvío será de  $5.00 \text{ m}$  de ancho de plantilla sobre la cota 61, talud  $k=1$  y altura total (incluyendo bordo libre)  $h=2.52 \text{ m}$  en la parte inicial (km 0+200) misma que se irá profundizando al acercarse a la salida del dique (km 0-020) tomando el valor máximo de  $5.47 \text{ m}$ , la pendiente de dicho canal debe ser suave,  $s=0.001$ , excavado en terreno natural con coeficiente de fricción de Manning,  $n=0.022$ , depositando el excedente en ambas márgenes del canal de desvío sobre una longitud de  $220 \text{ m}$ , hasta conectar con el canal principal Humaya, con estos datos resulta un tirante normal  $y=1.21 \text{ m}$  y una velocidad media de  $1.33 \text{ m/s}$ .



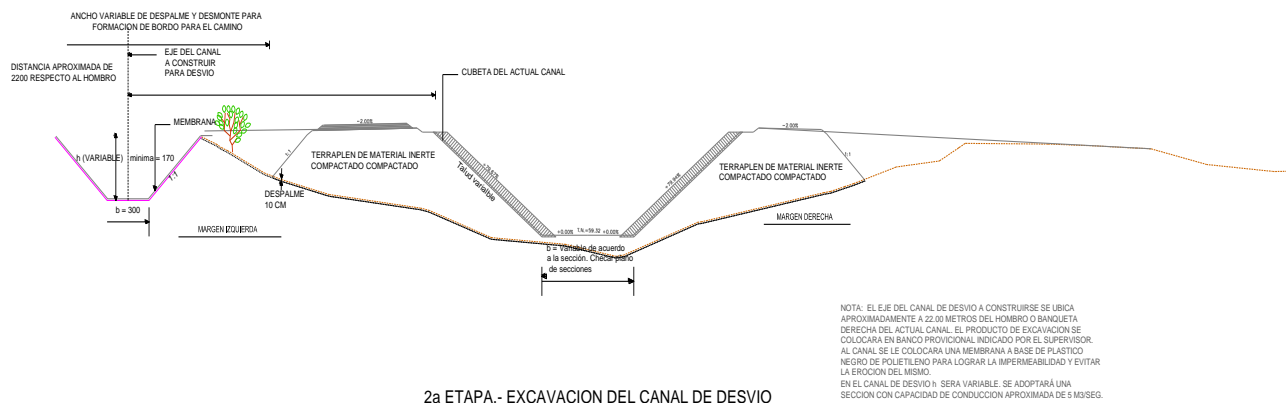
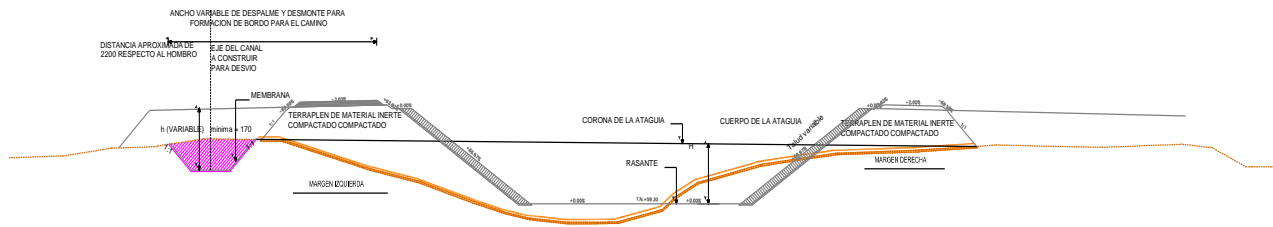


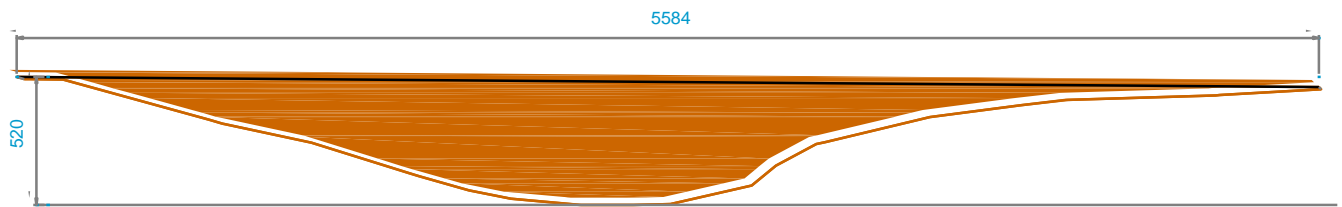
Figura 1.1.23 Despalme o eliminación de material indeseable.

### 1.1.8.3. Formación de ataguía

Se llevará a cabo la formación de dos ataguías de material impermeable (arcilla) de acuerdo a las dimensiones de proyecto que permitan desviar el flujo, así como que sirvan de puente entre ambas márgenes para las maniobras necesarias de la maquinaria a emplear, simultáneamente se prepararán los cárcamos de bombeo de achique para trabajar en seco.



3a ETAPA.- CONSTRUCCION DE ATAGUIAS



DETALLE EN ATAGUÍA

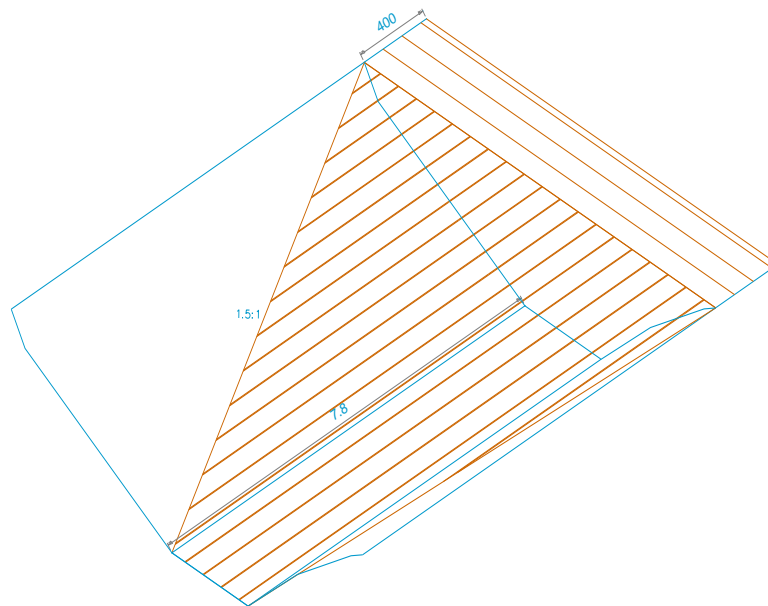
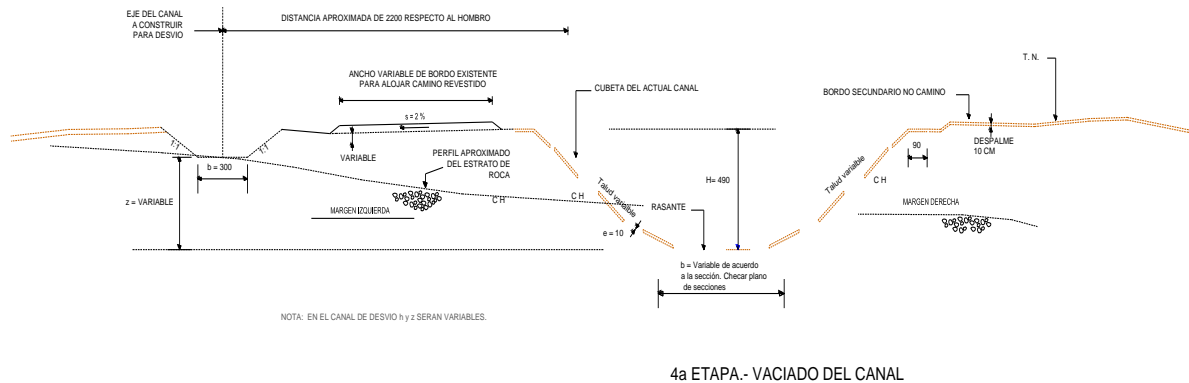


Figura 1.1.24 Formación de ataguías.

#### 1.1.8.4. Vaciado del canal

En esta etapa se procederá a drenar todo el dique por la obra de desvío y de esta forma trabajar en seco



4a ETAPA.- VACIADO DEL CANAL

Figura 1.1.25 Vaciado del canal.

#### 1.1.8.5. Remoción de bordos y excavación para sustitución de material indeseable

Cuando el terraplén esté construido hasta la línea de proyecto que estará definida por la elevación del tirante de agua más el bordo libre en la sección analizada, el contratista hará las excavaciones del sobrebordo que se requieran para formar la transición del canal apoyándose en los planos de proyecto y a las órdenes del Ing. Residente.

Se ejecutará el afine a líneas de proyecto de la sección excavada con una tolerancia de 1 (uno) centímetro en más o en menos.

Cuando existan sobreexcavaciones y oquedades fuera de las líneas de proyecto, el contratista deberá realizar los rellenos utilizando los materiales, equipo y mano de obra que se requieran para dejar la sección del canal a líneas de proyecto y preparada para la colocación del revestimiento del canal a base de concreto hidráulico.

El material producto de la excavación deberá utilizarse en la formación del terraplén restante del canal, y/o para depositarlo en un banco de desperdicio

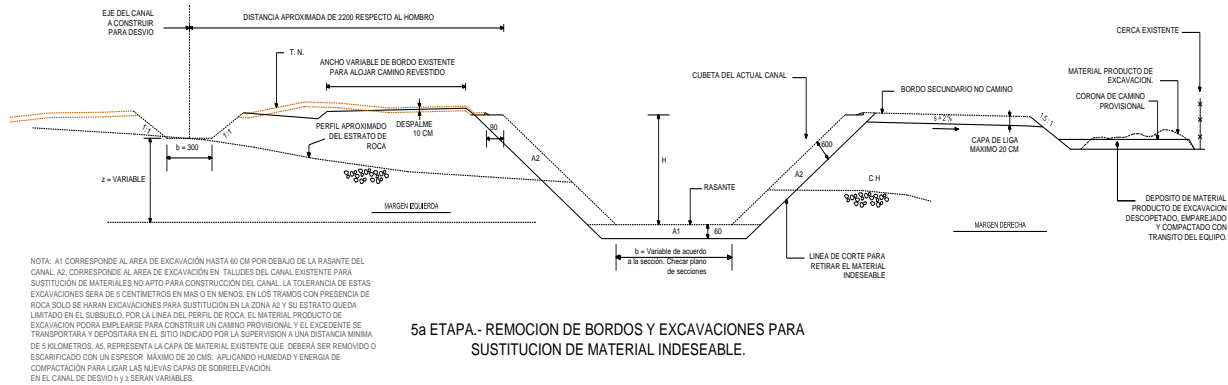


Figura 1.1.26 Remoción de bordos y excavaciones para sustitución de material.

#### 1.1.8.6. Colocación de material inerte para sustitución incluye colocación de filtros

En el fondo de la plantilla del canal existente, después de haber realizado el achique del agua sobrante y removido el material producto del azolve, se realizará un relleno con material de banco de acuerdo a las especificaciones de proyecto para formar la base del terreno de desplante donde se alojará la estructura de concreto.

Los suelos limo-arcillosos serán compactados al  $90\pm 2\%$  de la prueba Proctor S.R.H. y/o  $100\%$  de la prueba de Compacidad relativa.

Antes de iniciar la colocación del terraplén, en el fondo de la plantilla del canal existente, después de haber realizado el achique del agua sobrante y de haber removido el material producto de azolve, se realizará el relleno necesario con un espesor de 60 cm. de arena-grava y boleos para formar un filtro de grava y rezaga con el objeto de mejorar la base del desplante del terraplén.

Antes de colocar la primera capa del terraplén se deberá compactar el terreno natural de la base del canal y los taludes, se deberá escarificar y agregar la humedad necesaria para obtener la comparación especificada.

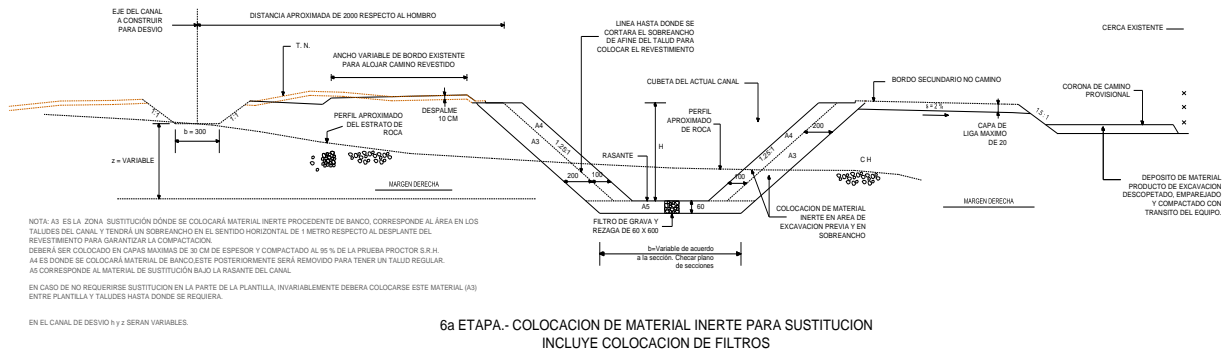


Figura 1.1.27 Colocación de material inerte para sustitución incluye colocación de filtros.

### 1.1.8.7. Formación de bordos para sobreelevación y afine de taludes

En ambas márgenes se conformará el terraplén de la transición que deberá de colocarse en capas subsecuentes el tendido del material con un espesor uniforme que señale el Ing. Residente (0.20 m. máximo), de acuerdo con el equipo de construcción que emplee el contratista. La primera capa será de un espesor igual a la mitad de las subsecuentes y se verificará que estas cumplan con el grado de compactación fijado en el proyecto.

Se escarificará cada capa para ligarla con la siguiente cuando esto sea necesario.

Se llevará a cabo la homogenización del material del banco de préstamo, incrementando al agua necesaria para obtener la humedad óptima requerida para lograr el grado de comparación especificado.



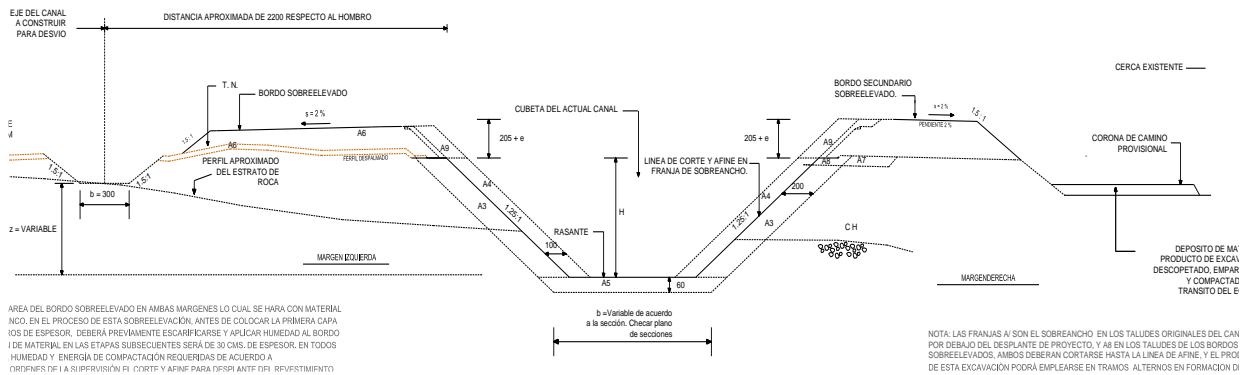


Figura 1.1.28 Formación de bordos para sobreelevación y afine de taludes.

### 1.1.8.8. Colocación de concreto hidráulico en cubeta del canal incluye colocación de sello en juntas

El concreto hidráulico será de 140 Kg/cm<sup>2</sup>.

Se revestirá por secciones empezando por la platilla en forma alterna de losas de 3 x 4 m dejando juntas de contracción para después prolongarse hacia los taludes 30 cm para posteriormente continuar con el revestimiento de los mismos también en tableros de 3 x 4 m en una longitud de desarrollo de 120 m con una sección constante indicada en plano.

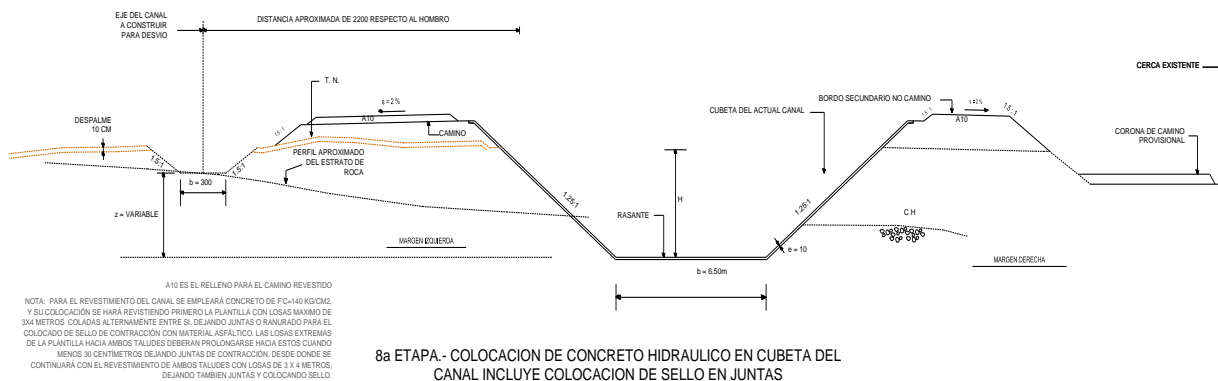


Figura 1.1.29 Colocación de concreto hidráulico en cubeta del canal, incluye colocación de sello en juntas.



#### 1.1.8.9. Construcción de estructura de transición a base de concreto armado

El concreto hidráulico será de 210 Kg/cm<sup>2</sup>. En una longitud de 80 m abarcando la transición y con los dentellones de sujeción.

Se suministrarán y se colocarán las formas y moldes para los colados.

Tanto las superficies de la plantilla y taludes donde se colocará el concreto deberán estar ya afinadas con las tolerancias señaladas en la etapa anterior y deberán humedecerse con agua previamente. El espesor del concreto será de 10 (diez) centímetros.

La colocación del concreto para el revestimiento del canal deberá realizarse de abajo hacia arriba y alternando las losas.

Las juntas de dilatación transversales al eje del canal serán colocadas con una distancia de entre 2.00 (dos) metros a 3.50 (Tres cincuenta) m., según el tipo de sección del canal de que se trate.

Se formarán en el revestimiento del concreto, juntas de expansión o dilatación transversales.

El rayado de las juntas en el concreto fresco, se hará por medio de dispositivos metálicos, debiendo ser la profundidad igual a 1/3 (2.33 centímetros) del espesor de la losa de concreto.

El concreto se armará con acero de refuerzo del no.3 armado en ambos sentidos @25 cm de separación.

Deberán restablecerse los sellos de concreto asfáltico en las juntas formadas entre losas de concreto.

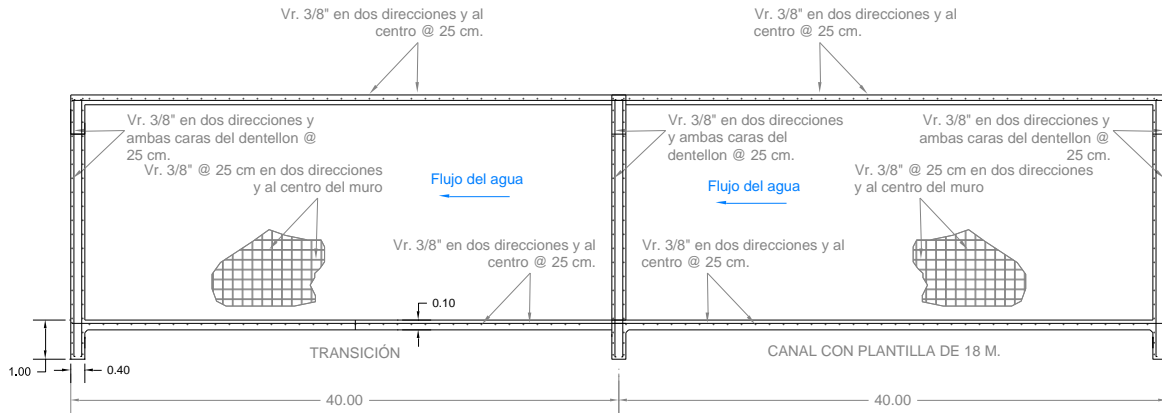
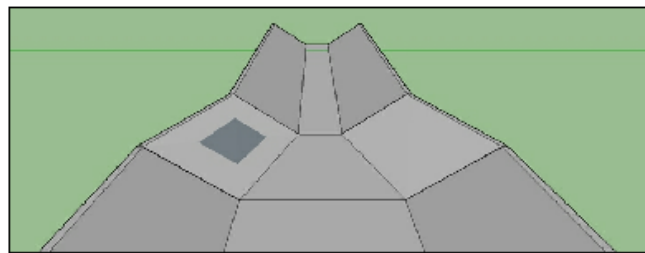


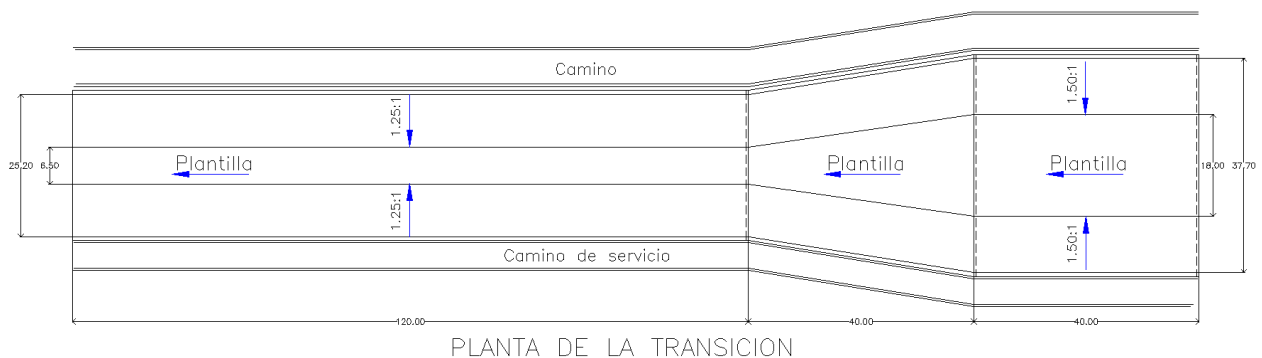
Figura 1.1.30 Construcción de estructura de transición a base de concreto armado.

Se armará y colará la transición, tal como se indica en planos del proyecto.



VISTA FRONTAL DE LA ESTRUCTURA

Figura 1.1.31 Vista frontal de la estructura de transición.



PLANTA DE LA TRANSICION

Figura 1.1.32 Vista en planta de la estructura de transición.

### 1.1.8.10. Revestimiento del camino de operación

Se ejecutarán las operaciones necesarias para la colocación de material de banco y las operaciones de homogenización y mezclado suministrando el agua necesaria, se evitará su alteración o segregación.

La compactación será uniforme en todo el espesor del revestimiento que será de 15 cm. de tal forma que calas de quince centímetros (15) de espesor tomadas en cualquier tramo resulten con el grado de compactación indicada.

El material empleado en la construcción del revestimiento cumplirá con las características granulométricas y requisitos de calidad que se indican en las especificaciones técnicas de construcción.

Se normalizará entonces el servicio del gasto doméstico por el Canal Principal Humaya, mediante el retiro de las ataguías.

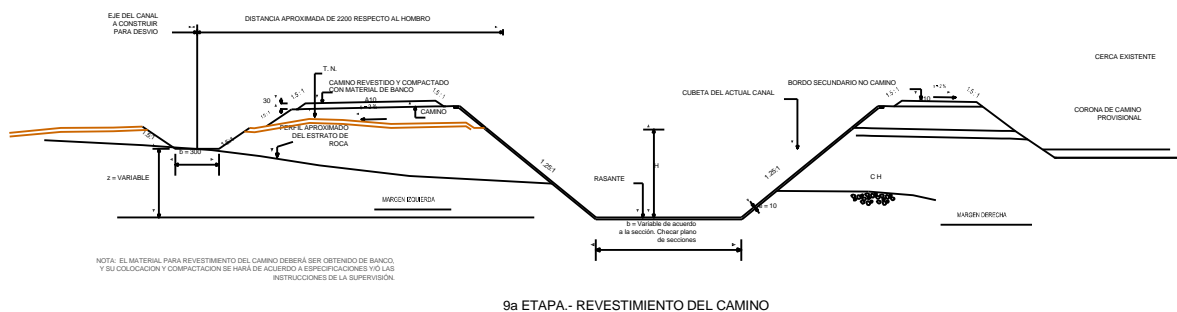


Figura 1.1.33 Revestimiento del camino de operación.

### 1.1.8.11. Construcción de barrera de protección contra lirio acuático de 1.5 m de ancho y red submarina

Barrera de retención para acumular y retirar todas las basuras. Requiere trabajo permanente de retirar la basura acumulada.

La barrera será de 1.5 m de ancho y la malla de polietileno de alta densidad a base de módulos que se colocarán una vez que se encuentre el canal principal Humaya en su operación normal (máximo caudal) puesto que los módulos de la barrera flotante así lo requieren para su colocación.

Finalmente la plataforma servirá de pasarela para mantenimiento y limpieza de maleza acuática

Para la colocación de la retenida se siguen los siguientes pasos:

#### PASO 1:

Descargar los módulos y partes del camión en un lugar plano.



Figura 1.1.34 Descarga de los módulos y partes, en un lugar plano.



PASO 2:

Estibar los módulos y elementos a la intemperie.

PASO 3:

Preensamblar partes del muelle en conjuntos de módulos que puedan ser manejados y movidos fácilmente.

PASO 4:

Organizar estos módulos preensamblados, máximo en 3 niveles.



Figura 1.1.35 Organizar los módulos preensamblados.

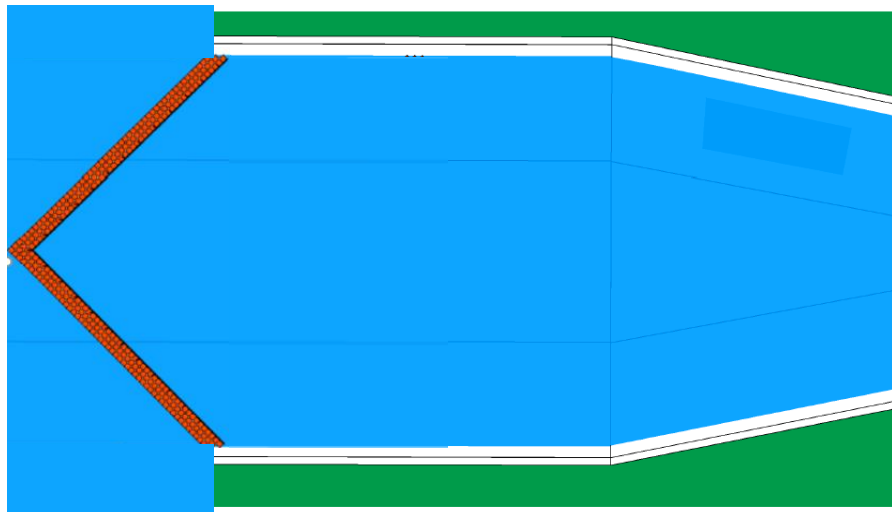
PASO 5:

Mover los módulos preensamblados hasta el borde del agua donde se ensambla la plataforma por completo.

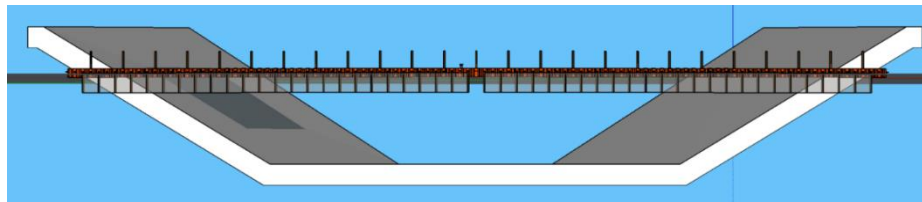


Figura 1.1.36 Ensamblaje de los módulos.

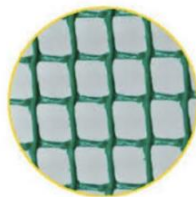
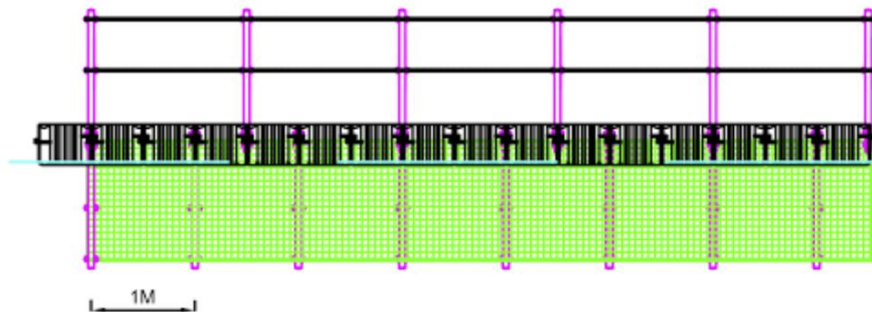
El proceso de ensamblaje se encuentra especificado en el plano de detalles constructivos proporcionado en la carpeta 5.3 “Detalles constructivos”



Planta de la barrera



Sección transversal



**Características Técnicas malla**

**Material:**  
POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD 56035ASTM D-1238 / ASTM D-1505  
POLIETILENO HEXENO PPQ-077 ASTM D-1238 / ASTM D-792

Figura 1.1.37 Construcción de barrera de protección contra lirio acuático.

**1.1.9. Catálogo de conceptos y presupuesto base**

La siguiente tabla muestra el catálogo de conceptos de obra de la transición, con un costo estimado de \$ 8,553,303.53 (SON OCHO MILLONES QUINIENTOS CINCUENTA Y TRES MIL TRESCIENTOS TRES PESOS 53/100 M.N.).



Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Quinta etapa)

Tabla 1.1.6 Catálogo de conceptos y presupuesto de obra de la transición.

CONAGUA COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA		CONCURSO No.					
Subdirección General de Infraestructura Hidroagrícola Organismo de Cuenca Pacifico Norte		RMDR: REHABILITACIÓN Y MODERNIZACIÓN DEL CANAL PRINCIPAL HUMAYA DEL KM 56+ 600 AL KM 56+860 MEDIANTE UNA TRANSICIÓN DE SALIDA DEL DIQUE MARIQUITA DISTRITO DE RIEGO 010 CULIACAN-HUMAYA, MUNICIPIO DE MOCORITO, ESTADO DE SINALOA.					
CATALOGO DE CONCEPTOS, CANTIDADES DE TRABAJO Y PRESUPUESTO DEL PAQUETE DE CONCURSO							
CLASIFICACION	CONCEPTO ENUNCIADO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO CON LETRA (\$)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)	
<b>2 CANAL PRINCIPAL</b>							
2.1.1.1.a.	Desmonte, desentrañe, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción, en cualquier tipo y cantidad de vegetación, en el área de desplante de bordos o terraplenes y zonas destinadas a préstamo de banco.	ha.	1.08	(SON OCHO MIL TRESCIENTOS VEINTISIETE PESOS 65/100 M.N.)	8,327.65	8,963.05	
2.1.1.2.a.	Despalle de material no apto para cimentación y/o desplante de terraplenes y zonas destinadas a préstamo de banco.	m <sup>3</sup>	1,962.87	(SON NUEVE PESOS 07/100 M.N.)	9.07	17,803.23	
<b>2.1.2.- EXCAVACIONES</b>							
2.1.2.1.a.	Excavación en material común, para formar la cubeta del canal, desvío y afine de taludes, incluye el acarreo en el primer kilómetro a depósito temporal y/o sitio de utilización.	m <sup>3</sup>	8,030.90	(SON CUARENTA Y CUATRO PESOS 00/100 M.N.)	44.00	353,359.60	
2.1.2.4.a.	Excavaciones en material común, en préstamo de banco, para la formación de bordos o terraplenes y rellenos compactados, no incluye acarreo.	m <sup>3</sup>	26,467.82	(SON DIECINUEVE PESOS 74/100 M.N.)	19.74	522,474.77	
2.1.2.4.b.	Excavaciones en material común en préstamo de banco, en conglomerado y/o de rocas alteradas, para la formación de revestimiento de caminos, no incluye acarreo.	m <sup>3</sup>	387.00	(SON VEINTINUEVE PESOS 38/100 M.N.)	29.38	11,370.06	
2.1.2.6.a.	Excavaciones en material común en préstamo de banco, para la obtención de agregados para la elaboración de concretos, no incluye acarreo.	m <sup>3</sup>	866.23	(SON CIENTO CINCUENTA Y SIETE PESOS 00/100 M.N.)	157.00	135,997.47	
2.1.2.6.b.	Desazolve del cauce en cualquier material excepto roca fija, con acarreo libre hasta 20 metros.	m <sup>3</sup>	1,320.00	(SON TREINTA Y CINCO PESOS 26/100 M.N.)	35.26	46,543.20	
<b>2.1.3.- CONSTRUCCION DE BORDOS Y TERRAPLENES</b>							
2.1.3.1.a.	Terraplén compactado al 95 + - 2% de la prueba proctor (SRH) para bordos y caminos, formados con material obtenido de préstamo y/o excavaciones previas, no incluye acarreo.	m <sup>3</sup>	26,785.22	(SON TREINTA Y NUEVE PESOS 35/100 M.N.)	39.35	1,053,998.41	
2.1.3.1.b.	Revestimiento de caminos, formados con material obtenido de banco, no incluye acarreo.	m <sup>3</sup>	387.00	(SON VEINTINUEVE PESOS 45/100 M.N.)	29.45	11,397.15	
<b>2.1.3.3. REGALÍAS, DERECHOS O CONCESIONES</b>							
2.1.3.3.a1.	Costo por regalías, derechos o concesiones por explotación de préstamo de banco, para la formación de bordos o terraplenes, rellenos compactados y revestimientos de caminos.	m <sup>3</sup>	26,854.82	(SON DIECIOCHO PESOS 01/100 M.N.)	18.01	483,655.31	
2.1.3.3.a2.	Costo por regalías, derechos o concesiones por explotación de préstamo de banco, para la obtención de agregados para la elaboración de concretos	m <sup>3</sup>	866.23	(SON DIECIOCHO PESOS 01/100 M.N.)	18.01	15,600.73	
<b>2.1.3.4. ACARREOS DE TERRACERÍAS Y AGREGADOS PARA LA FABRICACIÓN DE CONCRETOS.</b>							
2.1.3.4.a1.	Acarreo de los materiales producto de las excavaciones de los conceptos: 2.1.2.4.a. y 2.1.2.4.b., en el primer kilómetro, incluye el costo del abundamiento del material.	m <sup>3</sup>	26,854.82	(SON DIECISIETE PESOS 55/100 M.N.)	17.55	471,302.09	
2.1.3.4.a2.	Acarreo de los materiales producto de las excavaciones de los conceptos: 2.1.2.4.a. y 2.1.2.4.b., en los kilómetros subsiguientes al primero, incluye el costo del abundamiento del material.	m <sup>3</sup> -km	125,412.01	(SON OCHO PESOS 78/100 M.N.)	8.78	1,101,117.44	
2.1.3.4.b1.	Acarreo de los agregados producto de las excavaciones del concepto: 2.1.2.6.a., para la fabricación de concretos, en el primer kilómetro, incluye el costo del abundamiento del material.	m <sup>3</sup>	866.23	(SON DIECISIETE PESOS 55/100 M.N.)	17.55	15,202.26	
2.1.3.4.b2.	Acarreo de los agregados producto de las excavaciones del concepto: 2.1.2.6.a., para la fabricación de concretos, en los kilómetros subsiguientes al primero, incluye el costo del material abundado.	m <sup>3</sup> -km	29,711.55	(SON OCHO PESOS 78/100 M.N.)	8.78	260,867.39	
<b>2.2. REVESTIMIENTOS DE CONCRETO</b>							
2.2.1.1.a.	Fabricación y colocación de concreto para Revestimiento del canal de f'c = 150 kg/cm <sup>2</sup> , incluye el suministro de cemento, aditivo retardante (en su caso), no incluye el suministro y colocación de cerchas (cimbra) de canal de lámina doblada (PTR) DE 4".	m <sup>3</sup>	329.49	(SON UN MIL SETECIENTOS CUARENTA PESOS 73/100 M.N.)	1,740.73	573,553.13	
2.2.1.1.b.	Suministro y colocación de cerchas de PTR 4"(cerchado), acabado y colocación de membrana de curado para el revestimiento del canal.	m <sup>3</sup>	632.63	(SON CIENTO SESENTA Y CINCO PESOS 41/100 M.N.)	165.41	104,643.99	
2.2.3.5	Estabilización de taludes y rellenos con suelo cemento, con suministro de cemento	m <sup>3</sup>	67.67	(SON OCHOCIENTOS SIETE PESOS 29/100 M.N.)	807.29	54,629.31	
<b>2.3. ESTRUCTURAS Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES.</b>							
2.3.1.2.	Excavaciones en cualquier material para alojar las estructuras. (dentellones)	m <sup>3</sup>	132.31	(SON TREINTA Y CINCO PESOS 51/100 M.N.)	35.51	4,698.33	
2.3.1.5.a.	Relleno compactado de material inerte, proveniente de excavaciones previas.	m <sup>3</sup>	88.20	(SON TREINTA Y SIETE PESOS 82/100 M.N.)	37.82	3,335.72	
<b>2.3.2. FABRICACIÓN DE MATERIALES MANUFACTURADOS PARA ESTRUCTURAS</b>							
2.3.2.3.a.	Fabricación y colocación de concreto común de f'c = 210 kg/cm <sup>2</sup> , para estructuras en general incluye el suministro de cemento, y aditivo retardante (en su caso), no incluye el suministro y colocación de cimbra.	m <sup>3</sup>	347.25	(SON UN MIL NOVECIENTOS TRECE PESOS 51/100 M.N.)	1,913.51	664,458.12	
2.3.2.5.a1.	Suministro de fierro de refuerzo Fy=4,200 kg/cm <sup>2</sup> .	kg	14,521.81	(SON DIECINUEVE PESOS 63/100 M.N.)	19.63	285,063.13	
2.3.2.5.a2.	Habilitado y colocación de fierro de refuerzo Fy=4,200 kg/cm <sup>2</sup> .	kg	14,521.81	(SON DIEZ PESOS 70/100 M.N.)	10.70	155,383.37	
<b>2.3.5.- CONCEPTOS DIVERSOS.</b>							
2.3.5.1.a.	Suministro y colocación de sello en juntas de contracción en losas del revestimiento del canal.	ml	2,381.60	(SON VEINTIOCHO PESOS 77/100 M.N.)	28.77	68,518.63	
2.3.5.1.b.	Suministro y colocación de cimbra y obra falsa de madera, para la fabricación de estructuras.	m <sup>3</sup>	44.10	(SON CUATROCIENTOS NUEVE PESOS 62/100 M.N.)	409.62	18,063.46	
2.4.8.1.b.	Colocación y remoción de ataguías	m <sup>2</sup>	215.35	(SON CUARENTA Y DOS PESOS 02/100 M.N.)	42.02	9,049.01	
2.6.1.2.b.	Bomba de 102 mm. (4") de diámetro.	he	60.00	(SON CIENTO CUARENTA Y TRES PESOS 15/100 M.N.)	143.15	8,589.00	
2.6.1.2.c.	Suministro, colocación y retiro de polietileno calibre 600 para desvío de cauce.	m <sup>2</sup>	2,900.00	(SON OCHO PESOS 71/100 M.N.)	8.71	25,259.00	
2.6.1.2.d.	Desmantelamiento de la barrera de protección contra lirio acuático incluye demolición de pilotes centrales.	lote	1.00	(SON VEINTIOCHO MIL SETECIENTOS SESENTA Y CUATRO PESOS 06/100 M.N.)	28,764.06	28,764.06	
2.6.1.2.e.	Suministro y colocación de barrera de protección contra lirio acuático de 1.5 m de ancho a base de módulos fabricados en Polietileno de alta densidad con una superficie antideslizante y red submarina.	m	54.00	(SON QUINCE MIL NOVECIENTOS VEINTITRES PESOS 65/100 M.N.)	15,923.65	859,877.10	
<b>IMPORTE TOTAL DE LA PROPOSICION:</b>					SUBTOTAL	<b>7,373,537.52</b>	
<b>I.V.A. =</b>					IVA	<b>1,179,766.00</b>	
<b>TOTAL DE LA PROPOSICION:</b>					<b>TOTAL</b>	<b>8,553,303.53</b>	
<b>FECHA:</b>							
<b>NOMBRE DE LA EMPRESA</b>							
<b>NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE LEGAL</b>							



## 1.1.10. ANEXOS



### 1.1.10.1. Anexo: Estudios de geotecnia, mecánica de suelos y banco de materiales

#### *Sondeos someros de estratigrafía*

En cuanto al Dique Mariquita, se realizaron 4 sondeos a lo largo de la ruta trazada para la transición del Dique Mariquita, tratando de ubicar el nivel de la piedra o roca madre. En cada uno de los casos se seleccionó el sitio con base en los desniveles topográficos definiendo la profundidad de la roca así como la estratigrafía del suelo y su clasificación SUCS. Las siguientes imágenes muestran los sitios y estratigrafías de los sondeos realizados en el Dique Mariquita.



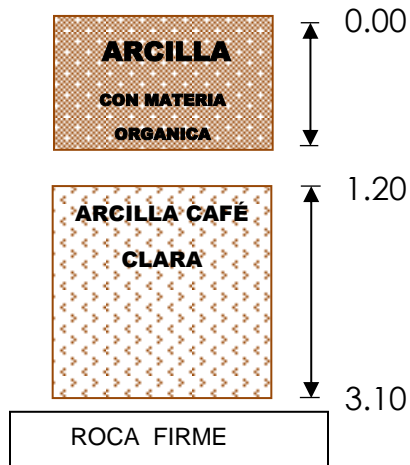
Figura 1.1.38 Ubicación de los sondeos de geotecnia realizados en la transición del Dique Mariquita.

Gráficos de la estratigrafía

**PCA 01**

Coordenadas

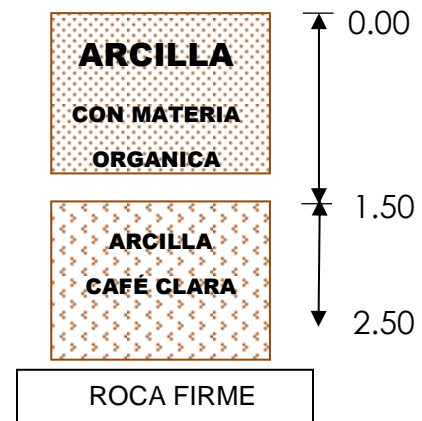
25° 2'33.23"N 107°38'16.92"O



**PCA 02**

Coordenadas

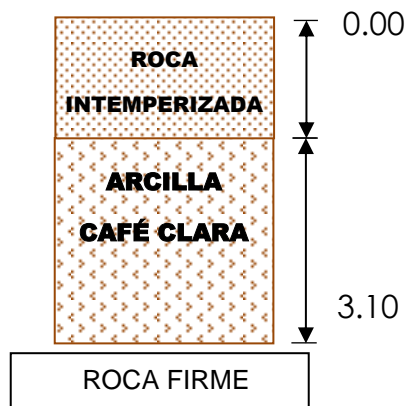
25° 2'30.74"N 107°38'17.10"O



**PCA 03**

Coordenadas

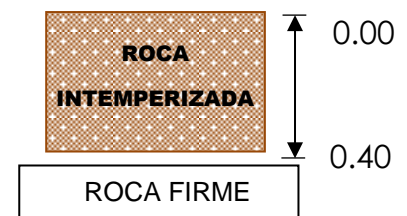
25° 2'32.79"N 107°38'19.26"O

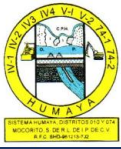


**PCA 04**

Coordenadas

25° 2'29.79"N 107°38'20.31"O

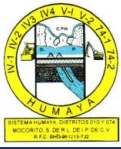




Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Quinta etapa)







Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Quinta etapa)





## **Estudio de Bancos de Materiales y realización de estudios de geotécnica**

El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua solicitó el estudio de geotécnica de 5 bancos de materiales: 3 para sobreelevación de Diques y 2 para Sobreelevación de Canal Principal Humaya del Distrito de Riego 010 Culiacán-Humaya, a una profundidad mínima de 1 m que permita definir su clasificación SUCS y la granulometría del banco, para su utilización en los proyectos ejecutivos de Sobreelevación del Canal Principal Humaya.

El propósito del presente estudio consiste en la caracterización granulométrica y clasificación SUCS de 5 bancos de materiales que se utilizarán en la sobreelevación de los Diques Mariquita, Dos y Palos Amarillos del Canal Principal Humaya en el Distrito de Riego 010 Culiacán-Humaya, Sinaloa.

### **Trabajos de campo**

Se realizaron 5 sondeos exploratorios, tipo pozo a cielo abierto (PCA-1 y PCA-5) a una profundidad variable, se indica la distribución y localización de cada uno de los mismos. Se tomaron muestras remoldeadas representativas de cada uno de los estratos encontrados. Conforme se fué avanzando en la perforación, se hizo la clasificación de campo de los distintos materiales encontrados.

### **Ubicación y Muestreo de los Bancos**

#### **Banco “La Selva”**

El Banco la Selva se encuentra localizado sobre el km 59+300 del Canal Principal Humaya en su margen Izquierda y sirve de suministro para los volúmenes de terraplén y arcillas del Dique Mariquita, ubicado en el km 56+800 del Propio Canal Humaya.



La siguiente imagen muestra la ubicación del banco.



Figura 1.1.39 Ubicación del Banco La Selva en Google Earth.

Se determinó primeramente el área del banco el cual es una zona cerril y propiedad particular. El área en cuestión resultó de un total de 5.2 ha.

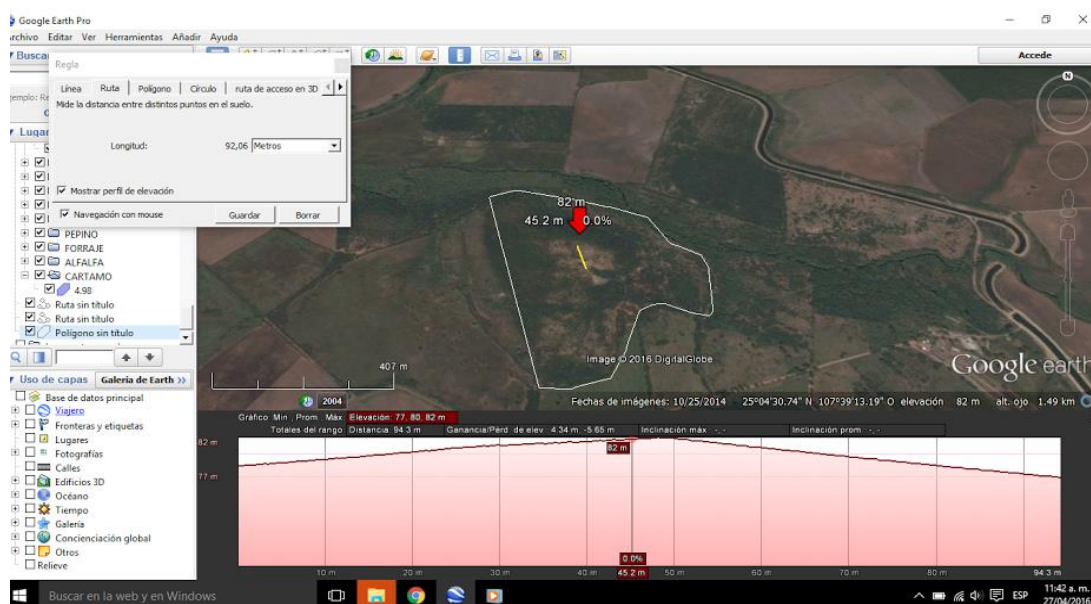


Figura 1.1.40 Determinación del área del Banco La Selva.

Se realizaron muestreos y excavaciones con retroexcavadora para determinar la granulometría del material así como la clasificación SUCS tal y como se muestra en las siguientes imágenes.



Figura 1.1.41 Muestreos en el Banco La Selva.

### *Banco “El Rosario”*

El Banco El Rosario se encuentra ubicado sobre la Carretera 15 a 6 km del dique Mariquita y consiste en un Banco de arcillas para la sobreelevación del Dique en su margen derecha.



Figura 1.1.42 Ubicación del Banco El Rosario cercano al Dique Mariquita.

Se realizaron sondeos en el propio banco para determinar su clasificación SUCS e índices de plasticidad de las arcillas.



## Ensayes de laboratorio

De las muestras remoldeadas (alteradas) extraídas, se realizaron las pruebas de laboratorio requeridas para la clasificación de los materiales, esto de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Se presentan los registros correspondientes a contenido de humedad natural y límites de plasticidad (líquido y plástico) y análisis granulométrico.

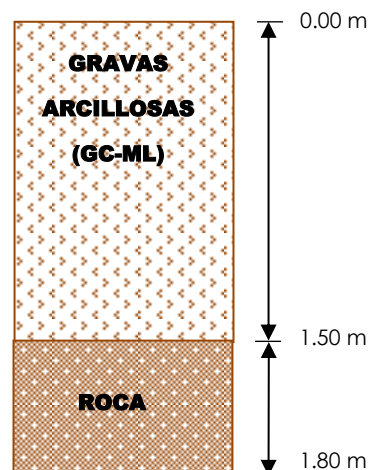
## ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES

La estratigrafía y propiedades del subsuelo, se basan en las observaciones y resultados de la exploración, así como en los ensayos de laboratorio, se muestra el perfil estratigráfico representativo del terreno, así como el resumen de algunos resultados de laboratorio.

### Banco “La Selva”

Del análisis granulométrico se obtuvieron que presenta un porcentajes de gravas MAYOR 2" =10.43%, gravas de 35.78 %, arenas de 27.85 % y finos de 25.94%.

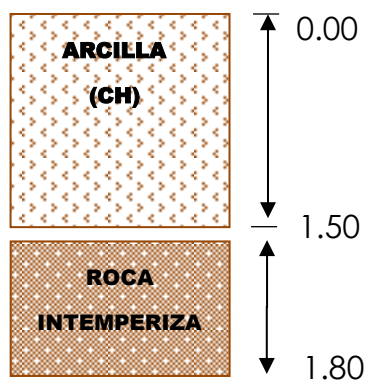
Dando una clasificación S.U.C.S de **GC-ML**. (GRAVAS ARCILLOSAS CON POLVO DE ROCA).



### Banco "El Rosario"

Con la prueba de laboratorio proctor (AASHTO MODIFICADA) se obtiene un peso volumétrico seco máximo de  $1,720.70 \text{ kg/cm}^3$  con una humedad óptima de 13.51%.

De la clasificación S.U.C.S se obtiene un límite líquido de 55.03 %, límite plástico de 26.84 % y un índice plástico de 28.19%. Entrando a la gráfica nos da que obtenemos un CH (ARCILLA DE ALTA PLASTICIDA).





## REPORTE FOTOGRÁFICO

### Trabajo en campo



Banco Chinitos



Banco Chinitos



Banco La Selva



Banco El Rosario





Banco km 18+400 del CPH



Banco km 18+400 del CPH





Banco del Vaso del Dique 2



Banco del Vaso del Dique 2



## REPORTE FOTOGRÁFICO

### Pruebas en laboratorio







## ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS

OBRA: SOBREELEVACION DEL CANAL HUMAYA SONDEO: BANCO  
 LOCALIZACIÓN: BANCO LA SELVA PROF (m):  
 DESCRIPCIÓN: ARCILLA ARENOSA CAFÉ ROJIZO Wm (gr): 7,297.00  
 LABORATORISTA: FECHA: 14/04/2016 ENSAYE: 1

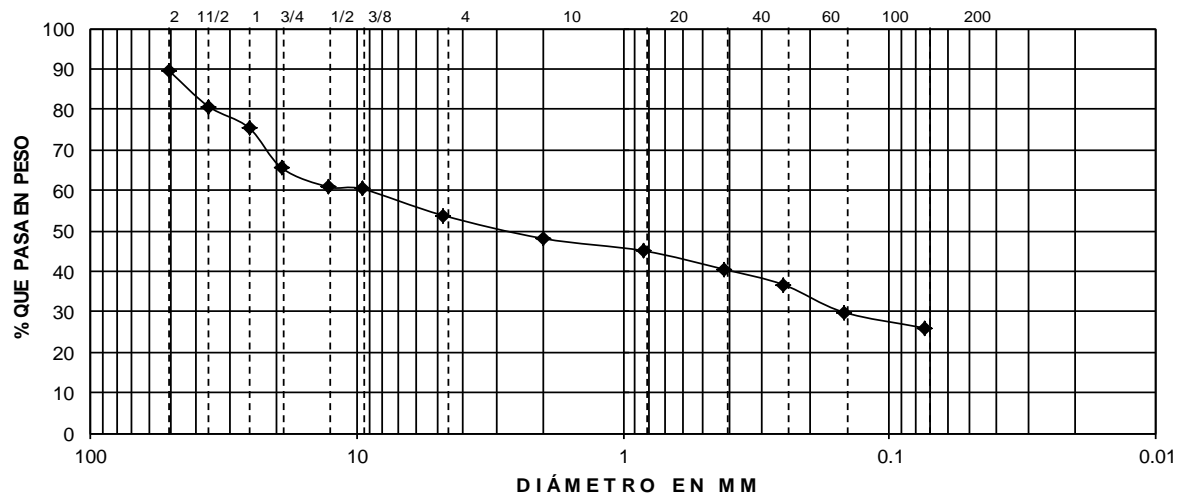
PESO MUESTRA LAVADA: 5,422.00 gr

PESO MUESTRA ARENA: 519.70 gr

NÚMERO MALLA	D mm	PESO RET. PARCIAL gr	% RET. PARCIAL	% QUE PASA
2"	50.8	761.20	10.43	89.57
1 1/2"	36.1	645.10	8.84	80.73
1"	25.4	386.70	5.30	75.43
3/4"	19.05	732.00	10.03	65.40
1/2"	12.70	337.80	4.63	60.77
3/8"	9.52	34.10	0.47	60.30
No. 4	4.75	475.50	6.52	53.78
Pasa No. 4		3,924.60	53.78	

NÚMERO MALLA	D mm	PESO RET. PARCIAL gr	% RET. PARCIAL	% QUE PASA
No. 10	2	105.70	5.71	48.07
No. 20	0.84	56.20	3.04	45.03
No. 40	0.42	84.30	4.56	40.48
No. 60	0.25	71.00	3.84	36.64
No. 100	0.149	125.10	6.76	29.88
No. 200	0.074	72.90	3.94	25.94
Pasa 200		4.50	25.94	
SUMA =		519.70		

### CURVA DE DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA



MAYOR 2" = 10.43 %

GRAVAS = 35.78 %

ARENAS = 27.85 %

FINOS = 25.94 %

$D_{10} =$  \_\_\_\_\_

$D_{30} =$  \_\_\_\_\_

$D_{60} =$  \_\_\_\_\_

$C_u = D_{60}/D_{10} =$  \_\_\_\_\_ >4

$C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60}) =$  \_\_\_\_\_ entre 1 y 3

CLASIFICACIÓN SUCS GC GRAVA-ARENA ARCILLOSA



## LÍMITES DE CONSISTENCIA

OBRA: SOBREELEVACION DEL CANAL HUMAYA SONDEO: \_\_\_\_\_  
 LOCALIZACIÓN: BANCO LA SELVA PROF (m): \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCIÓN: ARCILLA ARENOSA CAFÉ ROJIZO ENSAYE: 1  
 LABORATORISTA: \_\_\_\_\_ FECHA: \_\_\_\_\_

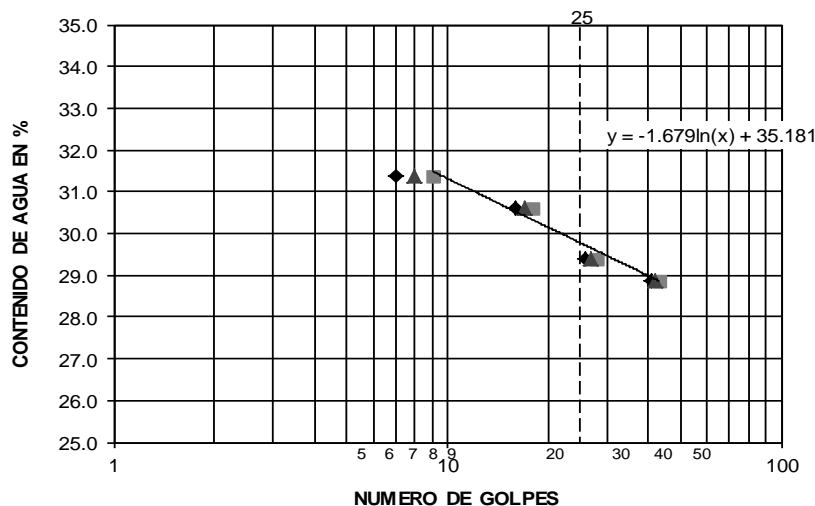
## ENSAYES DE LÍMITE LÍQUIDO

PRUEBA NÚMERO	CAPSULA NÚMERO	NÚMERO DE GOLPES			PESO DE TARA (gr)	PESO TARA MAS SUELO HÚMEDO (gr)	PESO TARA MAS SUELO SECO (gr)	PESO DE AGUA (gr)	PESO DE SÓLIDOS (gr)	CONTENIDO DE AGUA (%)
		7	8	9						
1	A03	7	8	9	4.11	30.86	24.47	6.39	20.36	31.4
2	A11	16	17	18	3.47	21.86	17.55	4.31	14.08	30.6
3	A10	26	27	28	4.00	31.42	25.19	6.23	21.19	29.4
4	C11	41	42	43	3.70	30.97	24.86	6.11	21.16	28.9

## ENSAYES DE LÍMITE PLÁSTICO

PRUEBA NÚMERO	CAPSULA NÚMERO		PESO DE TARA (gr)	PESO TARA MAS SUELO HÚMEDO (gr)	PESO TARA MAS SUELO SECO (gr)	PESO DE AGUA (gr)	PESO DE SÓLIDOS (gr)	CONTENIDO DE AGUA (%)		
										1
2	C8		3.41	9.64	8.67	0.97	5.26	18.4		
									PROMEDIO =	18.0

## CURVA DE FLUIDEZ



LÍMITE LÍQUIDO = 29.78%

LÍMITE PLÁSTICO = 18.03%

ÍNDICE PLÁSTICO = 11.75%

CLASIF. S.U.C.S. = CL

OBSERVACIONES: ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD



**Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Quinta etapa)**

**OBRA:** BANCO EL ROSARIO

**LOCALIZACIÓN:** MOCORITO SINALOA

**DESCRIPCIÓN:** ARCILLA CAFÉ OSCURA

**ENSAYE:** 2

**LABORATORISTA:** ABDON VALLE MERCADO

**FECHA:**

**TIPO DE PRUEBA DE COMPACTACIÓN:** \_\_\_\_\_ PROCTOR

\_\_\_\_\_ AASHTO STANDAR

XXX \_\_\_\_\_ AASHTO MODIFICADA

<b>PRUEBA DE COMPACTACIÓN</b>						
		M02	M03	M04	M05	
AGUA AGREGADA C.C.		100	300	400	480	
% AGUA AGREGADA						
PESO MUESTRA HÚMEDA + MOLDE, gr	(1)	10,015.00	10,061.00	10,090.00	10,132.00	
PESO MOLDE, gr	(2)	6,012.00	5,966.00	5,924.00	5,965.00	
PESO MUESTRA HÚMEDA, gr	(1)-(2)=(3)	4,003.00	4,095.00	4,166.00	4,167.00	
CAPACIDAD DEL MOLDE, ml	(4)	2,133.00	2,133.00	2,133.00	2,133.00	
$\gamma_w = (3) / (4)$ kg/m <sup>3</sup>	(5)	1,876.70	1,919.83	1,953.12	1,953.59	
$\gamma_s = (5) / \{1+ (10)\}$ kg/m <sup>3</sup>		1,706.98	1,712.13	1,720.70	1,691.47	

<b>DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD</b>						
NÚMERO DEL RECIPIENTE						
PESO MUESTRA HÚMEDA + RECIPIENTE	(5)	155.50	145.20	157.10	168.20	
PESO DEL RECIPIENTE, gr	(6)	6.22	6.55	6.68	7.21	
PESO MUESTRA HÚMEDA, gr	(5)-(6)=(7)	149.28	138.65	150.42	160.99	
PESO MUESTRA SECA + RECIPIENTE, gr	(8)	142.00	130.20	139.20	146.60	
PESO MUESTRA SECA, gr	(8)-(6)=(9)	135.78	123.65	132.52	139.39	
PESO DEL AGUA	(5)-(8)=(11)	13.50	15.00	17.90	21.60	
HUMEDAD = (9) / (8) x 100	(10)	9.94	12.13	13.51	15.50	

**OBSERVACIONES:** \_\_\_\_\_ PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO 1,720.7 KG/M3

\_\_\_\_\_ HUMEDAD OPTIMA DE 13.5 %



Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Quinta etapa)

OBRA: BANCO EL ROSARIO

LOCALIZACIÓN: MOCORITO SINALOA

MATERIAL: ARCILLA CAFÉ OSCURA

ENSAYE: 2

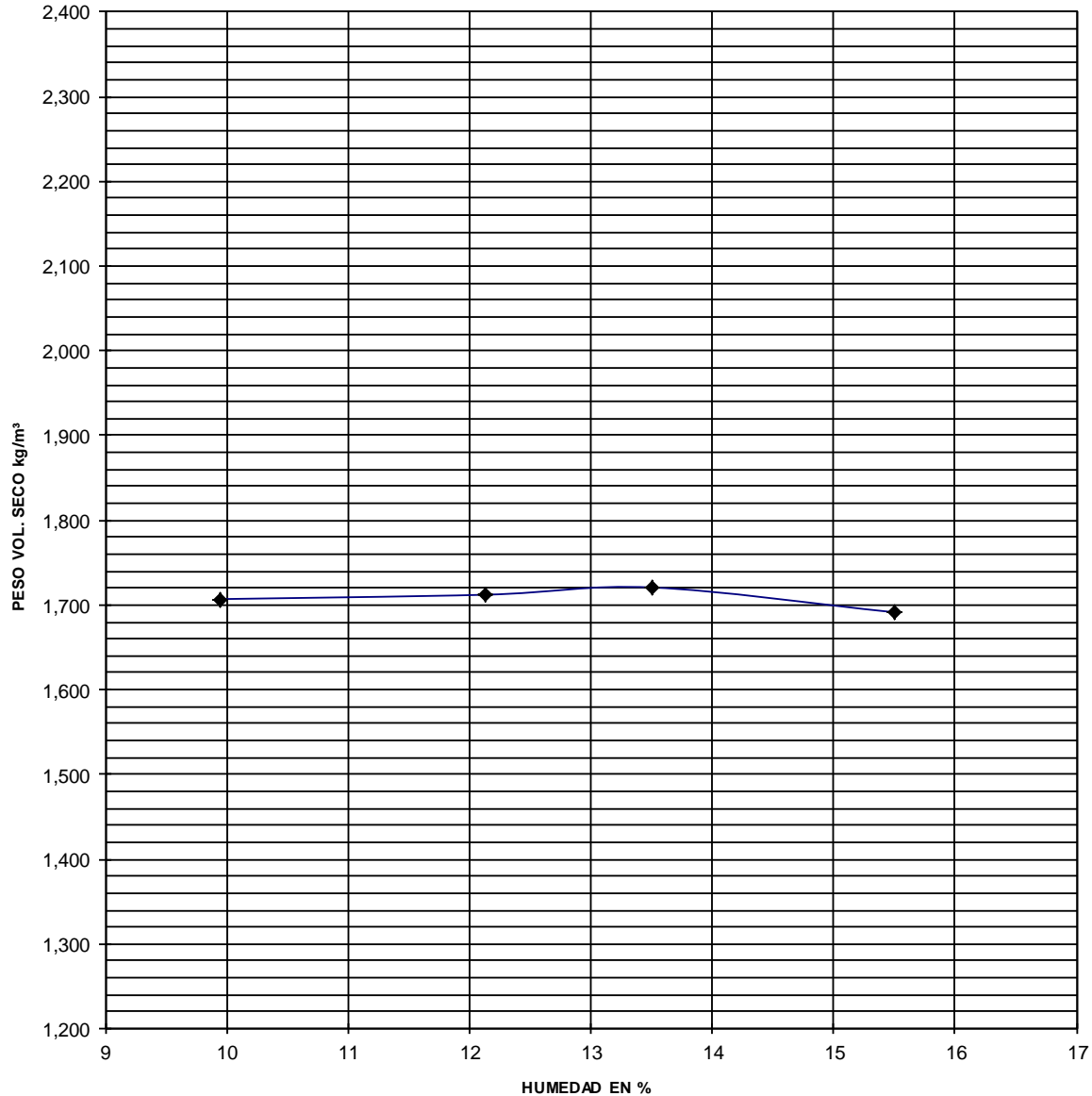
LABORATORISTA: ABDON VALLE MERCADO

FECHA:

$\gamma$  seco max. (kg/m<sup>3</sup>): 1720.696412

HUMEDAD (w = %): 13.50739511

**PESOS VOLUMÉTRICOS**





### LÍMITES DE CONSISTENCIA

OBRA: BANCO EL ROSARIO SONDEO: \_\_\_\_\_  
 LOCALIZACIÓN: MOCORITO SINALOA PROF (m): \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCIÓN: ARCILLA CAFÉ OSCURA ENSAYE: 2  
 LABORATORISTA: ABDON VALLE MERCADO FECHA: \_\_\_\_\_

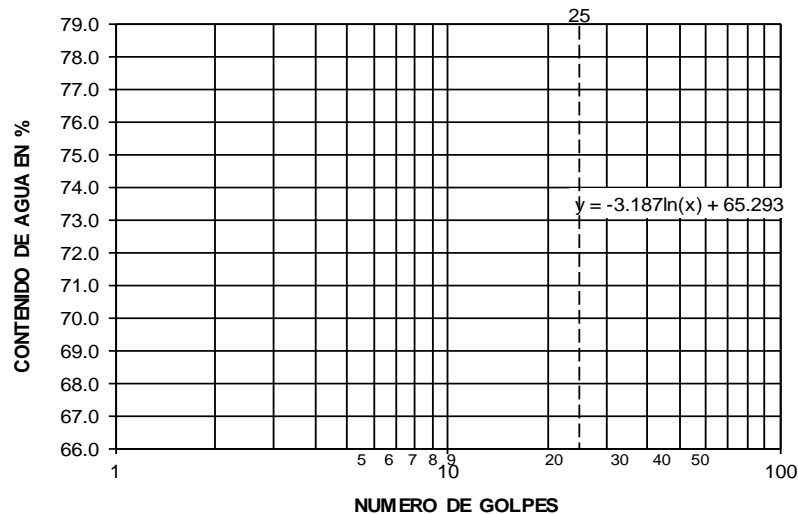
### ENSAYES DE LÍMITE LÍQUIDO

PRUEBA NÚMERO	CAPSULA NÚMERO	NÚMERO DE GOLPES			PESO DE TARA (gr)	PESO TARA MAS SUELO HÚMEDO (gr)	PESO TARA MAS SUELO SECO (gr)	PESO DE AGUA (gr)	PESO DE SÓLIDOS (gr)	CONTENIDO DE AGUA (%)
1	C19	10	11	12	4.60	20.59	14.76	5.83	10.16	57.4
2	C04	19	20	21	4.04	23.96	16.85	7.11	12.81	55.5
3	C07	32	33	34	4.02	27.69	19.36	8.33	15.34	54.3
4	C01	40	41	42	3.97	24.21	17.18	7.03	13.21	53.2

### ENSAYES DE LÍMITE PLÁSTICO

PRUEBA NÚMERO	CAPSULA NÚMERO	PESO DE TARA (gr)	PESO TARA MAS SUELO HÚMEDO (gr)	PESO TARA MAS SUELO SECO (gr)	PESO DE AGUA (gr)	PESO DE SÓLIDOS (gr)	CONTENIDO DE AGUA (%)
1	C05	4.09	14.52	12.34	2.18	8.25	26.4
2	C14	4.78	13.65	11.75	1.90	6.97	27.3
PROMEDIO =							26.8

### CURVA DE FLUIDEZ



LÍMITE LÍQUIDO = 55.03%

LÍMITE PLÁSTICO = 26.84%

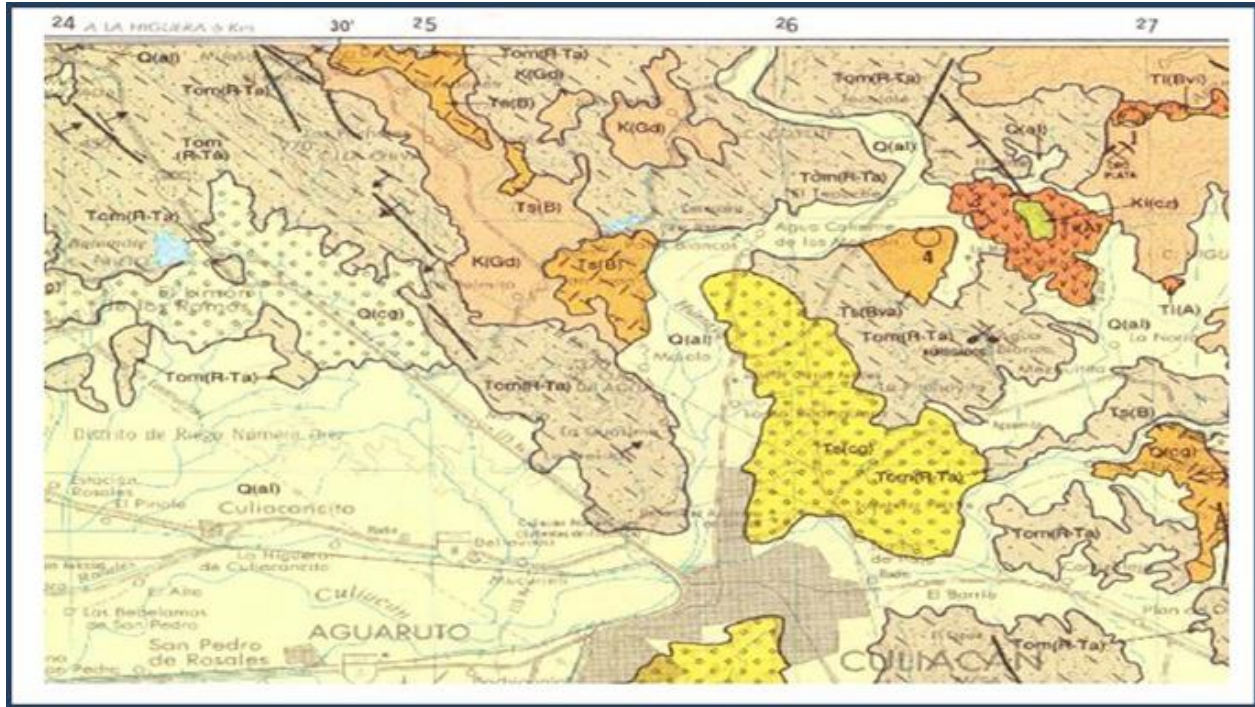
ÍNDICE PLÁSTICO = 28.19%

CLASIF. S.U.C.S. = CH

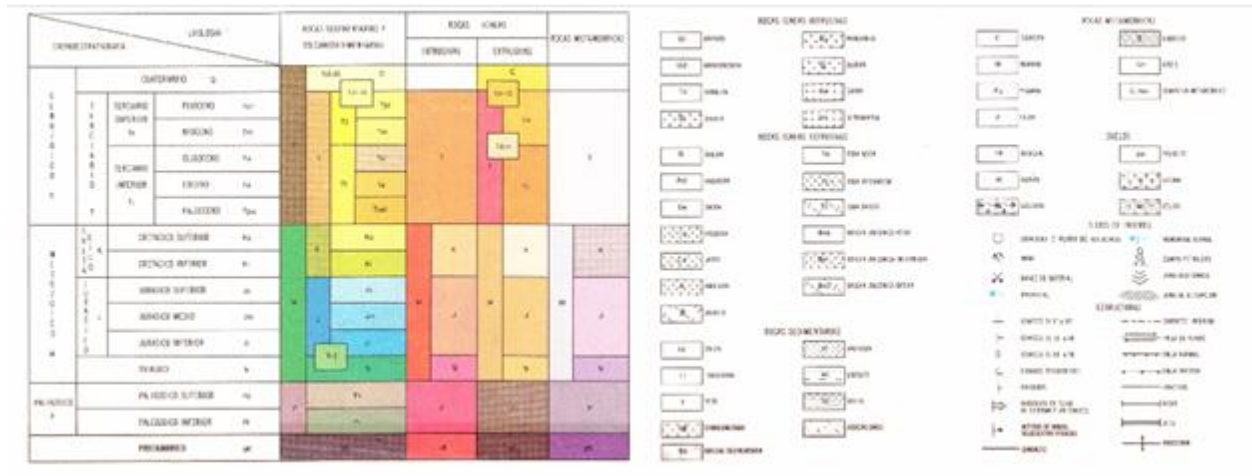
OBSERVACIONES: ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD



Anexo Carta geológica.



SIMBOLOGIA

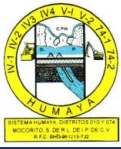




### 1.1.10.2. Anexo fotográfico del levantamiento topográfico



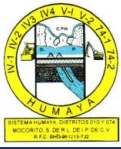




Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Quinta etapa)





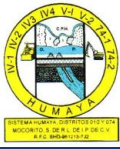




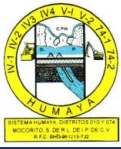




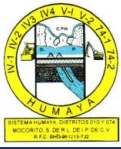
















## 1.2. Destrucción y extracción de lirio acuático en el vaso del Dique Mariquita

El presente proyecto considera una propuesta para la limpieza del Dique Mariquita con extracción mecánica y destrucción del lirio acuático para mejorar la conducción al interior del vaso del Dique.

### 1.2.1. Problemática

El Dique Mariquita se ubica sobre el Canal Principal Humaya entre los cadenamientos km 52+317 al km 56+860 con una longitud aproximada de 4,543 m a lo largo del canal y de 2,450 m a lo ancho hacia las entradas de agua que lo generan.

Sobre la margen izquierda del Dique se realizó un proyecto de sobreelevación en el año 2016. En la margen derecha del Dique se tiene una longitud aproximada de 8 km que en nivel máximo colinda con parcelas, el poblado denominado CAMPESTRE del LAGO, tal y como se muestra en la siguiente figura.



Figura 1.2.1 Acercamiento de la localización del sitio según Google Earth. Margen Izquierda y Margen Derecha.

Precisamente es sobre la margen derecha del Dique, en donde se plantea sobre elevar el dique hasta la elevación 66.40 m la cual es equivalente a la cota del muro que se diseñó sobre la margen izquierda en el año 2016. Este proyecto se construyó en el año de 2017.

Las características principales del Dique La Mariquita se muestran en la tabla siguiente:



Tabla 1.2.1 Características del Dique Mariquita.

Tipo de cortina	Flexible
Material de la cortina	Materiales graduados
Longitud de la corona	2,138 m
Ancho de la corona	10 m
Altura de la cortina desde el desplante	15 m
Talud de la cortina aguas abajo	2:1
Talud de la cortina aguas arriba	2:1
Capacidad de almacenamiento	23.6 hm <sup>3</sup>
Capacidad útil	22.5 hm <sup>3</sup>
Capacidad de azolves	7.22 hm <sup>3</sup>
Tipo de vertedor	Sifones
Elevación de la estructura de desfogue	64.66 msnm
Tipo de obra de toma	Tubería a presión
Elevación de la corona	66.01 msnm
Elevación del NAME	64.66 msnm
Elevación del NAMO	64.51 msnm

Un problema frecuente del Dique es la periódica infestación de Lirio Acuático en su vaso que provoca un problema de taponamiento en su salida nuevamente al canal.



Figura 1.2.2 Vaso del Dique infestado por el lirio acuático.



Figura 1.2.3 Vaso del Dique infestado por el lirio acuático en octubre de 2017.





Por otra parte, la falta de una adecuada conservación en el Dique, así como la falta de estructuras necesarias para limitar la entrada de azolves reduce la capacidad de conducción del canal y de los propios diques, ya que el azolve, se decanta principalmente en los diques al disminuir la velocidad pudiendo provocar un incremento de nivel en el dique por efecto del remanso.

El Canal Principal Humaya y Presa Derivadora Andrew Weiss no pueden abastecer las necesidades de riego en el periodo de mayor demanda de la zona de riego ocasionando problemas operativos e inconformidades de los usuarios por la distribución del agua repercutiendo directamente en una baja en el rendimiento de los cultivos. Con el fin de recuperar la capacidad de conducción del canal y reducir los problemas sociales se gestiona un proyecto para rehabilitar el canal y aumentar la capacidad actual de 100 m<sup>3</sup>/s hasta un gasto en su obra de toma de 120 m<sup>3</sup>/s, por lo que los diques deben también sobre elevarse protegiendo también ambas márgenes derecha e izquierda.

El aumento en la capacidad del canal implicó la sobre elevación del bordo de la margen derecha, tal y como se realizó en la margen izquierda en el año 2017.

### **1.2.2. Objetivos**

Dentro de las acciones para rehabilitar y aumentar la capacidad de conducción del Canal Principal Humaya, se considera la limpieza y destrucción del lirio acuático en el Dique Mariquita con extracción mecánica y manual.

### **1.2.3. Reconocimiento físico**

Producto de las visitas realizadas al sitio y las pruebas en simulación reportadas por el IMTA en 2013 se corrobora que el canal y el dique Mariquita se encuentran en un deficiente estado de conservación. El porcentaje obtenido de sustitución de lozas es del

5.5% y los coeficientes de Manning reportadas en la calibración del modelo es de 0.02 a 0.025. Esto implica también que es necesario regularizar las pendientes en el interior del Dique mediante desazolves o bien eliminación de maleza acuática.

Destaca también la necesidad de mejorar la salida del Dique en su km 56+660 (adenamiento del Estudio) ya que puede presentarse un tapón de maleza con un cuello de botella en la garganta de salida producto de la estrechez abrupta de la salida y una red atrapa basuras que no facilita el paso del agua provocando un remanso aguas arriba del dique y por lo tanto disminuyendo el gasto con el nivel disponible.



Figura 1.2.4 Tapón de lirio acuático en la salida del Dique Mariquita en el km 56+340 al km 56+420 en su margen izquierda mismo que provoca el remanso aguas arriba.



Las características de cada uno de los Diques del Canal Principal Humaya fueron realizadas por la Empresa Consorcio Mexicana en el año 2008 y se presentan a continuación en la tabla siguiente:

Tabla 1.2.2 Características de los Diques del Canal Principal Humaya, de acuerdo con el proyecto realizado en el 2008 y cadenamientos del Distrito de Riego.

no.	NOMBRE DEL DIQUE	ESTACION				LONGITUD	CONDICIONES ACTUALES								
		ESTUDIO		DSTRITO			DIMENSIONES EN METROS				ELEVACIONES EN METROS				
		ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA		ANCHO CORONA			BORDO LIBRE		NIVEL DEL AGUA		CORONA	
							ENTRADA	MEDIA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA
1	DIQUE No.1	13+160	13+440	13+294	13+613	280	8.11	8.4	8.68	-0.33	0.44	75.15	74.89	74.82	75.33
2	DIQUE No.2	14+320	15+160	14+490	14+995	840	12.58	11.85	11.11	0.4	0.32	74.71	74.76	75.11	75.08
3	BATAMOTE	35+533.58	36+600	35+730	-	1066.42	9.1	9.1	9.1	0.92	1.41	69.67	69.67	70.59	71.08
4	ARROYO PRIETO	37+140	37+612.81	-	36+685	472.81	9.9	9.32	8.74	0.92	0.7	69.68	69.6	70.6	70.3
5	AGUA FRIA	42+366.16	42+480	41+323	-	113.84	7.55	8.66	9.76	0.53	0.71	68.86	68.83	69.39	69.54
6	HILDA	43+480	43+760	-	42+400	280	7.49	7.79	8.09	1.29	-0.1	68.81	68.8	70.1	68.7
7	MARIQUITA	52+234	56+486	50+873	51+737	4252	12.05	12.17	12.29	2.14	1.97	67.49	67.64	69.63	69.61
8	PALOS AMARILLOS	91+780	92+380	92+211	92+381	600	8.99	8.77	8.55	0.2	-0.4	61.34	61.31	61.54	60.91

Las siguientes imagenes muestran los recorridos que se realizaron para conocer la problemática del taponamiento en la salida del Dique Mariquita en orden cronológico desde el año 2004 a la fecha, en donde puede observarse como el problema comenzó en el año 2010.



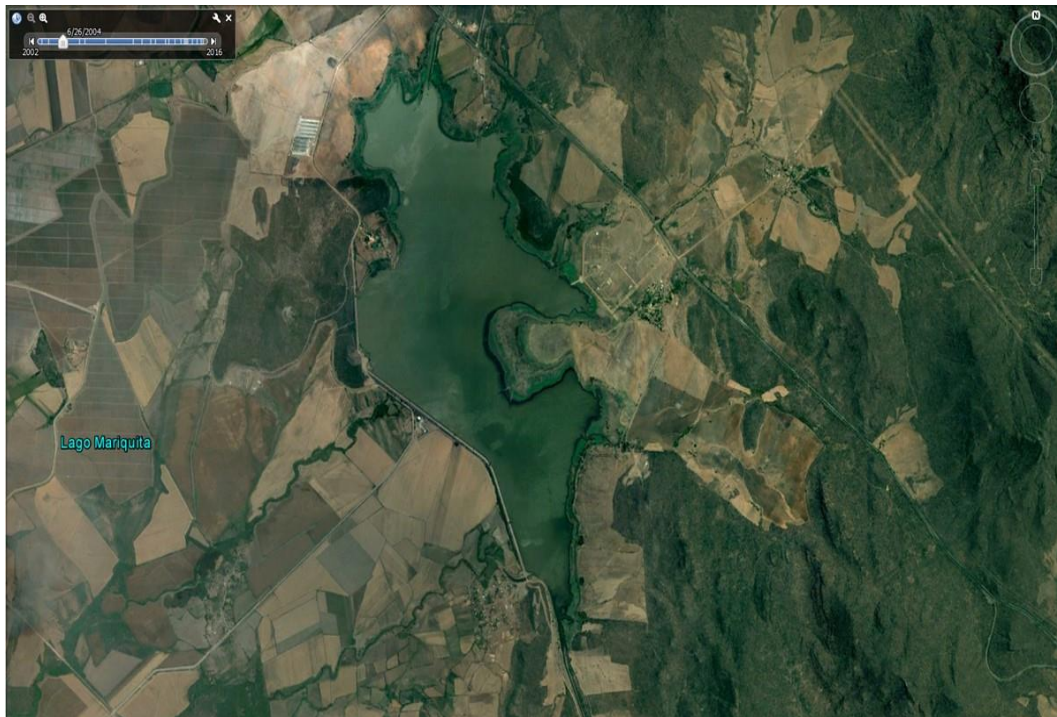


Figura 1.2.5 Vaso del Dique Mariquita en el año 2004, sin problemas de lirio acuático.



Figura 1.2.6 Vaso del Dique Mariquita en el año 2010, con inicios del problema de lirio acuático.



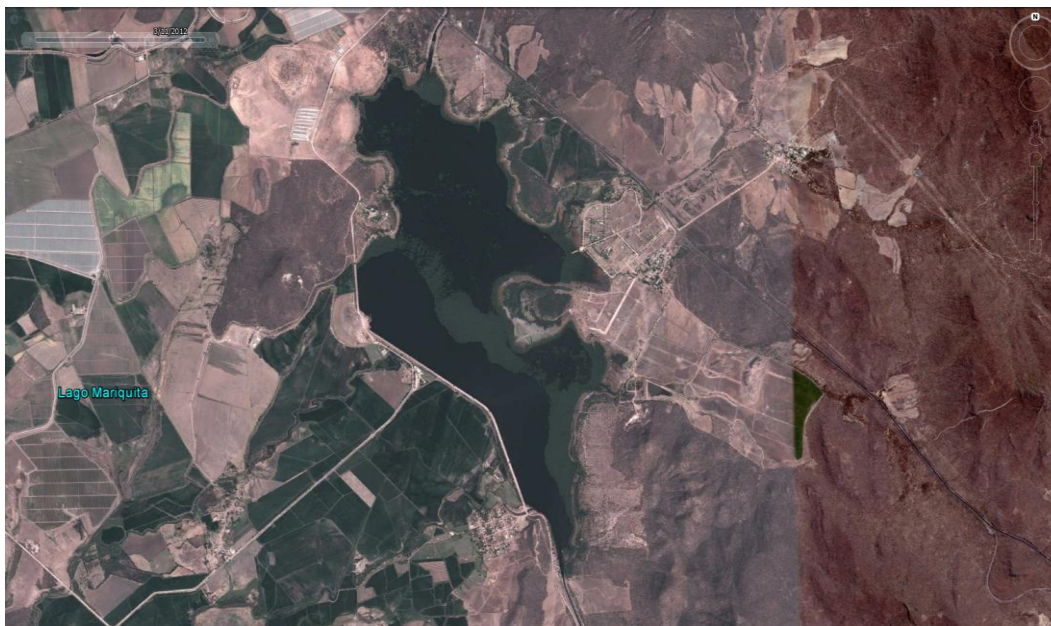


Figura 1.2.7 Vaso del Dique Mariquita en el año 2012, con problema creciente de lirio acuático.

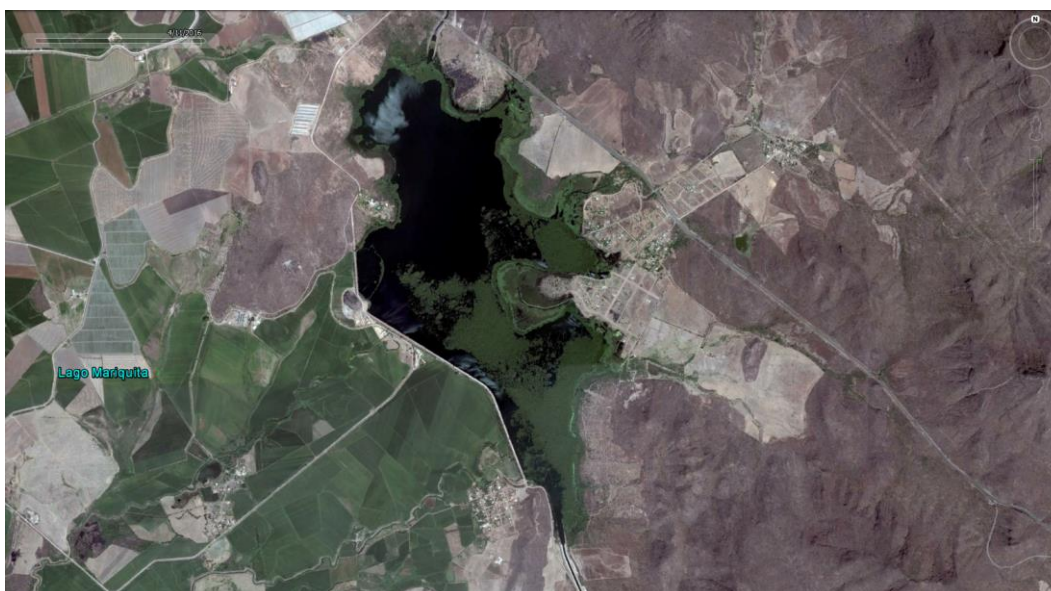


Figura 1.2.8 Vaso del Dique Mariquita en el año 2015, infestado de lirio acuático en una superficie aproximada de 90 ha.

En el presente año 2017, el Dique se ha propuesto por parte de los usuarios, en una primera etapa limpiando el Dique Mariquita con extracción mecánica y manual, (motivo del presente proyecto) y en una segunda etapa, mejorar el funcionamiento de la salida del Dique adecuando una transición de salida que permita mejorar el funcionamiento hidráulico de la entrada al canal, incluso mejorando la actual retenida de control de malezas existente para lograr que se permita pasar el gasto máximo de  $112 \text{ m}^3/\text{s}$



Figura 1.2.9 Retenida actual en la transición actual del Dique Mariquita.



#### 1.2.4. Levantamientos topográficos complementarios

El levantamiento topográfico consistió en la determinación de áreas de infestación del Lirio la cual se realizó mediante dos formas:

- 1.- Con levantamiento de Dron sobre el Vaso
- 2.- Con equipo topográfico y GPS.

##### 1.2.4.1. Levantamiento con Dron

Se sobrevoló el Dique Mariquita con un Dron marca Lidirc L15fw Camara Wifi, Fpv, Waterproof el día 13 de octubre de 2017 para mediante recorridos de vuelo, determinar las áreas de infestación del Dique. La siguientes imágenes muestras los diferentes recorridos en el centro, la entrada y la salida del Dique, en donde se aprecia el grado de infestación del lirio acuático.





Figura 1.2.10 Estado actual del dique infestado por lirio acuático al centro del vaso.





Figura 1.2.11 Estado actual del dique infestado por lirio acuático en la salida del vaso.



Figura 1.2.12 Estado actual del dique infestado por lirio acuático en la entrada del vaso.

La determinación del área se realizó con el programa ARC MAP en gabinete, utilizando el método de las triangulaciones para determinar polígonos cerrado infestado de lirio. La suma de las áreas de los polígonos contribuyó a la suma total del área infestada en el Dique Mariquita. La siguiente figura muestra el trabajo realizado por computadora.

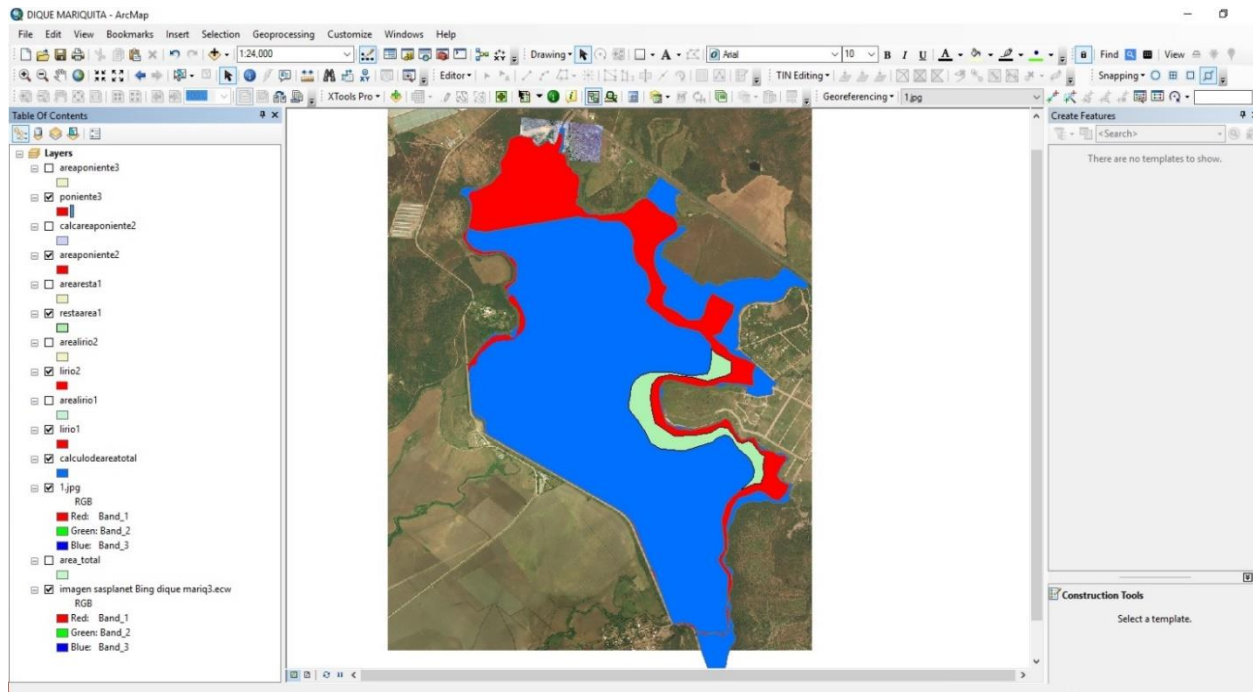


Figura 1.2.13 Determinación del área en ARC MAP del área infestado con lirio acuático en el Dique Mariquita.

La siguiente tabla muestra los resultados obtenidos:

Tabla 1.2.3 Cálculo de áreas por zona del vaso del Dique.

Lirio acuático	
Zona	Área (Ha.)
Lado oriente	90.60
Lado poniente	5.15
<b>TOTAL</b>	<b>95.75</b>



En total se estimaron del orden de las 95.75 ha del Dique, el cual corresponde a un porcentaje del 19.79% con relación al total del área del Vaso, tal y como se muestra en la tabla siguiente.

Tabla 1.2.4 Porcentaje de infestación del vaso del Dique.

Dique Mariquita	
Superficie Total (estimada con ArcMap)	483.90 Ha.
Superficie de lirio acuático	95.75 Ha.
Porcentaje de infestación de lirio acuático	19.79 %

En total se tiene entonces un valor así calculado del orden de las 95.75 ha.

#### 1.2.4.2. Levantamiento con Equipo Topográfico y GPS.

Se realizó mediante el levantamiento convencional de coordenadas X, Y Z convertidas al Sistema UTM, para mediante el cierre de polígonos infestados de lirio, mediante el uso del software ACAD se estimaron las áreas de los polígonos. Para tal objetivo se utilizaron los bancos de nivel establecidos en el levantamiento del canal principal Humaya en el año de 2015.

La suma de las áreas de los polígonos contribuyó a la suma total del Area Infestada en el Dique Mariquita. La siguiente figura muestra el trabajo realizado en campo por las brigadas topográficas.





Figura 1.2.14 Levantamiento con equipo topográfico de alta precisión y coordenadas UTM.



Figura 1.2.15 Levantamiento con equipo topográfico de alta precisión y coordenadas UTM a vadeo en la zona del lirio acuático.





Figura 1.2.16 Levantamiento con equipo topográfico de alta precisión y coordenadas UTM a vadeo en la zona del lirio acuático.



Figura 1.2.17 Levantamiento con equipo topográfico de alta precisión y coordenadas UTM en lancha en la zona del lirio acuático.



Figura 1.2.18 Levantamiento con equipo topográfico de alta precisión y coordenadas UTM en lancha en la zona del lirio acuático.

La siguiente figura muestra el plano obtenido en coordenadas UTM con relación a la periferia del Dique Mariquita.

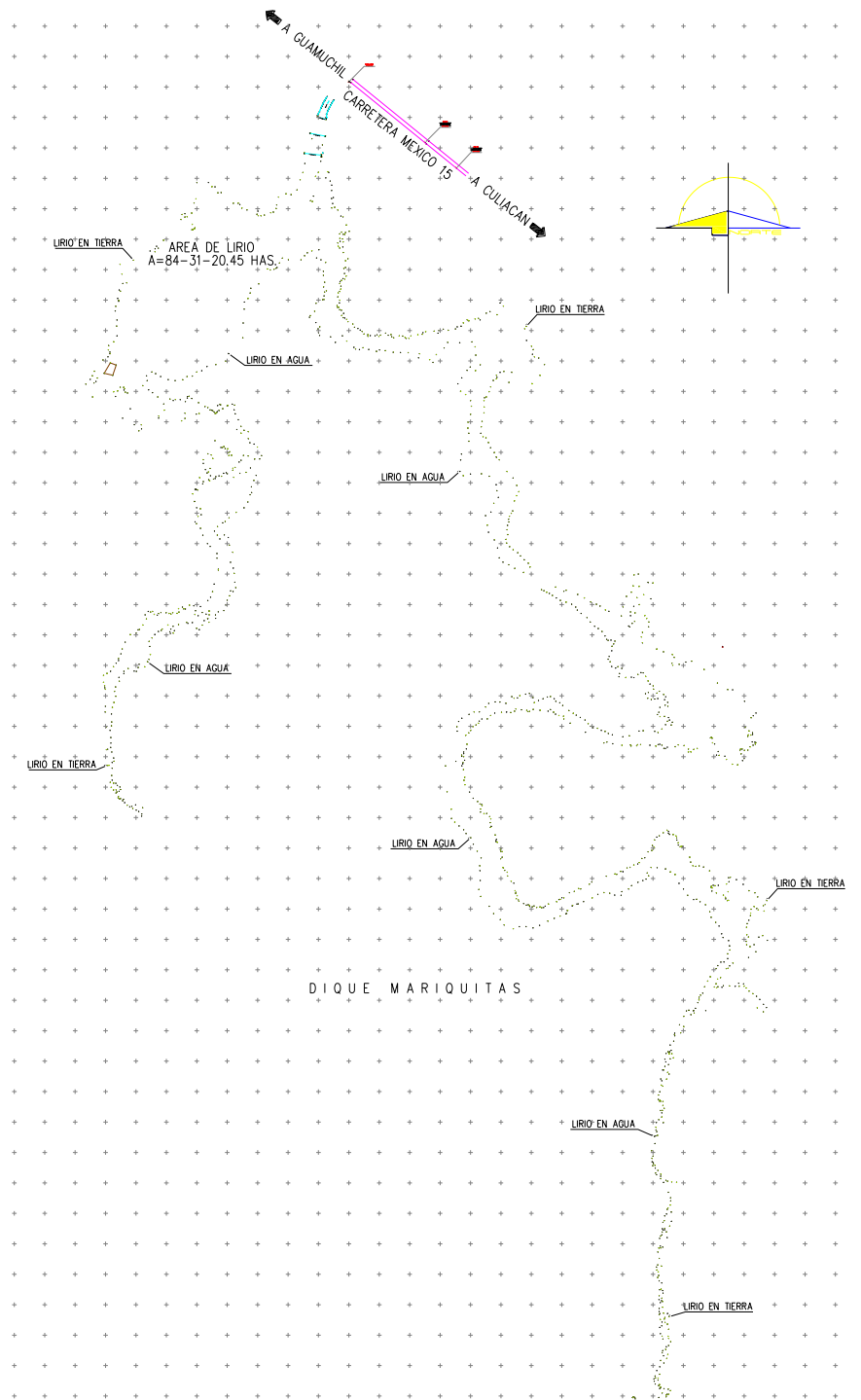


Figura 1.2.19 Plano de delimitación del lirio en el vaso del Dique Mariquitas.



La siguiente imagen muestra el plano anterior en coordenadas UTM efectivas.

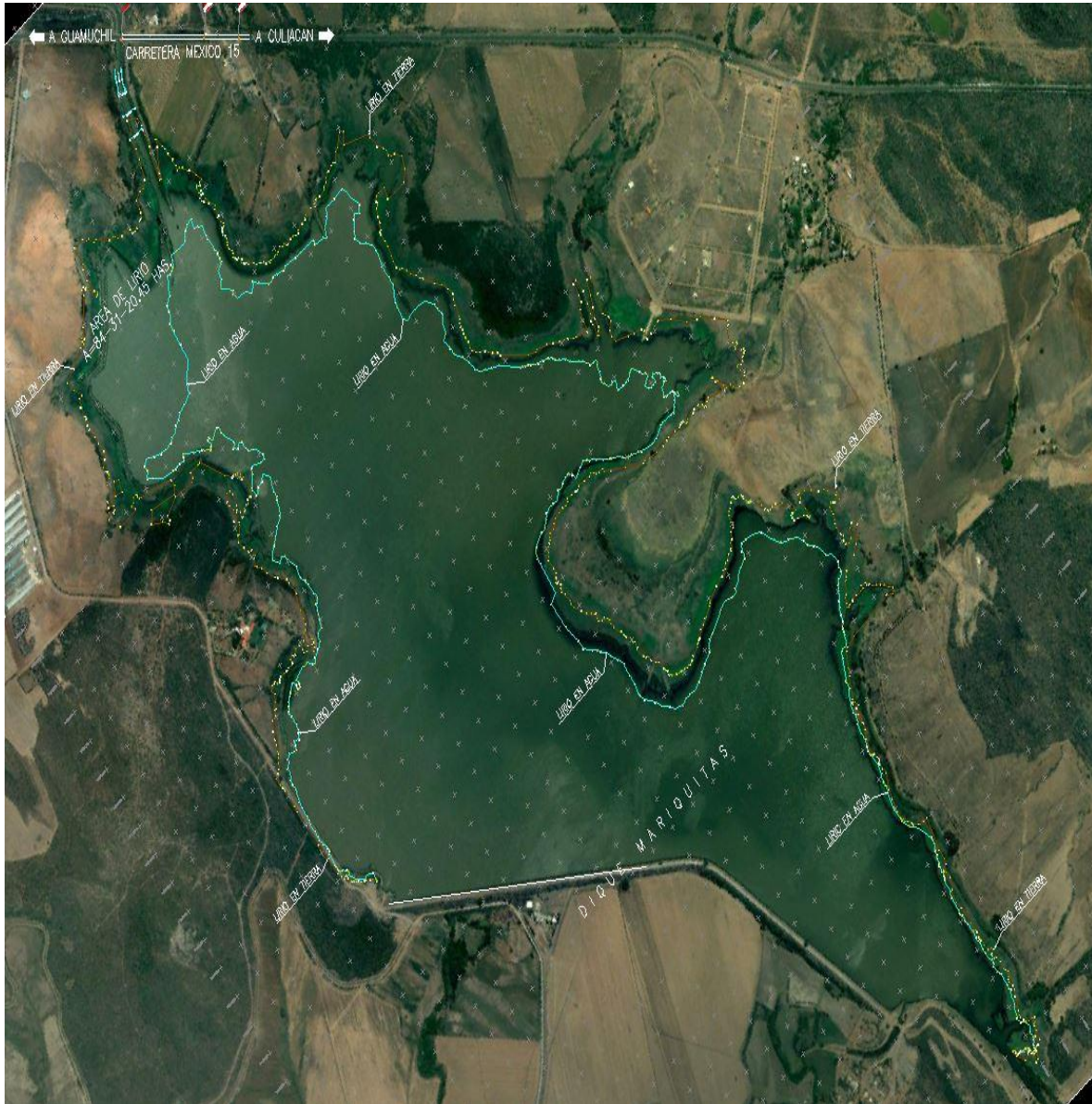


Figura 1.2.20 Plano de delimitación del lirio en coordenadas UTM efectivas.

El cálculo de las áreas resultó del orden de **84.31204 ha**. Una diferencia del orden 11.44 ha (que equivale a un error aproximado del 13.5% con respecto al levantamiento del DRON. Para efectos de cálculos de obra, éste será el valor a utilizar en el catalogo de conceptos.





### 1.2.5. Extracción mecánica y manual de Lirio Acuático

En los últimos cuatro años se han venido realizando diferentes proyectos y acciones encaminadas a mejorar la operación e incrementar la capacidad del Canal Principal Humaya, de los que sobresalen la sobreelevación y la rehabilitación de la infraestructura existente. En el caso de los diques y específicamente del Dique Mariquita es necesario realizar la eliminación del lirio acuático, la rectificación del cauce y el desazolve del tramo de salida, lo que se traducirá en un mejor funcionamiento y la disminución de las pérdidas de agua.

El Dique Mariquita cuenta con una superficie de 480 Ha y durante varios años, su superficie ha estado infestada por lirio acuático, en algunos años la maleza ha llegado a cubrir casi el 80% del espejo del agua y desde hace tiempo se han venido destinando recursos para combatirlo utilizando diferentes métodos que a la fecha no han sido efectivos y el problema aún persiste. El objetivo de la parte del proyecto general sobre el Dique Mariquita, es el control mecánico del lirio acuático y la maleza asociada, para lo cual es necesario tener en cuenta lo siguiente:

#### **Diagnóstico del estado actual.**

Con base en los resultados de los recorridos de campo (desde el año 2013 a la fecha), se confirmó que el lirio acuático o pato es la principal especie de maleza ya que infesta la mayor superficie del dique y ocasiona que plantas muertas acumuladas en las retenidas mecánicas colocadas a la salida del dique, formen verdaderos tapones flotantes que propician el desarrollo de otras especies oportunistas como el zacate peludo (pará = *Urochloa mutica*) y los bejucos (*Mikania* spp). Con el auxilio de imágenes de satélite, los recorridos en lancha por el dique y el apoyo de un vehículo autónomo no tripulado (Dron), se determinó que actualmente se cuenta con una superficie infestada de 95 Ha, de las cuales el 19% se encuentran localizadas muy cerca de las retenidas, el resto distribuidas en todo el espejo del dique.



## **Esquema para realizar el control mecánico el lirio (Extracción, transporte y depósito del material extraído).**

El procedimiento o esquema consta de tres pasos. El primero definir las condiciones del lirio y el sitio donde éste se desarrolla. El segundo es establecer las especificaciones, recomendaciones a seguir y definir los requerimientos y características del equipo mecánico y sus implementos a utilizar; y el tercero es la asignación de tareas o labores que describen el cómo, cuándo, dónde y cuánto extraer; además del costo que representa cada acción.

### **Extracción del lirio confinado y compactado.**

Para realizar la extracción del lirio acuático y las especies asociadas que forman los tapones de material vegetal flotante compactado y que se encuentra confinado sobre las retenidas y las inmediaciones de éstas, se requiere utilizar excavadoras hidráulicas de largo alcance, colocando como implemento de recolección una canastilla cosechadora en vez de un cucharón tradicional. La longitud de la canastilla debe ser al menos de 60 pulgadas. De la misma forma se pueden extraer aquellas plantas que se encuentren cerca de orilla y al alcance de equipo terrestre. Con esta acción se puede realizar la extracción mecánica de 20 Ha. Se considera utilizar dos excavadoras, una por la margen derecha y otra por la izquierda durante 10 días. Se debe contar con el acceso y espacio seguro para la operación de maquinaria terrestre y las maniobras. También se debe contar con el espacio para el acomodo temporal del material extraído, así como contar además con el transporte para llevar el material a su depósito final.



Figura 1.2.21 Extracción mecánica del lirio en un la Presa Hermenegildo Galena con excavadora de brazo largo.

### **Trituración del lirio que flota libremente sobre la superficie del agua y conforma manchones.**

En aquellas zonas donde no sea posible utilizar las excavadoras porque las plantas se ubican fuera del alcance de la canastilla o bien porque el lirio flota libremente sobre la superficie del agua y los manchones que conforma quedan dispersos dentro del vaso (78 Ha), lo más recomendable es utilizar un equipo triturador. El triturador de lirio acuáticos cuenta con un casco metálico flotante propulsado con propelas giratorias con motor Diesel mayor a 300 HP, con cuchillas giratorias en forma de badajo que trabajan a 2500 rpm, con un ancho de corte de 4 metros y el rendimiento horario medio es 0.25 Ha, equivalente a 2 Ha por turno de 8 horas, bajo condiciones de trabajo normales. Es necesario que al menos trabaje durante dos turnos diario (4 Ha/día). Este equipo solamente opera donde pueda moverse libremente y donde la profundidad del agua permita su flotación que son al menos 80 cm. Se debe comenzar la trituración mecánica de plantas aguas arriba para asegurarse que se no habrá aporte de pantas nuevas

donde ya se haya realizado la trituración. Desde el inicio de la trituración, se requiere contar con dos brigadas de trabajo para desprender y acarrear las plantas del lirio hasta frente de trabajo de la máquina, sobre todo cuando la superficie del agua presente obstáculos como rocas y troncos emergidos del fondo del cuerpo de agua y otros que limiten o impidan el avance del triturador. Para ello es necesario utilizar dos lanchas motorizadas y dos brigadas de apoyo con equipo salvavidas. La brigada estará compuesta con un lanchero y dos peones amarradores y despreendedores del lirio de las orillas del dique o lugares con vegetación arbustiva o leñosa que no permitan que el triturador opere. Los trabajadores utilizarán ganchos o arañas de metal para desprender el lirio y sogas o redes para el acarreo de plantas hacia el frente de trabajo de la maquinaria.



Figura 1.2.22 Triturador trabajando sobre lirio acuático en la Presa Julián Adame en Zacatecas.






## 1.2.6. Catálogo de conceptos y presupuesto base

La siguiente tabla muestra el catálogo de conceptos la extracción mecánica del lirio acuático en el Dique Mariquita, resulta con un costo estimado de **\$ 6,103,209.47 (SON SEIS MILLONES CIENTO TRES MIL DOSCIENTOS NUEVE PESOS 47/100 M.N.)**.

Tabla 1.2.5 Catálogo de conceptos y presupuesto.

 COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA		CONCURSO No.				
Subdirección General de Infraestructura Hidroagrícola Organismo de Cuenca Pacífico Norte		DESTRUCCIÓN Y EXTRACCIÓN DE LIRIO ACUÁTICO EN EL VASO DEL DIQUE MARIQUITA DISTRITO DE RIEGO 010 CULIACAN-HUMAYA, MUNICIPIO DE MOCORITO, ESTADO DE SINALOA.				
CATALOGO DE CONCEPTOS, CANTIDADES DE TRABAJO Y PRESUPUESTO DEL PAQUETE DE CONCURSO						
CLASIFICACION	CONCEPTO ENUNCIADO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO CON LETRA (\$)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)
	SOBREELEVACION DEL CANAL PRINCIPAL HUMAYA					
1	PRESAS Y DIQUES					
1.2.7	CONCEPTOS DIVERSOS					
1.2.7.10	TRITURACIÓN Y EXTRACCIÓN DE LIRIO ACUÁTICO EN CUERPOS DE AGUA	Ha.	84.31	(SON SESENTA Y DOS MIL CUATROCIENTOS CINCO PESOS 26/100 M.N.)	62,405.26	5,261,387.47
	IMPORTE TOTAL DE LA PROPOSICION:				SUBTOTAL	5,261,387.47
	I.V.A.=				IVA	841,822.00
	TOTAL DE LA PROPOSICION:				TOTAL	\$ 6,103,209.47
	FECHA:					
	NOMBRE DE LA EMPRESA					
	NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE LEGAL					



## 2. REPRESAS, CINCO PROYECTOS

### 2.1. Introducción

Los agricultores de los distritos de riego 010 Culiacán Humaya y 074 Mocorito, del estado de Sinaloa, han manifestado su preocupación por las limitaciones del servicio de riego, derivadas de las restricciones en la capacidad del Canal Principal Humaya (**CPH**). Lo anterior ha motivado a la Comisión Nacional del Agua (**CONAGUA**) a revisar y mejorar las condiciones de operación y las capacidades del CPH, sus estructuras tanto en la conducción, como en la distribución del sistema en su conjunto.

El sistema como tal que incide en el Proyecto General de Sobreelevación del **CPH**, lo constituyen las fuentes de abastecimiento de agua aprovechables que escurren por los ríos, sus afluentes, acuíferos y aguas de retorno, como son: los ríos Tamazula, Humaya, San Lorenzo y Mocorito. Las presas de almacenamiento Adolfo López Mateos (El Varejonal), Sanalona, José López Portillo (El Comedero) y Eustaquio Buelna. Las presas derivadoras Andrew Weiss e Ing. Carlos Carvajal Zarazúa. Las Estaciones de bombeo de rescate de aguas fijas y móviles. El sistema de conducción está constituido por el **CPH** de poco más de 150 km, los cinco sifones, el túnel de 1.3 km que cruza el cerro Tecorito y los 13 diques entre los que destacan por su longitud y área de embalse El Batamote y Mariquita, mientras que el sistema de operación lo constituyen las represas y sus compuertas radiales y deslizantes o las agujas, las obras de toma con sus compuertas, las estructuras de cruce como son los puentes vehiculares y peatonales, las alcantarillas y también los sifones que cruzan el **CPH**, las entradas de agua al canal con todas sus variantes de control.

Bajo este contexto y dada la importancia que revisten los compromisos de la administración actual del Gobierno Federal frente a los grupos sociales, se encuentra el proyecto general de la sobre-elevación del **CPH**, para aumentar la capacidad de respuesta en el riego de los cultivos, además de una sustancial mejora en el diseño y



funcionalidad de las estructuras, con el compromiso de mejorar la eficiencia del riego, la producción y productividad por parte de los usuarios.

Ante la falta de un adecuado programa de mantenimiento y a sus más de 50 años de operación, el **CPH** presenta un deterioro en su infraestructura, generando una baja eficiencia, con un importante incremento en las pérdidas de carga, en la capacidad de conducción tanto de los tramos de canal como en las estructuras de control, cruce y derivación. De esta manera resulta que dichas pérdidas son mayores a las esperadas por no haberse ejercido un adecuado programa de inversiones en mantenimiento. Esto ha ocasionado, entre otros problemas resolver la necesidad de aumento a los niveles requeridos para extraer y conducir los caudales máximos de operación desde el bajo nivel de la Presa Andrew Weiss (**PAW**), hasta una mejor capacidad de la red de canales de conducción y distribución.

Este problema combinado con un incremento en la demanda de riego, se ha venido reflejando y acentuando a lo largo de los 50 años de operación del sistema y en particular de la derivadora, requiere la instalación de agujas en la cresta vertedora para aumentar la carga y derivar el gasto de operación requerido, además de los muros del desarenador-desfogue, así como la sobre-elevación de tramos de canal y la ampliación de algunas represas y sifones. Esta situación se magnifica ante la falta de capacidad de origen que tienen algunas de sus estructuras, o limitadas como la del túnel Tecorito. La situación es tal, que el gasto máximo que se ha podido transitar en el canal apenas alcanza los 90 m<sup>3</sup>/s.

La falta de capacidad de conducción y de respuesta en la entrega de volúmenes del **CPH** hacia la zona de riego en los periodos de máxima demanda, ha originado limitaciones en la atención de la demanda de agua para riego y consecuentemente afectaciones en algunos cultivos que no alcanzan su máximo potencial de producción. Lo anterior genera a la vez afectaciones a los usuarios del servicio de riego que atiende el canal, quienes han manifestado su interés y oportunidad de entrega, por mejorar la



capacidad del canal para la cual la CONAGUA ha estimado elevar la capacidad a 120 m<sup>3</sup>/s.

Actualmente las estructuras, y obras auxiliares como represa y puentes vehiculares funcionan correctamente, sin embargo, se requieren hacer cambios para algunas de ellas localizadas por abajo del nivel de aguas extraordinario del CPH o en la zona del bordo libre o sobre-bordo. Se tendrán que proponer acciones de mejora, adecuación y rehabilitación mayor para mantenerlas en condiciones óptimas de operación. Para ello se integrarán los expedientes técnicos de cada proyecto ejecutivo con éstas memorias técnicas descriptivas, los generadores de obra, catálogos de conceptos, presupuesto base, especificaciones técnicas de construcción y planos de proyecto referidos a las decisiones y acciones tomadas.

Las consideraciones tomadas para decidir el diseño y la rehabilitación de estas represas se derivaron del diagnóstico general que se presenta en este capítulo.

Se percibe un completo abandono, deterioro, desmantelamiento y destrucción de los elementos de las represas del conjunto; además en algunas de las compuertas se registra una operación manual con poca frecuencia.

Las 5 represas en estudio que forman parte del CPH son tan necesarias para mejorar la operación y eficiencia del sistema de la Red Mayor, que han tenido que sumarse a los contenidos del diseño como condición necesaria para evitar una solución parcial del problema de equidad y distribución del agua entre los usuarios.

Actualmente se estima que apenas un 10% de todas las represas tienen posibilidad de electrificar y automatizar los sistemas. La inversión para llevar a cabo la instalación de la red eléctrica tendría que programarse junto con la pavimentación del camino, ya sea mediante el tendido completo desde los puntos más cercanos de la distribución de energía convencional o mediante un sistema mixto con energía solar.





Existe la creencia de que no vale la pena instalar sistemas sofisticados de iluminación en puentes, de control y operación en las represas, de medición y distribución del agua sobre el canal, ante el pillaje, robo y destrucción. El responsable de la Red Mayor debe contar con un sistema de control y vigilancia, con personal durante los tres turnos, con respuesta en tiempo real de lo que ocurra en cada represa o punto de interés y conectado con los cuerpos de seguridad, pero sobretodo promover el cambio hacia un sistema eficiente y seguro como condición para volver a construir y operar las represas en beneficio de los usuarios.

Entre las estructuras que mayor deterioro alcanzan son aquellas que no se usan, pues las más de las veces son atacadas por la corrosión en el caso de los aceros estructurales y de los concretos por la erosión hídrica y los agentes fisicoquímicos también en los aceros de refuerzo. En buen número de las represas se ha detectado un alto grado de depredación de los equipos, justamente por el desuso y abandono asociado.

Los criterios de diseño tanto de las estructuras, como de los sistemas de hardware y software para operar las compuertas, sin duda, deben acompañarse de un alto grado de equipamiento orientado a mejorar la seguridad, de ser posible con geoposicionadores, localizadores y alarmas, con claves de accesos restringidos a las instalaciones locales y centralizadas; es decir, que las pasarelas o losas de maniobras, deben convertirse en casas de máquinas y tableros de control para cada conjunto de represas y desfogues si fuera el caso.

Todas las represas han alcanzado su vida útil al cumplir poco más de 50 años, de no operar en su mayor parte. Existen represas que fueron ampliadas sin una planeación previa, sin un adecuado diseño, tanto del tercer vano, como de las transiciones de entrada y de salida, con compuertas deslizantes o radiales que nunca fueron terminadas correctamente.



El tema de la reparación y rehabilitación de este tipo de estructuras, además de la complejidad que representan cualquiera de estas acciones, por el medio y las condiciones para llevar a cabo los trabajos, no garantiza un acabado seguro y funcional, dado que de origen fueron manipuladas, sin planos del proyecto original, sin conocimiento previo del estado físico del suelo de desplante, de la calidad y características de los materiales. El someter una estructura a nuevas condiciones de trabajo, con mayores empujes hidrostáticos, cargas muertas y accidentales, sin tener los elementos de análisis estructurales, de pruebas y resultados de laboratorio que permitan establecer cierto grado de certidumbre, resulta un riesgo elevado de consecuencias impredecibles.

En este breve diagnóstico se presenta una muestra con imágenes del grado de deterioro de las estructuras de las represas y puentes asociados en algunos casos, que dan idea clara de la importancia y la necesidad de rehabilitar las estructuras, aprovechando las nuevas tecnologías, pero sobretodo condicionadas a la electrificación para operar, mantener y guardar una simetría sobre el eje del CPH en la distribución de las tres compuertas. Por otra parte la sobreelevación traería por consecuencia una mayor carga sobre los muros laterales, requerimiento que sería cubierto con una trabe de liga en la parte superior de los muros, coincidiendo aguas abajo, prácticamente sobre las ménsulas de soporte de las compuertas.

En el Capítulo 2.4 “Inspección Estructural y Pruebas de Concreto”, se desarrollará las consideraciones particulares mediante un diagnóstico para decidir la rehabilitación de la represa en la zona de estudio.



Figura 2.1 Compuerta radial con fisuras en placa de retención.



Figura 2.2 Exposición de acero de refuerzo en ménsula.





Figura 2.3 Fallo de muros de contención pertenecientes a la represa.



Figura 2.4 Compuertas radiales, maquinaria y mecanismos operadores expuestos.





Figura 2.5 Desprendimiento de la losa de transición de salida y parapeto desplomado.



Figura 2.6 Árboles ejerciendo presión sobre muros en transición de salida.



Figura 2.7 Parapetos destruidos.



Figura 2.8 Protecciones de concreto reforzado destruido y expuesto al intemperismo.





Figura 2.9 Falta de mantenimiento generalizado a las compuertas radiales.



Figura 2.10 Estructura de protección colapsada.



Figura 2.11 Falla en muros cubiertas por el agua.





## 2.2. Antecedentes

El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (**IMTA**) solicitó apoyo a la empresa *Ingeniería en Diseño Estructural (IDE)* para participar en el análisis y diseño estructural de todas las represas a rehabilitar que forman parte del Canal Principal Humaya, Distrito de Riego 010 Culiacán-Humaya. Esta parte del trabajo fue contratado por la experiencia, rapidez y capacidad de respuesta de la empresa que utiliza el software *Robot Structural Analysis Professional*, atendiendo al diseño conceptual, los términos, requisitos, lineamientos y normatividad establecidos por el IMTA. El resultado de este apoyo formará parte de los expedientes técnicos del proyecto ejecutivo que consiste en la adecuación de cada represa a las nuevas condiciones de operación, derivado del aumento del nivel de operación, y del incremento en la capacidad de conducción del CPH de 80 a 120 m<sup>3</sup>/s.

El eje principal de la represa en la posición actual se encuentra ubicado en la Estación en estudio, a consecuencia de la sobreelevación del mismo se requiere incrementar su altura para que continúe en servicio, pasando el nivel actual del bordo (cara superior de la represa) al nivel del intradós modificado.

Para el proceso de rehabilitación será necesario realizar pruebas de resistencia al concreto. Será necesario la demolición de ciertas zonas de la represa, consecuencia de ciertos casos que pudiera ocurrir, ya sea para la ampliación a un tercer vano de compuerta, para la sobreelevación de muros y losas de maniobras y vehiculares y/o por mala calidad de la obra actual. Prosiguiendo el proceso con un análisis y diseño estructural y construcción de los nuevos elementos que serán parte de la represa rehabilitada. Además, será necesario en la mayoría de los casos usar anclajes químicos para unir la estructura nueva con la vieja, así como construir muros de contención para los rellenos en caso de ser necesario.



Respecto a las compuertas, se revisarán que estas estén en óptimas condiciones para cumplir con su función, y en caso de ser necesario se realizarán las reparaciones correspondientes, o en el peor de los casos solicitar una nueva compuerta. En el tercer vano se propondrá, como punto de partida, utilizar el mismo tipo de compuerta existente, haciendo todas las adecuaciones necesarias para alcanzar el nivel de operación deseado.

El nuevo nivel de hidráulico a alcanzar se muestra en la **¡Error! No se encuentra el rigen de la referencia..**

Tabla 2.1 Niveles de perfil de elevaciones en el KM 50+277.

CONCEPTO	NIVEL (m)
NIVEL DE OPERACIÓN	66.119
BORDO DERECHA	66.779
HOMBRO DERECHA	65.369
PLANTILLA	60.226
HOMBRO IZQUIERDA	65.215
BORDO IZQUIERDA	66.779

## 2.3. Localización de la represa

### 2.3.1. Localización regional.

Culiacán, oficialmente Culiacán Rosales, es una ciudad del noroeste de México, capital y ciudad más grande del Estado de Sinaloa y del Municipio de Culiacán. El nombre genuino azteca es Colhuacán o Culhuacán que se compone de colhua o culhua, y de can, lugar; y significa: "lugar de los colhuas, esto es, habitado por la tribu colhua;" es popularmente más aceptado el significado de "lugar de los que adoran al Dios Coltzin" Se ubica en la región centro del Estado de Sinaloa, formando parte del noroeste de México. Le corresponden las coordenadas: 24°48'15" N (latitud norte) y 107°25'52" O (longitud oeste), con una altitud de 54 msnm (Figura 2.12).



Figura 2.12 Macrolocalización de Culiacán, Sinaloa.

Está ubicada a 1,240 km de la Ciudad de México, desde Culiacán hasta Tepic, hay solamente 502 km; a Durango, 536 km; a Hermosillo, 688 km; a Guadalajara, 708 km; a Monterrey, 1,118 km; Chihuahua, 1,159 km; a Tijuana, 1,552 km; y a Matamoros, 1,434 km.

### 2.3.2. Ubicación de la represa.

El sitio de la represa existente se localiza en las coordenadas geográficas: latitud  $25^{\circ}4'24.45''N$ , longitud  $107^{\circ}38'35.13''O$  (ver Figura 2.13).

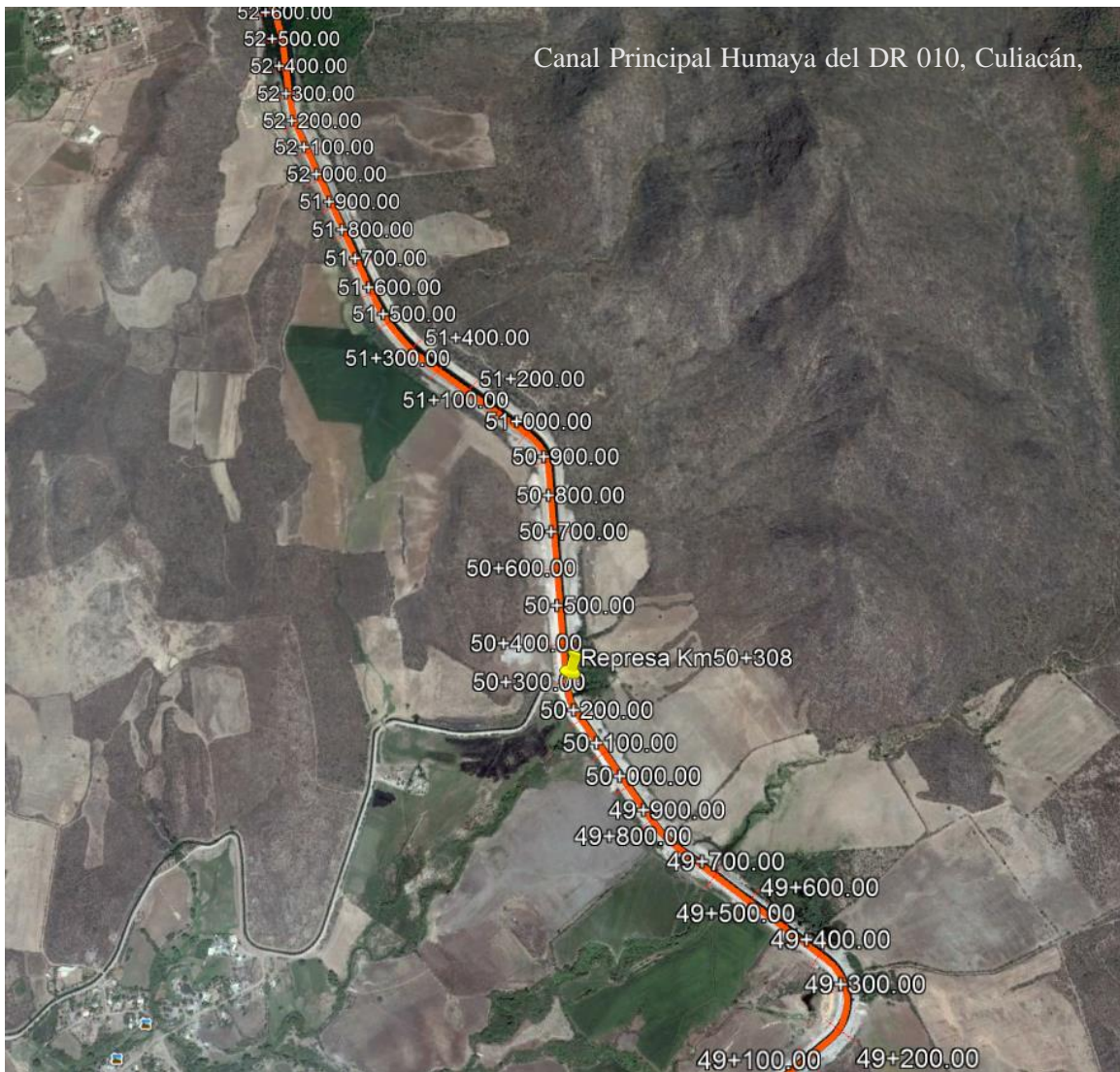


Figura 2.13 Ubicación de la represa Km 50+308 sobre el CPH.

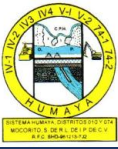




Figura 2.14 Imagen de la represa del Km 50+308 del CPH.



Figura 2.15 Vista general de la represa Km 50+308 del CPH.



## 2.4. Inspección estructural y pruebas de concreto

### 2.4.1. Inspección estructural

Como resultado de la inspección de la represa en estudio se detectan los siguientes problemas de carácter estructural, funcional y de operación:

Fisuras en compuerta radial; el proceso de rehabilitación recomendado para este tipo de daño es mediante la colocación de placas de refuerzo, unidas a base de soldadura de penetración parcial, en el área dañada.

Oxidación de Compuerta Radial; rehabilitación por un método de limpieza y sandblasteo, para posteriormente aplicar una pintura anticorrosiva en toda la superficie de la compuerta.

Acero de refuerzo expuesto; dependiendo del tipo de exposición se recomienda el corte del acero que no tenga función estructural, y posterior recubrimiento con mortero epóxico; en otros casos será necesario demoler, y reemplazar el elemento estructural en cuestión.

Deterioro del concreto; dadas las condiciones normales de operación, y el tiempo de vida útil que tienen las represa, el concreto ha alcanzado cierto estado de deterioro. Con el fin de determinar con certeza el estado actual se le realizarán pruebas para determinar su resistencia, y a partir de los valores determinados en campo, se determinarán sus propiedades mecánicas, esto con el fin de efectuar análisis estructural más detallado. Se recomienda la limpieza de la superficie de concreto y aplicar un recubrimiento con pasta de concreto en toda la superficie.

Maquinaria en desuso y obsoleta; se propone el reemplazo de los equipos, por unos más modernos y en condiciones óptimas de operación.

Deficiencias en estructuras de protección; con barandales de concreto completamente dañados o inexistentes, se recomiendo instalar barandal de acero como se especifica en planos de detalles y en el presupuesto.

Equipo electromecánico sin electricidad; existe la posibilidad de alimentar al mecanismo de la compuerta con electricidad, ya que la línea de media tensión se encuentra cableado relativamente cerca de la maquinaria de las compuertas.

Dada la importancia de estas obras de infraestructura y como consecuencia de los años de vida útil que tiene, se plantea una rehabilitación, sustentado en la revisión estructural de esta con los reglamentos y normas vigentes, para asegurar así un funcionamiento óptimo sin la necesidad de una nueva represa.



Figura 2.16 Fisuras y oxidación en compuerta radial.





Figura 2.17 Acero de refuerzo expuesto.



Figura 2.18 Deterioro en concreto.





Figura 2.19 Maquinaria en desuso y obsoleta.



Figura 2.20 Mala seguridad para usuarios.



## 2.4.2. Pruebas del concreto

Se obtuvieron núcleos de concreto de los elementos para realizar su evaluación estructural y conocer sus características.

Se indicó la ubicación de los elementos a los cuales se les realizó la extracción, para la cual se utilizó una extractora de núcleos y broca diamantada marca Husqvarna, de una broca diamantada de 2 ½ “.

Los núcleos de concreto se obtuvieron en apego a las siguientes normas, ya que la calidad del proceso de extracción de corazones juega un papel fundamental en la valoración del estado actual del concreto.

NMX-C-169-ONNCCE-2009 Extracción de especímenes cilíndricos o prismáticos de concreto hidráulico endurecido.

NMX-C-159-ONNCCE-2004 Elaboración y curado de especímenes en el laboratorio.

NMX-C-083-ONNCCE-2002 Determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto – Método de prueba.

NMX-C-221-ONNCCE-2005 Longitud de los corazones de concreto – Método de prueba

NMX-C-109-ONNCCE-2010 Cabeceo de especímenes cilíndricos.

NMX-C-083-ONNCCE-2002 Determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto – Método de prueba.

A continuación, se hace mención al procedimiento de extracción de corazones de concreto:

- Se tomaron muestras en los muros de concreto.
- Los corazones barrenados sirven como muestras de prueba, esos ofrecen, además, la oportunidad de una valoración óptica de la construcción, así como para determinar la resistencia a la compresión, la porosidad, la densidad, la densidad absoluta y la composición del mortero.
- Es importante mencionar que se extrajo apropiadamente, pues de lo contrario, todas las conclusiones y evaluaciones que se deriven del mismo tendrán que ser tomadas con reserva. Un corazón barrenado que se haya obtenido correctamente decidirá, a final de cuentas, la cuestión del error y la responsabilidad.
- Cuando en las losas haya grietas, éstas pueden también venir desde abajo, es decir, hallarse presentes en el lecho de mortero posiblemente ya desde la subestructura. Cuando este sea el caso, no conviene levantar muestras solamente de las áreas agrietadas; ya que las mismas se caerían a pedazos, por haber estado ya separadas. Y si todavía se mantuvieran juntas, la prueba de resistencia a la compresión resultaría negativa. Cuando haya de probarse la resistencia a la compresión del mortero en el lecho, deberán obtenerse corazones de las áreas libres de grietas. Para el caso en cuestión, se extrajeron áreas sin grietas visibles a simple vista.

- El "Métodos de prueba para el concreto" establece lo siguiente: En el procedimiento del muestreo deben obtenerse corazones por medio de barrenado húmedo. Se tuvo mucho cuidado de no ocasionar daños a la estructura; las superficies de los cilindros deben estar lisas. Esto se logró, entre otras cosas, con una máquina de barrenado que esté firmemente conectada al componente estructural, usando un barreno rígidamente fijado en su lugar.
- El barrenado se realizó con suficiente agua, y con la máquina atornillada al piso o a columna. Con frecuencia, esto no se hace por temor a ensuciar el piso o causar daños adicionales, pero los especímenes de prueba se dañarán y, por lo tanto, darán resultados falsos. Para este caso no fue impedimento pues el lugar se encontraba sin operación.
- El estado de deterioro del barreno tiene también una importancia decisiva para la toma de las muestras. Si la proyección interior de su cabeza con dientes de diamante está en mal estado, el corazón no puede ser cortado y sacado libremente. Para el caso en cuestión fue una broca nueva y en buen estado.

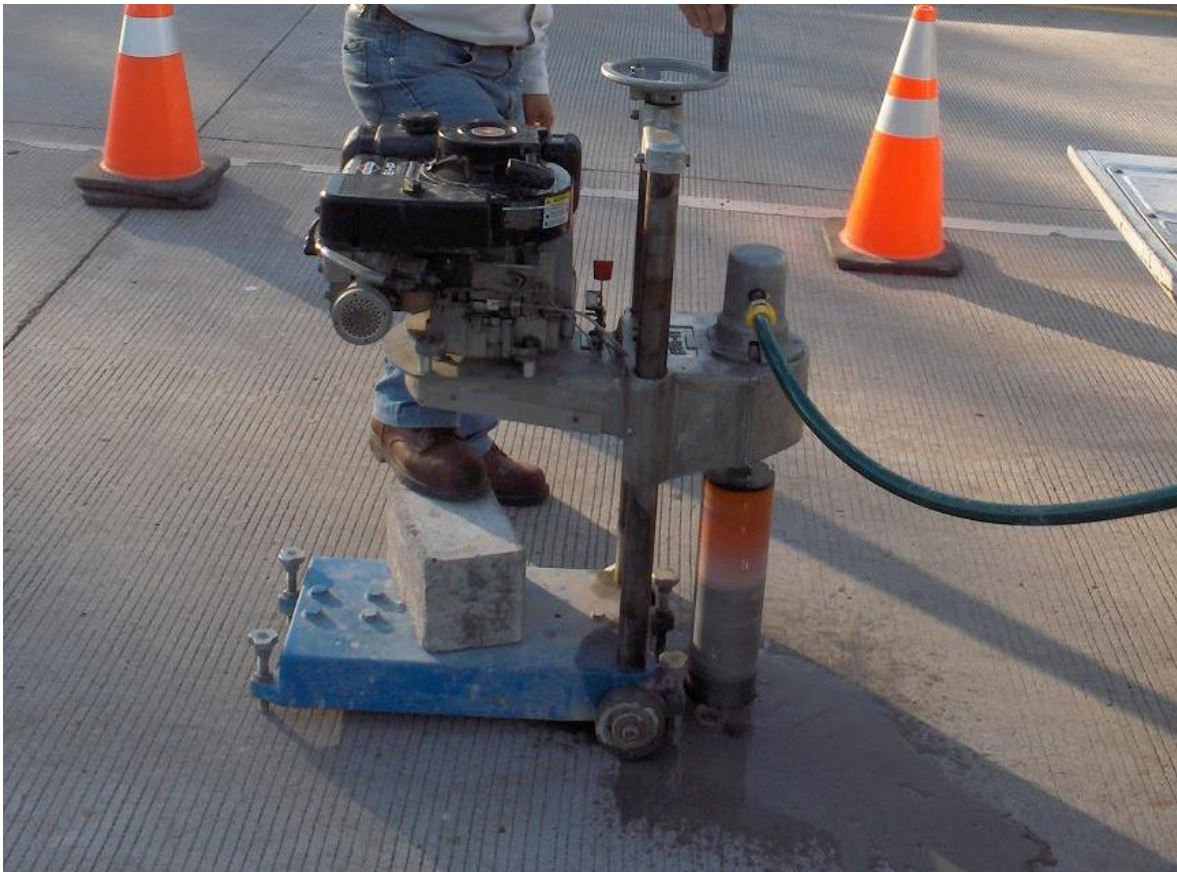


Figura 2.21 Maquinaria para el Barrenado de especímenes de concreto.





Figura 2.22 Espécimen de concreto a obtener.



### 2.4.3. Resultado de pruebas

De los resultados obtenidos se presentan resumidos en esta tabla:

**CENTRO EXPERIMENTAL Y SERVICIOS EN INGENIERÍA CIVIL**

SEPÚLVEDA 50 NTE. CULIACÁN, SINALOA

REGISTRO DE ENSAYES DE CORAZONES DE CONCRETO									
OBRA: CANAL HUMAYA					PROCEDENCIA: CULIACAN, SINALOA				
No. CORAZÓN	ALTURA MEDIA cm	DIAMETRO cm	RELACION ESBELTEZ	ÁREA cm <sup>2</sup>	CARGA DE RUPTURA kg	ESFUERZO kg/cm <sup>2</sup>	FACTOR DE CORRECC.	ESFUERZO CORREGIDO kg/cm <sup>2</sup>	FECHA DE CORTE DE NÚCLEOS:
1 KM 97+282	9	5	1.8	19.63	3887	198.0	0.99	196.0	FECHA DE ENSAYE DE NÚCLEOS 12 DE FEBRERO DE 2018
2 KM 92+572	8	5	1.6	19.63	3436	175.0	0.98	171.5	
3 KM 68+285	10	5	2.0	19.63	4116	209.6	1.00	209.6	RESISTENCIA DE PROYECTO
4 KM 60+892	10	5	2.0	19.63	5311	270.5	1.00	270.5	
5 KM 60+892	10	5	2.0	19.63	4113	209.5	1.00	209.5	PORCENTAJE DE RESISTENCIA
6 KM 50+308	10	5	2.0	19.63	3920	199.6	1.00	199.6	
NORMA APLICADA:							PROMEDIO		
OBSERVACIONES: EN EL KM 60+892, SE SACARON DOS CORAZONES DE CONCRETO HIDRAULICO									
RESPONSABLE ING. JUAN DE DIOS CUETO DÍAZ									



VISTA DE LA EXTRACCION DEL CORAZON DE  
CONCRETO HIDRAULICO



VISTA DE LA EXTRACCION DEL CORAZON DE  
CONCRETO HIDRAULICO



VISTA DE LA EXTRACCION DEL CORAZON DE  
CONCRETO HIDRAULICO



VISTA DE LA EXTRACCION DEL CORAZON DE  
CONCRETO HIDRAULICO



## 2.5. Topografía

Basado en el estudio realizado por CONAGUA (Diciembre, 2013) “Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobre-elevación del Canal Principal Humaya Y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Primera Etapa)” se utiliza como referencia la configuración topográfica y geométrica establecida en dicho estudio para obtener las condiciones y niveles de diseño para la represa.

La mencionada configuración topográfica considera los municipios de Culiacán, Angostura y Guamúchil, desde la presa Derivadora Andrew Weiss (km 0+000) hasta el (km 181+300). Las actividades consistieron en la localización y establecimiento de bancos de referencia para la planimetría y altimetría, la nivelación de una poligonal de apoyo, el levantamiento de estructuras de control y la altimetría para obtener secciones del canal a equidistancias de 100 m en los primeros 126 kilómetros y a cada kilómetro en el tramo final del canal. Las estructuras más cercanas al sitio de estudio producto del trabajo de inspección y topográfico según el estudio citado anteriormente, se muestran en la Tabla 2.2, así como el total de las mismas levantadas entre los kilometrajes mencionados en el párrafo anterior,

Tabla 2.2 Estructuras de control más cercanas al sitio de estudio.

<b>CADENAMIENTO km</b>	<b>ESTRUCTURA</b>
46+006.43	ENTRADA
46+350.91	TOMA LATERAL
46+424.96	TOMA
47+630.34	DESFOGUE
48+187.40	TOMA LATERAL
52+311.17	DIQUE
52+888.19	DESFOGUE



Tabla 2.3 Número de estructuras levantadas desde la PAW hasta el km 181+300.

<b>ESTRUCTURA</b>	<b>NÚMERO</b>
Entradas de Agua	68
Diques	11
Sifones	22
Puentes peatonales	16
Puentes vehiculares	38
Puente sobre ferrocarril	2
Represas	30
Tomas laterales	33
Tomas	55
Desfogues	37
<b>Total</b>	<b>312</b>

## 2.6. Geotécnia

La actividad orogénica asociada a la subducción sostenida de la placa oceánica Farallón, debajo del borde occidental de América del Norte, dejó marcadas evidencias de su paso por el noroeste de México, especialmente durante el Cretácico y el Paleógeno. Entre éstas, destaca el emplazamiento de la porción sur del Batolito de las Sierras Peninsulares a través de Baja California y la porción occidental de Sinaloa, y del cinturón volcánico-plutónico laramídico en Sonora y Sinaloa.

En la porción centro-norte de Sinaloa, las características geomorfológicas de la angosta planicie costera se relacionan preferentemente con el desarrollo de las llanuras aluviales de los ríos San Lorenzo, Culiacán, Mocorito, Sinaloa y Fuerte, entre otros de menor importancia. Son ríos de cuenca de drenaje pequeña dada la proximidad de la Sierra Madre Occidental al litoral. **Figura 2.23.**

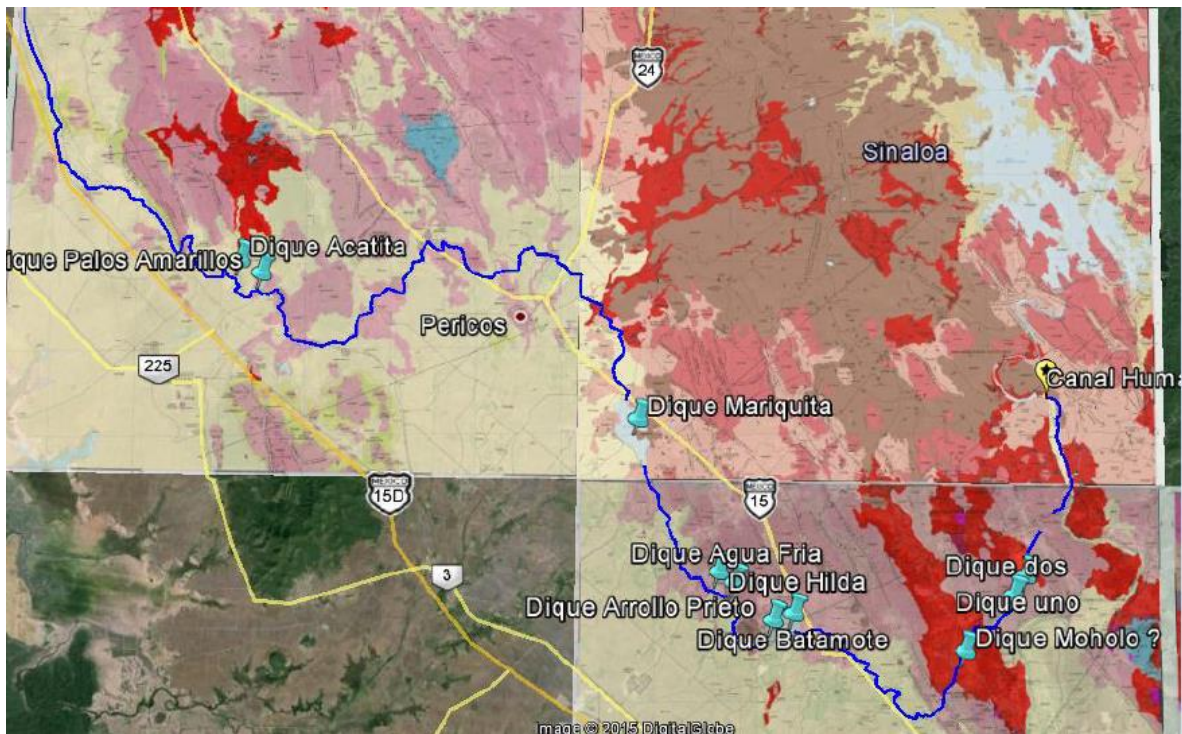


Figura 2.23 Canal Humaya sobrepuesto en las cartas Geológico-Mineras de Culiacán, Perico y Mocorito.

Las llanuras, desarrolladas preferentemente por los procesos aluviales habidos a partir del Pleistoceno han sido ampliamente acrecentadas durante el Reciente; están formadas por depósitos deltaíco-estuarinos, lagunares y de antiguas playas y dunas. Durante su evolución han sido rellenados algunos cuerpos lagunares y abandonados varios cauces fluviales.

Los sedimentos que constituyen a la planicie costera han sido aportados por los ríos y arroyos que drenan la vertiente pacífica de la Sierra Madre Occidental, y que en su curso erosionan rocas volcánicas cretácicas y terciarias, y algunas intrusiones según la Carta Geológica de la República Mexicana (1992) y el Atlas de Sinaloa (1980).

Los afloramientos de las rocas ígneas laramídicas siguen un alineamiento NWSE, y comprenden numerosos plutones de dimensiones variables, cuya composición varía





entre cuarzodiorita y granito. Estos plutones están, a su vez, cortados por enjambres de diques de aplita, pegmatita, granófido y lamprófido. Las rocas volcánicas laramídicas se caracterizan por aglomerados y derrames de lava de composición intermedia, seguidas por tobas andesíticas intercaladas localmente con depósitos lacustres fosilíferos en algunos lugares, los cuales están, a su vez, sobreyacidos por derrames y tobas riolíticas y riodacíticas. Debido a su relativa mayor resistencia a la erosión, las rocas volcánicas están mejor preservadas en la porción oriental del cinturón, mientras que al oeste el cinturón está dominado por granitoides intensamente erosionados.

La mayor parte del **CPH** se localiza en *limos-arenas* y rara vez cruza por *andesitas-tobas andesíticas* evitando y rodeando así las estructuras de mayor altitud, con algunas excepciones como la del túnel “El Tecorito”.



### 2.6.1. Fallas geológicas

El canal Humaya atraviesa por cinco fallas principales, de las cuales se realiza una descripción de sus características en la Tabla 2.4, ninguna de estas fallas pasa por algún dique, sólo cruzan el canal. Las fallas forman parte del sistema de Cuencas y Sierras de la República Mexicana.

Tabla 2.4 Descripción de las fallas.

Nombre de la falla	Tipo de falla	Litología	Km aproximado en el que atraviesa el C. P. Humaya
Ojo de agua	Desplazamiento lateral izquierdo	Andesita-toba andesítica	Al final del túnel “el Tecorito” en el km 9+180
San Rafael	Desplazamiento lateral izquierdo	Del lado derecho de la falla se tiene una andesita-toba andesítica y del lado izquierdo una granodiorita	km 10+490
Cerritos	Normal con rumbo NW y echado al SW	andesita-Basalto	km 22+360
El tecomate	Normal con rumbo NW y echado al NE	divide una andesita-Basalto de limos-arenas	km 23+450
Potrero	Normal con rumbo NW y echado al SW	Riolita-toba riolítico	km 104+800

### 2.6.2. Sismicidad

El Golfo de California es una de las regiones más importantes en el estudio del mecanismo y dispersión del fondo submarino, es una de las zonas tectónicamente activa debido a que la Península de Baja California se está separando del resto del continente con un movimiento hacia el NW, la estructura tectónica del Golfo de California está íntimamente ligada con el sistema de la falla de San Andrés. En las costas de Sinaloa se pueden observar bloques basculados (una parte levantada y otra hundida) por movimientos laterales y por las diferentes tasas de desplazamiento de las placas tectónicas, por lo cual se puede encontrar en las costas terrazas marinas de menos de 500 000 años hasta una altura de 200m. Los movimientos asociados con la apertura del Golfo se transforman directamente en la ocurrencia de temblores

importantes sobre el sistema de San Andrés y representa un riesgo sísmico potencial.  
**Figura 2.24.**

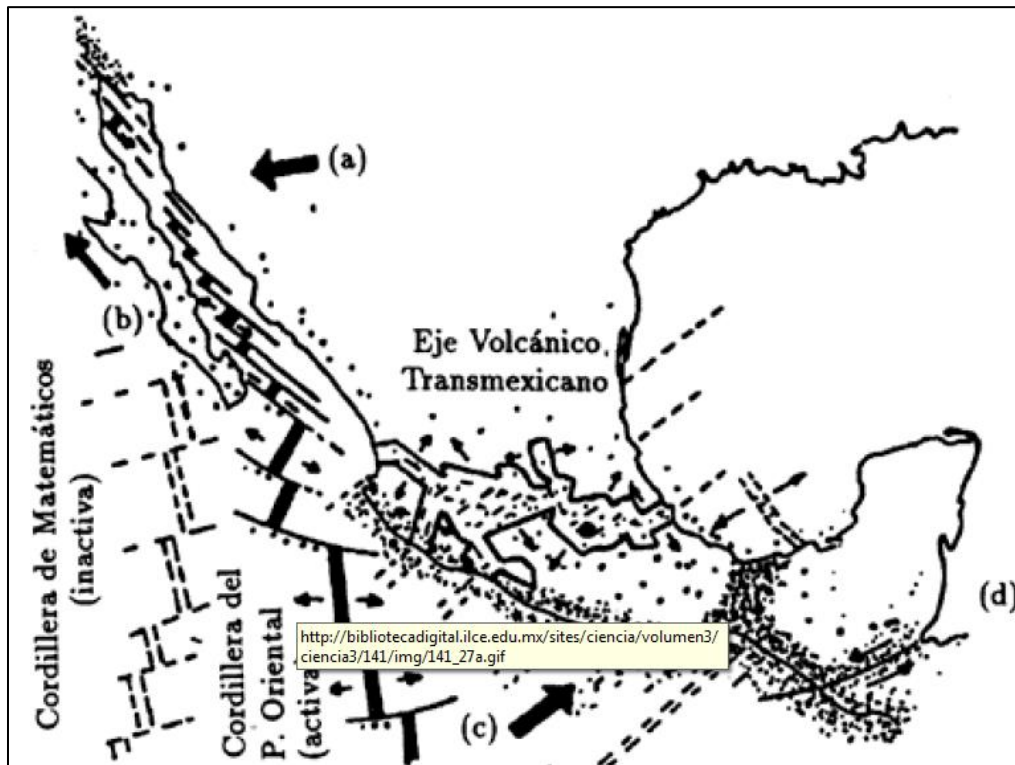


Figura 2.24 Placas tectónicas que afectan a México actualmente.

Con fines de diseño antisísmico, la República Mexicana se dividió en cuatro zonas sísmicas, utilizándose los catálogos de sismos del país desde inicios de siglo XX.  
**Figura 2.25.**

La zona A es una zona donde no se tienen registros históricos de sismos, no se han reportado sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad a causa de temblores.

Las zonas B y C son zonas intermedias, donde se registran sismos no tan frecuentemente o son zonas afectadas por altas aceleraciones pero que no sobrepasan

el 70% de la aceleración del suelo. La zona de estudio se ubica dentro de la zona sísmica B.

La zona D es una zona donde se han reportado grandes sismos históricos, donde la ocurrencia de sismos es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad.

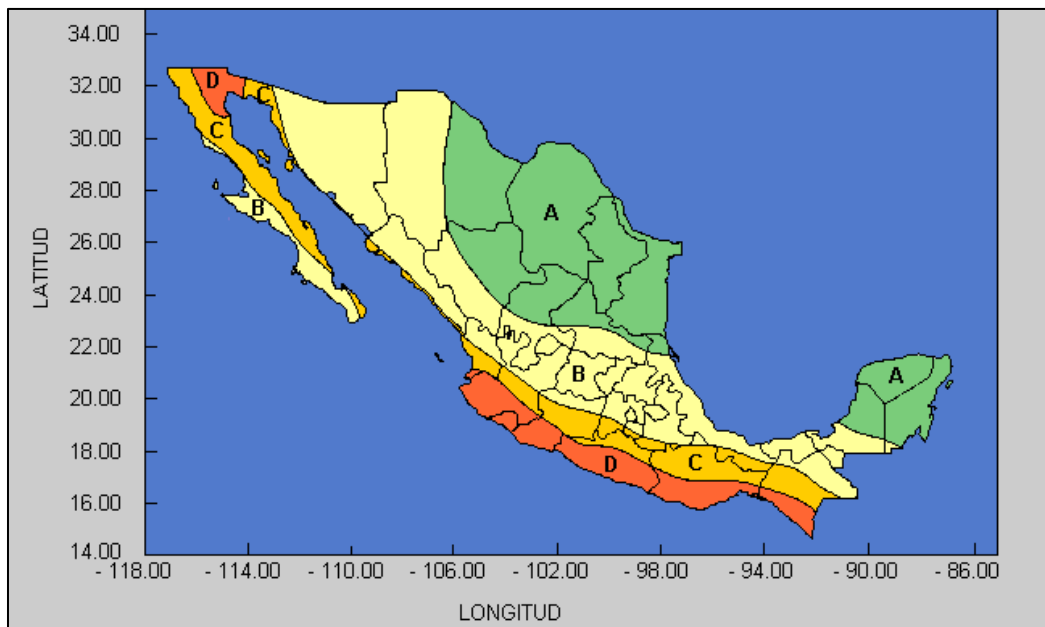


Figura 2.25 Regionalización sísmica de la República Mexicana.

### 2.6.3. Mecánica de suelos

Debido a los trabajos de sobre elevación que se realizarán en los bordos del Canal Principal Humaya, con la finalidad de aumentar el suministro de agua para riego en la zona, las estructuras de cruce sobre el canal tales como puentes vehiculares y peatonales, represas y desfogues existentes, quedarán en niveles inferiores al proyectado por lo que es necesario reubicar dichas estructuras y en su caso ser sustituidas por nuevas que cumplan con las especificaciones de altura en función del





bordo libre y sobre-bordo establecido en los términos de referencia a los que se sujeta este proyecto ejecutivo.

El dimensionamiento de los elementos que conforman la cimentación para la represa del cadenamiento depende fundamentalmente de los materiales existentes en el subsuelo, con ello se define profundidad de desplante y capacidad de carga.

El presente apartado contiene los resultados del programa de exploración y muestreo de suelos realizado por la empresa *Centro Experimental y Servicio en Ingeniería Civil (Asesoría en Mecánica de Suelos y Control de Calidad)*, así mismo como pruebas de laboratorio, determinación de la capacidad de carga, recomendaciones para la cimentación más adecuada para la construcción del cruce proyectado, en el cadenamiento km 88+619.

#### 2.6.3.1. Estratigrafía y propiedades

Las estratigrafías y propiedades del subsuelo que se presentan en el sitio de estudio, se basan en las observaciones realizadas en el sondeo de penetración estándar, durante la exploración y en los resultados del programa de pruebas de laboratorio. Las profundidades indicadas son referidas al terreno natural actual. Se incluyen los contenidos de agua y las fracciones de gravas, arenas y finos encontrados en cada estrato. La estratigrafía del subsuelo está constituida, en términos generales, por los estratos típicos característicos siguientes.

##### 1ª. Unidad estratigráfica

Corresponde a formaciones estratigráficas desde limos, arenosos, grava arena limosos y arenogravo arcillosas de compacidad muy compacta.

##### 2ª. Unidad estratigráfica

Corresponde a formaciones de roca muy alterada.

### 2.6.3.2. Caracterización geomecánica del terreno de cimentación

La caracterización geomecánica del enrocamiento que forma el terreno de cimentación, se realizó con base en la teoría de Bienawsky también conocida como clasificación geomecánica RMR. Esta clasificación fue presentada en 1973 y modificada sucesivamente en 1976, 1979, 1984 y 1989 y permite hacer una clasificación las rocas *'in situ'* y estimar sus propiedades de resistencia. Se utiliza usualmente en la construcción de túneles, taludes y cimentaciones.

El RMR se obtiene estimando cinco parámetros:

- La resistencia a compresión simple de la roca.
- Índice de calidad de roca RQD (Rock Quality Designation).
- Separación entre las fracturas,
- Estado
- Presencia de agua freática.

Al resultado de cada uno de los parámetros se le asigna, según las escalas correspondientes, un valor y se suman todos ellos para obtener el índice de calidad RMR sin correcciones. El factor de corrección, definido cualitativamente, depende de la orientación de las discontinuidades y tiene valores distintos según se aplique a túneles, cimentaciones o taludes.

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

Con base en las características geológicas levantadas en campo y los resultados del sondeo realizado, en la **Tabla 2.5** se presenta la clasificación geomecánica del macizo



rocoso sobre el que se desplantará la represa, considerando que se describe como una roca muy alterada, motivo por el cual no se pudo obtener muestras (RQD muy bajo).

Tabla 2.5 Clasificación geomecánica del enrocamiento (RMR).

PARÁMETRO DE CLASIFICACIÓN	VALOR O DESCRIPCIÓN	VALUACIÓN
1. Resistencia a la compresión uniaxial.	50 kg/cm <sup>2</sup> (4.9 Mpa)	2
2. Índice de calidad de roca (RQD).	< 25 %	3
3. Separación de las discontinuidades	0.06 – 0.2 m	8
4. Estado de las diaclasas.	Ligeramente rugosas e<1 mm. Bordes blandos	20
5. Condiciones del agua subterránea.	Húmedo	7
6. Ajuste por orientación de fisuras.	Desfavorable	-15
<b>TOTAL</b>		<b>25</b>

De acuerdo con el marcador total de 25 puntos, al macizo le corresponde la CLASE IV, CALIDAD MALA, con una cohesión ( $c'$ ), que va de 0.1 a 0.2 MPa (1 a 2 kg/cm<sup>2</sup>) y un ángulo de fricción  $\phi$ , que va de 15° a 25°. Para fines de este análisis se considerarán, de manera conservadora, los valores inferiores.

### 2.6.3.3. Análisis de capacidad de carga del terreno de cimentación

Las condiciones del subsuelo corresponden a formaciones estratigráficas desde limos, arenosos, grava arena limosas y areno-gravo-arcillosas de compactidad muy compacta, a roca muy alterada, según las condiciones del subsuelo, se recomienda la propuesta de losa de cimentación, resultando una  $Q_{adm} = 16.4 \text{ Ton/m}^2$ .



$Q_{adm} = ( C_u N_c F_r + ( p_v ( N_q - 1 ) + \gamma B N_\gamma / 2 ) F_r + p_v )$		<b>16.4 Ton/m<sup>2</sup></b>	
Donde :			
Q <sub>adm</sub>	Capacidad de carga admisible, en ton/m <sup>2</sup>		
D <sub>f</sub>	Profundidad de desplante, m	2.2	
p <sub>v</sub>	Esfuerzo total al nivel de desplante, ton/m <sup>2</sup>		4.0
p <sub>v</sub>	Esfuerzo efectivo al nivel de desplante, ton/m <sup>2</sup>		4.0
N <sub>q</sub>	Coficiente de capacidad de carga dado por : $N_q = \exp ( 3.1416 \tan \phi ) \tan^2 ( 45 + \phi / 2 )$		Corrección 5.26    1.32    6.97 1 + tan ϕ
ϕ	Angulo de fricción interna, en grados	18.0	
Tan ϕ	Tangente del ángulo fricción interna	0.32	
Tan (45 + ϕ/2)		1.38	
B	Ancho propuesto de la cimentación, m	2.0	2.00 Corrección
	Largo propuesto de la cimentación, m	3.0	
N <sub>γ</sub>	$N_\gamma = 2 * ( N_q + 1 ) \tan \phi$		4.07    0.6    2.44
FR	Factor de resistencia, 0.35	0.35	B/L    0.67
γ	Peso volumétrico del suelo, ton/m <sup>3</sup>	1.80	Df/B    1.10
c	Cohesión, en ton/m <sup>2</sup>	1.00	
N <sub>c</sub>	Coficiente de capacidad de carga $N_c = 5.14 ( 1 + 0.25 D_f / B + 0.25 B / L )$	7.41	

Figura 2.26 Análisis de capacidad de carga.





## 2.7. Hidráulica

Según el informe realizado por el “*Consortio de Ingeniería Mexicana, S.A. de C.V.*”, las características hidráulicas del sitio en estudio son las siguientes: el canal fue diseñado para conducir en su parte inicial un gasto de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ : sin embargo, en la práctica el máximo que se ha logrado transportar es de  $85 \text{ m}^3/\text{s}$ , situación que se da invadiendo el nivel de bordo libre, cuidando el desbordamiento en zonas donde se perdió por erosión parte del borde, deshabilitando las obras de excedencias y retirando compuertas.

Con el fin de eliminar estos problemas e incluso incrementar la capacidad del canal por encima de los  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ , para abastecer nuevas áreas de riego, se han realizado diferentes propuestas y trabajos de entre los cuales destacan: la sobre elevación de bordos del canal en los primeros 5 km y en algunos tramos intermedios, trabajos de limpieza y control de lirio acuático en las lagunas laterales que se forman en los diques, ampliaciones en represas (puntos de control con compuertas) para ampliar su área hidráulica. De estudios previos, se ha determinado que la capacidad real del canal no es la de diseño. El problema de falta de capacidad se agrava en los primeros kilómetros por efecto del sifón Arroyo Grande y el Túnel El Tecorito.

Para fines prácticos la nueva represa se desplantará aguas debajo de la represa existente, por lo que se seleccionó la sección de la estación 50+277 como referencia de dibujo y de geometría hidráulica, área hidráulica, etc (ver Figura 2.27).

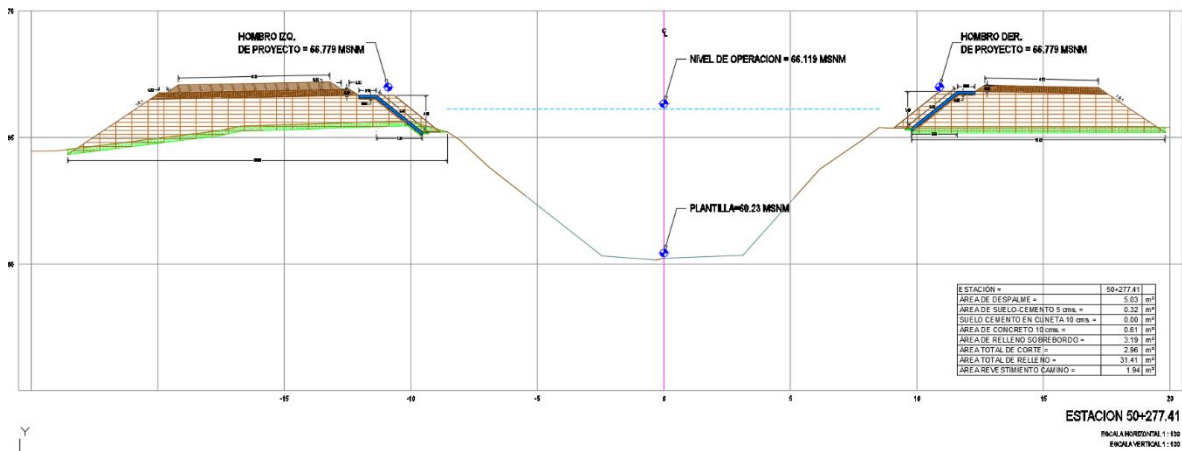


Figura 2.27 Sección de la estación 50+277.41 del CPH.



## 2.8. Análisis y diseño estructural

En este Capítulo se aplican los procedimientos tradicionales de análisis estructural de los elementos que integran la represa en su conjunto, así como para cada uno de los elementos estructurales.

Se consideraron como elementos estructurales la compuerta de acero, los muros de concreto, la losa de fondo y la losa de maniobras, además de los elementos secundarios que sirven para unir las compuertas con los muros de concreto.

Entre las normas y reglamentos de diseño que se aplicaran para el diseño de cada uno de los elementos se encuentran:

- Reglamento de Construcción de la ciudad de Culiacán.
- Requisitos de reglamento para Concreto Estructural (ACI-318s-11) y Comentarios.
- Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC-CFE diseño por Sismo y Viento)
- Manual de diseño en Acero AISC (American Institute of Steel Construction) método LRFD (Load and Resistance Factors Design)

### 2.8.1. Análisis estructural de la represa

De acuerdo con el estudio hidráulico realizado, para tener un correcto funcionamiento del canal una vez que se hayan realizado los trabajos de sobre elevación en la zona de estudio, es necesario colocar una represa con 3 compuertas, cuyas dimensiones deben ser de 6.00 metros de alto por 5.00 metros de ancho.

Para dar soporte lateral a estas compuertas es necesario construir 4 muros cuyas dimensiones estarán definidas por la geometría de las compuertas. Los espesores de dichos muros obedecen a las cargas a las que estén sometidas. En la Figura 2.28 se muestra una vista esquemática en elevación donde se aprecia tanto la geometría de la compuerta, como el muro y la losa de fondo que la soportan, mientras que la Figura 2.29 muestra la vista en planta.

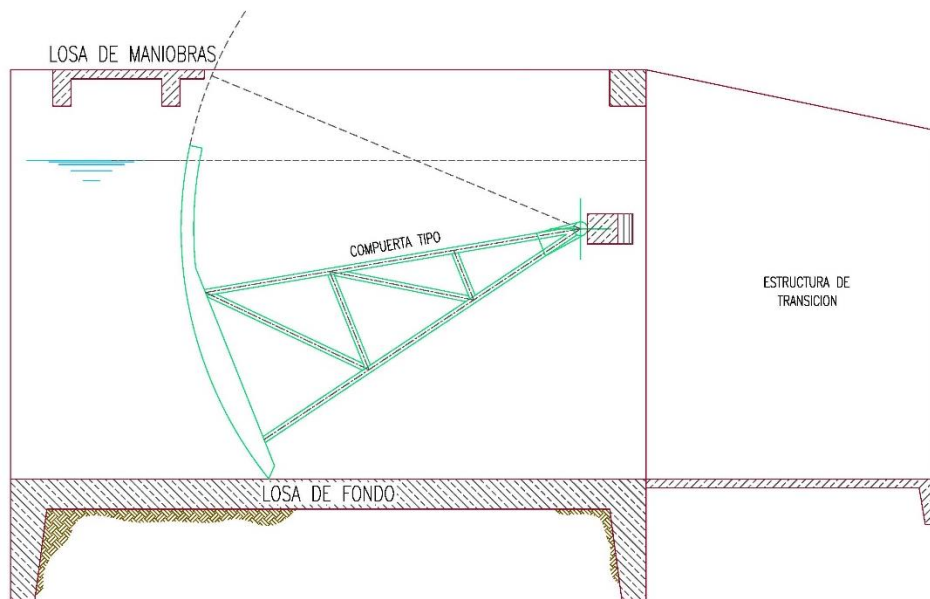


Figura 2.28 Vista esquemática en elevación de la represa.



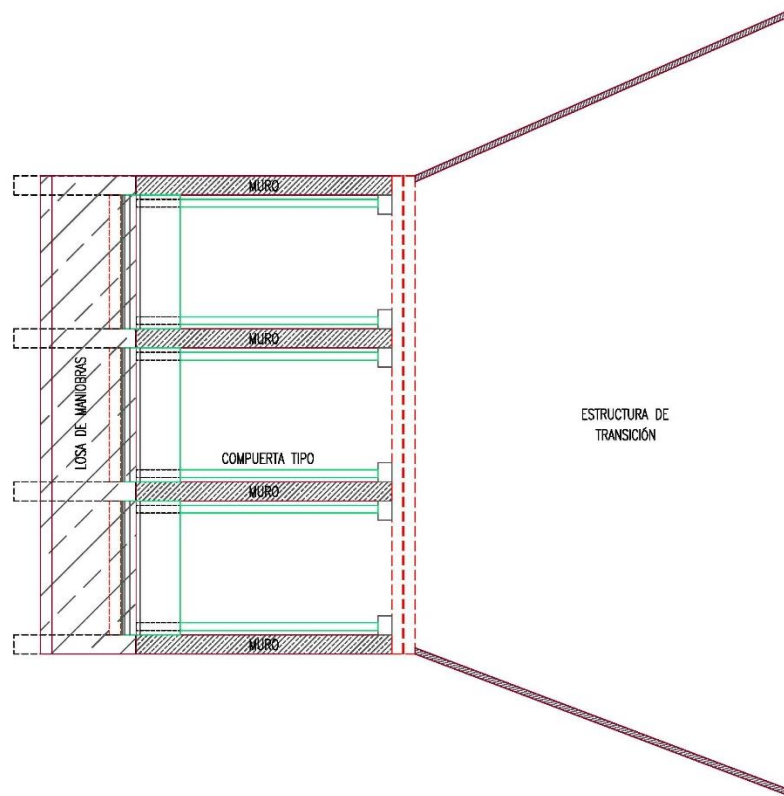


Figura 2.29 Vista esquemática en planta de la represa.

Datos generales de la represa:

Altura de compuerta	6.00 metros
Ancho de compuerta	3.50 metros
Numero de compuertas	3 compuertas
Modelo de Compuerta	CM-C-71; SARH79

### 2.8.1.1. Determinación de cargas actuantes.

Para el diseño estructural se consideraron diferentes tipos de cargas que actúan sobre la estructura, estas pueden ser clasificadas de acuerdo a la duración que obran con su intensidad máxima, así, se pueden clasificar en: Permanentes, variables y accidentales, a continuación, se describen de forma resumida dichas cargas.



### Carga Muerta (CM).

Son aquellas que actúan de manera permanente sobre la estructura y cuya intensidad no varía considerablemente con el tiempo; como son el peso propio de los elementos estructurales y acabados que se consideran en la construcción de la obra.

La magnitud de las mismas se estimó de acuerdo a las dimensiones de los elementos estructurales, a los pesos volumétricos de los materiales a utilizar y a los tipos de acabados. La Tabla 2.6 muestra los pesos volumétricos promedio para materiales de uso común.

Tabla 2.6 Pesos volumétricos de materiales de uso común, SCT.

Material	Peso volumétrico kN/m <sup>3</sup> (kg/m <sup>3</sup> )
Acero o fundición de acero	77,00 (7 850)
Hierro colado	70,73 (7 210)
Aleaciones de aluminio	27,47 (2 800)
Madera tratada o sin tratar	7,85 (800)
Concreto asfáltico	21,58 (2 200)
Concreto hidráulico simple	22,56 (2 300)
Concreto hidráulico reforzado	23,54 (2 400)
Tierra, arena, grava o balasto compactados	18,64 (1 900)
Tierra, arena o grava sueltas	15,70 (1 600)
Macadam o grava compactada con rodillo	21,97 (2 240)
Relleno de escorias	9,42 (960)
Pavimento (que no sea de madera)	23,54 (2 400)
Mampostería de piedra	26,68 (2 720)
Vía de ferrocarril (rieles, guarda riel y accesorios)	2,94 kN/m (300 kg/m)

### Carga Viva (CV)

Son aquellas que actúan sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo.

### Carga de Viento (Cw).

Los efectos debidos a la acción del viento en la región en que se ubica la estructura en cuestión son basados en los parámetros y consideraciones del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC CFE).

a) Velocidad Regional  $V_r = 200$  km/hr

- b) Categoría del Terreno CAT=2
- c) Presión Dinámica Base  $qz = 191 \text{ kg/m}^2$

Carga de Sismo ( $S_x$  y  $S_y$ ).

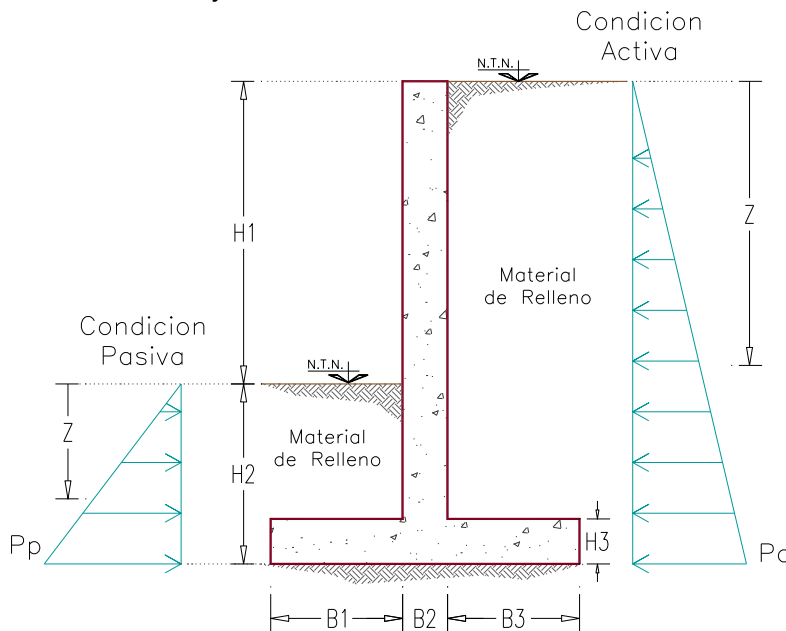
Los efectos debidos a la actividad sísmica en la región en que se ubica la estructura en cuestión son basados en los parámetros y consideraciones del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (Ref.7). Según dicho Manual, para esta estructura se tienen los siguientes parámetros:

- a) Zona sísmica "B"
- b) Suelo Tipo II
- c) Estructura Grupo "B"
- d) Coeficiente sísmico  $c = 0.30$
- e) Factor de Comportamiento Sísmico  $Q = 2$

$S_x$  y  $S_y$  son componentes ortogonales; en distintos manuales y reglamentos recomiendan combinarlas; usando en 100% de una con el 30% de la otra.

Empuje Lateral del Suelo ( $E_a$ )

Los efectos debidos a la presión del suelo ejercido sobre las paredes de la estructura se calculan utilizando el método de rankine en su estado plástico, considerando la zona de terreno seco y la zona de terreno saturado.



$$P_a = K_a \gamma_m Z$$

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

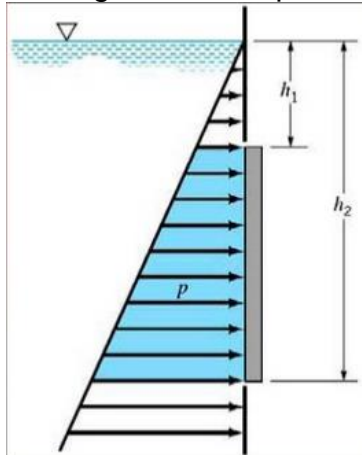
$$P_p = K_p \gamma_m Z$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$

Muro de Contención

### Empuje Lateral y vertical del Agua (Eh)

Los efectos debidos a la presión del agua ejercido sobre las paredes y la losa de la estructura se calculan como  $E_h = \gamma_w h$ , donde  $\gamma_w$  es el peso volumétrico del agua y  $h$  es la altura desde el límite superior del agua hasta la profundidad deseada.



### Combinaciones de cargas:

#### **Grupos de cargas**

Los elementos de la estructura o de la cimentación sobre la que se apoye, se diseñan para resistir, en condiciones de seguridad, todos los grupos de carga que sean aplicables al tipo de estructura y a las condiciones particulares del sitio en donde ésta se ubique, considerando lo siguiente:

Cada grupo de cargas se integra por las combinaciones de cargas permanentes, variables y eventuales que sean aplicables como se muestra en la Tabla 2.7.

Tabla 2.7 Estados de carga simples y combinaciones para Represa.

ESTADO	DESCRIPCION	COMBINACION	CATEGORIA
CM	CARGA MUERTA	NO	DL
CV	CARGA VIVA	NO	LL
Ea	EMPUJE DEL SUELO	NO	EARTH
Eh	EMPUJE DEL AGUA	NO	WATER
C1	CM+CV+Ea	SI	SERVICIO
C2	CM+CV+Ea+Eh	SI	SERVICIO
C3	1.4CM+1.4Ea	SI	ÚLTIMA
C4	1.2CM+1.6CV+1.6Ea	SI	ÚLTIMA
C5	1.2CM+1.6CV+1.6Ea+1.6Eh	SI	ULTIMA





### 2.8.1.2. Modelo de análisis del sistema de fuerzas actuantes en muros, losas y cimentación.

Con base en los Planos del Proyecto Geométrico y los Criterios de Estructuración descritos anteriormente, se idealizó la Estructura en el espacio 3D, Losas, Trabes y Apoyos. Una vez definidos los Aspectos Fundamentales de Estructuración, se inició el proceso de Análisis Estructural para determinar la respuesta de la estructura ante las diferentes combinaciones de acciones que se espera pueden afectarla durante su vida útil.

El diseño a flexión de los elementos constitutivos se efectuó de acuerdo a las hipótesis generales establecidas en las normas del instituto americano del concreto ACI 318-11; las cuales son las siguientes:

- A) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de uno de los elementos es plana.
- B) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.
- C) El concreto con resiste esfuerzos de tensión
- D) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de las secciones es 0.003.

La figura Figura 2.30 muestra una vista en isométrico del modelo idealizado hecho con el programa de análisis estructural *Robot Structural 2016*.

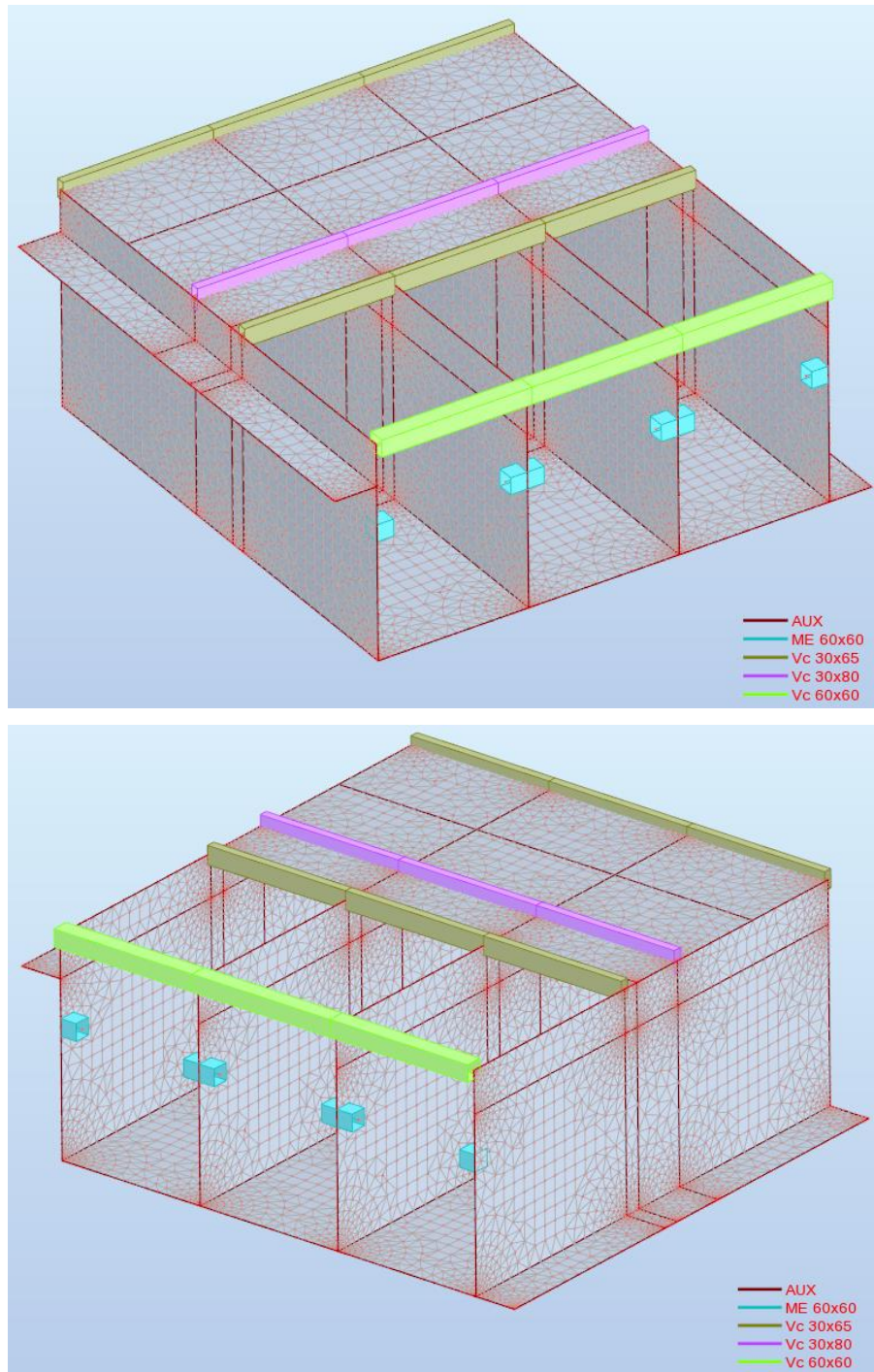


Figura 2.30 Vistas Isométricas de la represa (con elementos finitos).

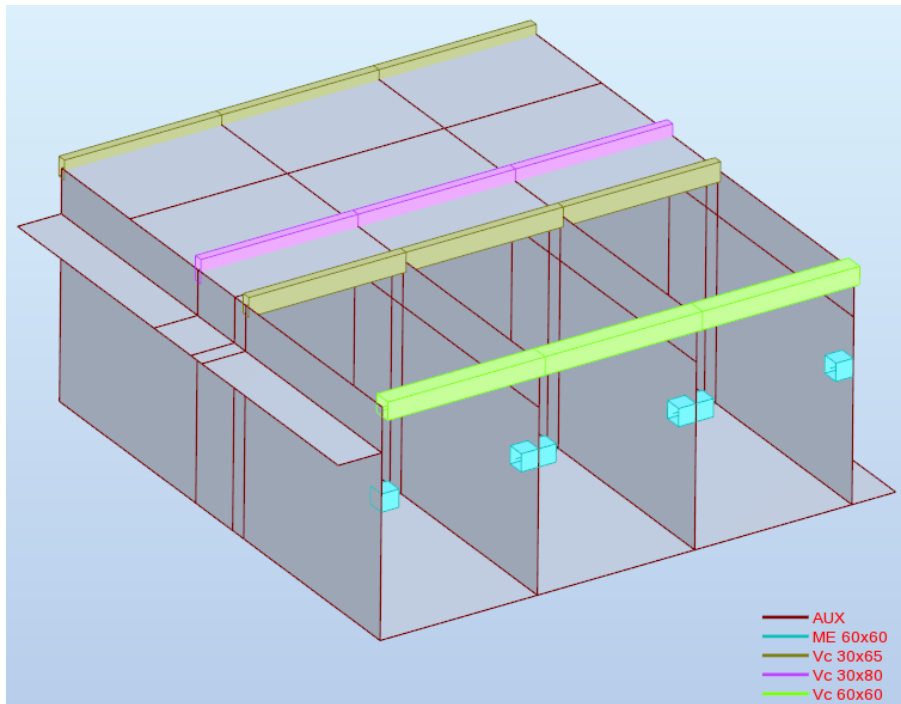


Figura 2.31 Vista de las fuerzas actuantes en el estado de carga muerta.

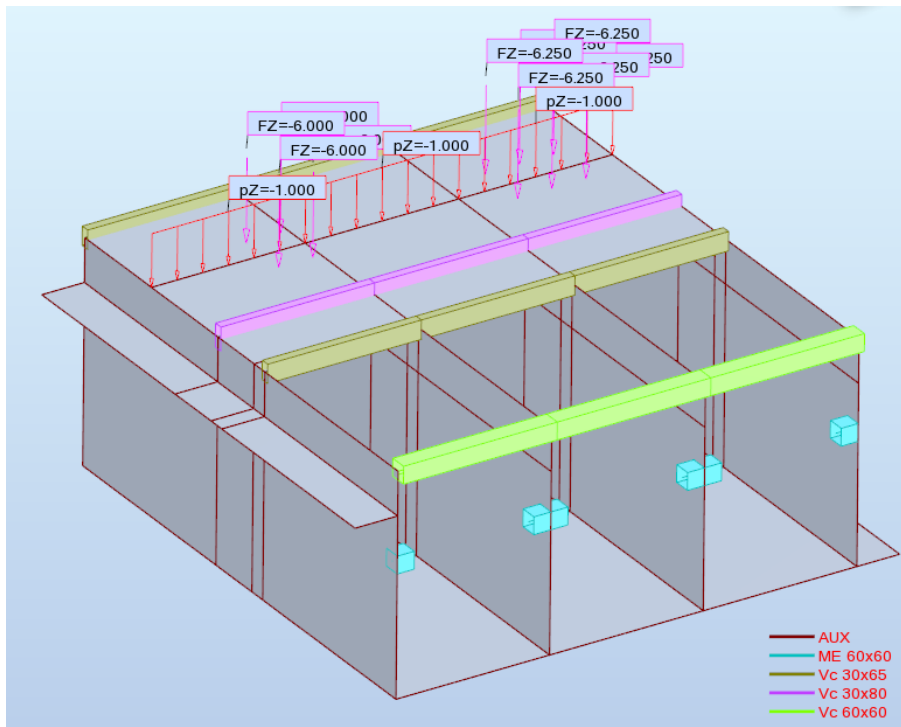


Figura 2.32 Vista de las fuerzas actuantes en el estado de carga viva vehicular I.

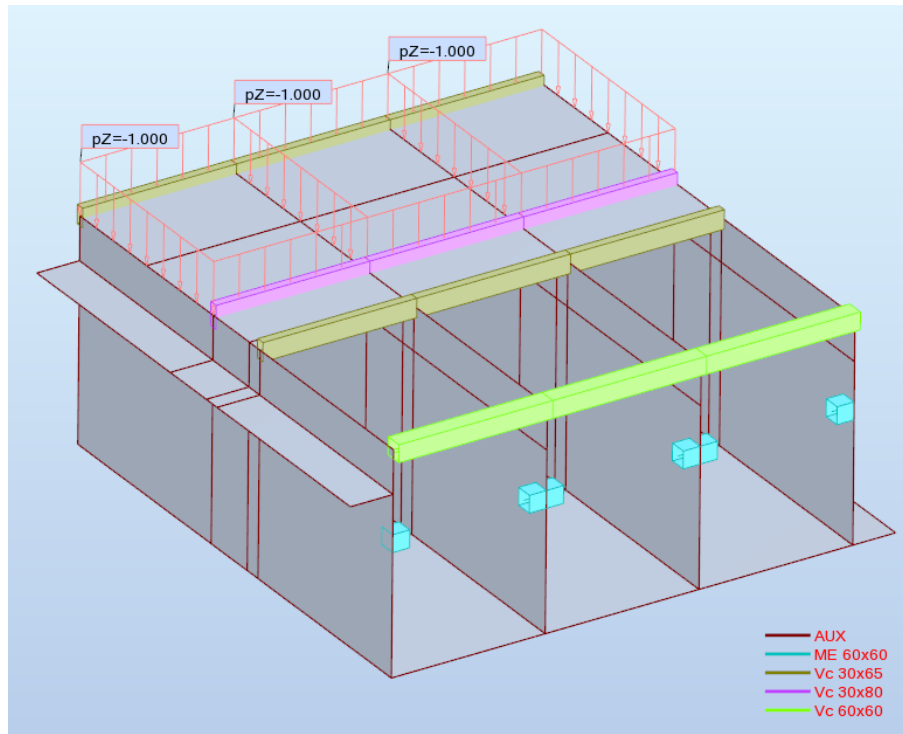


Figura 2.33 Vista de las fuerzas actuantes en el estado de carga viva vehicular II.

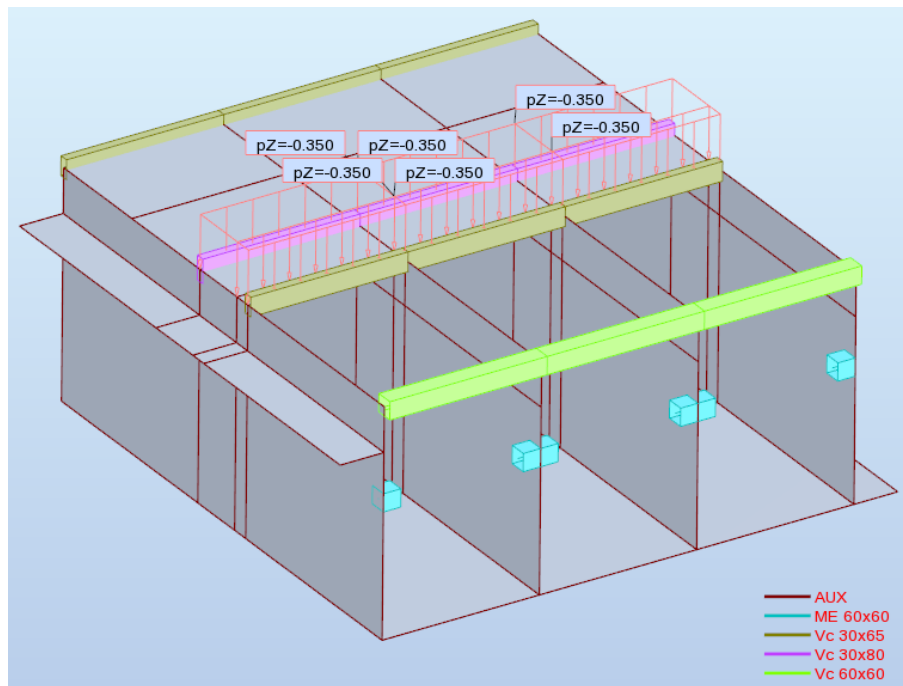


Figura 2.34 Vista de las fuerzas actuantes en el estado de carga viva peatonal.



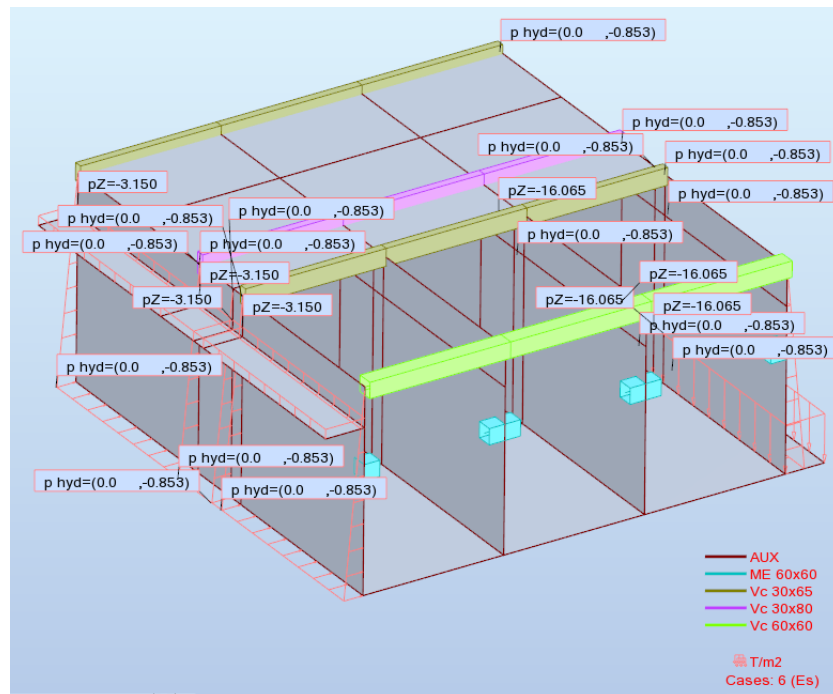


Figura 2.35 Vista de las fuerzas actuantes en el estado de empuje del suelo.

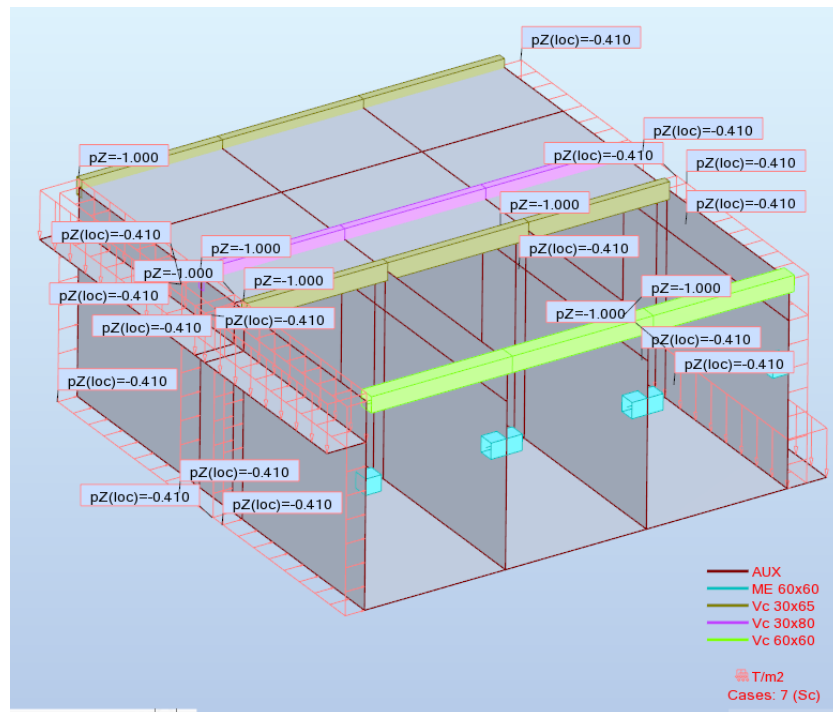


Figura 2.36 Vista de las fuerzas actuantes en el estado de empuje de sobrecarga.

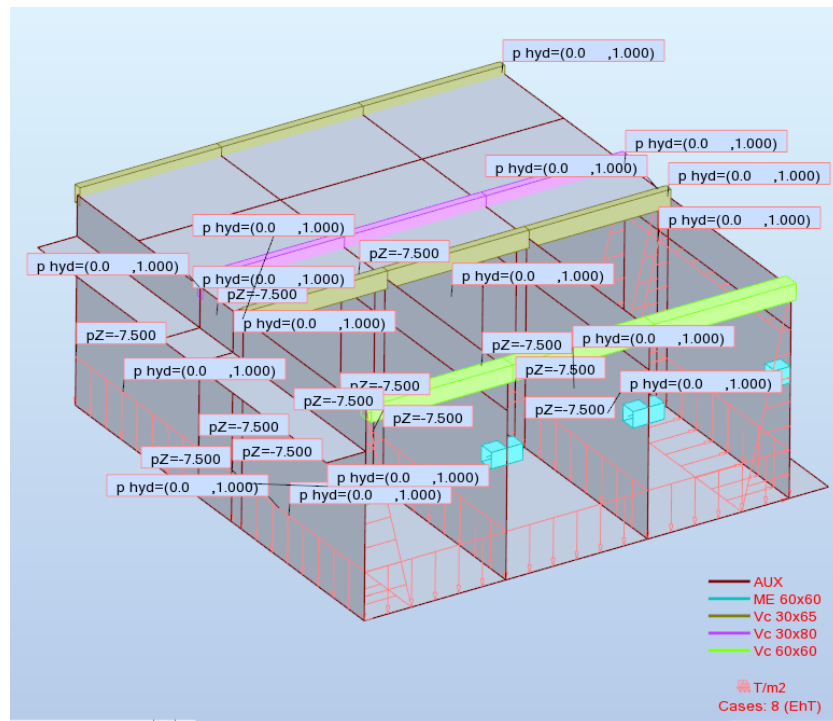


Figura 2.37 Vista de las fuerzas actuantes en el estado de empuje hidrostático total.

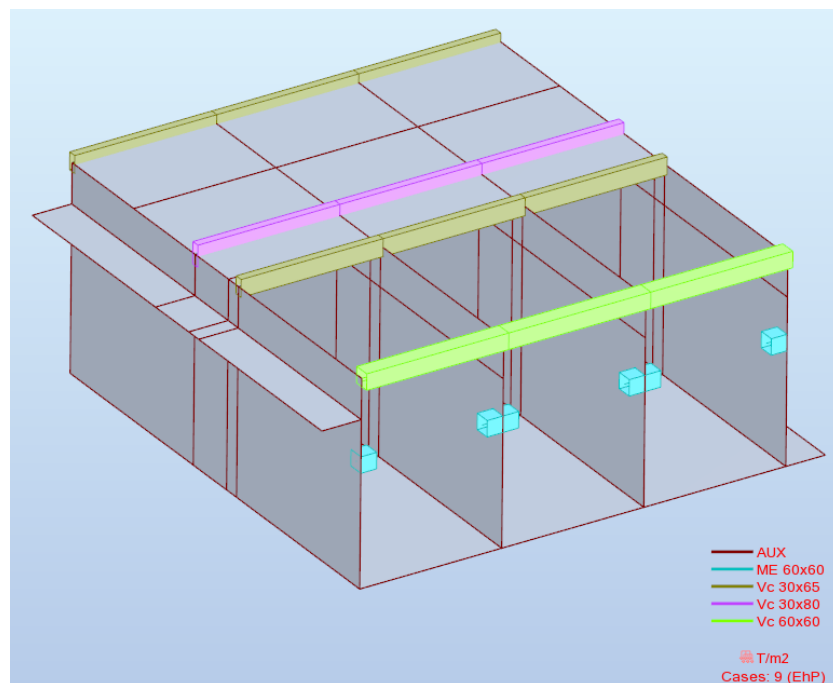


Figura 2.38 Vista de las fuerzas actuantes en el estado de empuje hidrostático parcial.

### 2.8.1.3. Esfuerzos sobre elementos estructurales.

En las siguientes figuras se muestran los esfuerzos a los que es sometida la estructura debido a las fuerzas actuantes.

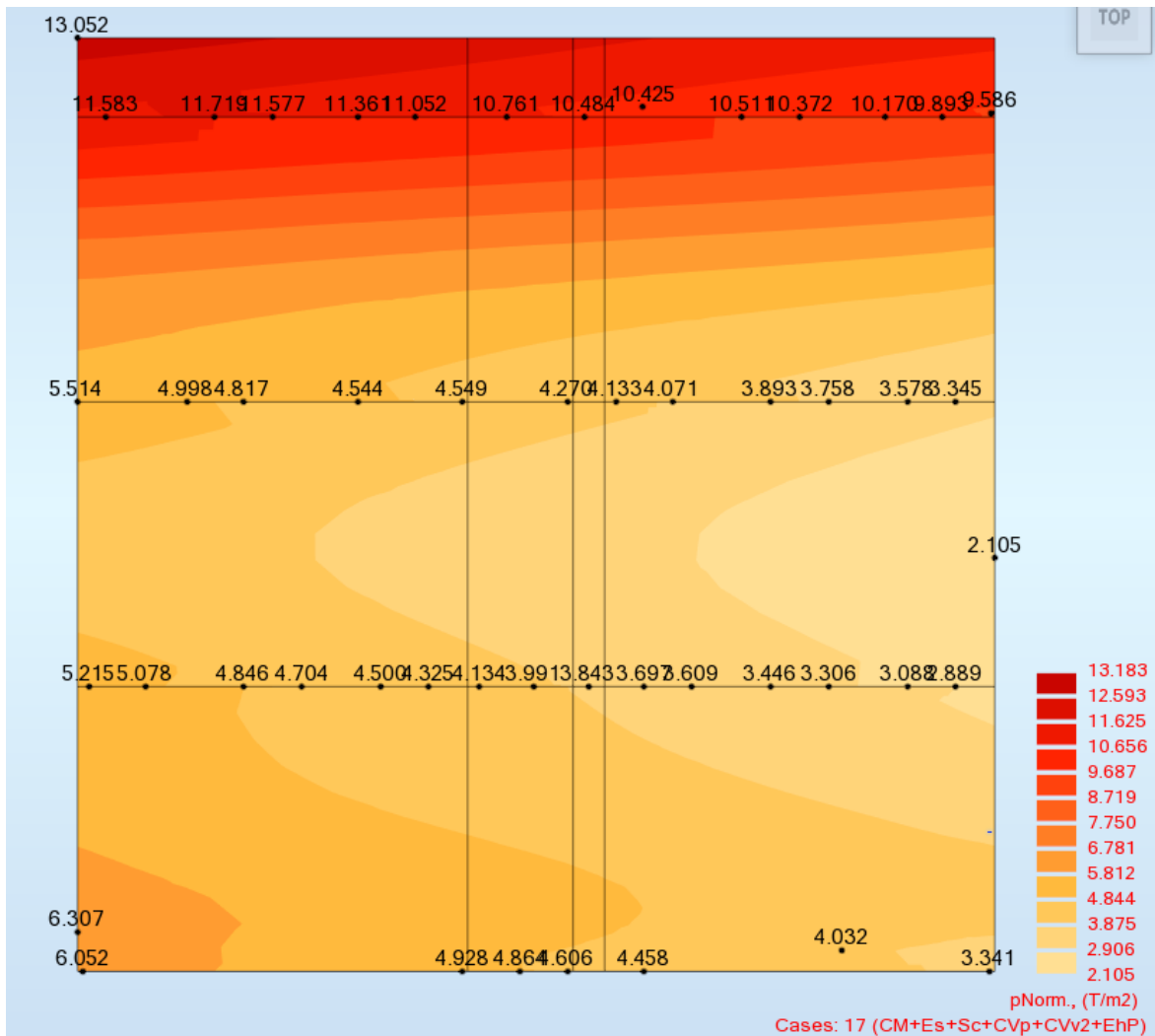


Figura 2.39 Losa de fondo, reacciones del terreno combinación 17.

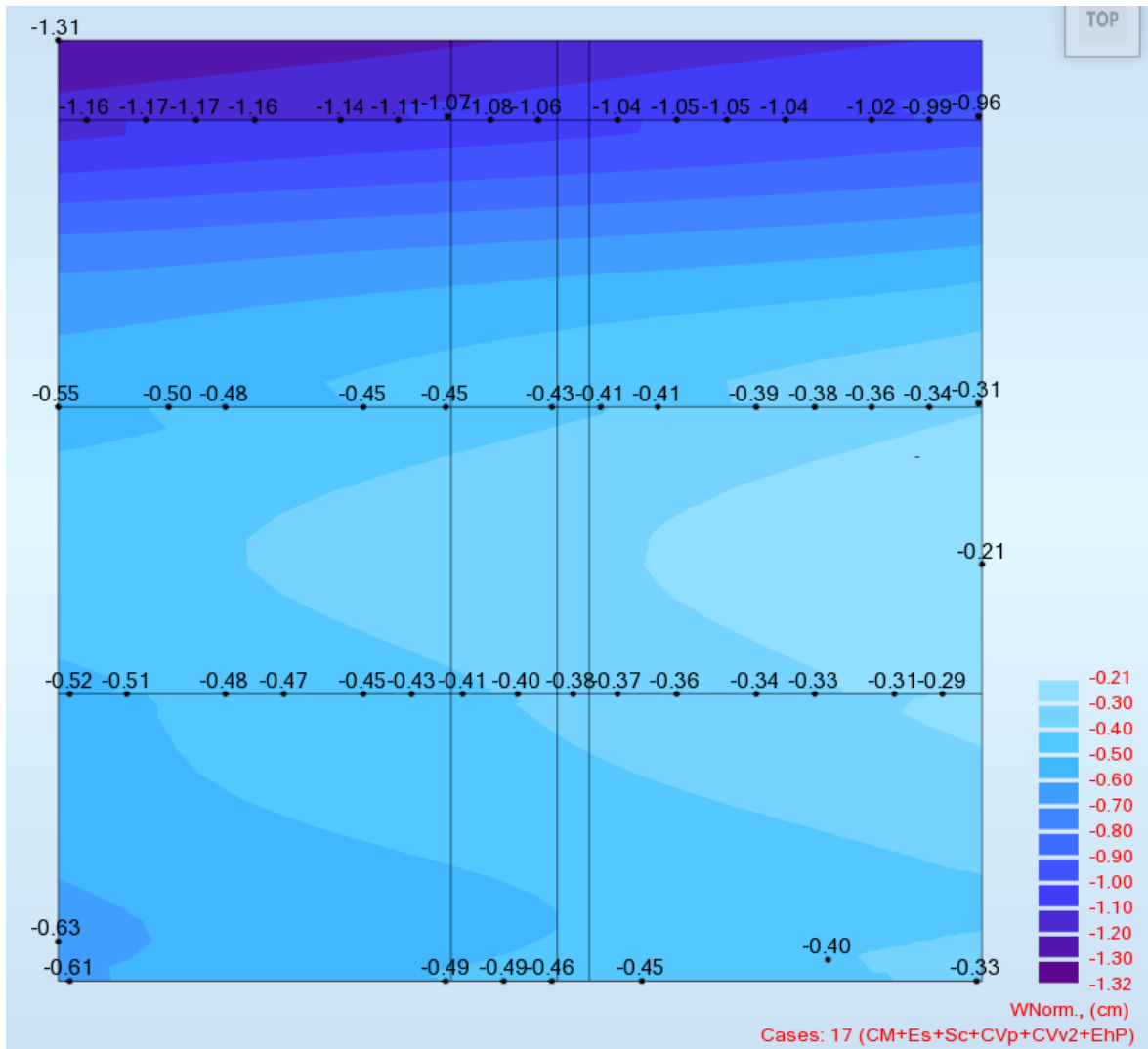


Figura 2.40 Losa de fondo, deformaciones verticales de la combinación 17.



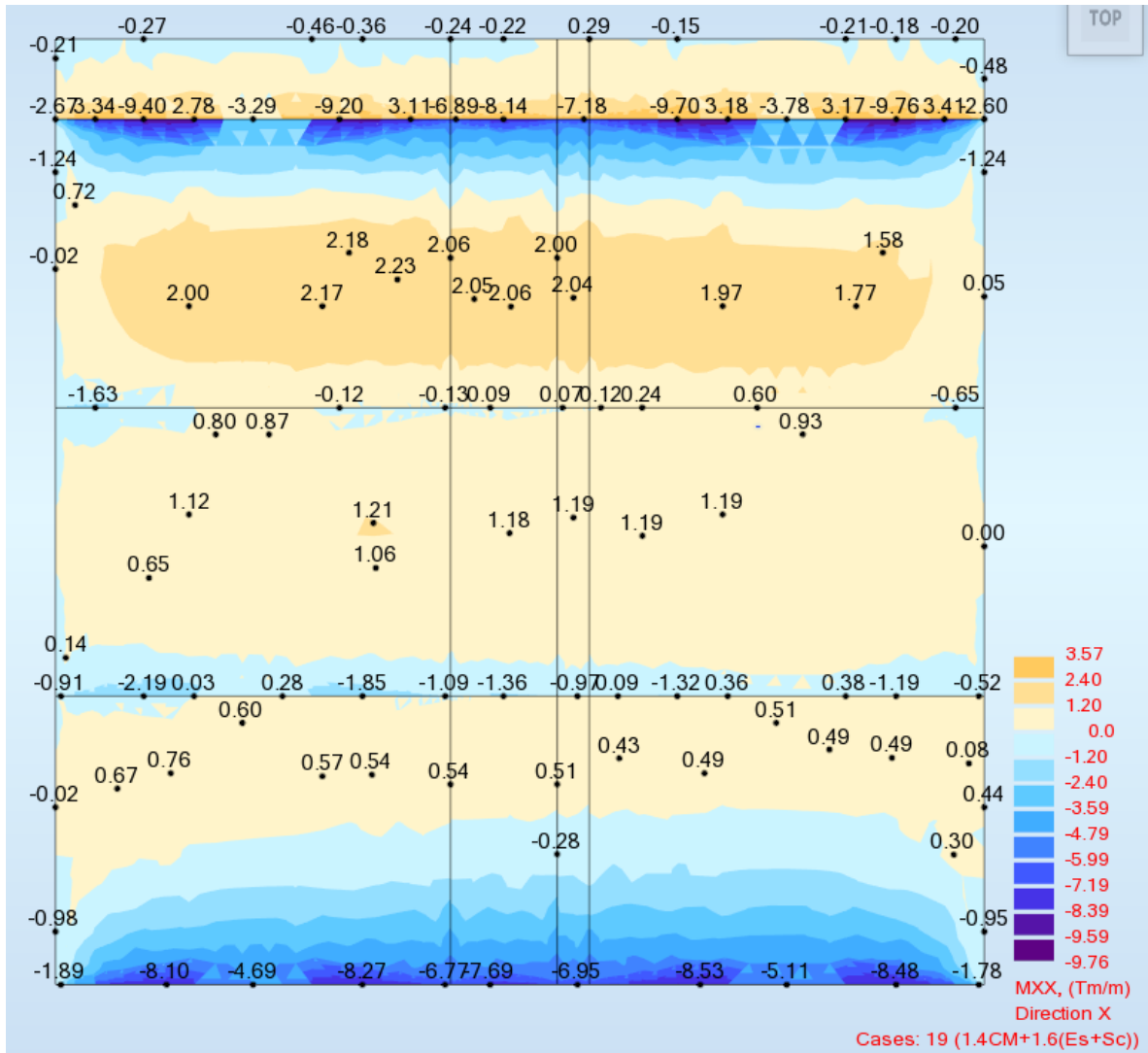


Figura 2.41 Losa de fondo, momentos en dirección "X" de la combinación 19.

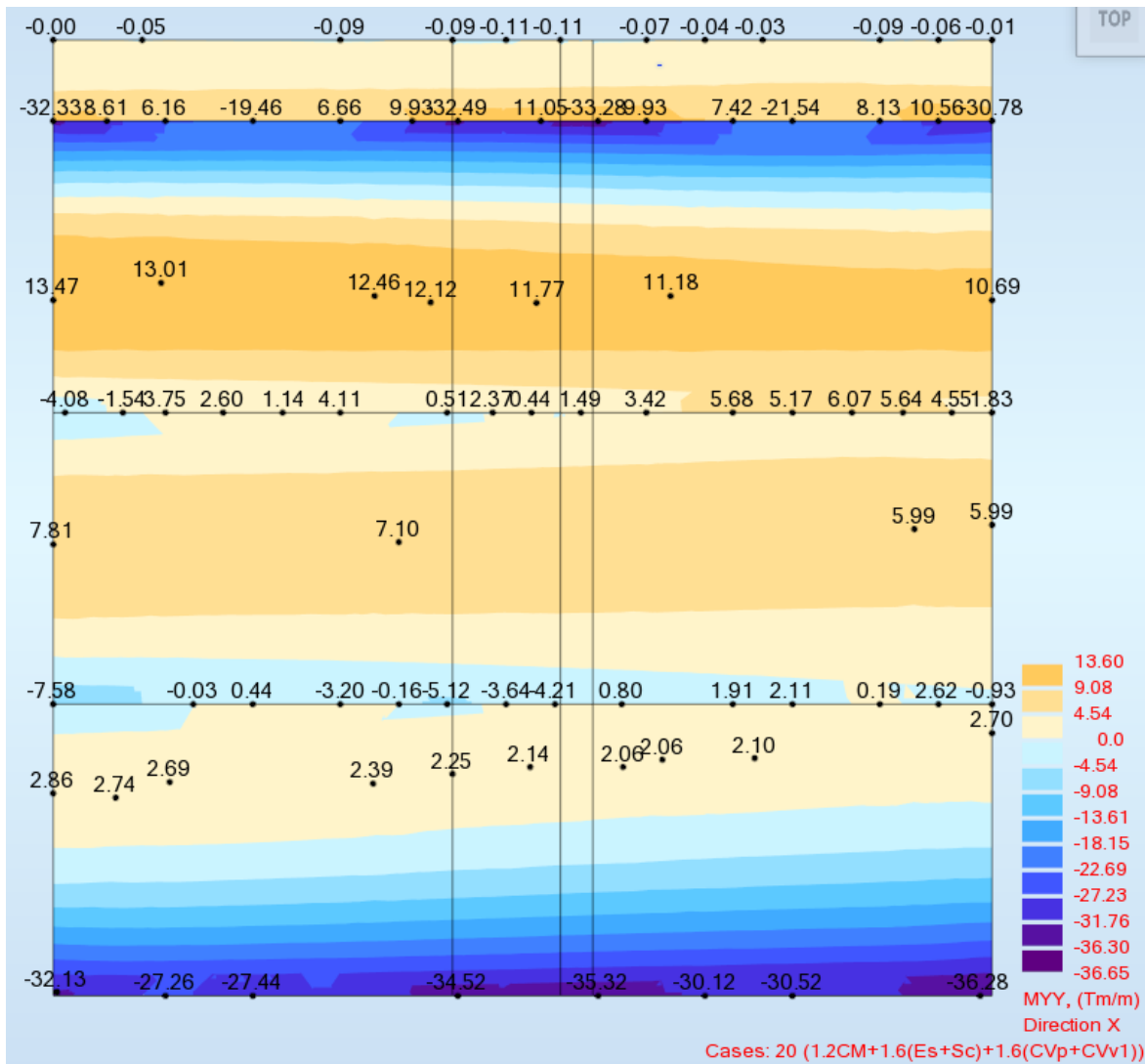


Figura 2.42 Losa de fondo, momentos en dirección "Y" de la combinación 20.

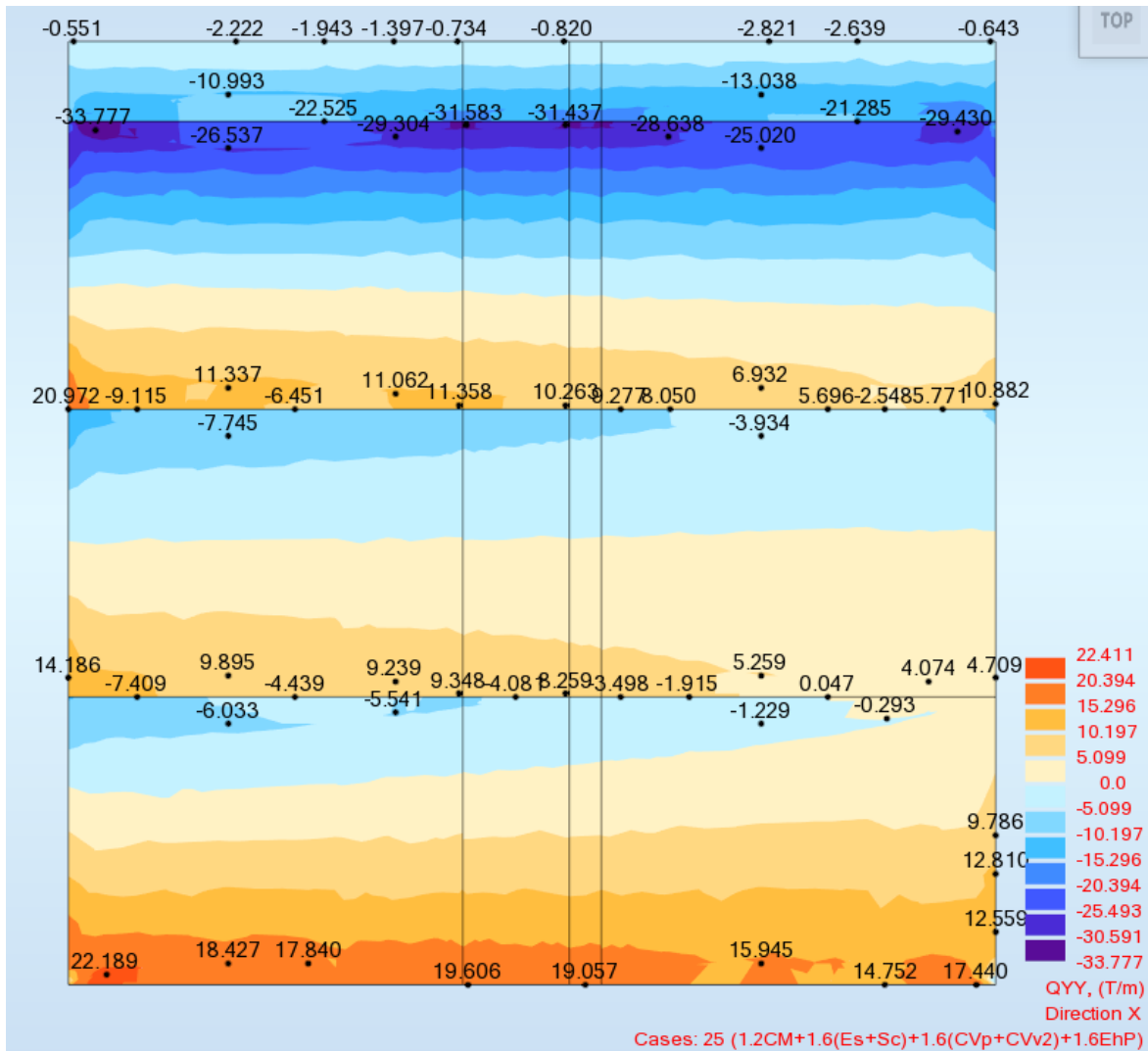


Figura 2.43 Losa de fondo, fuerzas cortantes en dirección "Y" de la combinación 25.

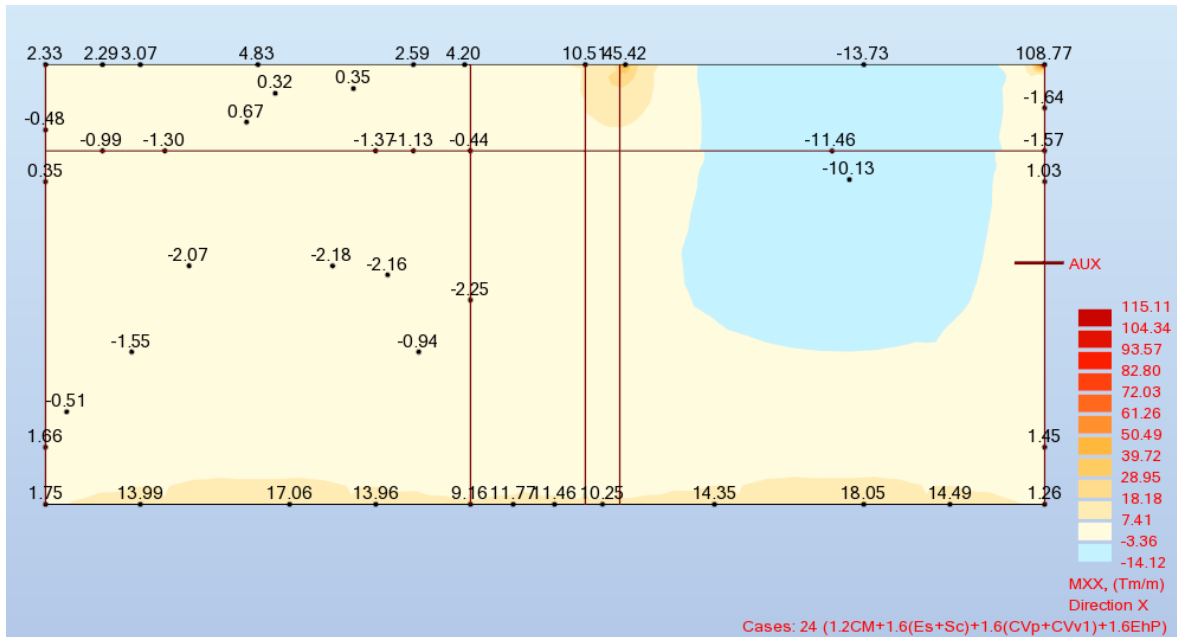


Figura 2.44 Muros, momentos flexionantes en dirección "X" de la combinación 24.

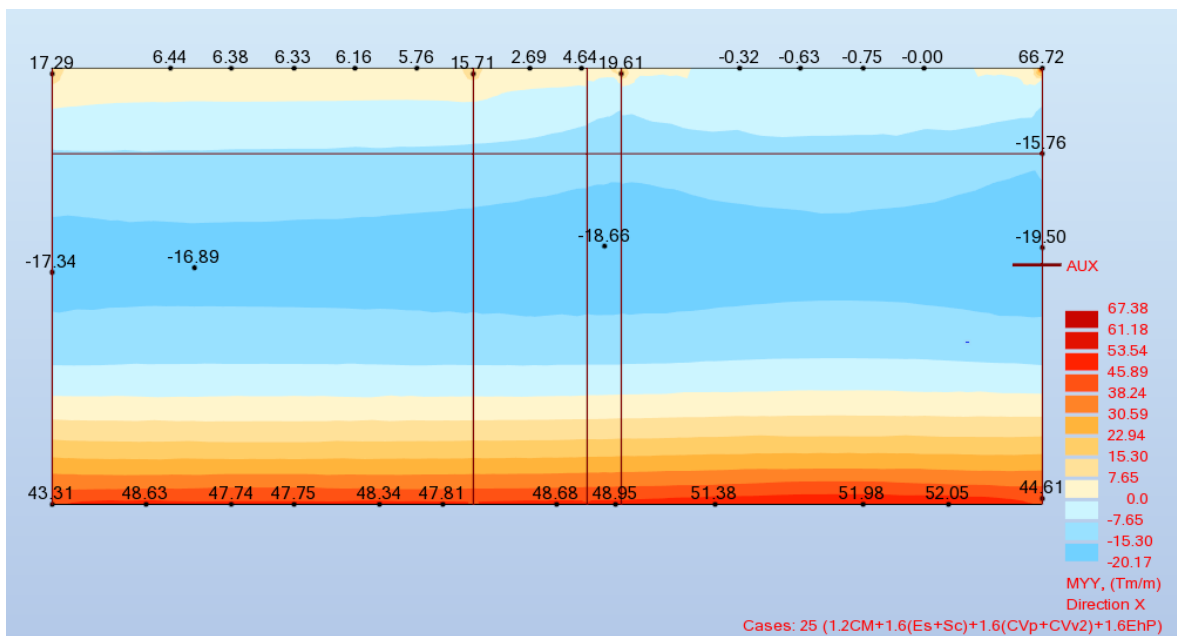


Figura 2.45 Muros, momentos flexionantes en dirección "Y" de la combinación 25.



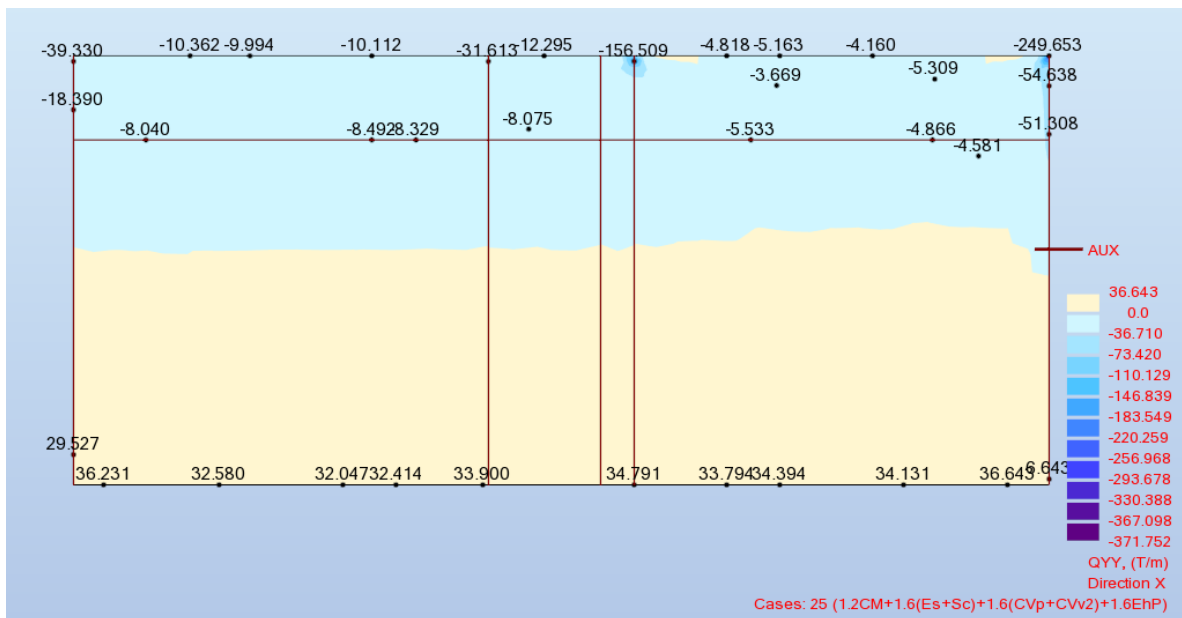
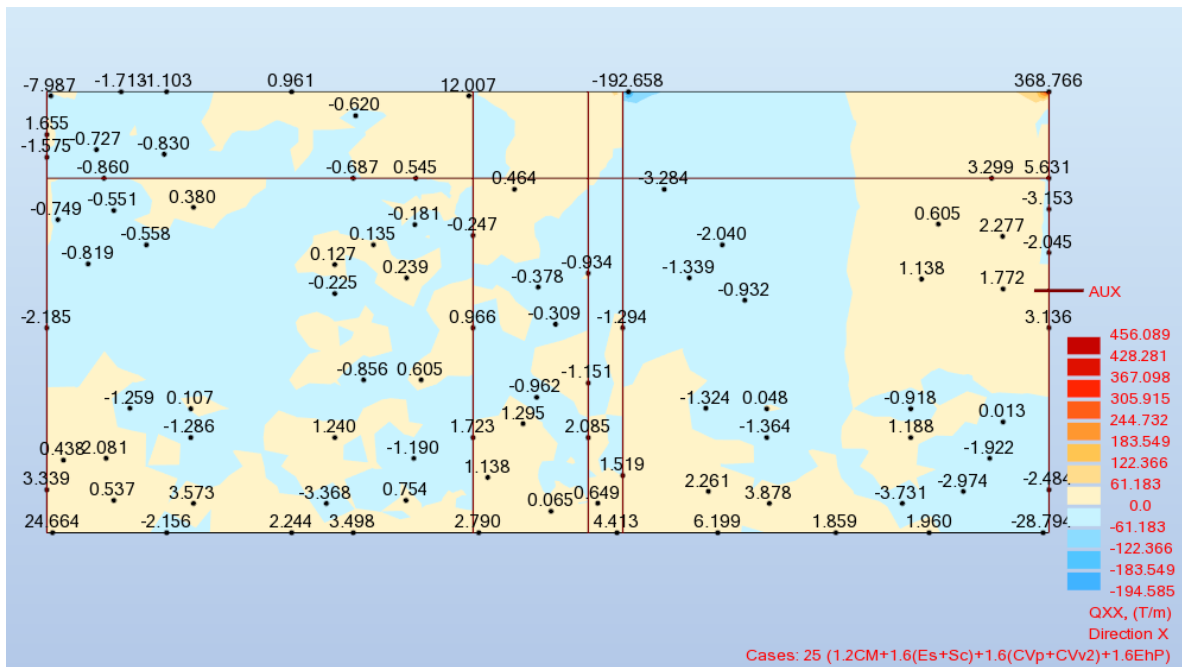


Figura 2.46 Muros, fuerzas cortantes en dirección "X" y "Y" de la combinación 25.

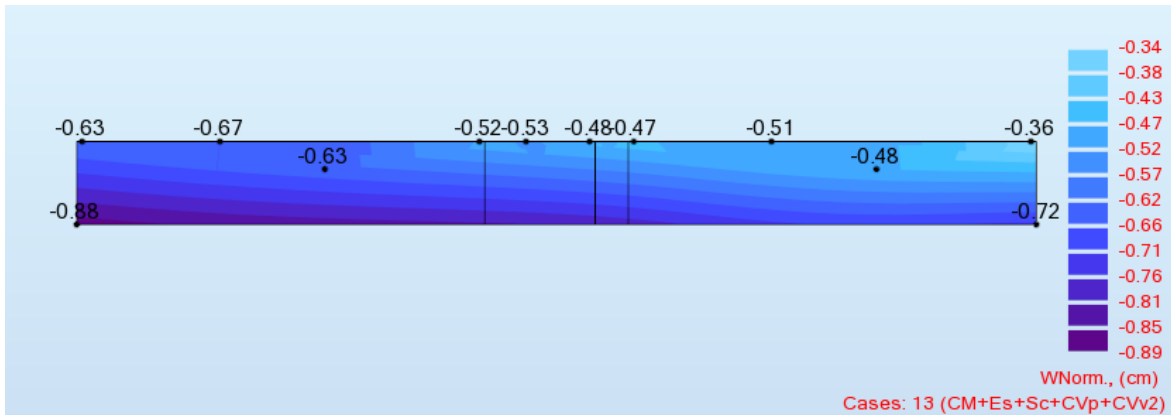


Figura 2.47 Zapata, deformaciones verticales de la combinación 13.

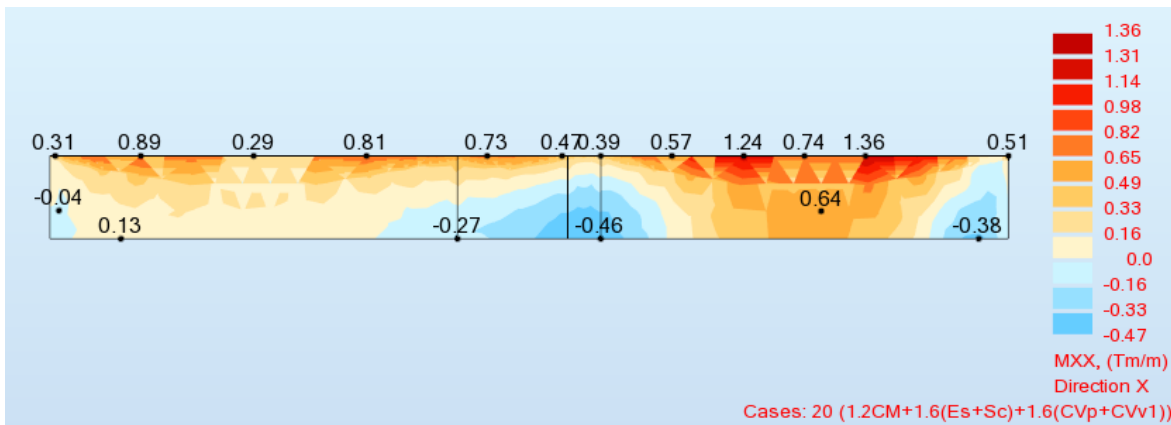


Figura 2.48 Zapata, momentos flexionantes en dirección "X" de la combinación 20.

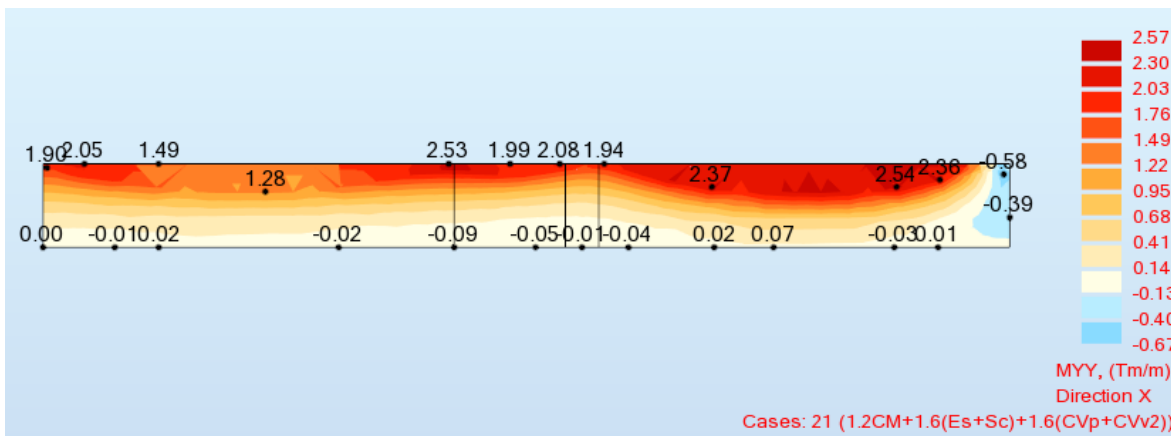


Figura 2.49 Zapata, momento flexionantes en dirección "Y" de la combinación 21.

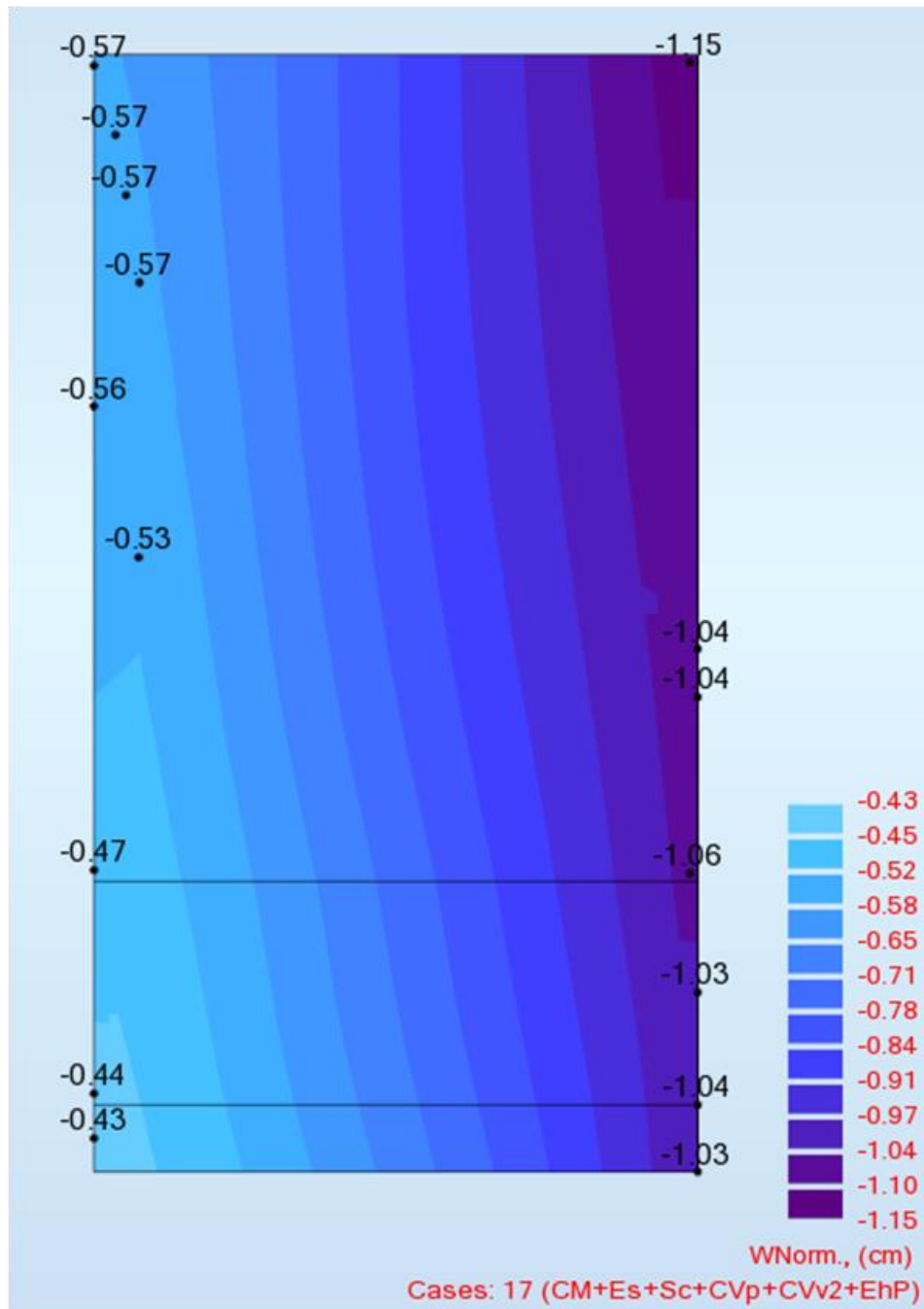


Figura 2.50 Losas, deformaciones verticales de la combinación 17.

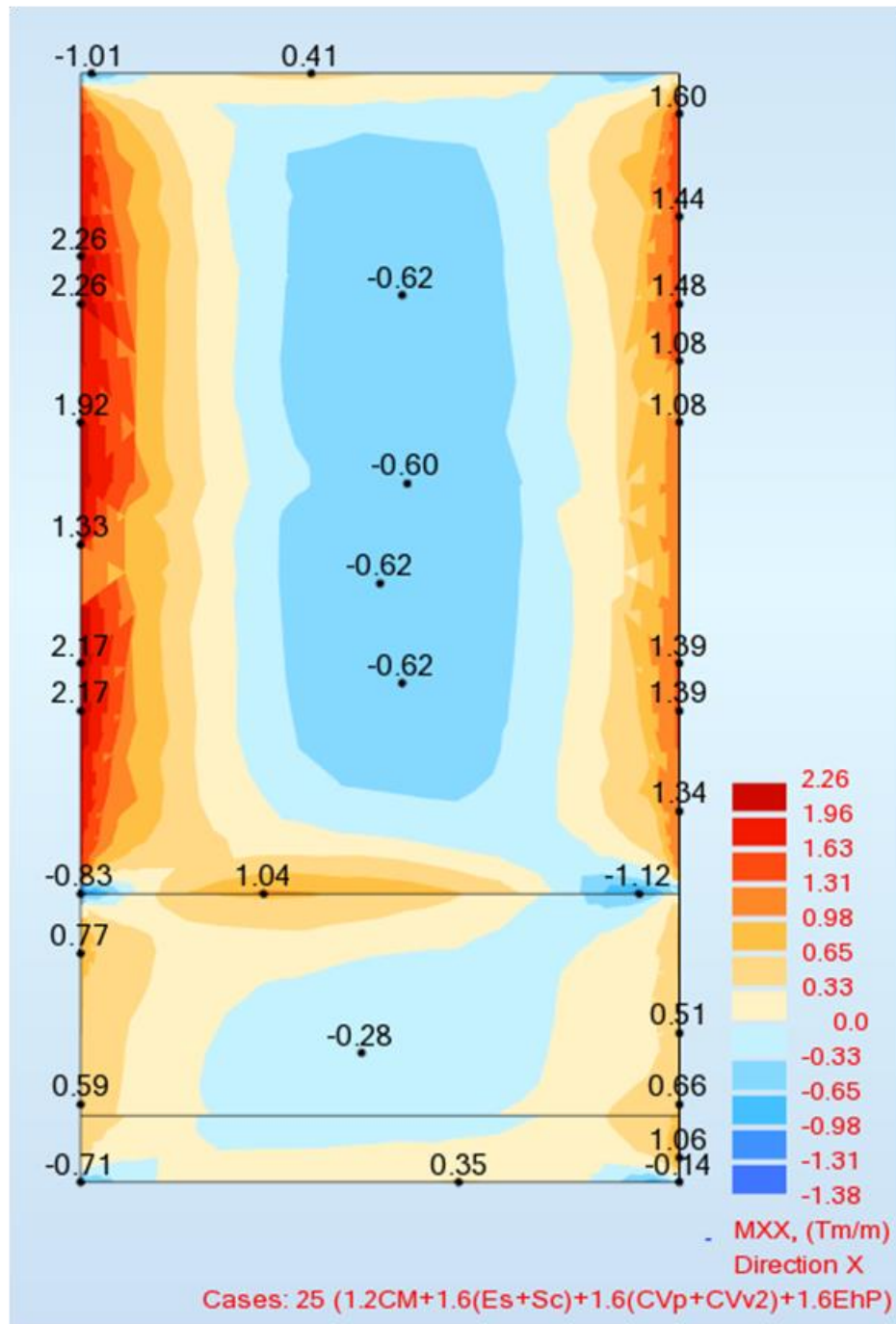


Figura 2.51 Losas, momentos en dirección "X" de la combinación 25.



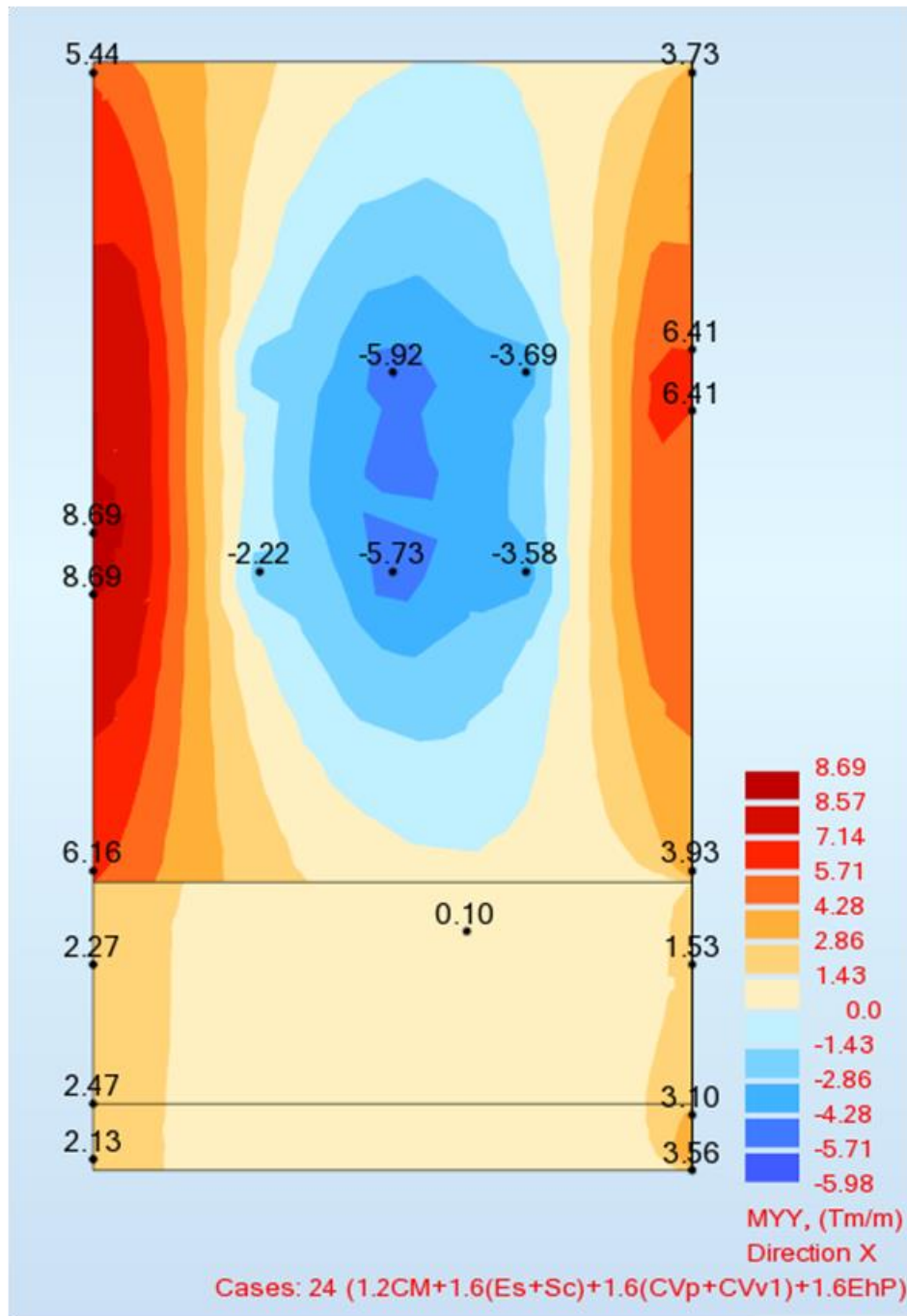


Figura 2.52 Losas, momentos en dirección "Y" de la combinación 24.

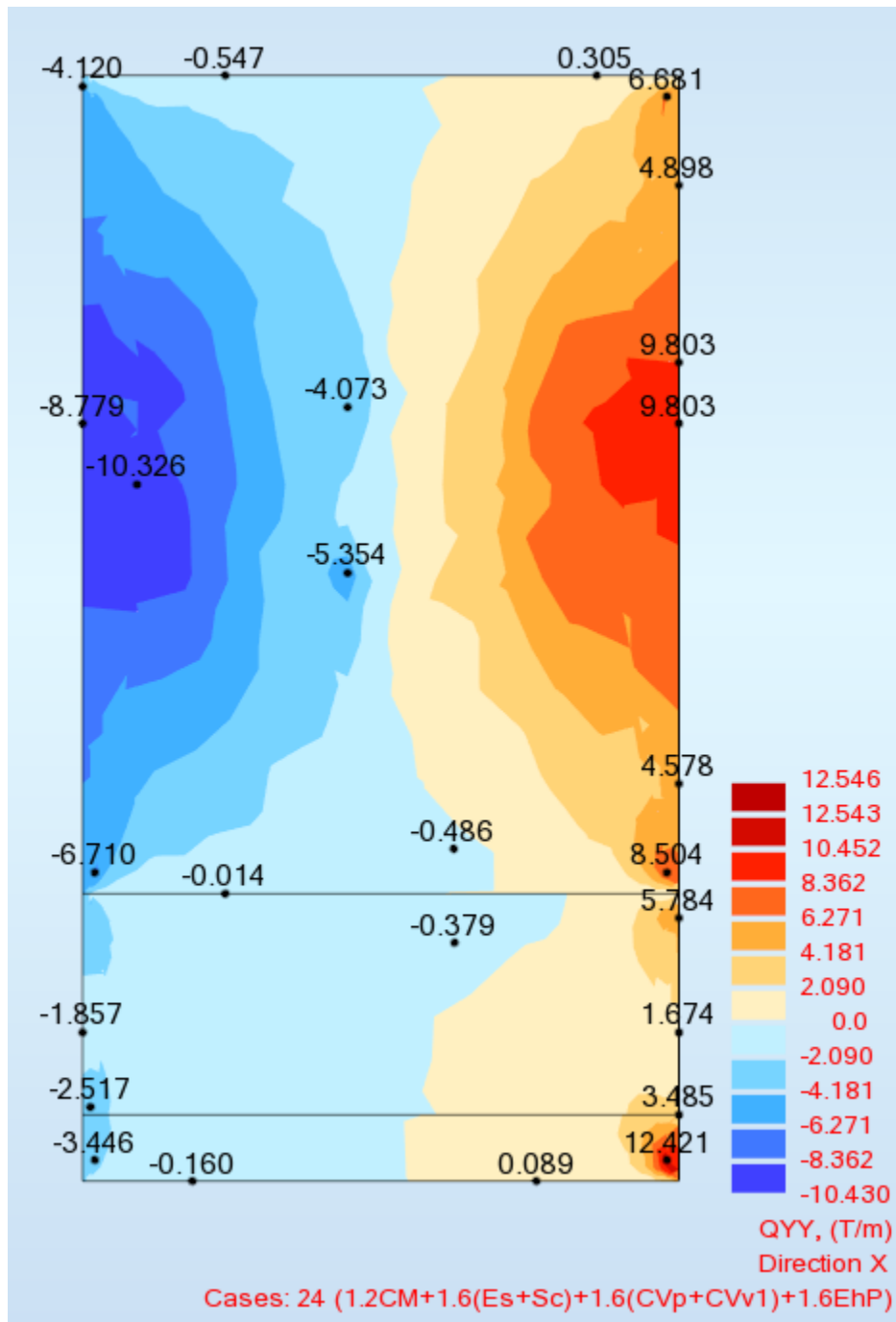


Figura 2.53 Losa de maniobras, fuerzas cortantes en dirección "Y" de la combinación 24.

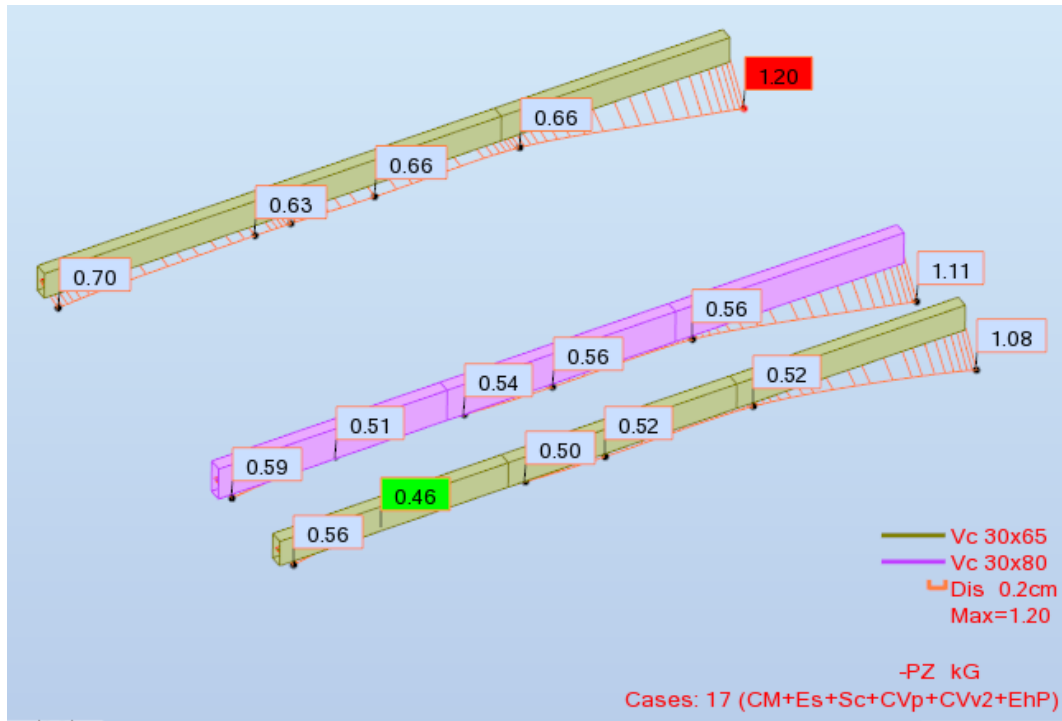


Figura 2.54 Vigas, deformaciones de la combinación 17.

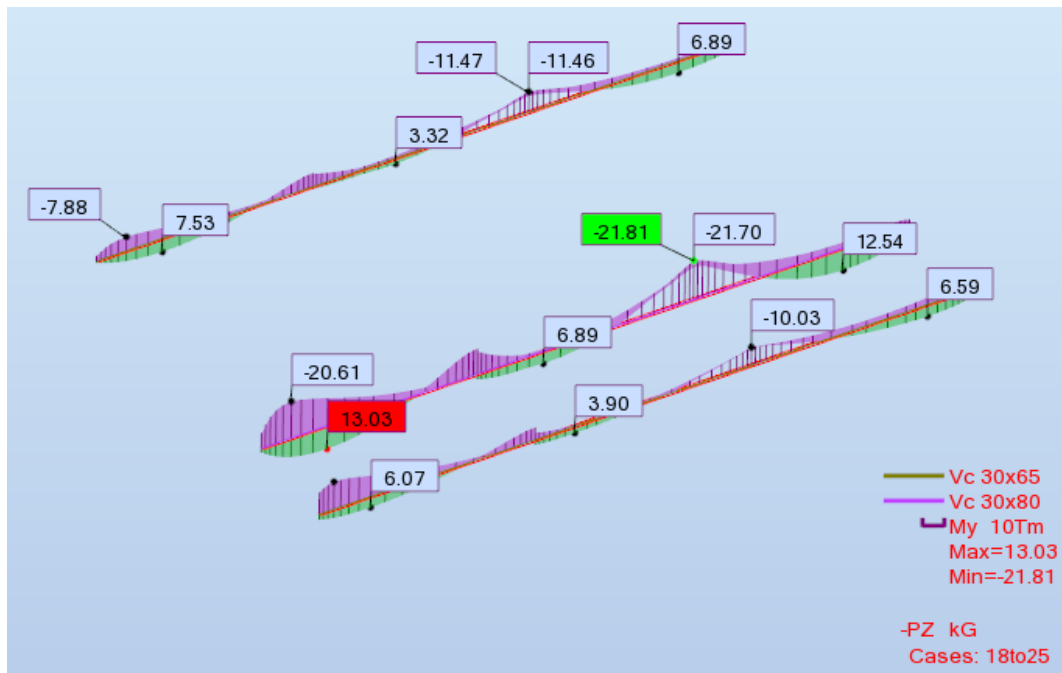


Figura 2.55 Vigas, envoltura de momentos alrededor del eje local "Y".

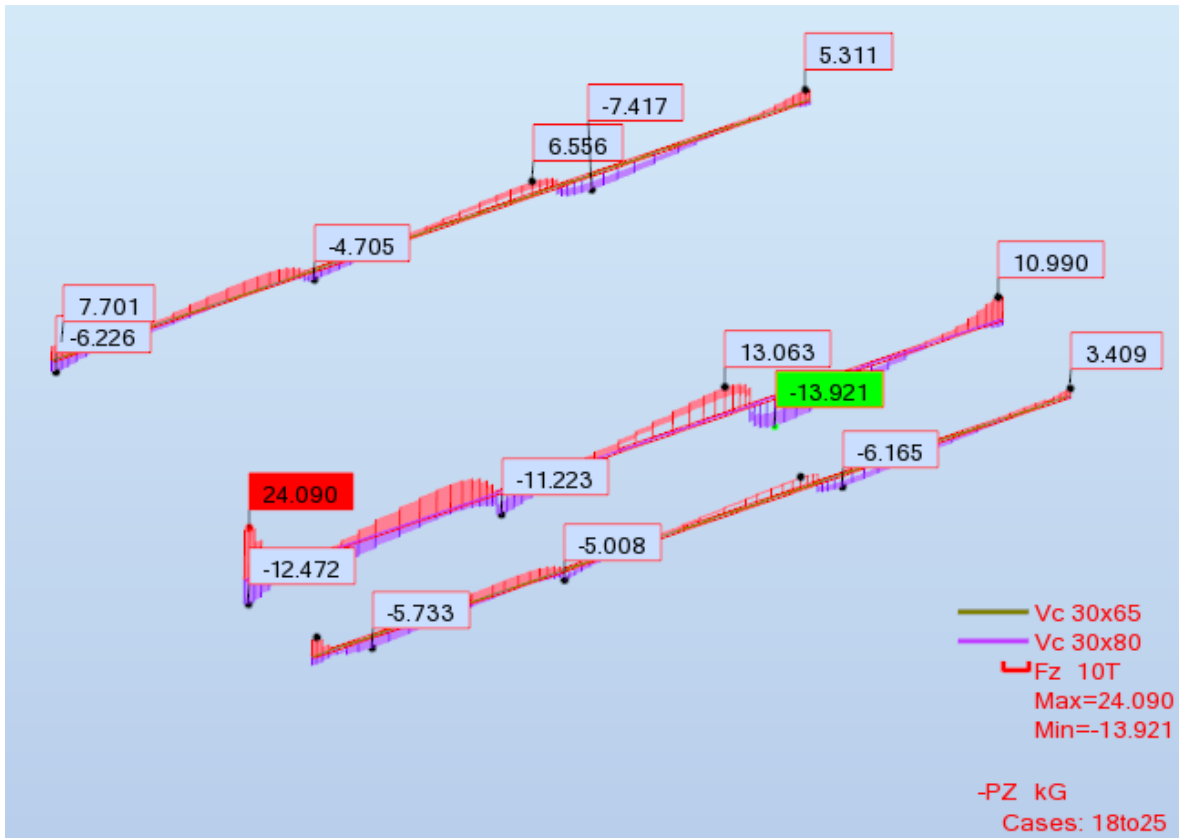


Figura 2.56 Vigas, envolvente de cortantes en el eje local "Z".

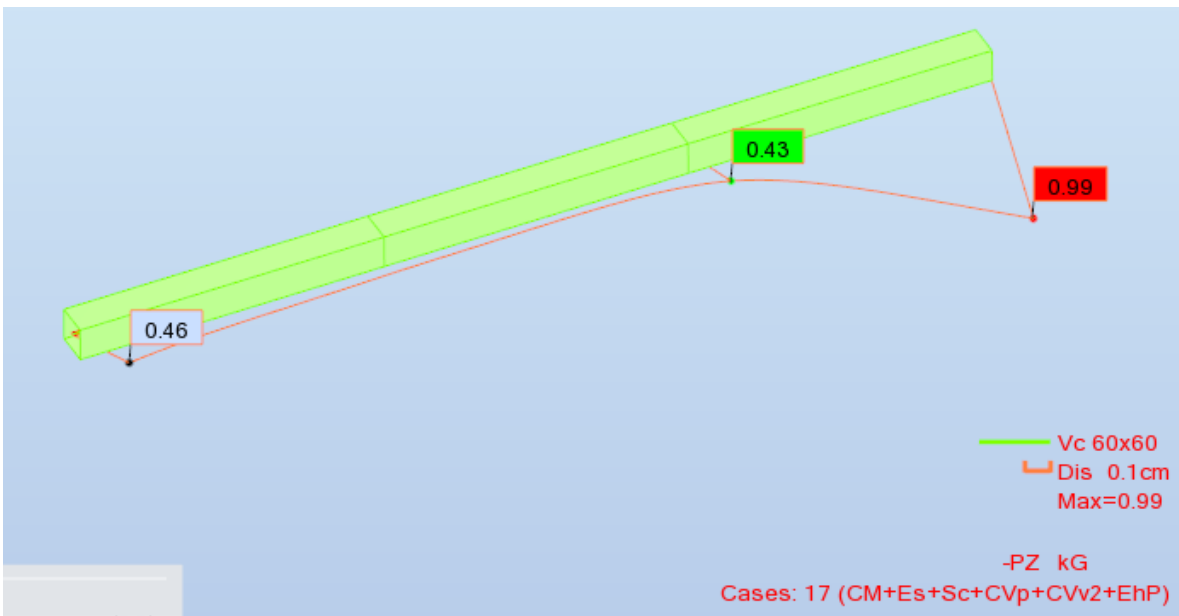


Figura 2.57 Vigas de unión, deformaciones de la combinación 17.



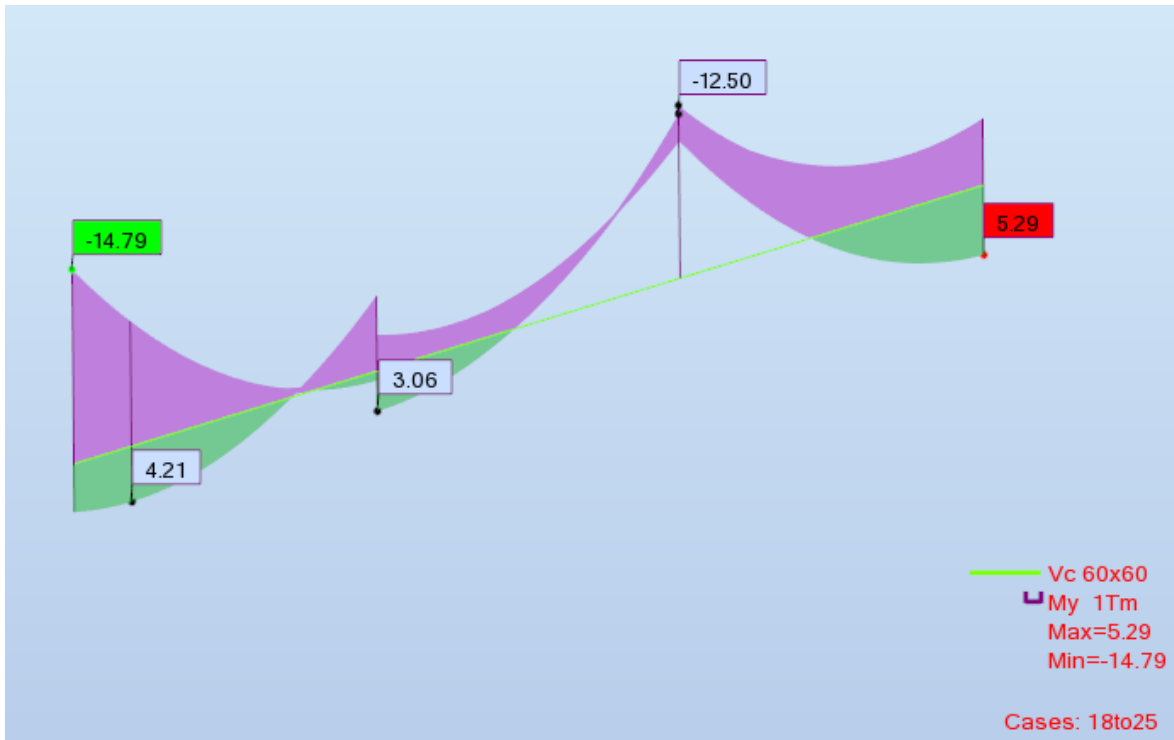


Figura 2.58 Vigas de unión, envolvente de momentos alrededor del eje local "Y".

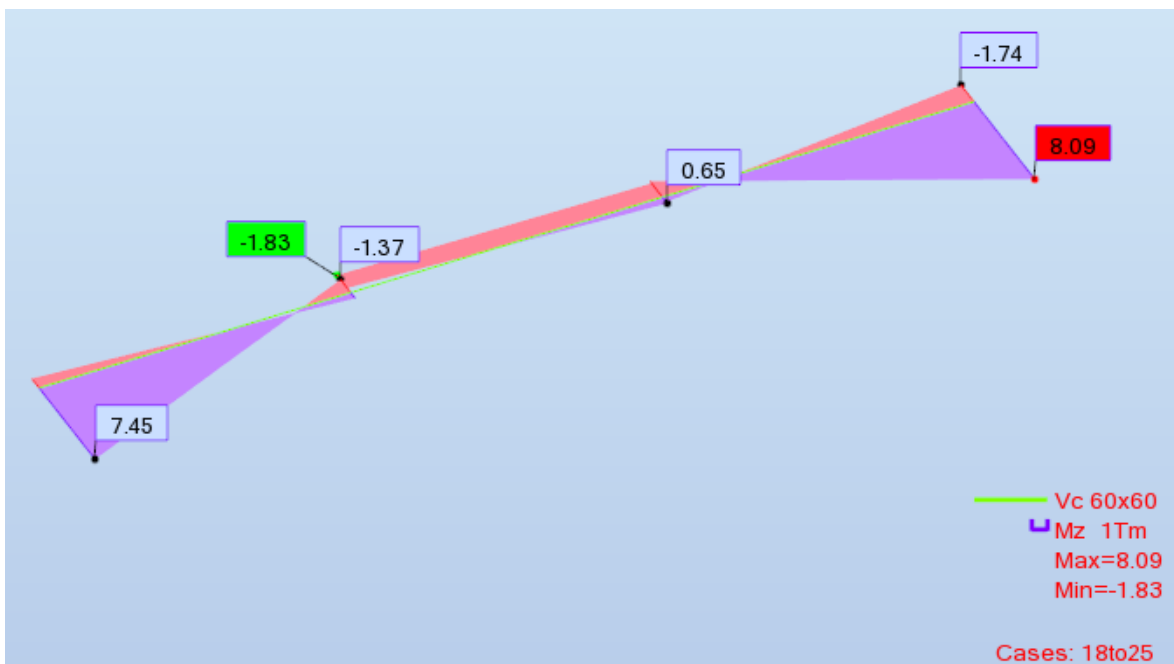


Figura 2.59 Vigas de unión, envolvente de momentos alrededor del eje local "Z".

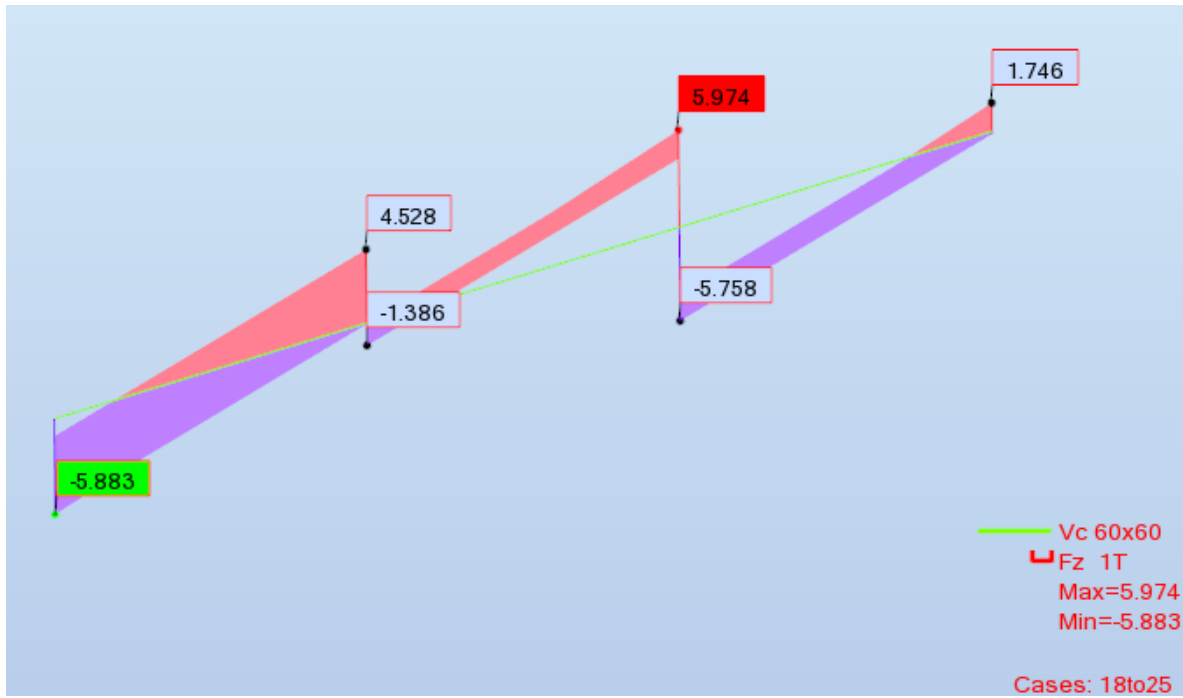


Figura 2.60 Vigas de unión, envoltura de cortantes en el eje local "Z".

## 2.8.2. Diseño de elementos estructurales de la represa.

En las siguientes figuras se muestran los diseños estructurales de todos los elementos:

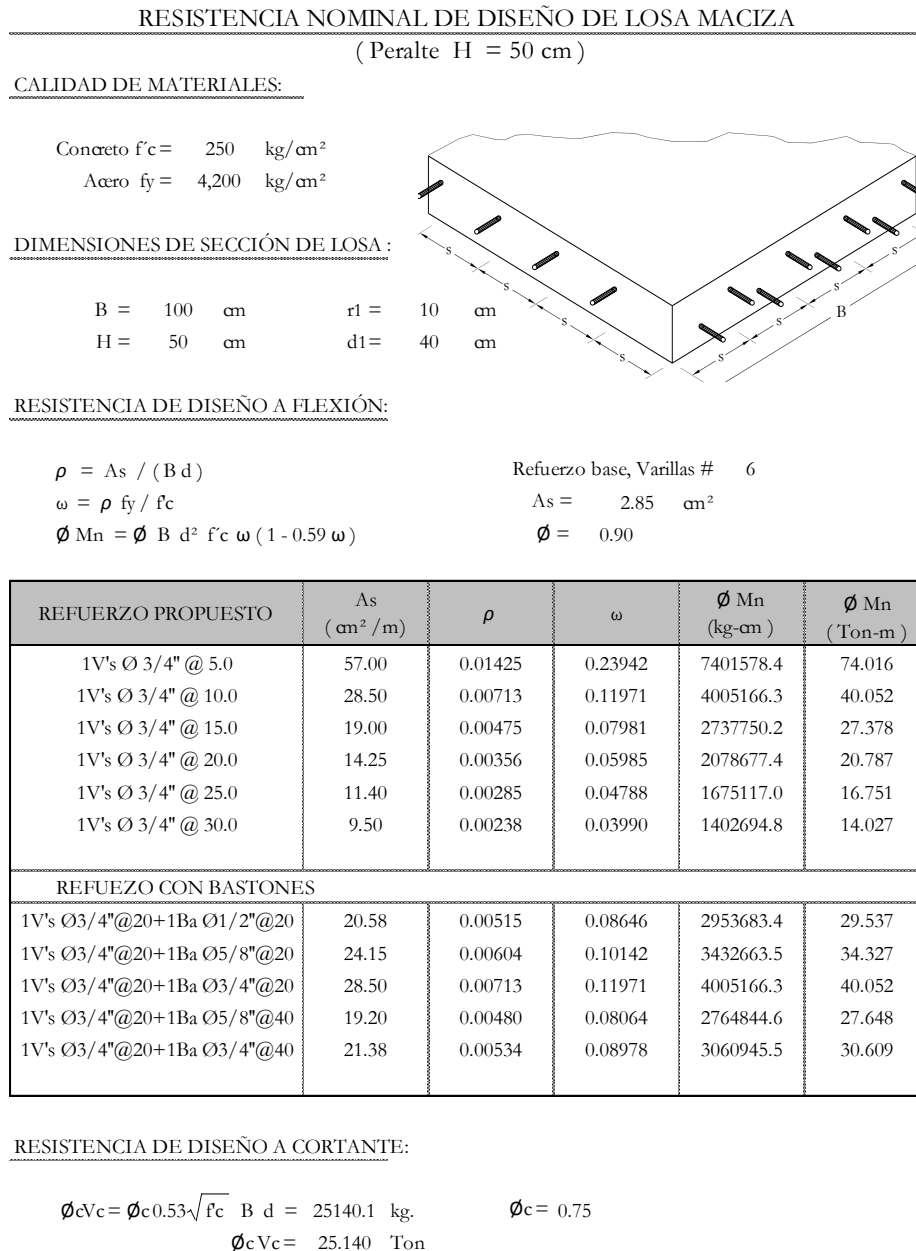


Figura 2.61 Hoja de cálculo de resistencia de diseño para muros y losa de fondo.

RESISTENCIA NOMINAL DE DISEÑO DE LOSA MACIZA

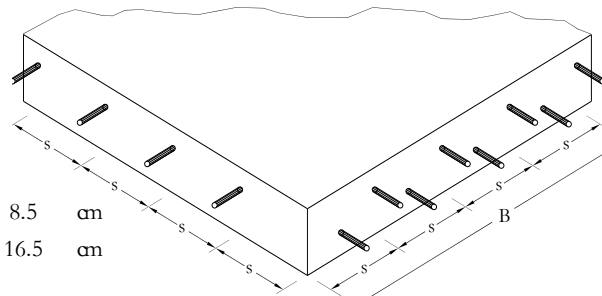
(Peralte H = 25 cm)

CALIDAD DE MATERIALES:

Concreto  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$   
Acero  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

DIMENSIONES DE SECCIÓN DE LOSA :

B = 100 cm      r1 = 8.5 cm  
H = 25 cm      d1 = 16.5 cm



RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXIÓN:

$$\rho = A_s / (B d)$$

$$\omega = \rho f_y / f_c$$

$$\phi M_n = \phi B d^2 f_c \omega (1 - 0.59 \omega)$$

Refuerzo base; Varillas  $\varnothing 5/8"$

$$A_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0.90$$

REFUERZO PROPUESTO	$A_s$ ( $\text{cm}^2 / \text{m}$ )	$\rho$	$\omega$	$\phi M_n$ (kg-cm)	$\phi M_n$ (Ton-m)
1V's $\varnothing 5/8"$ @ 5.0	39.59	0.02399	0.40306	1881862.0	18.819
1V's $\varnothing 5/8"$ @ 10.0	19.79	0.01200	0.20153	1087717.8	10.877
1V's $\varnothing 5/8"$ @ 15.0	13.20	0.00800	0.13435	757764.5	7.578
1V's $\varnothing 5/8"$ @ 20.0	9.90	0.00600	0.10077	580555.6	5.806
1V's $\varnothing 5/8"$ @ 25.0	7.92	0.00480	0.08061	470316.0	4.703
1V's $\varnothing 5/8"$ @ 30.0	6.60	0.00400	0.06718	395191.9	3.952
REFUEZO CON BASTONES					
1V's $\varnothing 1/2"$ @15+1Ba $\varnothing 1/2"$ @15	16.89	0.01024	0.17197	946557.1	9.466
1V's $\varnothing 1/2"$ @20+1Ba $\varnothing 1/2"$ @20	12.67	0.00768	0.12898	729959.1	7.300
1V's $\varnothing 5/8"$ @15+1Ba $\varnothing 5/8"$ @15	26.39	0.01599	0.26871	1385051.8	13.851
1V's $\varnothing 5/8"$ @20+1Ba $\varnothing 5/8"$ @20	19.79	0.01200	0.20153	1087717.8	10.877
1V's $\varnothing 5/8"$ @25+1Ba $\varnothing 5/8"$ @25	15.83	0.00960	0.16122	893660.1	8.937

RESISTENCIA DE DISEÑO A CORTANTE:

$$\phi_c V_c = \phi_c 0.53 \sqrt{f_c} B d = 10370.3 \text{ kg.} \quad \phi_c = 0.75$$

$$\phi_c V_c = 10.370 \text{ Ton}$$

Figura 2.62 Hoja de cálculo de resistencia de diseño para losa de maniobras.



RESISTENCIA NOMINAL DE DISEÑO DE LOSA MACIZA

(Peralte H = 35 cm)

CALIDAD DE MATERIALES:

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

Acero  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

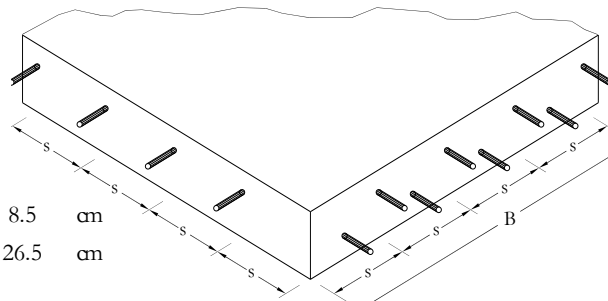
DIMENSIONES DE SECCIÓN DE LOSA :

B = 100 cm

$r1 = 8.5 \text{ cm}$

H = 35 cm

$d1 = 26.5 \text{ cm}$



RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXIÓN:

$$\rho = A_s / (B d)$$

$$\omega = \rho f_y / f_c$$

$$\phi M_n = \phi B d^2 f_c \omega (1 - 0.59 \omega)$$

Refuerzo base; Varillas  $\phi 3/8''$

$$A_s = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0.90$$

REFUERZO PROPUESTO	$A_s$ ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$\rho$	$\omega$	$\phi M_n$ (kg-cm)	$\phi M_n$ (Ton-m)
1V's $\phi 3/8'' @ 5.0$	14.25	0.00538	0.09035	1351442.0	13.514
1V's $\phi 3/8'' @ 10.0$	7.13	0.00269	0.04517	694744.6	6.947
1V's $\phi 3/8'' @ 15.0$	4.75	0.00179	0.03012	467390.5	4.674
1V's $\phi 3/8'' @ 20.0$	3.56	0.00134	0.02259	352128.2	3.521
1V's $\phi 3/8'' @ 25.0$	2.85	0.00108	0.01807	282463.5	2.825
1V's $\phi 3/8'' @ 30.0$	2.38	0.00090	0.01506	235809.0	2.358
REFUEZO CON BASTONES					
#1 VALOR!	14.25	0.00538	0.09035	1351442.0	13.514
#1 VALOR!	9.90	0.00373	0.06274	954647.9	9.546
1V's $\phi 5/8'' @ 20 + 1Ba \phi 5/8'' @ 20$	19.79	0.00747	0.12548	1835902.5	18.359
#1 VALOR!	0.00	0.00000	0.00000	0.0	0.000
#1 VALOR!	0.00	0.00000	0.00000	0.0	0.000

RESISTENCIA DE DISEÑO A CORTANTE:

$$\phi_c V_c = \phi_c 0.53 \sqrt{f_c} B d = 16655.3 \text{ kg.}$$

$$\phi_c V_c = 16.655 \text{ Ton}$$

$$\phi_c = 0.75$$

Figura 2.63 Hoja de cálculo de resistencia de diseño de losa vehicular.

RESISTENCIA NOMINAL DE DISEÑO DE LOSA MACIZA

(Peralte H = 30 cm)

CALIDAD DE MATERIALES:

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

Acero  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

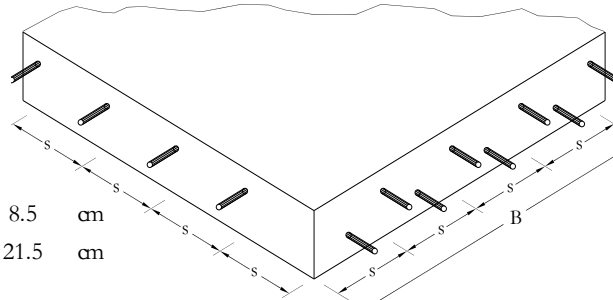
DIMENSIONES DE SECCIÓN DE LOSA :

B = 100 cm

H = 30 cm

$r_1 = 8.5 \text{ cm}$

$d_1 = 21.5 \text{ cm}$



RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXIÓN:

$$\rho = A_s / (B d)$$

$$\omega = \rho f_y / f_c$$

$$\phi M_n = \phi B d^2 f_c \omega (1 - 0.59 \omega)$$

Refuerzo base; Varillas  $\varnothing 5/8"$

$$A_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0.90$$

REFUERZO PROPUESTO	$A_s$ ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$\rho$	$\omega$	$\phi M_n$ (kg-cm)	$\phi M_n$ (Ton-m)
1V's $\varnothing 5/8"$ @ 5.0	39.59	0.01841	0.30933	2630046.6	26.300
1V's $\varnothing 5/8"$ @ 10.0	19.79	0.00921	0.15466	1461810.1	14.618
1V's $\varnothing 5/8"$ @ 15.0	13.20	0.00614	0.10311	1007159.4	10.072
1V's $\varnothing 5/8"$ @ 20.0	9.90	0.00460	0.07733	767601.8	7.676
1V's $\varnothing 5/8"$ @ 25.0	7.92	0.00368	0.06187	619952.9	6.200
1V's $\varnothing 5/8"$ @ 30.0	6.60	0.00307	0.05155	519889.3	5.199
REFUEZO CON BASTONES					
1V's $\varnothing 3/8"$ @15+1Ba $\varnothing 3/8"$ @15	9.50	0.00442	0.07424	738306.9	7.383
1V's $\varnothing 3/8"$ @20+1Ba $\varnothing 3/8"$ @20	7.13	0.00331	0.05568	560071.3	5.601
1V's $\varnothing 1/2"$ @15+1Ba $\varnothing 1/2"$ @15	16.89	0.00786	0.13198	1265782.5	12.658
1V's $\varnothing 1/2"$ @20+1Ba $\varnothing 1/2"$ @20	12.67	0.00589	0.09898	969378.2	9.694
1V's $\varnothing 5/8"$ @15+1Ba $\varnothing 5/8"$ @15	26.39	0.01227	0.20622	1883841.6	18.838

RESISTENCIA DE DISEÑO A CORTANTE:

$$\phi_c V_c = \phi_c 0.53 \sqrt{f_c} B d = 13512.8 \text{ kg.}$$

$$\phi_c = 0.75$$

$$\phi_c V_c = 13.513 \text{ Ton}$$

Figura 2.64 Hoja de cálculo de resistencia de diseño de zapata.

RESISTENCIA DE DISEÑO DE VIGAS

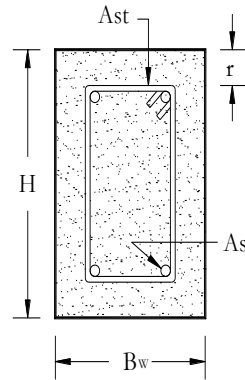
(Viga de 60 x 60 cm)

CALIDAD DE MATERIALES:

Concreto  $f_c = 250.0 \text{ kg/cm}^2$   
 Acero Long.  $F_y = 4,200.0 \text{ kg/cm}^2$   
 Acero Transv.  $F_y = 4,200.0 \text{ kg/cm}^2$

DIMENSIONES DE SECCIÓN DE VIGA:

Ancho  $B_w = 60.0 \text{ cm}$   
 Peralte  $H = 60.0 \text{ cm}$   
 Recub.  $r = 7.0 \text{ cm}$   
 $d = H - r - \phi_t - \phi_l/2 = 51.1 \text{ cm}$



$\phi_l$  Ref. long. = # 6  
 $A_{sl} = 2.85 \text{ cm}^2$   
 $\phi_t$  Ref. Transv. = # 3  
 $A_{st} = 0.71 \text{ cm}^2$

SECCION

RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXIÓN:

$$\rho = \frac{A_s}{B_w d}$$

$$\omega = \rho \frac{F_y}{f'_c}$$

$$\phi M_n = \phi b_w d^2 f'_c \omega (1 - 0.59 \omega)$$

$$\phi = 0.90$$

REFUERZO PROPUESTO	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\omega$	$\phi M_n$ (Ton-m)
4 $\phi 3/4$ "	11.40	0.0037	0.0625	21.208
4 $\phi 3/4$ " + 1 $\phi 3/8$ "	12.11	0.0040	0.0664	22.480
4 $\phi 3/4$ " + 1 $\phi 1/2$ "	12.67	0.0041	0.0694	23.464
4 $\phi 3/4$ " + 1 $\phi 5/8$ "	13.38	0.0044	0.0733	24.724
4 $\phi 3/4$ " + 1 $\phi 3/4$ "	14.25	0.0046	0.0781	26.256
4 $\phi 3/4$ " + 1 $\phi 1$ "	16.47	0.0054	0.0902	30.113

$$\rho_b = 0.0253$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.0190$$

$$\rho_{\min} = 0.0034$$

RESISTENCIA DE DISEÑO A CORTANTE:

$$\phi V_n = \phi_c V_c + \phi_s V_s$$

$$\phi_c = 0.75$$

$$\phi_s V_s = \phi_s \frac{(A_{sv} f_{yv} d)}{S}$$

$$\phi_c V_c = \phi_c 0.53 \sqrt{f_c} B_w d$$

$$\phi_s = 0.85$$

REFUERZO PROPUESTO	$\phi_c V_c$ (Ton)	$\phi_s V_s$ (Ton)	$\phi V_n$ (Ton)
$\phi 3/8$ " @ 10.0cm	19.268	25.995	45.2634
$\phi 3/8$ " @ 15.0cm	19.268	17.330	36.5983
$\phi 3/8$ " @ 20.0cm	19.268	12.998	32.2657
$\phi 3/8$ " @ 25.0cm	19.268	10.398	29.6662
$\phi 3/8$ " @ 30.0cm	19.268	8.665	27.9331

Figura 2.65 Hoja de cálculo de resistencia de diseño para vigas 60x60 cm.

RESISTENCIA DE DISEÑO DE VIGAS

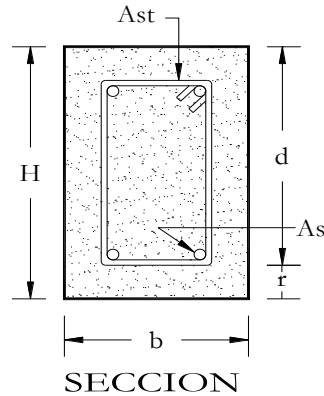
(Viga de 30 x 65 cm)

CALIDAD DE MATERIALES:

Concreto  $f_c = 250$  kg/cm<sup>2</sup>  
 Acero Long.  $f_y = 4,200$  kg/cm<sup>2</sup>  
 Acero Transv.  $f_{yv} = 4,200$  kg/cm<sup>2</sup>

DIMENSIONES DE SECCIÓN DE VIGA:

Ancho  $b = 30.0$  cm  
 Peralte  $H = 65.0$  cm  
 Recubrimiento  $r = 7.0$  cm  
 Peralte efectivo =  $H - r - \phi_t - \phi_l/2$   
 $d = 56.1$  cm



Ref. long. = # 6  
 $A_{sl} = 2.85$  cm<sup>2</sup>  
 Ref. transv. = # 3  
 $A_{st} = 0.71$  cm<sup>2</sup>

RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXIÓN:

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

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

$$\phi Mn = \phi b d^2 f'_c \omega (1 - 0.59 \omega)$$

$$\phi = 0.90$$

REFUERZO PROPUESTO	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\omega$	$\phi Mn$ (Ton-m)
4 V's Ø3/4 "	11.40	0.0068	0.1138	22.55
4 V's Ø3/4 " + 1 Ba. Ø5/8 "	13.38	0.0080	0.1336	26.14
4 V's Ø3/4 " + 2 Ba. Ø5/8 "	15.36	0.0091	0.1533	29.62
4 V's Ø3/4 " + 1 Ba. Ø3/4 "	14.25	0.0085	0.1423	27.68
4 V's Ø3/4 " + 2 Ba. Ø3/4 "	17.10	0.0102	0.1707	32.61
4 V's Ø3/4 " + 1 Ba. Ø1 "	16.47	0.0098	0.1644	31.53

Refuerzo mínimo por flexión:  $\rho_{min} = 0.33\%$

RESISTENCIA DE DISEÑO A CORTANTE:

$$\phi V_n = \phi_c V_c + \phi_s V_s$$

$$\phi_c = 0.75$$

$$\phi_s V_s = \phi_s \frac{(A_{sv} f_{yv} d)}{S}$$

$$\phi_c V_c = \phi_c 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

$$\phi_s = 0.85$$

REFUERZO PROPUESTO	$\phi_c V_c$ (Ton)	$\phi_s V_s$ (Ton)	$\phi V_n$ (Ton)
Ø3/8 " @ 10.0cm	10.58	28.54	39.12
Ø3/8 " @ 15.0cm	10.58	19.03	29.60
Ø3/8 " @ 20.0cm	10.58	14.27	24.85
Ø3/8 " @ 25.0cm	10.58	11.42	21.99
Ø3/8 " @ 30.0cm	10.58	9.51	20.09

Figura 2.66 Hoja de cálculo de resistencia de diseño para vigas 30x65 cm.



RESISTENCIA DE DISEÑO DE VIGAS

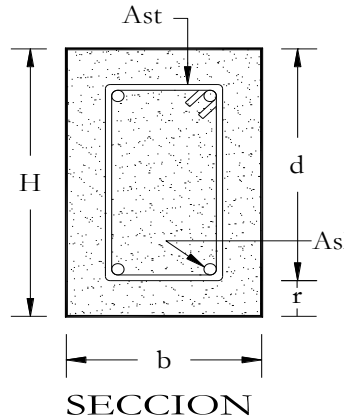
(Viga de 35 x 80 cm)

CALIDAD DE MATERIALES:

Concreto  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$   
 Acero Long.  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$   
 Acero Transv.  $f_{yv} = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

DIMENSIONES DE SECCIÓN DE VIGA:

Ancho  $b = 35.0 \text{ cm}$   
 Peralte  $H = 80.0 \text{ cm}$   
 Recubrimiento  $r = 7.0 \text{ cm}$   
 Peralte efectivo  $= H - r - \phi_t - \phi_l/2$   
 $d = 71.1 \text{ cm}$



Ref. long. = # 6  
 $A_{sl} = 2.85 \text{ cm}^2$   
 Ref. transv. = # 3  
 $A_{st} = 0.71 \text{ cm}^2$

RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXIÓN:

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

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

$$\phi Mn = \phi b d^2 f'_c \omega (1 - 0.59 \omega)$$

$$\phi = 0.90$$

REFUERZO PROPUESTO	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\omega$	$\phi Mn$ (Ton-m)
4 V's Ø3/4 "	11.40	0.0046	0.0770	29.25
4 V's Ø3/4 " + 1 Ba. Ø5/8 "	13.38	0.0054	0.0903	34.04
4 V's Ø3/4 " + 2 Ba. Ø5/8 "	15.36	0.0062	0.1037	38.75
4 V's Ø3/4 " + 1 Ba. Ø3/4 "	14.25	0.0057	0.0962	36.12
4 V's Ø3/4 " + 2 Ba. Ø3/4 "	17.10	0.0069	0.1155	42.83
4 V's Ø3/4 " + 1 Ba. Ø1 "	16.47	0.0066	0.1112	41.35

Refuerzo mínimo por flexión:  $\rho_{min} = 0.33\%$

RESISTENCIA DE DISEÑO A CORTANTE:

$$\phi V_n = \phi_c V_c + \phi_s V_s$$

$$\phi_c = 0.75$$

$$\phi_s V_s = \phi_s \frac{(A_{sv} f_{yv} d)}{S}$$

$$\phi_c V_c = \phi_c 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

$$\phi_s = 0.85$$

REFUERZO PROPUESTO	$\phi_c V_c$ (Ton)	$\phi_s V_s$ (Ton)	$\phi V_n$ (Ton)
Ø3/8 " @ 10.0cm	15.64	36.17	51.81
Ø3/8 " @ 15.0cm	15.64	24.11	39.75
Ø3/8 " @ 20.0cm	15.64	18.09	33.72
Ø3/8 " @ 25.0cm	15.64	14.47	30.11
Ø3/8 " @ 30.0cm	15.64	12.06	27.70

Figura 2.67 Hoja de Cálculo de Resistencia de Diseño para vigas 35x80 cm.



### 2.8.3. Obra electromecánica

La estructura de la compuerta radial tiene una altura de 6.00 metros, un ancho de 5.00 metros y un radio de 7.20 metros. La superestructura está compuesta por vigas "I" de 254x37.8 kg/m formando una armadura que funcionan como brazos de la compuerta, la cual tiene una placa de 5/16" para formar una lámina que estará soportada por un par de vigas de perfil "I" de sección variable, las cuales tienen separadores laterales formados por vigas IR-305x47.3 kg/m. La compuerta será sujeta por medio de ménsulas a muros de concreto reforzado en los extremos de esta. Estos muros bajarán hasta llegar a la plantilla del canal a una losa de cimentación de concreto reforzado con un par de dentellones, distribuyendo las cargas hacia el suelo.

#### 2.8.3.1. Determinación de cargas actuantes

Para el diseño estructural se consideraron diferentes tipos de cargas que actúan sobre la estructura, estas pueden ser clasificadas de acuerdo a la duración que obran con su intensidad máxima, así, se pueden clasificar en: Permanentes, variables y accidentales, a continuación, se describen de forma resumida dichas cargas.

#### Carga Muerta (CM)

Son aquellas que actúan de manera permanente sobre la estructura y cuya intensidad no varía considerablemente con el tiempo; como son el peso propio de los elementos estructurales y acabados que se consideran en la construcción de la obra.

#### Carga Viva (CV)

Son aquellas que actúan sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo.

### Carga de Viento (Cw).

Los efectos debidos a la acción del viento en la región en que se ubica la estructura en cuestión son basados en los parámetros y consideraciones del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC CFE).

- a) Velocidad Regional  $V_r = 200 \text{ km/hr}$
- b) Categoría del Terreno  $CAT=2$
- c) Presión Dinámica Base  $q_z = 191 \text{ kg/m}^2$

### Carga de Sismo ( $S_x$ y $S_y$ ).

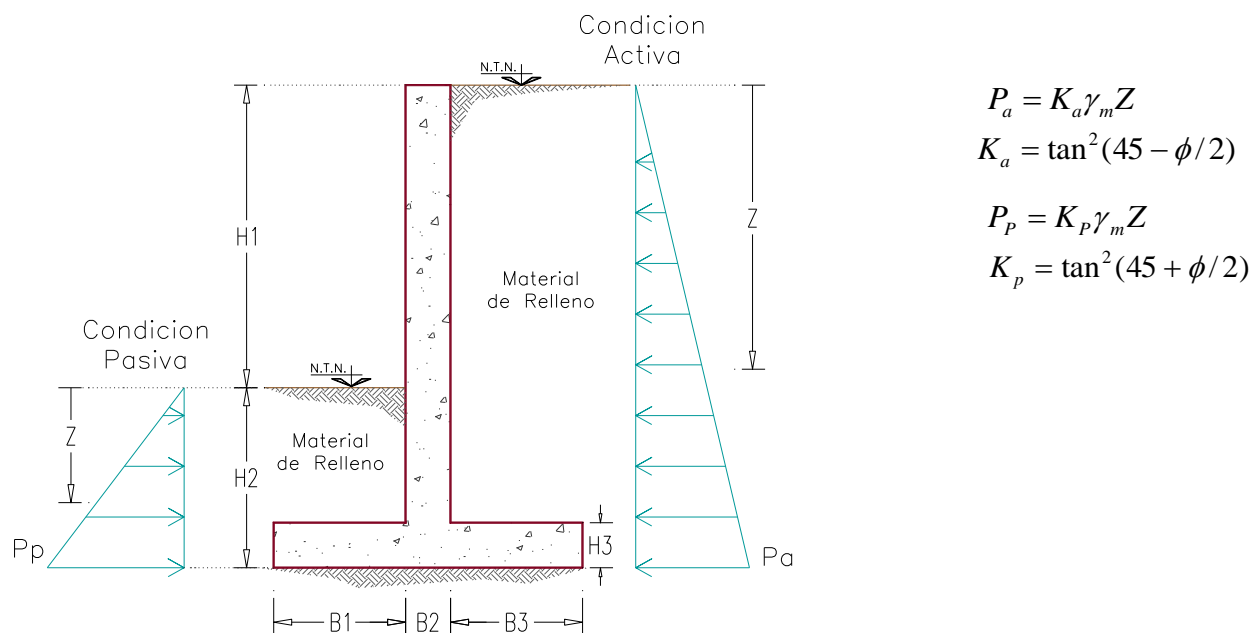
Los efectos debidos a la actividad sísmica en la región en que se ubica la estructura en cuestión son basados en los parámetros y consideraciones del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (Ref.7). Según dicho Manual, para esta estructura se tienen los siguientes parámetros:

- a) Zona sísmica "B"
- b) Suelo Tipo II
- c) Estructura Grupo "B"
- d) Coeficiente sísmico  $c = 0.30$
- e) Factor de Comportamiento Sísmico  $Q = 2$

$S_x$  y  $S_y$  son componentes ortogonales; en distintos manuales y reglamentos recomiendan combinarlas; usando en 100% de una con el 30% de la otra.

### Empuje Lateral del Suelo (Ea)

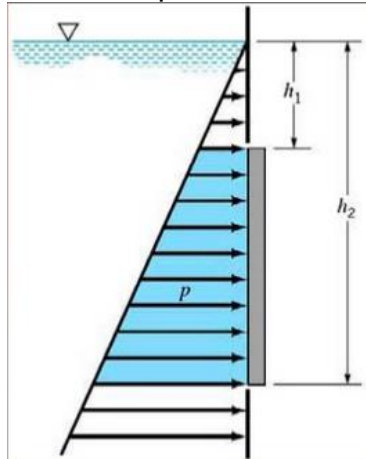
Los efectos debidos a la presión del suelo ejercido por la acumulación de un porcentaje de sedimentos sobre la placa de la estructura se calculan utilizando el método de rankine.



## Muro de Contención

### Empuje Lateral del Agua (Eh)

Los efectos debidos a la presión del agua ejercido sobre las placa de la compuerta se calculan como  $Eh = \gamma_w h$ , donde  $\gamma_w$  es el peso volumétrico del agua y  $h$  es la altura desde el límite superior del agua hasta la profundidad deseada.



### Combinaciones de cargas:

#### **Grupos de cargas**

Los elementos de la estructura o de la cimentación sobre la que se apoya, se diseñan para resistir, en condiciones de seguridad, todos los grupos de carga que sean aplicables al tipo de estructura y a las condiciones particulares del sitio en donde ésta se ubique, considerando lo siguiente:

Cada grupo de cargas se integra por las combinaciones de cargas permanentes, variables y eventuales que sean aplicables como se muestra en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

Tabla 2.8 Estados de carga simples y combinaciones para Compuerta Radial.

ESTADO	DESCRIPCION	COMBINACION	CATEGORIA
CM	CARGA MUERTA	NO	DL
CV	CARGA VIVA	NO	LL
Ea	EMPUJE DEL SUELO	NO	EARTH
Eh	EMPUJE DEL AGUA	NO	WATER
C1	CM+CV+Ea	SI	SERVICIO
C2	CM+CV+Ea+Eh	SI	SERVICIO
C3	1.4CM+1.4Ea	SI	ÚLTIMA
C4	1.2CM+1.6CV+1.6Ea	SI	ÚLTIMA
C5	1.2CM+1.6CV+1.6Ea+1.6Eh	SI	ULTIMA



### 2.8.3.2. Modelo de análisis para compuerta.

El análisis estructural de la compuerta está conformado por lo siguiente:

- Vigas de acero A-36 de perfil “I” con un  $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$  y un  $f_u = 4079 \text{ kg/cm}^2$  (IR-254x38.8 kg/m e IR-305x47.3 kg/m)
- Vigas de acero A-36 de perfil “I” con sección variable con un  $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$  y un  $f_u = 4079 \text{ kg/cm}^2$ .
- Placa de acero A-36 con espesor de 5/16” con un  $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ .

Con base en los Planos del Proyecto Geométrico y los Criterios de Estructuración descritos anteriormente, se idealizó la Estructura en el espacio 3D, considerando los Pilotes, Losas, Trabes y Apoyos. Una vez definidos los Aspectos Fundamentales de Estructuración, se inició el proceso de Análisis Estructural para determinar la respuesta de la estructura ante las diferentes combinaciones de acciones que se espera pueden afectarla durante su vida útil.

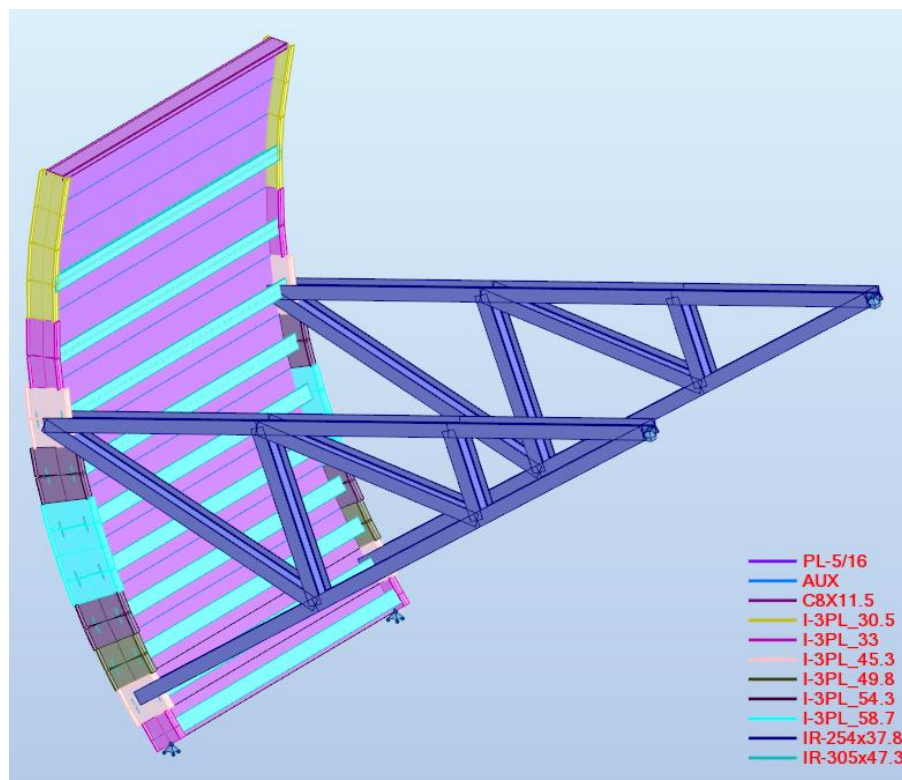


Figura 2.68 Compuerta radial, vista en isométrico.

El Análisis se realizó con ayuda del programa de cómputo Robot Structural Analysis Professional, mediante Modelos Numéricos y Analíticos basados en la Teoría Elástica.

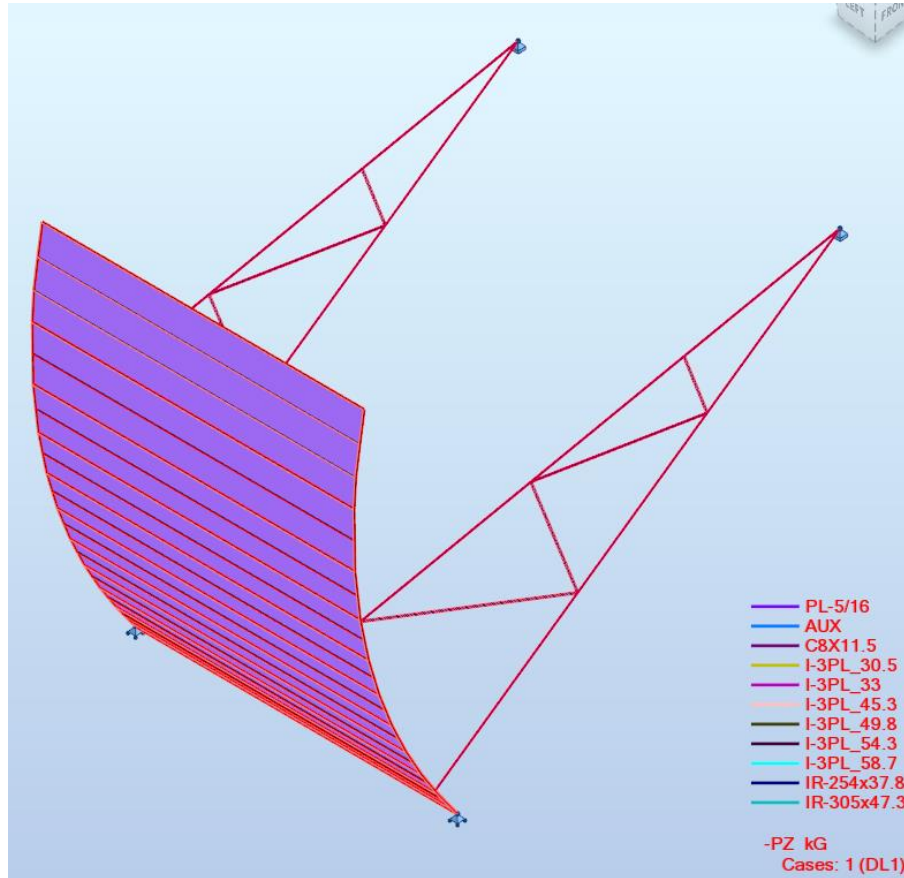


Figura 2.69 Vista de fuerzas actuantes de estado de carga muerta.

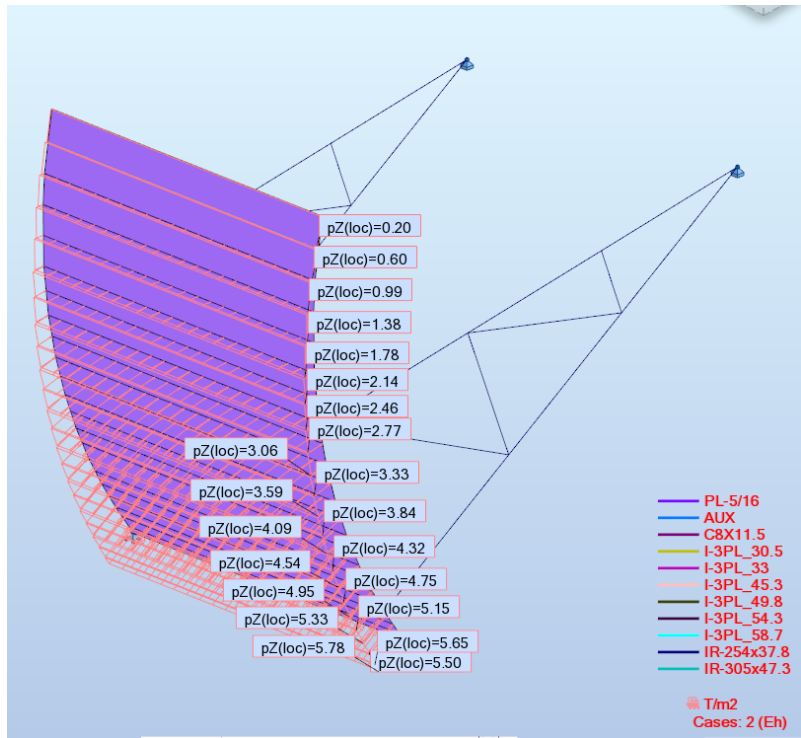


Figura 2.70 Vista de fuerzas actuantes de estado de empuje hidrostático.

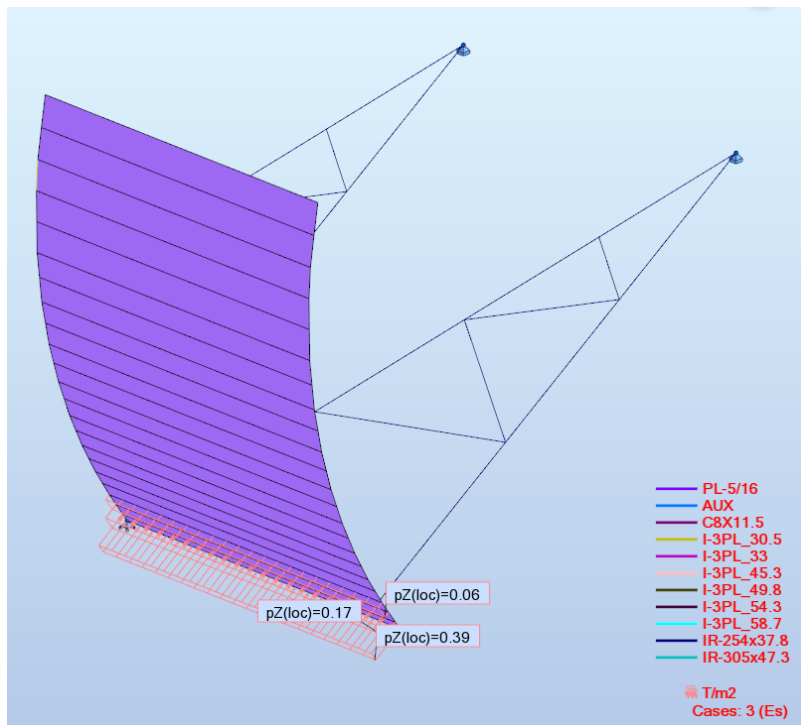


Figura 2.71 Vista de fuerzas actuantes de estado de empuje del suelo

### 2.8.3.3. Esfuerzos sobre elementos estructurales.

En las siguientes figuras se muestran los esfuerzos a los que es sometida la estructura debido a las fuerzas actuantes.

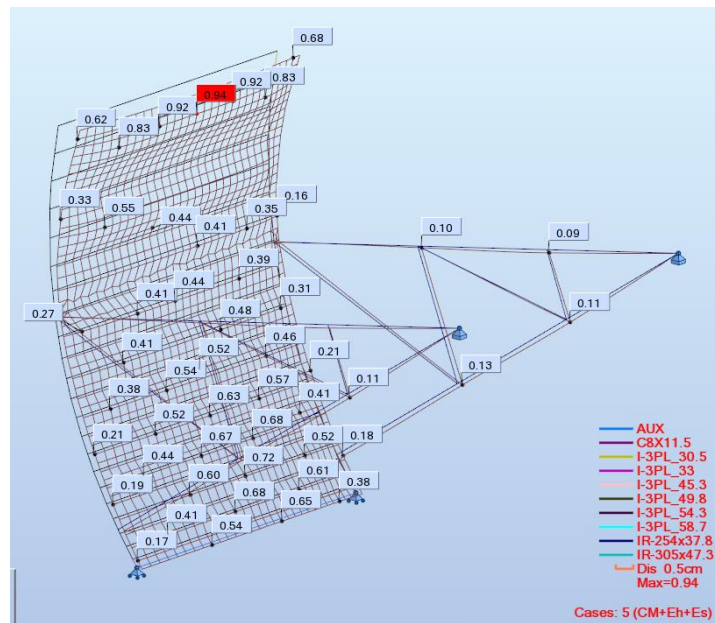


Figura 2.72 Compuerta, deformaciones de la combinación 5.

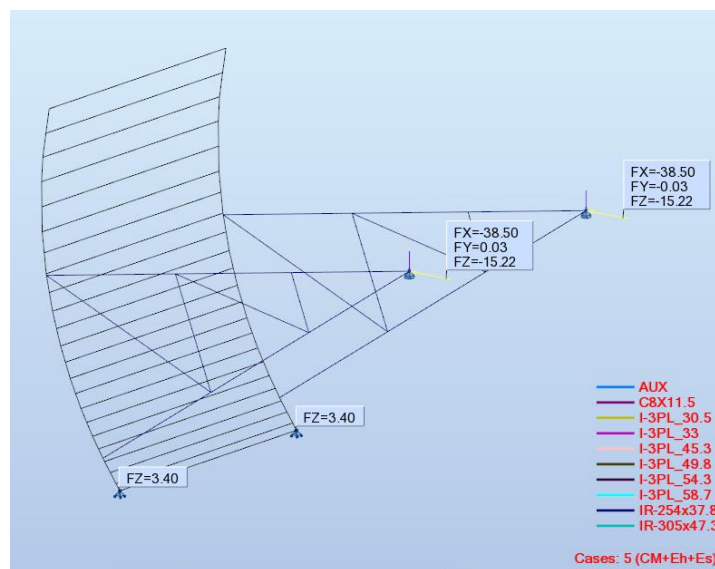


Figura 2.73 Compuerta, reacciones de la combinación 5.



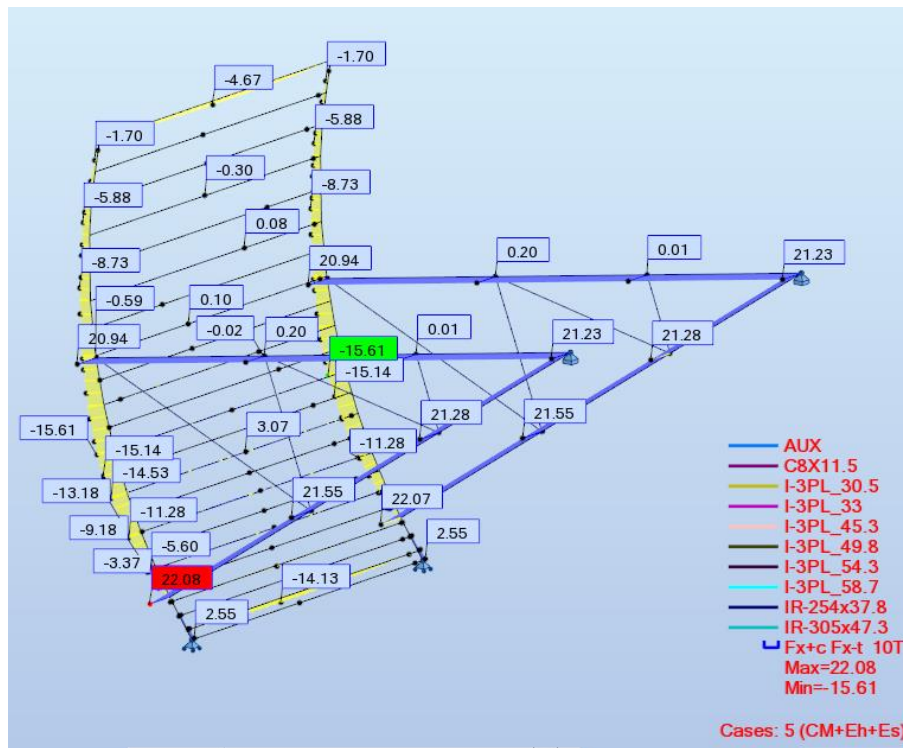


Figura 2.74 Compuerta, fuerzas axiales para la combinación 7.

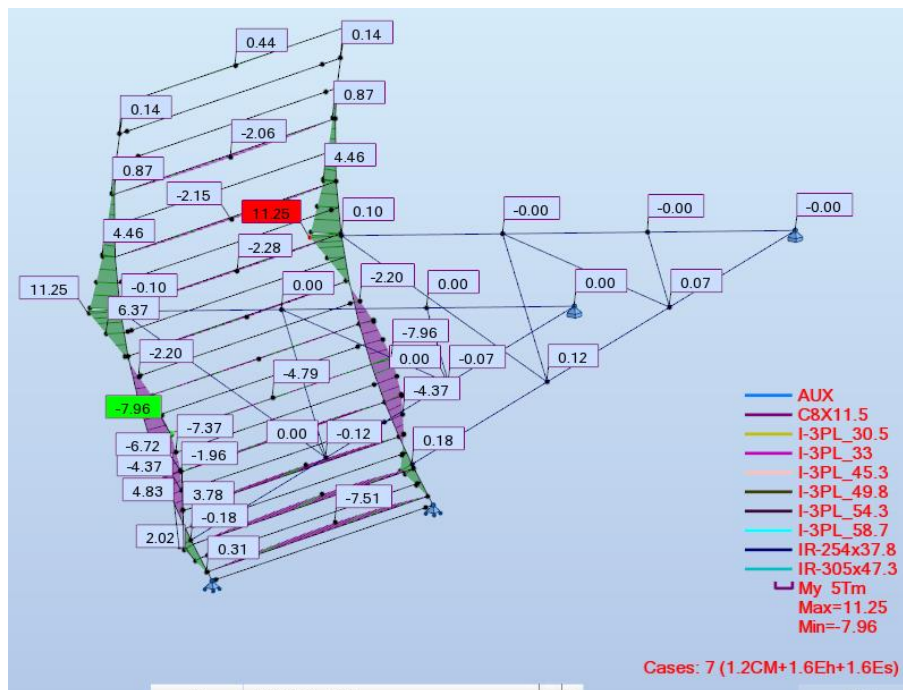


Figura 2.75 Compuerta, momentos alrededor del eje local "Y" de la combinación 7.



### 2.8.3.4. Diseño de elementos estructurales.

En las siguiente Tabla se muestran los diseños estructurales de todos los elementos:

Tabla 2.9 Diseño de los elementos de acero de la Compuerta Radial.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
46	I-3PL_45.3	STEEL	1.32	12.87	0.80	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
14	I-3PL_45.3	STEEL	1.32	12.87	0.80	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
27	I-3PL_33	STEEL	2.67	17.65	0.69	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
59	I-3PL_33	STEEL	2.67	17.65	0.69	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
26	I-3PL_45.3	STEEL	2.02	19.60	0.66	6 1.2CM+1.6Eh
58	I-3PL_45.3	STEEL	2.02	19.60	0.66	6 1.2CM+1.6Eh
57	I-3PL_45.3	STEEL	1.81	17.55	0.64	6 1.2CM+1.6Eh
25	I-3PL_45.3	STEEL	1.81	17.55	0.64	6 1.2CM+1.6Eh
65 VIGA+SOLER	IR-305x47.3	STEEL	34.05	116.58	0.59	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
66 VIGA+SOLER	IR-305x47.3	STEEL	34.05	116.58	0.54	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
67 VIGA+SOLER	IR-305x47.3	STEEL	34.05	116.58	0.51	6 1.2CM+1.6Eh
28	I-3PL_33	STEEL	3.23	21.33	0.49	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
60	I-3PL_33	STEEL	3.23	21.33	0.49	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
68 VIGA+SOLER	IR-305x47.3	STEEL	34.05	116.58	0.44	6 1.2CM+1.6Eh
17	I-3PL_54.3	STEEL	1.20	14.66	0.41	6 1.2CM+1.6Eh
49	I-3PL_54.3	STEEL	1.20	14.66	0.41	6 1.2CM+1.6Eh
19	I-3PL_58.7	STEEL	1.20	16.05	0.40	6 1.2CM+1.6Eh
51	I-3PL_58.7	STEEL	1.20	16.05	0.40	6 1.2CM+1.6Eh
8	IR-254x37.8	STEEL	22.45	71.76	0.39	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
40	IR-254x37.8	STEEL	22.45	71.76	0.39	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
75 Beam_75	C8X11.5	STEEL	57.05	284.16	0.38	6 1.2CM+1.6Eh
4	IR-254x37.8	STEEL	20.36	65.08	0.38	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
36	IR-254x37.8	STEEL	20.36	65.08	0.37	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
39	IR-254x37.8	STEEL	20.36	65.08	0.36	6 1.2CM+1.6Eh
7	IR-254x37.8	STEEL	20.36	65.08	0.36	6 1.2CM+1.6Eh
18	I-3PL_54.3	STEEL	1.28	15.59	0.36	6 1.2CM+1.6Eh
50	I-3PL_54.3	STEEL	1.28	15.59	0.36	6 1.2CM+1.6Eh
9	IR-254x37.8	STEEL	22.63	72.32	0.35	6 1.2CM+1.6Eh
41	IR-254x37.8	STEEL	22.63	72.32	0.35	6 1.2CM+1.6Eh
20	I-3PL_58.7	STEEL	1.27	17.00	0.35	6 1.2CM+1.6Eh
52	I-3PL_58.7	STEEL	1.27	17.00	0.35	6 1.2CM+1.6Eh
69 VIGA+SOLER	IR-305x47.3	STEEL	34.05	116.58	0.35	6 1.2CM+1.6Eh
1	IR-254x37.8	STEEL	20.91	66.82	0.34	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
33	IR-254x37.8	STEEL	20.91	66.82	0.34	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
35	IR-254x37.8	STEEL	20.74	66.27	0.33	6 1.2CM+1.6Eh
3	IR-254x37.8	STEEL	20.74	66.27	0.33	6 1.2CM+1.6Eh
15	I-3PL_49.8	STEEL	1.22	13.31	0.33	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
47	I-3PL_49.8	STEEL	1.22	13.31	0.33	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
56	I-3PL_54.3	STEEL	1.54	18.71	0.31	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
24	I-3PL_54.3	STEEL	1.54	18.71	0.31	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
21	I-3PL_58.7	STEEL	1.27	17.01	0.30	6 1.2CM+1.6Eh
53	I-3PL_58.7	STEEL	1.27	17.01	0.30	6 1.2CM+1.6Eh
29	I-3PL_30.5	STEEL	3.47	20.82	0.30	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
61	I-3PL_30.5	STEEL	3.47	20.82	0.30	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
22	I-3PL_58.7	STEEL	1.34	17.97	0.29	6 1.2CM+1.6Eh
54	I-3PL_58.7	STEEL	1.34	17.97	0.29	6 1.2CM+1.6Eh
13	I-3PL_45.3	STEEL	1.18	11.47	0.27	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
45	I-3PL_45.3	STEEL	1.18	11.47	0.27	7 1.2CM+1.6Eh+1.6E
70 VIGA+SOLER	IR-305x47.3	STEEL	34.05	116.58	0.27	6 1.2CM+1.6Eh
16	I-3PL_49.8	STEEL	1.30	14.21	0.25	6 1.2CM+1.6Eh



### 3. ENTRADAS DE AGUA, VEINTIDOS PROYECTOS

#### 3.1. Introducción

Como parte del proyecto ejecutivo de sobreelevación y rehabilitación integral del Canal Principal Humaya (CPH) fue necesario replantear las nuevas condiciones de operación de las estructuras de cruce o entrada de agua, establecer los criterios de selección del tipo de estructura con sus variantes de diseño, con el propósito de adaptar la estructura más adecuada con el mínimo costo.

Llevar a cabo el diseño de poco más de 230 estructuras de entradas de agua al Canal Principal Humaya o de cruce en igual número de cuencas pequeñas o grandes, a lo largo del canal de más de 150 km, aunado a los estudios básicos para llevar a cabo el diseño de manera específica, resultaría técnicamente inviable ya no tanto por el costo de cada estructura, si no por el tiempo que llevaría integrar un expediente de proyecto ejecutivo para cada una de las estructuras de cruce o de acceso en forma individual, con lo que resultarían de muchos tipos con sus variantes.

Ante tal situación, para resolver el problema de los escurrimientos que entran o cruzan el CPH, derivado de la sobreelevación, se hizo una tipología y caracterización de cada una de las estructuras existentes, así como de los sitios donde hace falta resolver el problema del escurrimiento de las cuencas localizadas en su mayoría sobre la margen derecha del CPH, del drenaje y desfogue por los excesos de agua, de tal manera que se llevó a cabo una clasificación de las estructuras en dos vertientes:

La primera obedece al sistema de operación actual del CPH con la sobreelevación en proceso y la segunda tiene que ver con el aumento del nivel y el tirante normal del canal; el grado de deterioro de las estructuras existentes, en su mayoría entradas de agua para su rehabilitación, reconstrucción o reposición, además del diseño de nuevas estructuras de acceso, de cruce y el monto de la inversión del conjunto.



El desnivel que se registra entre el nivel de piso del cauce natural o artificial y el mayor nivel del CPH, derivado de la sobreelevación, ha dado origen en algunos casos a una reducción de la sección efectiva del cauce que drena, principalmente en aquellas entradas de agua localizadas en tajo o en ladera, mientras que en otros casos, el desnivel se vio incrementado para aquellas secciones localizadas en terraplenes, lo cual impedirá o limitará el acceso de agua al CPH, derivando en el diseño de pasos inferiores o de cruce, tales como alcantarillas o sifones invertidos.

Esta nueva posición del nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) obliga a instalar y mantener las compuertas para el cierre y control del agua, tanto en las épocas de estiaje donde las compuertas del CPH permanecerán cerradas, como en la época de lluvias que solo conduce agua para consumo doméstico, industrial y de servicios, para que las compuertas se abran manual o automáticamente y permitan el acceso del agua al CPH. Esta condición permitirá colocar compuertas en las entradas de agua de dos tipos: compuertas deslizantes de vástago fijo para su operación manual preferentemente rectangulares y compuertas rectangulares o circulares automáticas del tipo charnela siempre que se alcance la presión hidrostática suficiente para que cierren cuando así se requiera, o se liberen cuando se invierta la presión y permitan el desfogue de las cuencas. Aunque este último grupo de compuertas operan solas, ocasionalmente llegan a bloquearse o atascarse debido a la presencia de basura flotante, por lo que es recomendable que se revisen durante la presencia de agua a esos niveles para mantenerlas operando libres de obstáculos.

Las estructuras que se han tipificado y agrupado atendiendo a las condiciones que se presentan en la operación, tamaño y geomorfología de la cuenca, gastos y formas del escurrimiento, donde se repite el mismo patrón para el control, cruce y acceso del agua pluvial al CPH, ha tenido el propósito de establecer los criterios para la selección de las estructuras tipo, cuyo número no exceda de seis con sus variantes, para adaptarlas a sitios y condiciones de operación similares, con mínimos cambios en los parámetros o en sus características, para replicarlas bajo el mismo tratamiento. En sitios donde no se





tienen los estudios a detalle o simplemente no existen, como la topografía para cada sitio, pero que bastará con obtener los desniveles con GPS auxiliado con un RTK, al menos dos secciones del cauce natural, una a la entrada del CPH y otra localizada a 50.00 m aguas arriba, el tamaño de cuenca que ya se ha calculado, el gasto y un reporte fotográfico que ya se dispone; además de los niveles de integración CPH-Cauce, grado de deterioro de la estructura, es información que estará disponible para seleccionar y adaptar el tipo de estructura que se presenta de una manera organizada en este apartado y en la figura 3.1.

Hasta ahora se ha podido establecer un criterio general para definir o seleccionar el tipo de estructura para controlar o retener y almacenar temporalmente en los embalses de los diques, dar paso y continuidad por el mismo arroyo o conducir el agua al interior del CPH.

Ahora los criterios para seleccionar las variantes de la estructura seleccionada, quedan en un segundo y tercer orden de decisiones. Por ejemplo, si las condiciones del sitio dieron por resultado la selección de una estructura tipo vado con conductos de entrada como se muestra en la figura 3.2, los criterios de segundo orden de selección serán: la magnitud del gasto calculado ( $Q$ ) y consecuentemente el número de conductos (uno o dos); es decir, una estructura con un conducto mediano (de 60x90 cm) será utilizada cuando el gasto sea menor a  $2.00 \text{ m}^3/\text{s}$ ; uno grande (120x180 cm) cuando el gasto sea igual o mayor a  $2.00 \text{ m}^3/\text{s}$  y menor a  $5.00 \text{ m}^3/\text{s}$ ; de dos conductos, cuando el gasto del escurrimiento sea mayor o igual a  $5.00 \text{ m}^3/\text{s}$  y menor a  $10.00 \text{ m}^3/\text{s}$ .

<b>ENTRADA DE AGUA</b>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. <b>VADO</b> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. <b>SIN CONDUCTO. TANQUE SEDIMENTADOR</b></li> <li>2. <b>CON CONDUCTO. CANAL SEDIMENTADOR</b> <ol style="list-style-type: none"> <li>2.1 Con compuerta deslizante manual de vástago fijo</li> <li>2.2 Con compuerta automática tipo bandera o clapeta</li> </ol> </li> </ol> </li> <li>2. <b>CONDUCTOS DE ENTRADA RECTANGULAR/CIRCULAR</b> <ol style="list-style-type: none"> <li>1 <b>CON COMPUERTA LIBRE (CLAPETA O BANDERA)</b></li> <li>2 <b>CON COMPUERTA DESLIZANTE DE VÁSTAGO FIJO</b></li> <li>3 <b>SIN COMPUERTA</b></li> <li>4 <b>TANQUE SEDIMENTADOR</b></li> </ol> </li> </ol>
<b>ESTRUCTURA DE CRUCE</b>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. <b>PASO INFERIOR</b> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. <b>ALCANTARILLA SOLA</b></li> <li>2. <b>ALCANTARILLA CON VERTEDOR EN LA ENTRADA</b></li> <li>3. <b>SIFÓN INVERTIDO</b></li> </ol> </li> <li>2. <b>PASO SUPERIOR</b> <ol style="list-style-type: none"> <li>1 <b>PUENTE CANAL</b></li> </ol> </li> </ol>
<b>ESTRUCTURA DE CONTROL</b>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. <b>DIQUE O REPRESO DE CONTROL DE NIVELES</b> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. <b>DIQUE CON VADO SOBRE CORONA</b></li> <li>2. <b>DIQUE CON VERTEDOR EN LA SALIDA</b></li> <li>3. <b>PANTALLA DE ARCILLA IMPERMEABLE</b></li> </ol> </li> </ol>

Figura 3.1 Tipos de estructuras de acceso y de cruce de agua sobre el Canal Humaya

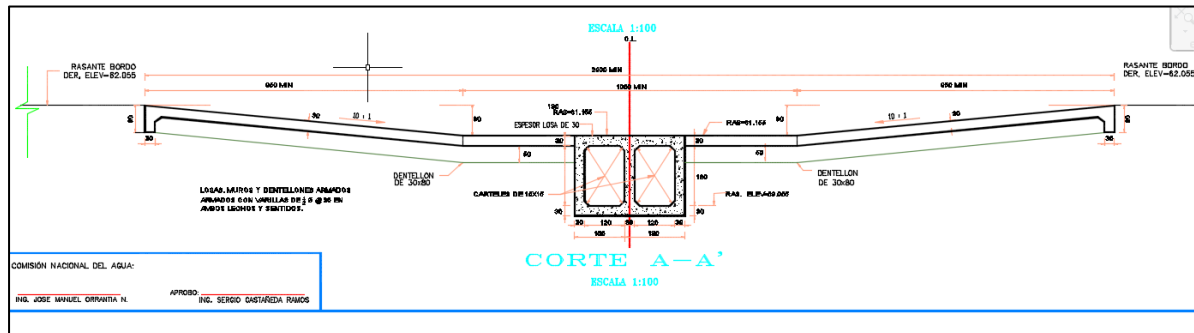


Figura 3.2 Estructura tipo vado de dos conductos de entrada de agua, vista en corte.

Los criterios de tercer orden se refieren a la decisión de colocar o no compuerta y están en función de los niveles de entrada NE del cauce natural y el NAME del CPH. No se requiere instalar compuerta cuando el NE está por arriba del NAME del CPH. Por el contrario, cuando el NAME del CPH está por encima del NE, se requerirá instalar una o dos compuertas, dependiendo del tamaño del gasto. Una variante del tipo de compuerta



es su forma de operar: manual o automática. Lleva compuerta deslizante de vástago fijo y de operación manual cuando el control del gasto del CPH es muy importante para el plan de riegos y por contra, el gasto del escurrimiento y el área de inundación de la cuenca drenada sea de amortiguamiento, es decir, que se puede quedar el agua retenida temporalmente fuera del CPH. Se podrá instalar una compuerta del tipo charnela, cuando el control o acceso en un sentido o en otro del flujo, pero sobre todo sus efectos nos sean de tanta relevancia, pues son compuertas que pueden reducir el costo de operación, pero también pueden bloquearse con la entrada de basura gruesa como arbustos o animales; para estos casos se colocarán rejillas con barras (soleras) verticales espaciadas 15 cm c.a.c.

En el caso de un paso inferior (alcantarilla o sifón invertido) se requiere además de los criterios establecidos para su selección, verificar que el cauce natural esté libre y no haya sido ocupado por asentamientos humanos o de otra índole. Los puentes carreteros se encuentren diseñados para recibir el caudal que antes de la sobreelevación se introducía al CPH o a los diques.

En cuanto a las posibles acciones a tomar en el conjunto de estructuras para entradas de agua sobre el CPH, incluido el dren o cauce natural o artificial que alimenta a la estructura de entrada, se han determinado sobre la base de: los respectivos estudios topográfico, hidrológico e hidráulico, diagnóstico derivado de los recorridos de campo y un reporte fotográfico de las estructuras. Lo anterior ha permitido identificar cuatro niveles de acciones sobre la importancia del diseño y la significancia del presupuesto, a saber:

A) No hacer nada o trabajo poco significativo

El número estimado de estructuras de entradas de agua que se encuentran en buen estado, no requieren acción alguna o el volumen y costo del trabajo a desarrollar es poco significativo, con base en los recorridos de campo y el reporte fotográfico se ha estimado del orden de 65.



#### B) Rehabilitación, desazolve y desmonte

El número de este conjunto de estructuras es de un aproximado de 40, y se determinó sobre la base de los estudios topográfico, hidrológico e hidráulico, además de un dictamen derivado del recorrido de campo y un reporte fotográfico de las estructuras.

#### C) Demolición, reconstrucción, desazolve y desmonte.

El conjunto de obras que requieren estas acciones, específicamente la demolición de losas, muros, compuertas o cualquier otro elemento adosado o que forma parte de cada estructura sobre el CPH o sobre el cauce que obstruye el paso del agua, es un número cercano a 50 estructuras. El volumen de demolición es de más de 1.00 m<sup>3</sup> de concreto simple o reforzado. La reconstrucción de la estructura implica el rediseño, la rectificación del cauce artificial o natural, propuesta de mejora en estabilidad de taludes y protección de plantilla y taludes con reposición de bordos, losas y recubrimiento de concreto armado, simple o ciclópeo y zampeado.

#### D) Diseño total o parcial de la estructura de entrada o cruce tipo o especial

El número de estructuras estandarizadas (tipo) o especiales requieren del diseño, revisión y verificación de la información y datos de entrada (in put), tales como bancos de nivel geo referenciados a los bancos de nivel de la obra de cabeza en topografía, bases de datos climatológicos, cartografía con las series y tipos de suelos, cobertura vegetal (superficie cultivada, pastos y estepas, selva baja o alta, etc.). Se requiere la aplicación de resultados confiables del análisis de información básica y de los estudios desarrollados para este propósito, entre los que destacan la geotecnia, la hidrología, la hidráulica y el diagnóstico sobre el estado físico actual de las estructuras mediante el recorrido de campo, y con apoyo de imágenes fotográficas.

Para el caso específico de la estructura correspondiente a este cadenamiento, se llevó a cabo el diseño y la revisión de la capacidad actual, tanto del cauce natural o artificial, como de la estructura de entrada, mediante el desarrollo y actualización de los estudios



básicos de topografía, hidrología, hidráulica y geotecnia, cuyos resultados se encuentran en esta memoria técnica y descriptiva, el gasto de diseño para esta entrada resultó de  $14.24 \text{ m}^3/\text{s}$ .

En los niveles referidos en el siguiente esquema se puede observar que el nivel de descarga de la entrada se encuentra por debajo del nivel de operación del CPH en este kilometraje. Derivado de la visita realizada al canal, se pudo determinar que existe un flujo subterráneo que encuentra salida en una zona que presenta daños; derivados del fenómeno antes mencionado.

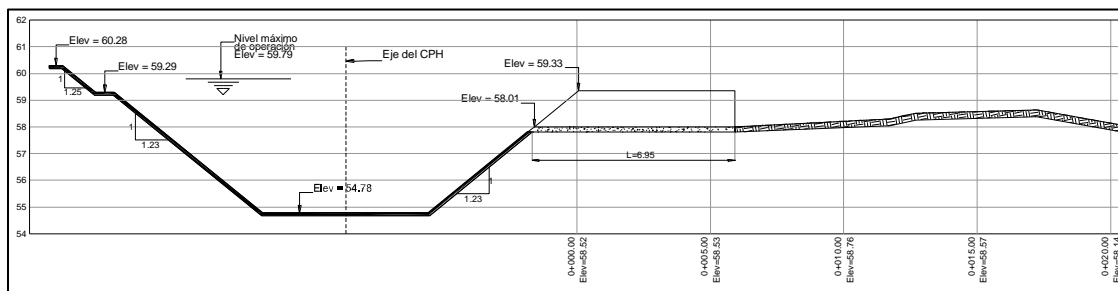


Figura 3.3. Perfil de la entrada 87+784.43

En las figuras 3.4 y 3.5 se muestra el canal en mal estado físico, con la necesidad de reconstruir totalmente la entrada, cuyos hombros quedan por debajo del nivel máximo de operación previsto para ese kilometraje. De igual manera en la figura 3.5 se puede apreciar el estado de las losas agua arriba de la entrada; mismas que se tendrán que reparar.

En las figuras se observa que existe una descarga mediante unas tuberías, lo propietarios del predio han ejecutado rellenos que permiten contener el volumen que ingresa del canal a la entrada; por lo que no se justifica la construcción de bordos y la solución consistirá en la construcción de un estructura de encauce.

Técnicamente las compuertas tipo charnela son recomendables para este tipo de estructuras de entradas de agua y forma de operación del canal, el funcionamiento de estas estructuras es más adecuado por las precipitaciones que se puedan presentar a lo largo de todas las cuencas donde se encuentran localizadas las múltiples entradas de agua.

No obstante, en función de los eventos que se presentan y a solicitud del personal técnico y directivo de la S.R.L se sugiere la instalación en este caso, de compuertas tipo deslizante; las características propias de la misma permitirá la operación por parte del personal técnico de distribución y entrega de agua. Es necesario comentar que por motivos de operación se sugiere la instalación de compuertas tipo charnela, sin embargo, cada caso tendrá que ser analizado según las características topográficas del sitio, su ubicación, y parámetros hidrológicos.



Figura 3.4. Entrada de agua Km 87+784.43 (KM 83+708 CONAGUA)



Figura 3.5. Entrada de agua Km 87+784.43 (KM 83+708 CONAGUA)

Una vez hecha la revisión hidrológica, hidráulica y topográfica se determinó que la estructura debe ser replanteada bajo los siguientes criterios:

- Se construirá una entrada con dos ductos de 2.00X1.00 m.
- Se colocará una compuerta deslizante para operar la entrada.
- Se reconstruirán las losas dañadas aguas arriba del canal.

### 3.2. Localización

Este primer tramo del CPH se localiza en el municipio de Culiacán, Sinaloa, se encuentra en la región central del estado de Sinaloa, entre los meridianos  $106^{\circ} 56' 50''$  y  $107^{\circ} 50' 15''$  de longitud oeste del meridiano de Greenwich y las coordenadas extremas de los paralelos  $24^{\circ} 02' 10''$  y  $25^{\circ} 10' 56''$  de latitud norte. Su altitud registra una media de 53 metros sobre el nivel del mar, pero llega a alcanzar hasta los 2,100 metros en la zona de los altos.



Figura 3.6. Localización del Municipio de Culiacán, Sinaloa.

El municipio de Culiacán colinda al norte con el municipio de Badiraguato, al sur con el Golfo de California, al este con el municipio de Cosalá y el estado de Durango; al oeste con el municipio de Navolato; al noroeste con el estado de Durango; al noroeste con Navolato y Mocorito; al suroeste con Elota y Cosalá, y al suroeste con Navolato y el Golfo de California.

Su superficie es de 6,305.61 kilómetros cuadrados que representa el 10.99 % de la superficie estatal y el 0.32 % del país, ocupando el tercer lugar en extensión territorial. Cuenta con las siguientes sindicaturas: Aguaruto, Emiliano Zapata, El Dorado, Costa Rica, Culiacancito, Higueras de Abuya, Imala, Jesús María, Quilá, El Salado, Sanalona, San Lorenzo, Las Tapias, Tepuche, Tacuichamona y Baila.

Culiacán es atravesado por cuatro corrientes hidrológicas: los ríos Humaya, Tamazula, Culiacán y San Lorenzo; el Humaya tiene su origen en el Estado de Durango, entrando



a Sinaloa por el municipio de Badiraguato, sus aguas son controladas por la presa Adolfo López Mateos.

El municipio tiene una temperatura media anual de 24°C, con una mínima de 2°C, con una precipitación pluvial promedio de 658 milímetros, el clima es húmedo y caliente en verano, mientras que en invierno la temperatura es agradable, con escasas precipitaciones, los vientos dominantes se desplazan en dirección noroeste, desarrollando una velocidad aproximada de dos metros por segundo.

La zona de proyecto se localiza al Noreste del municipio de Culiacán. Se encuentra entre la localidad de Rancho Viejo y Zapotillo.



Figura 3.7. Mapa de la zona de estudio.



### 3.3. Estudios básicos

#### 3.3.1. Estudio topográfico

##### 3.3.1.1. Bancos de nivel para control vertical y horizontal

Para la topografía se usó la Red Geodésica Nacional Activa (RGNA), que se define como el conjunto de estaciones de monitoreo continuo de datos del GPS, distribuidas estratégicamente en el territorio nacional, que materializan el Sistema Geodésico Nacional en su vertiente horizontal, y proporcionan servicios de posicionamiento geodésico a los usuarios mediante datos en línea y coordenadas en el marco oficial.

Cada estación de la RGNA a que se liga un levantamiento geodésico desempeña un papel activo, al funcionar como puntos de referencia para determinar las diferencias entre sus posiciones altamente precisas y las posiciones de nuevos puntos derivadas directamente de los datos transmitidos por el sistema de satélites de navegación global (GNSS); así, mediante la técnica del posicionamiento diferencial, la RGNA ofrece información geodésica acorde a las altas precisiones que proporcionan los equipos del sistema de posicionamiento global.

Por lo anterior, la RGNA se presenta como una alternativa que permite a los usuarios ligar sus proyectos al Sistema Geodésico Nacional, al disponer gratuitamente de la información y exactitud posicional de las estaciones durante sus levantamientos geodésicos o topográficos con tecnología GPS, con el consecuente ahorro en tiempo y costo.

La Red Geodésica Nacional Pasiva (RGNP) está constituida por más de 100 000 estaciones geodésicas materializadas sobre el terreno con una placa empotrada que identifica a cada una de ellas. Las estaciones geodésicas distribuidas en la República Mexicana se clasifican en tres capas de interés: Red Geodésica Vertical, Red Geodésica Horizontal y Red Geodésica Gravimétrica.

<http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/geodesia/rqnp.aspx>

Los trabajos relativos al proceso de sobreelevación del CPH provocaron que varios de los bancos de nivel se perdieran, se colocó un banco de nivel en función de la red geodésica nacional del Instituto Nacional de Estadística y Geografía y con apoyo de un equipo RTK.

Tabla 3.1 Bancos de nivel y coordenadas utilizados.

<u>Banco de Nivel</u>	<u>Coordenada X</u>	<u>Coordenada Y</u>	<u>Coordenada Z</u>
<u>E1</u>	<u>217919.2477</u>	<u>2775813.9997</u>	<u>61.1462</u>

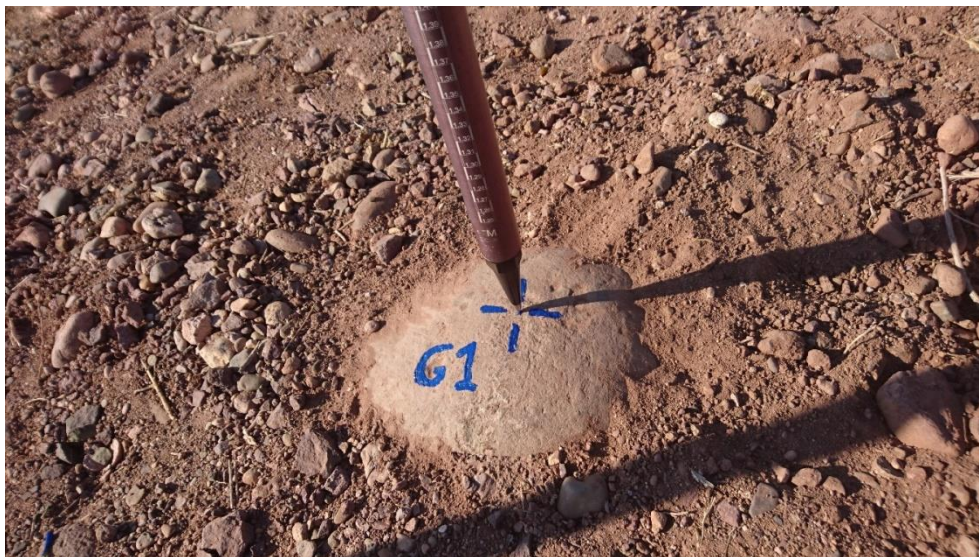


Figura 3.8 Banco de nivel (representativo)

### 3.3.1.2. Nivelación diferencial de bancos de nivel

El procedimiento de nivelación topográfica utiliza el sistema GPS diferencial con una estación BASE fija, ligada a un banco de nivel conocido para obtener mejor precisión de las coordenadas geográficas; las estaciones base y móvil deben tener buena recepción satelital sin ningún tipo de interferencia.



Los métodos basados en el sistema GPS diferencial exigen conocer la posición de partida para lograr la exactitud y rapidez admisibles; se describe el método utilizado, (Perdomo, 2001).

### *3.3.1.3. La altura a partir del posicionamiento satelital*

Cuando se determinan coordenadas por medios satelitales, por ejemplo, con geoposicionador *GPS*, la altura  $h$  se obtiene con base en un marco de referencia y un elipsoide determinados, con claro significado geométrico:  $h$  es la altura del punto  $P$  respecto del elipsoide.

Las coordenadas cartesianas rectangulares  $x$ ,  $y$ ,  $z$  de un punto cualquiera sobre la superficie de la tierra dependen de la orientación, el origen y la escala del marco, las coordenadas geodésicas dependen además del elipsoide adoptado.

El primer elemento básicamente geométrico a considerar cuando se expresa una altura elipsódica obtenida con *GPS*.

El segundo elemento se refiere a que el elipsoide no es superficie de nivel o, dicho de otra manera, las alturas medidas respecto de aquel no tienen sentido físico.

Los modelos de geoide permiten describir el comportamiento de una superficie de nivel con respecto a una figura geométrica de referencia o elipsoide.

Estos modelos cuya precisión ha ido en rápido aumento en años recientes tienen poca resolución lo que significa no poder dar cuenta de las ondulaciones del geoide que se producen a escala de pocos kilómetros, pero constituyen una buena referencia general y pueden ser tomados como base para nuevos desarrollos.





La grabación de datos por el primer equipo se hace habitualmente cada 15 segundos, con 30 a 70 minutos por punto de estadía, cuidando el PDOP mientras dure el posicionamiento, con unos cuantos mm de error.

Se utilizaron los más modernos sistemas topográficos satelitales RTK GPS, de marca TOPCON. Los equipos RTK GPS TOPCON GR-5 son capaces de ligarse a la RGNA, bajando los datos a través de un programa llamado TOPCON TOOL el cual requiere de una licencia, con esto se generan estaciones semejantes a los de la RGNP en el lugar que uno lo requiera, de esta manera se procede a iniciar el levantamiento ya sea en una estación de la RGNP o con una generada por el GPS con una marca puesta colocada en el levantamiento.

Para los trabajos en campo se utilizó el Sistema de Navegación Global por Satélite o *Global Navigation Satellite System* (GNSS), conocido comúnmente como “sistema Rover” RTK GPS, marca Topcon modelo GR-5 (hasta cuatro equipos utilizados) uno de ellos como base. Las características técnicas de estos equipos se presentan a continuación.

- Precisión RTK: Horizontal: 10mm + 1.0 ppm y Vertical: 15mm + 1.0ppm
- Precisión estática: Horizontal: 3mm + 0.5ppm y Vertical: 5mm + 0.5ppm
- Recepción de Señales: GPS, GLONASS, QZSS, SBAS, Galileo and Beidou (BDS).
- Número de canales: 226-Channel Vanguard Technology™ with Universal Tracking Channels
- Tipo de antena: Integrated Fence Antenna™ with Ground Plane
- Comunicaciones: Radio integrado UHF TX/RX, o 915MHz Spread Spectrum; Base Radio Output 1.0W, user selectable; comunicaciones por celular integrado HSPA or CDMA; comunicaciones I/O de clase 2 Bluetooth®; así como USB and Serie RS-232 y otras.
- Memoria: Removable SD/SDHC con tarjeta de memoria de 32GB.
- Data Update/Output Rate: 1Hz – 100Hz Seleccionable; con capacidad de salida de datos en tiempo real con tecnologías TPS, RTCM SC104, CMR, CMR+, con salida en código ASCII, NMEA 0183 versión 2.x y 3.0.
- Caja de protección: Magnesium I-Beam Housing
- Temperatura de operación: -30°C to +70°C (-22°F to +158°F)
- Protección contra polvo y agua de tipo: norma IP66.
- Resistencia a golpes: 2 metros cayendo sobre concreto, normas IEC 60068-2-29, IEC 60068-2-27.
- Resistencia a vibraciones: cumple norma MIL-STD 810F - 514.5 - Cat.24



Figura 3.9 Equipo GPS usado en el levantamiento topográfico.

Con objeto de garantizar lecturas confiables en todo momento los receptores deben encontrarse en un radio de 25 km de la estación BASE y, a su vez, todas las bases deben estar ligadas entre sí, restricciones que se tienen que cumplir para poder utilizar los equipos GPS diferencial de frecuencia sencilla.

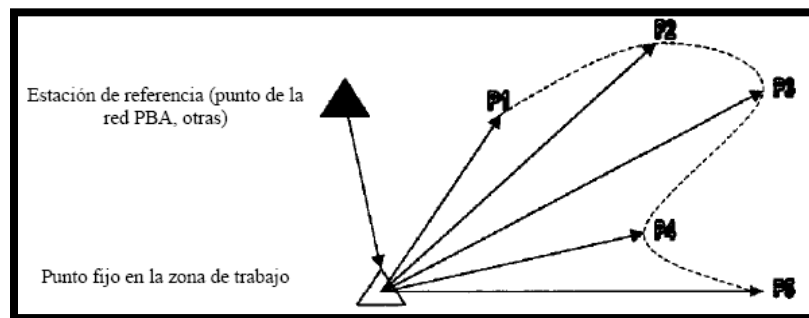


Figura 3.10 Ilustración del método de medición GPS.

Tabla 3.2 Glosario de siglas usadas en el estudio de topografía.

Siglas	Significado
DOP	Dilución de la precisión: el efecto geométrico sobre exactitud del GPS. La posición de satélites del GPS en órbita determina los valores de DOP para un sitio dado. Cuanto más alto es el valor de DOP, menos exacta la solución de la posición
PDOP	Dilución de la precisión posicional: el valor de DOP para la solución tridimensional de la posición
HDOP	Dilución horizontal de la precisión: el valor de DOP para la posición horizontal dimensional 2
VDOP	Dilución vertical de la precisión: el valor vertical de DOP para el componente vertical de una solución de la navegación
PDOP	Dilución de precisión posicional (PDOP): es una medida sin unidades, indica cuando la geometría satelital provee resultados más precisos. En la tabla 3.3 se muestra las formas en que se representa la búsqueda de objetivos por satélite, <i>i)</i> cuando los satélites están desparramados por el espacio, el valor PDOP es bajo y las posiciones computadas son más precisas, <i>ii)</i> si los satélites se agrupan el valor PDOP es alto y las posiciones imprecisas y <i>iii)</i> para obtener precisiones sub-métricas el PDOP debe ser de 4 o menos

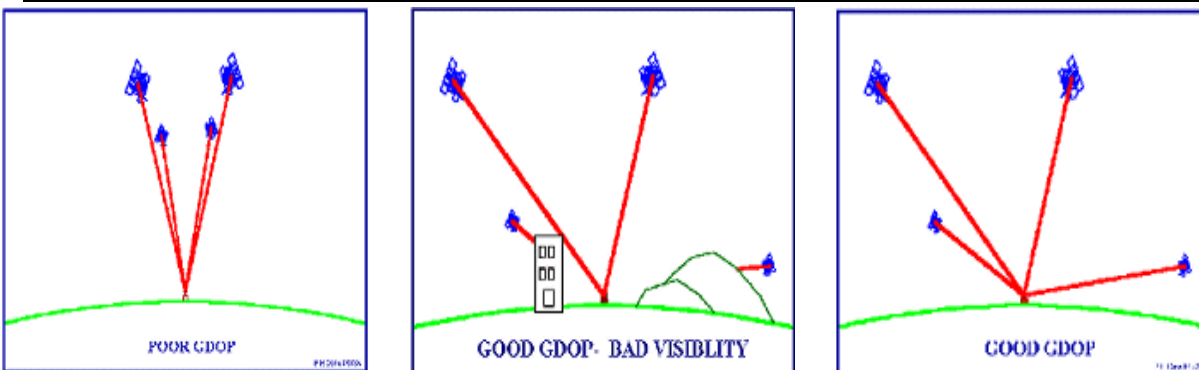


Figura 3.11 Representación de la búsqueda de objetivos.



## Campo

Se instalan las estaciones base en BN sobre sus propios tripiés bien nivelados, se toma la altura de antena con respecto a un punto que es marcado para rectificaciones posteriores y anotado en los parámetros de la consola del GPS en la modalidad de estático.

Después de instaladas las bases se procede a nivelar los puntos de interés en la forma especificada en los términos de referencia, como ya se explicó.

Según se necesite se van instalando adicionales estaciones base y el procedimiento de nivelación se repite.

Su localización se determina por medio del análisis de la cobertura del equipo, de unos 25 km de distancia.

### *3.3.1.4. Referenciación, documentación y croquis de localización referenciado a un mismo banco de nivel*

Inicialmente se establece una estación base con el posicionamiento de un equipo GPS fijo al que se puede tener acceso continuo.

Durante este tiempo se identifica el punto, después de calibrar la información y tener todos los datos de identificación, se inicia la toma de lecturas. Al terminar con la lectura, la antena se desconecta del poste y se traslada al siguiente punto (el equipo móvil), mientras que la estación base continua en operación ininterrumpida.

Con la información recopilada durante el día, se efectúa el post-proceso, para el cual, se realizan las siguientes actividades:





- Transferencia de la información de los equipos receptores a una computadora. Una vez en la computadora los archivos recuperados se transfirieron al lenguaje del programa.
- El procesado consiste en la solución de las ecuaciones que permiten determinar la posición de la estación y de la base simultáneamente. De esta forma se obtienen las coordenadas con corrección diferencial.

Sin el post-procesado diferencial, los equipos son capaces de proporcionar exactitudes del orden de los decímetros en los primeros minutos, después de los 20 minutos la exactitud que se logra es del orden de los milímetros, siempre y cuando la geometría y la calidad de la señal recibida sean buenas.

Un aspecto muy importante que debe cuidarse es definir la zona geográfica, así como tener en consideración que la toma de lecturas se realiza sobre el geoide, para lo cual el post-procesado juega el papel principal, ya que se pueden tener buenas lecturas, pero posiblemente se encuentren desplazadas del sitio a medir por estar en otro sistema de referencia.

Para obtener las coordenadas finales de las estaciones es necesario tener ligada la o las estaciones base de GPS a un punto conocido con coordenadas publicadas.

Para tener unidas a estas estaciones fue necesario establecerlas en red. Los puntos de liga debieron cumplir con las mismas características de las estaciones base de GPS, su única diferencia es que no se usaron así. Con las bases de GPS y los puntos acoplados se efectuó el post-proceso donde se determinó su localización.

De esta forma se llega a la determinación de las coordenadas de las estaciones de GPS, así como a la asociación de las bases con los bancos de nivel, realizada en la modalidad de levantamiento estático. Con este tipo de recolección de datos y post-proceso diferencial se obtuvieron precisiones del orden del milímetro.



Las coordenadas presentadas fueron calculadas tanto en Datum WGS84 como NAD 27, elipsoide CLARKE 1866, y la proyección Universal Transverse Mercator (UTM) por ser las utilizadas comúnmente. La elevación msnm está referida al mismo Banco de Nivel arriba mencionado.

### 3.3.1.5. Planos topográficos

Como resultado de la información recabada y procesada en cada levantamiento se han elaborado los planos topográficos a escala conveniente, la planta del sitio correspondiente, con curvas de nivel a cada 25 o 50 cm según corresponda, así como las secciones del cauce natural o artificial, indicando la geometría del canal, arroyo o río, con sus elevaciones y cadenamientos a cada 20 m y cuando así lo requirió la pendiente o algún cambio significativo. Los planos fueron la base para el diseño o la revisión del diseño, los cuales quedaron integrados en la carpeta 3.

### 3.3.2. Estudio de geotecnia

#### 3.3.2.1. Introducción

El CPH y sus estructuras que sirven al Distrito de Riego 010 forman parte de la Región Hidrológica 10. Esta región se integra por cuatro cuencas hidrológicas: la del río Mocorito, la del arroyo Pericos, la del sistema Humaya-Tamazula-Culiacán y la del río San Lorenzo. La principal fuente de abastecimiento de agua del distrito de riego la forman los ríos Humaya, Tamazula y San Lorenzo, cuyos escurrimientos son controlados mediante las presas de almacenamiento Adolfo López Mateos, Sanalona y José López Portillo, respectivamente. Se aprovechan también aguas del subsuelo a través de bombeo de pozos profundos localizados en la zona de riego y aguas de retorno que se incorporan a la red de canales mediante plantas de bombeo.

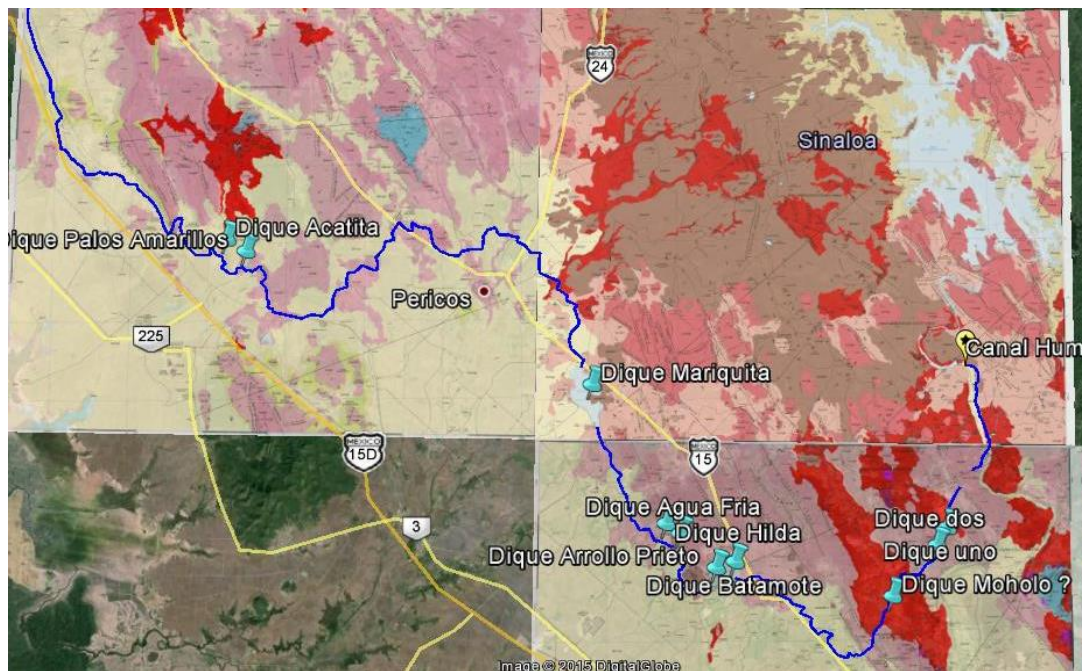


Figura 3.12 Canal Humaya sobrepuesto en las cartas Geológico-Mineras Culiacán, Pericos y Mocorito, utilizando el programa Google Earth Pro.



El río Culiacán tiene dos afluentes, el río Tamazula y el río Humaya, sobre los que se localiza la presa Adolfo López Mateos, forma un sistema combinado por el que se puede regar 186,000 ha, de los Valles Culiacán, Pericos y Guamúchil. Lámina 3.12.

La presa derivadora Andrew Weiss fue construida para derivar parte de las aguas del vaso Adolfo López Mateos hacia el canal principal Humaya, el cual tiene un tramo muerto de 22.1 km de longitud. La derivadora se ubica sobre el cauce del río Humaya a 5.0 km aproximadamente aguas abajo de la presa Adolfo López.

### 3.3.2.2. Descripción geotectónica

La actividad orogénica asociada a la subducción sostenida de la placa oceánica Farallón, debajo del borde occidental de América del Norte, dejó marcadas evidencias de su paso por el noroeste de México, especialmente durante el Cretácico y el Paleógeno. Entre éstas, destaca el emplazamiento de la porción sur del Batolito de las Sierras Peninsulares a través de Baja California y la porción occidental de Sinaloa, y del cinturón volcánico-plutónico laramídico en Sonora y Sinaloa.

En la porción centro-norte de Sinaloa, las características geomorfológicas de la angosta planicie costera se relacionan preferentemente con el desarrollo de las llanuras aluviales de los ríos San Lorenzo, Culiacán, Mocorito, Sinaloa y Fuerte, entre otros de menor importancia. Son ríos de cuenca de drenaje pequeña dada la proximidad de la Sierra Madre Occidental al litoral.





Figura 3.13 Presa Derivadora Andrew Weiss.

Las llanuras, desarrolladas preferentemente por los procesos aluviales habidos a partir del Pleistoceno han sido ampliamente acrecentadas durante el Reciente; están formadas por depósitos deltaíco-estuarinos, lagunares y de antiguas playas y dunas. Durante su evolución han sido rellenados algunos cuerpos lagunares y abandonados varios cauces fluviales.

Los sedimentos que constituyen a la planicie costera han sido aportados por los ríos y arroyos que drenan la vertiente pacífica de la Sierra Madre Occidental, y que en su curso erosionan rocas volcánicas cretácicas y terciarias, y algunas ilustraciones según la Carta Geológica de la República Mexicana (1992) y el Atlas de Sinaloa (1980).

Los afloramientos de las rocas ígneas laramídicas siguen un alineamiento NWSE, siguen un alineamiento NWSE, y comprenden numerosos plutones de dimensiones variables, cuya composición varía entre cuarzodiorita y granito. Estos plutones están, a su vez, cortados por enjambres de diques de aplita, pegmatita, granófico y lamprófico. Las rocas volcánicas laramídicas se caracterizan por aglomerados y derrames de lava de composición intermedia, seguidas por tobas andesíticas intercaladas localmente con

depósitos lacustres fosilíferos en algunos lugares, los cuales están, a su vez, sobreyacidos por derrames y tobas riolíticas y riodacíticas. Debido a su relativa mayor resistencia a la erosión, las rocas volcánicas están mejor preservadas en la porción oriental del cinturón, mientras que al oeste el cinturón está dominado por granitoides intensamente erosionados.

La mayor parte del Canal Humaya se localiza en limos-arenas y rara vez cruza por andesitas-tobas andesíticas, evitando y rodeando así las estructuras de mayor altitud, con algunas excepciones como la del túnel “El Tecorito”.



Figura 3.14 El Canal Humaya en proceso de sobreelevación.



### 3.3.2.3. Fallas importantes y litología de la región

El canal Humaya atraviesa por cinco fallas principales, de las cuales se presenta una descripción resumida de sus características en la tabla 3.3, ninguna de estas fallas pasa por alguno de los diques, sólo cruzan el canal. Las fallas forman parte del sistema de Cuencas y Sierras de la República Mexicana.

Tabla 3.3 Fallas principales que cruzan Canal Humaya.

	Nombre de falla	Tipo de falla	Litología	Cadenamiento por el que atraviesa al C.P. Humaya
1	Ojo de Agua	De desplazamiento lateral izquierdo	Andesita-toba andesítica	Al final del túnel Tecorito en el km 9+180
2	San Rafael	De desplazamiento lateral izquierdo	Del lado derecho de la falla se tiene una andesita-toba andesítica y del lado izquierdo una granodiorita	km 10+490
3	Cerritos	Normal con rumbo NW y echado al SW	Andesita-Basalto	km 22+360
4	El Tecomate	Normal con rumbo NW y echado al NE	Divide una andesita-basalto de limos-arenas	km 23+450
5	El Potrero	Normal con rumbo NW y echado al SW	Riolita-toba riolítica	Km 104+800

### 3.3.2.4. Sismicidad

El Golfo de California es una de las regiones más importantes en el estudio del mecanismo y dispersión del fondo submarino, es una de las zonas tectónicamente activa debido a que la Península de Baja California se está separando del resto del continente con un movimiento hacia el NW, la estructura tectónica del Golfo de California está íntimamente ligada con el sistema de la falla de San Andrés. En las costas de Sinaloa se pueden observar bloques basculados (una parte levantada y otra

hundida) por movimientos laterales y por las diferentes tasas de desplazamiento de las placas tectónicas, por lo cual se puede encontrar en las costas terrazas marinas de menos de 500 000 años hasta una altura de 200 m. Los movimientos asociados con la apertura del Golfo se transforman directamente en la ocurrencia de temblores importantes sobre el sistema de San Andrés y representa un riesgo sísmico potencial.

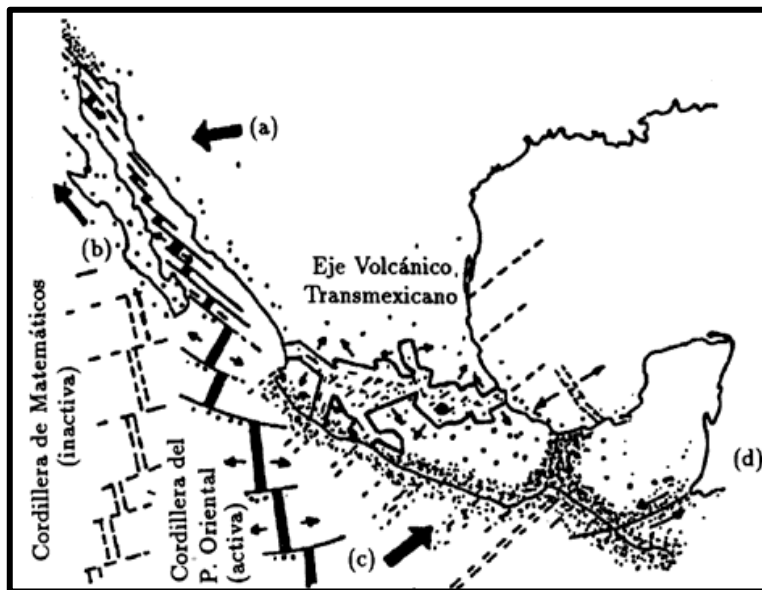


Figura 3.15 Placas tectónicas que afectan a México actualmente.

Con fines de diseño antisísmico, la República Mexicana se dividió en cuatro zonas sísmicas, utilizándose los catálogos de sismos del país desde inicios de siglo XX.

La zona A es una zona donde no se tienen registros históricos de sismos, no se han reportado sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad a causa de temblores.

Las zonas B y C son zonas intermedias, donde se registran sismos no tan frecuentemente o son zonas afectadas por altas aceleraciones pero que no sobrepasan el 70% de la aceleración del suelo.



La zona D es una zona donde se han reportado grandes sismos históricos, donde la ocurrencia de sismos es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad.

### 3.3.2.5. Túnel “El Tecorito”

Conducto circular de concreto armado, de 6.50 m de diámetro y 1.3 km de longitud, se localiza entre las coordenadas Latitud 24°59'6.33"N, Longitud 107°23'48.96"O, y Latitud 24°58'34.09"N, Longitud 107°24'16.07"O, esto corresponde a una unidad de Riolita-Toba riolítica con la dirección del flujo de lava 64° al NE, pero aproximadamente unos 150 metros antes del punto final del túnel se observa un cambio de litología a Andesita-Toba andesítica con una pseudoestratificación de 45° al SW y en la parte final del túnel se ubicó una falla de desplazamiento lateral izquierdo.



Figura 3.16 Mapa de México con las regiones sísmicas obtenido del SSN.

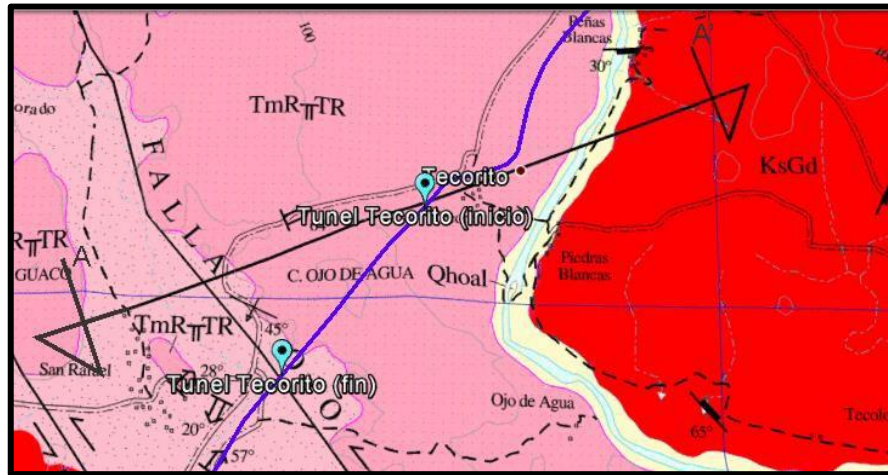


Figura 3.17 Localización en planta del túnel “El Tecorito” cercano a la falla Ojo de Agua.

### 3.3.2.6. Diques

Comparación entre los cadenamientos en los que se encuentran los diques obtenidos del primer informe de diciembre de 2013 con los cadenamientos medidos en Google Earth, también se muestra la litología en las cartas geológico-mineras del área de estudio en la cual se encuentran localizados los diques del Canal principal Humaya.

Tabla 3.4 Información obtenida de las cartas geológico-mineras G13-C41, C13-C42 y G13-C52.

Dique	Litología	Cadenamiento inicial de los diques	Cadenamiento inicial de los diques
Uno	Andesita - toba andesítica	13+240	13+160
Dos	Andesita - toba andesítica	14+388	14+320
Moholo	Granodiorita	----- --	20+200
Batamote	Andesita - basalto	35+678	35+533
Arroyo Prieto	Andesita-basalto	37+120	37+140
Agua Fría	Basalto – Toba basáltica	42+255	42+366
Hilda	Andesita – Basalto	43+539	43+480
Mariquita	Margen izquierda: limo-arena en los extremos y andesita-toba andesítica en el centro.	52+311	52+234
	Margen derecha: andesita-toba andesítica en los extremos y en el centro basalto-		



	brecha basáltica		
<b>Palos Amarillos</b>	Andesita-Toba andesítica	96+390	91+780
<b>Acatita</b>	Limo-arena (sedimentos aluviales)	99+130	99+050
<b>Cacachila*</b>		138+632	144+550
-----			144+470
<b>Aeropuerto*</b>		155+950	156+090

\* Nota: No se registra información de los diques Cacachila y Aeropuerto debido a que en la carta G12-D39 no se encuentra disponible.

### 3.3.3. Mecánica de suelos

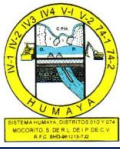
Con la finalidad de aumentar el suministro de agua para riego en la zona, se ha planteado la ejecución de estructuras sobre el canal tales como puentes vehiculares y peatonales, represas, desfuegos existentes y entradas de agua.

El dimensionamiento de la entrada de agua, depende entre otras cosas de los materiales existentes en el subsuelo, con ello se define profundidad de desplante y capacidad de carga.

El presente apartado contiene los resultados del programa de exploración y muestreo de suelos realizado por la empresa *Centro Experimental y Servicio en Ingeniería Civil (Asesoría en Mecánica de Suelos y Control de Calidad)*, así mismo como pruebas de laboratorio, determinación de la capacidad de carga, recomendaciones para la cimentación más adecuada para la construcción de la estructura, los resultados fueron obtenidos del Proyecto ejecutivo del puente km 88+619 del Canal principal Humaya, memoria técnica y descriptiva.

#### 3.3.3.1. Caracterización geo-mecánica del terreno de cimentación

La caracterización geomecánica del enrocamiento que forma el terreno de cimentación, se realizó con base en la teoría de Bienawsky también conocida como clasificación



geomecánica RMR. Esta clasificación fue presentada en 1973 y modificada sucesivamente en 1976, 1979, 1984 y 1989 y permite hacer una clasificación las rocas *'in situ'* y estimar sus propiedades de resistencia. Se utiliza usualmente en la construcción de túneles, taludes y cimentaciones.

El RMR se obtiene estimando cinco parámetros:

- La resistencia a compresión simple de la roca.
- Índice de calidad de roca RQD (Rock Quality Designation).
- Separación entre las fracturas,
- Estado
- Presencia de agua freática.

Al resultado de cada uno de los parámetros se le asigna, según las escalas correspondientes, un valor y se suman todos ellos para obtener el índice de calidad RMR sin correcciones. El factor de corrección, definido cualitativamente, depende de la orientación de las discontinuidades y tiene valores distintos según se aplique a túneles, cimentaciones o taludes.

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

Con base en las características geológicas levantadas en campo y los resultados del sondeo realizado, se presenta la clasificación geomecánica del macizo rocoso sobre el que se desplantarán el puente, considerando que se describe como una roca muy alterada, motivo por el cual no se pudo obtener muestras (RQD muy bajo).





### 3.3.3.2. Desplante

La estructura se desplantará en la sobre elevación; por lo que el desplante de la misma se hará sobre material seleccionado; adicionalmente a lo anterior, el proceso de sobre elevación incluye la remoción de material arcilloso y el uso de material de banco compactado al 90% de la prueba proctor en capas no mayores de 20 cm, por lo que la calidad del material de desplante corresponde al banco de materiales usado.

Tabla 3.5 Características de los bancos para terraplenes

CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS BANCOS PARA FORMACION DE TERRAPLENES						
Concepto	Unidad	Banco Positos KM 60	Banco Chinitos	Banco San Rafael 2 B. Izq.	Banco San Rafael 1 B. Izq.	Banco San Rafael B. Der.
Estado actual		Sin explotar	Explotado	Sin explotar	Sin explotar	
Distancia al eje del canal	Km	7.00	2.90	5.50	6.50	6.50
Área del banco	Ha	24.00	10.00	3.55	5.39	3.08
Espesor de despalme	m	0.10	0.15	0.10	0.10	0.10
Espesor aprovechable	m	2.90	2.90	2.80	2.90	2.90
Volumen aprovechable	m <sup>3</sup>	240,000.00	145,000.00	102,980.00	156,440.00	89,170.00
Tratamiento del material	--	Desechar sobretamaños				
Regalías	--	Propiedad particular				
CARACTERÍSTICAS MEDIAS DE LOS MATERIALES DE BANCO						
Clasificación S.U.C.S.	--	GP-CH y GP	GP	GP	SP-SC	GP
Porcentaje que pasa la malla #4	%	43.03	37.60	51.02	72.12	29.73
Porcentaje que pasa la malla #200	%	5.09	1.94	22.80	6.56	0.69
Límite líquido	%	428.00	-	52.50	45.63	57.00
Límite plástico	%	23.20	-	29.60	22.50	29.50
Índice de plasticidad	%	19.60	-	22.90	23.13	27.50
Porcentaje de grava	%	56.98	44.96	48.98	27.89	70.27
Porcentaje de arena	%	37.94	37.11	46.14	65.56	27.04
Porcentaje de finos	%	5.09	13.94	4.88	6.56	2.69
Peso volumetrico seco máximo (Proctor)	Kg/m <sup>3</sup>	1,640.00	-	1,570.00	1,663.00	1,650.00
Humedad óptima Procor	%	25.30	-	22.80	20.80	22.00

Tabla 3.6 Características de los bancos para concretos.

CARACTERÍSTICAS GENERALES DE AGREGADOS DE CONCRETO				
Concepto	Unidad	La Selva	El Rosario	Mojolo
Estado actual		Explotado	Sin explotar	Explotado
Distancia al eje del canal	Km	6.00	4.20	12.00
Área del banco	Ha	5.20	15.32	12.84
Espesor de despalme	m	0.20	0.70	0.00
Espesor aprovechable	m	2.50	0.80	3.00
Volumen aprovechable	m <sup>3</sup>	91,000.00	122,000.00	385,100.00
Tratamiento del material	--	Cribado		
Regalías	--	Propiedad particular		
CARACTERÍSTICAS MEDIAS DE LOS MATERIALES DE BANCO				
Clasificación S.U.C.S.	--	GC	CH	SP
Porcentaje que pasa la malla #4	%	38.90	100.00	57.90
Porcentaje que pasa la malla #200	%	25.94	98.60	0.50
Porcentaje de grava	%	35.78	0.00	42.10
Porcentaje de arena	%	27.85	1.40	57.40
Porcentaje de finos	%	25.94	98.60	0.50
Densidad de grava	--	2.58	-	2.53
Absorción de la grava	%	1.80	-	1.48
Densidad de la arena	--	2.57	2.56	2.56
Absorción de la arena	Kg/m <sup>3</sup>	2.52	2.46	2.05
Módulo de finura de la arena	--	2.62	2.62	2.62

### 3.3.4. Estudio hidrológico

#### 3.3.4.1. Resumen

Debido a las condiciones de deterioro del canal Humaya se realizará la rehabilitación de las estructuras auxiliares del canal principal. Por ello, el objetivo de este trabajo es realizar un estudio hidrológico para estimar el gasto máximo de la avenida de diseño de las entradas de agua que servirá para revisar el buen funcionamiento de las obras existentes y en algunos casos diseñar las entradas de agua y construirlas durante el proceso de rehabilitación del canal Humaya.

Para la estimación del gasto máximo se emplearon los modelos lluvia escurrimiento que involucran el área de la cuenca, altura total de precipitación y las características generales de la cuenca tales como la pendiente del cauce principal y del terreno, longitud del cauce principal, tipo y uso de suelo. En este estudio se considera que el



modelo representativo del proceso lluvia-escurrimiento es el método de la fórmula racional.

En este trabajo se determinó el caudal de diseño para 21 subcuencas hidrológicas que descargan al canal principal Humaya localizadas desde el kilómetro 4+210 (KM 4+198 CONAGUA) al 91+100 (KM 87+029 CONAGUA). El método de la fórmula racional se aplicó a cuencas con superficie menor de 5 km<sup>2</sup>. Los gastos obtenidos para las subcuencas se encuentran entre 0.44 y 17.22 m<sup>3</sup>/s.

Los resultados obtenidos en este estudio son aplicables sólo a las subcuencas trazadas pues se consideró la lluvia de 24 horas igual a la lluvia máxima diaria debido a que al realizar los ajustes por intervalo fijo de observación y reducción por magnitud de la cuenca en los datos de precipitación máxima diaria, estas resultaron parecidas. Lo anterior se atribuye al hecho de que las subcuencas están a más de 3 km de la estación climatológica.

El gasto de diseño para esta estructura de entrada de agua se puede consultar en las tablas del estudio.

#### 3.3.4.2. *Introducción*

El procedimiento previo al cálculo del gasto de diseño fue la delimitación de las subcuencas hidrológicas y obtención de las características fisiográficas de las mismas, tales como el área, longitud y pendiente del cauce principal, y el tiempo de concentración. Se realizó el trazo de 138 cuencas hidrológicas tomando como base el modelo digital de terreno escala 1:50 000 y la red de corrientes obtenidas de la página oficial del instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI). En algunas de las subcuencas trazadas se consideró más de 1 descarga o salida de agua pluvial, por lo que se localizaron 168 entradas de agua al Canal Principal Humaya de las cuales este estudio toma en consideración 19. Sin embargo, es necesario encauzar el

escurrimiento de tal manera que se pueda construir sólo 1 entrada de agua por subcuenca, pues el diseño se hará con el gasto máximo obtenido en la subcuenca hidrológica.

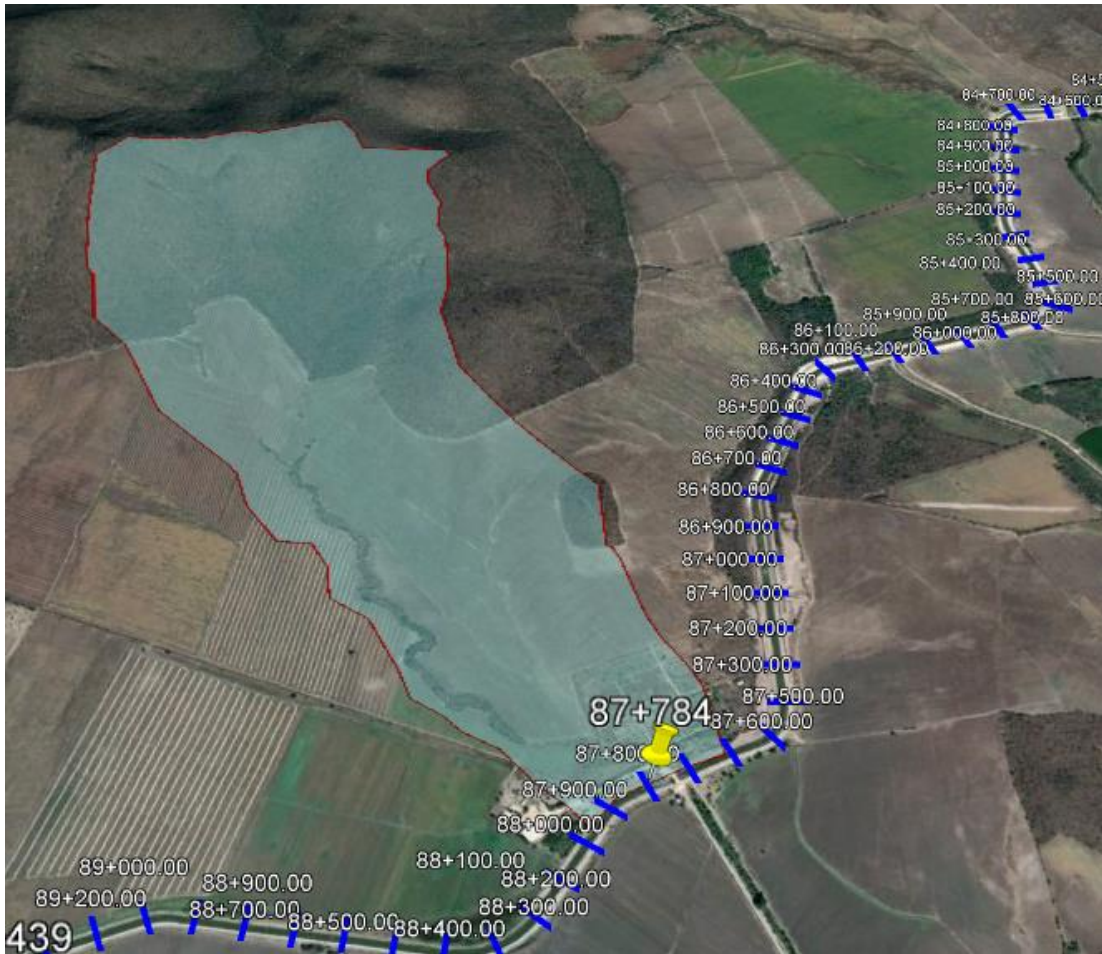


Figura 3.18 Cuenca entrada 87+784.43 (KM 83+708.00 CONAGUA)

En los siguientes temas se desarrolla el proceso de aplicación del modelo lluvia-escurrimiento, primero se hace el análisis de la precipitación registrada en 24 horas para calcular la intensidad o precipitación con el método de Chen-Lung-Chen y luego se estima el gasto máximo con la fórmula racional en las subcuencas menores de 5 km<sup>2</sup>.



### 3.3.4.3. Análisis del proceso lluvia-escurrencimiento

Se utilizó información del uso de suelo y edafología a escala 1:250 000 y el modelo digital de terreno a escala 1:50 000 obtenidos de la página oficial del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) para determinar la lluvia en exceso del evento de diseño. Para ello se definió la cobertura vegetal y el tipo de suelo en el área de estudio. En la figura 3.19 se puede observar que el suelo aledaño al canal principal Humaya se usa para agricultura de riego y temporal y gran parte está cubierto por selva baja caducifolia. De acuerdo con la textura de suelo, en el área de estudio hay suelos compuestos en su mayoría por arenas finas, limos y con alto contenido de arcilla como se puede observar en la figura 3.20 donde se presentan los tipos de suelo según la clasificación hecha por el U. S. Soil Conservation Service.

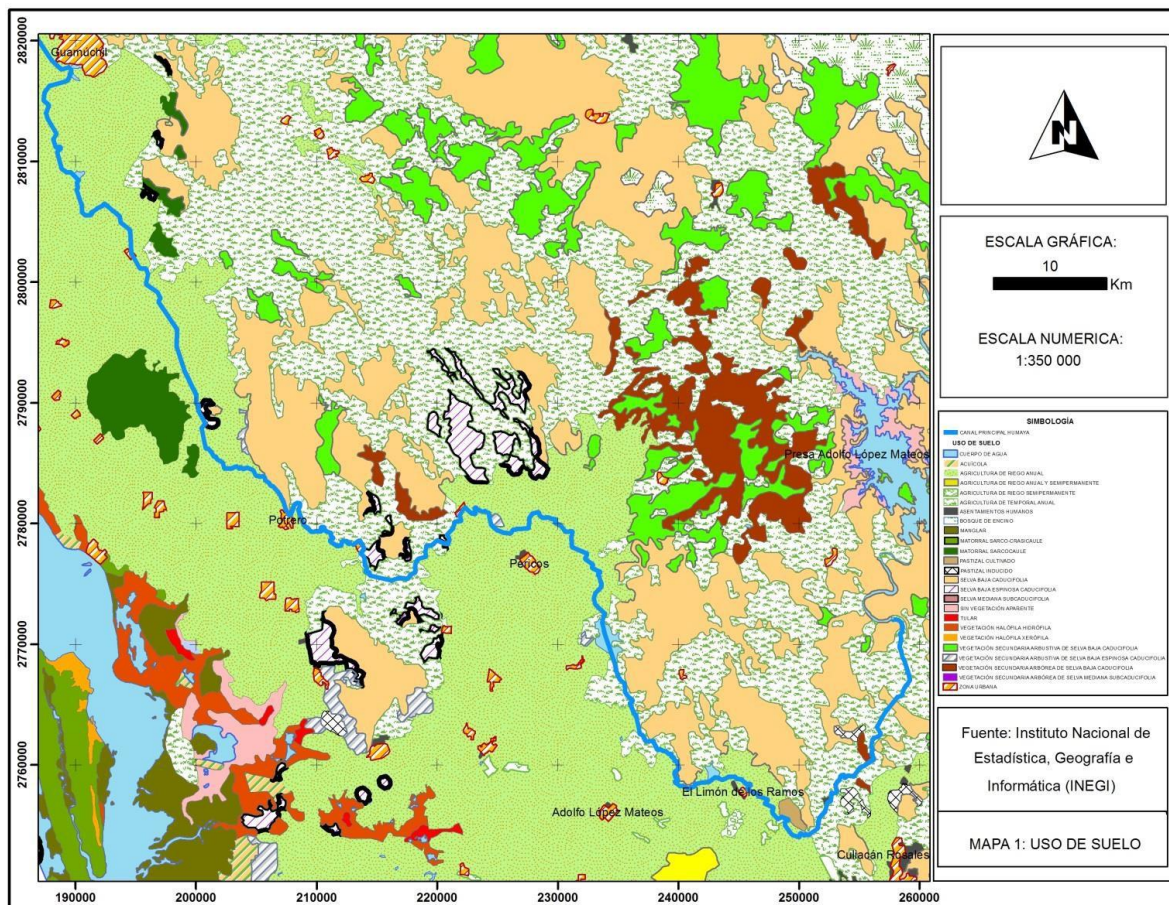


Figura 3.19 Mapa de uso de suelo.

También se obtuvo el mapa de pendiente del terreno y el tipo de área drenada en cada subcuenca para definir el coeficiente de escurrimiento (ver Aparicio, 2010). En la figura 3.21 se puede observar cómo se distribuyen las pendientes, localizándose la mayoría en los rangos 0-2 y 2-5%. En la parte alta de las subcuencas se tienen pendientes de 12 a 31 y de 31 a 56 %. Aunque también se pueden encontrar subcuencas con pendiente mayor a 56% característica de los relieves abruptos.

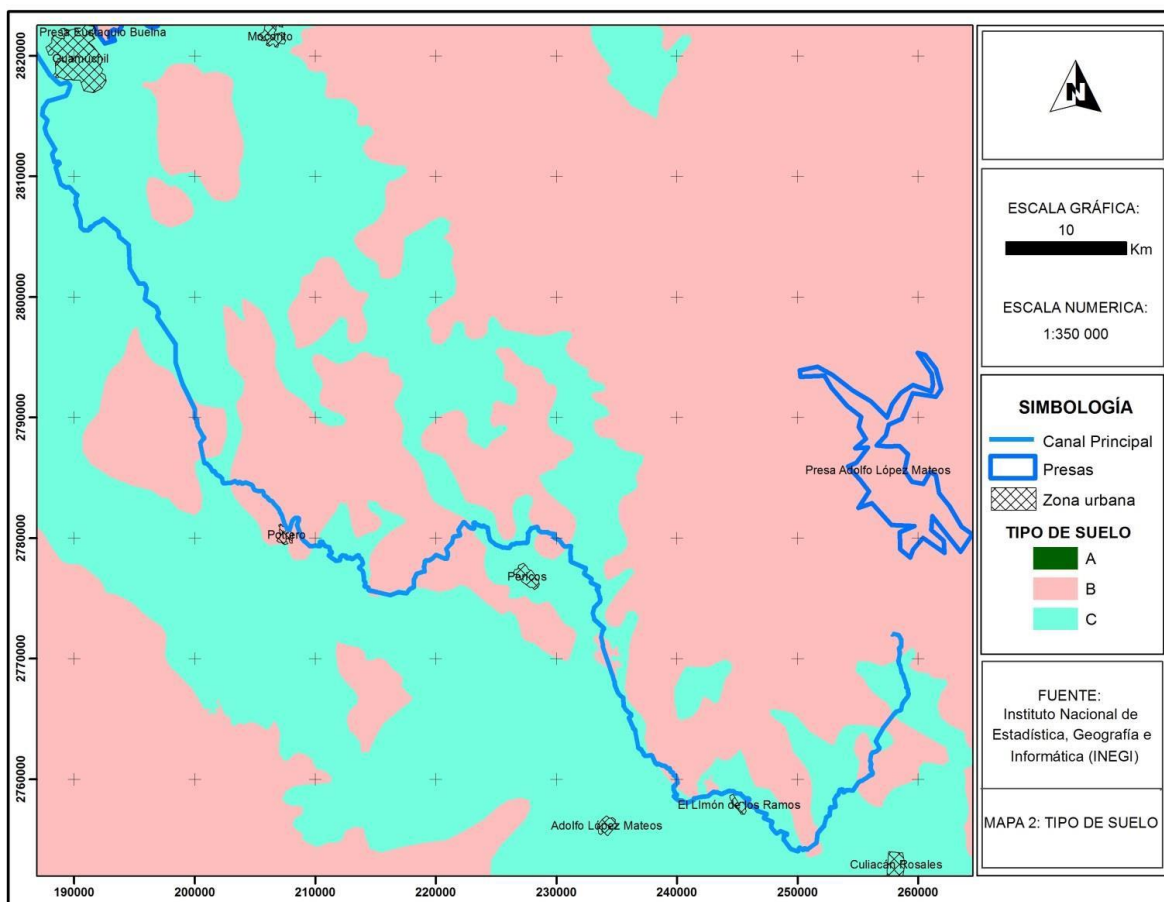


Figura 3.20 Mapa de tipo de suelo.



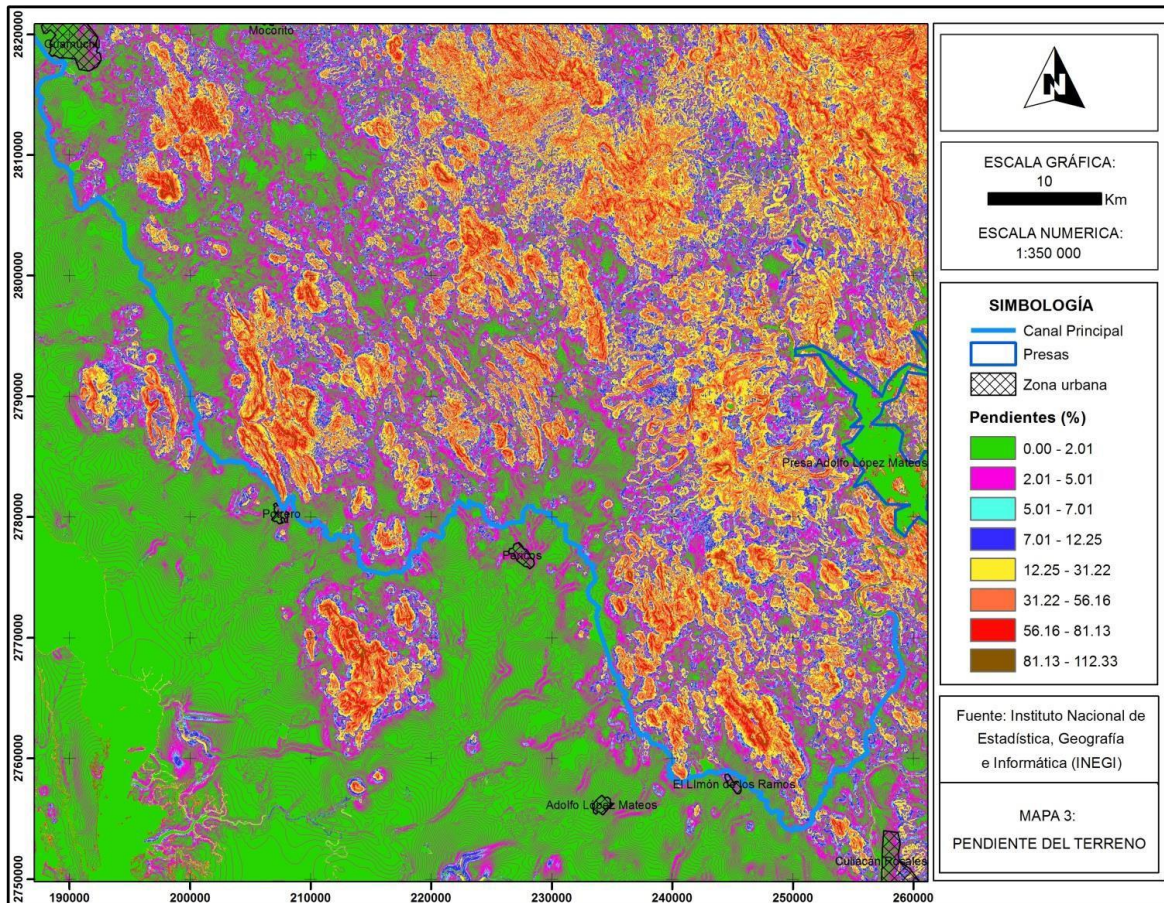


Figura 3.21 Mapa de pendientes.

#### 3.3.4.4. Procesamiento de información para implementar el modelo lluvia-escorrentía

En esta etapa se analizó la información de las estaciones climatológicas Culiacán, El Playón, El Varejonal y Badiraguato para trasladar los datos de precipitación máxima diaria a cada subcuenca trazada que aporta escurrimiento a las entradas de agua. En la tabla 3.7 se muestra la información de las estaciones climatológicas con el periodo de tiempo en el que existe información registrada. De estas las que tienen más datos faltantes son Guamuchil y Mocerito (DGE), sin embargo, no se realizó el relleno de datos faltantes pues en los existentes se encuentra la lluvia máxima diaria.



Tabla 3.7 Estaciones climatológicas utilizadas en el análisis de frecuencias.

Clave	Nombre	X	Y	Z	% de llenado	Fecha inicial	Fecha final	Años
25015	Culiacán (DGE)	-107.398055555	24.7919444444	60.00	99.53	01/01/1961	31/05/2016	56
25030	El Playón	-108.190277777	25.2222222222	6.00	97.50	01/06/1962	31/03/2016	55
25033	El Varejonal	-107.393055555	25.0944444444	119.00	96.21	01/01/1961	30/04/2016	56
25110	Badiraguato (DGE)	-107.543055555	25.3419444444	191.00	89.32	01/01/1960	31/03/2016	56

Los criterios usados para determinar la estación base en cada caso fueron los siguientes:

1. Se eligieron estaciones con registros de precipitación mayor a 20 años para asegurar que se tomen en cuenta periodos lluviosos y de sequías.
2. Se consideró como estación representativa la estación climatológica más cercana a las subcuencas según el trazo de los polígonos de Thiessen.
3. Estaciones con menos del 20% de vacíos.
4. Presencia de datos actuales.



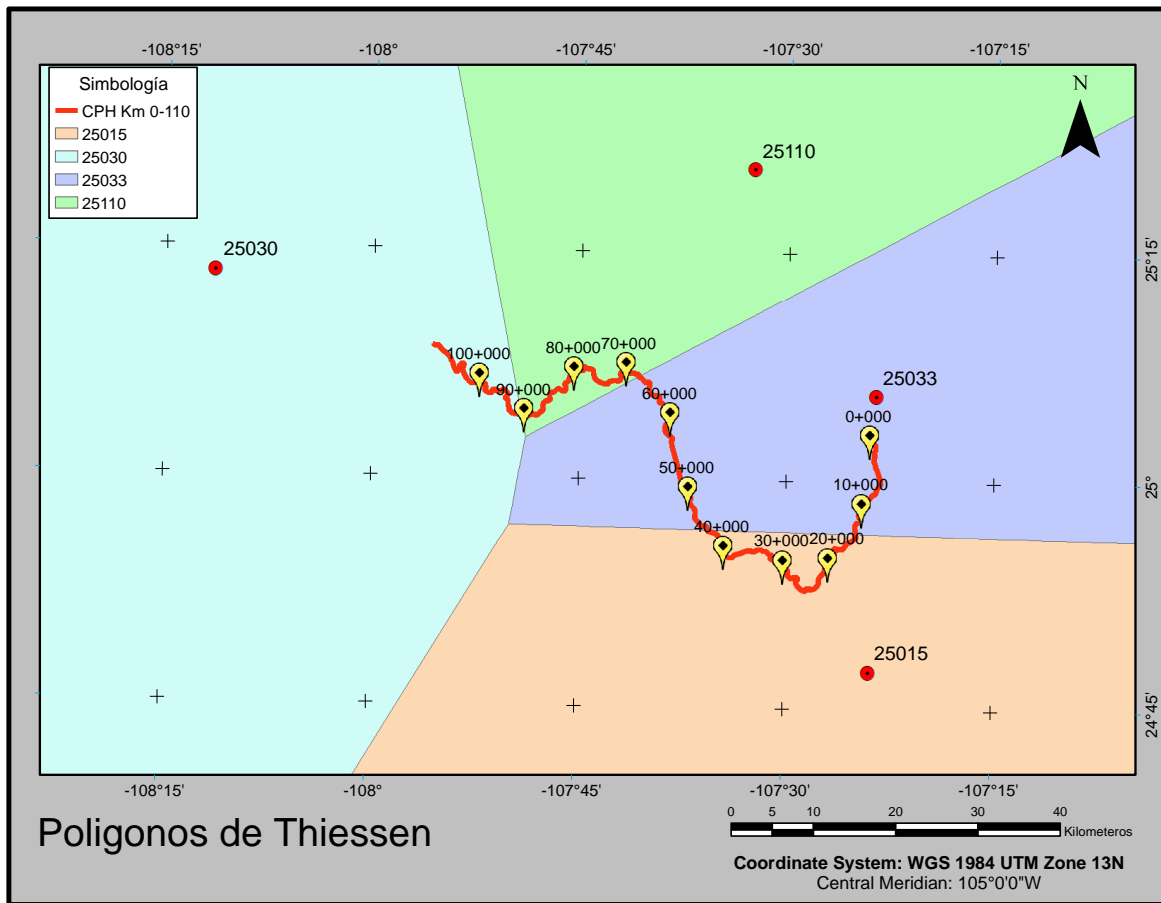


Figura 3.22 Definición del área de influencia de la estación climatológica de acuerdo con los polígonos de Thiessen.

De la imagen anterior se definió emplear las estaciones según los cadenamientos mencionados en la tabla siguiente.

Tabla 3.8 Estaciones climatológicas empleadas en cada tramo.

Tramo	Estación
0+000-13+500	25033
13+500-44+200	25015
44+200-67+800	25033
67+800-90+300	25110
90+300-100+000	25030



### 3.3.4.5. Análisis de precipitación máxima diaria

Para obtener una estimación de la avenida máxima en las subcuencas adyacentes al Canal Principal Humaya se utilizó información de la base de datos climatológica nacional. Se analizaron los datos de precipitación máxima diaria para determinar las curvas precipitación-duración-periodo de retorno y las curvas intensidad-duración-periodo de retorno con el método de Chen-Lung-Chen, debido a que no se cuenta con registros pluviométricos para determinar las características de los eventos de lluvia de corta duración.

Para ello se obtuvo la lluvia media anual de las máximas diarias y el número medio anual de días con tormentas convectivas para cada estación (Fuente: Servicio Meteorológico Nacional)

Tabla 3.9 Precipitación máxima diaria (estación 25015, Culiacán (DGE)).

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Hp Máx	T. conv.
1961	34.20	0.00	0.00	16.20	0.00	15.80	35.90	55.00	58.70	21.60	5.60	7.40	58.70	60.00
1962	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	6.80	59.90	60.10	20.80	58.50	1.70	0.50	60.10	46.00
1963	1.40	0.30	0.00	0.00	0.00	27.50	96.00	49.00	60.90	30.20	5.60	173.30	173.30	56.00
1964	0.20	0.00	2.40	0.00	0.00	9.90	48.60	48.10	33.90	47.50	0.00	15.20	48.60	48.00
1965	6.40	15.00	0.60	0.00	0.00	0.00	70.80	65.10	39.20	0.00	0.00	51.00	70.80	51.00
1966	2.00	0.60	0.00	10.00	0.00	39.60	36.50	98.30	98.30	0.00	0.00	67.50	98.30	44.00
1967	19.20	1.80	0.10	0.00	0.00	0.60	26.50	109.70	45.80	23.50	0.40	0.00	109.70	44.00
1968	18.50	41.80	18.30	4.00	0.00	3.40	17.50	55.30	66.00	0.00	34.30	7.60	66.00	47.00
1969	0.00	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	49.50	25.70	25.00	9.10	0.00	19.50	49.50	40.00
1970	31.50	3.50	0.50	0.00	0.00	23.50	88.00	29.40	53.20	0.00	0.00	0.00	88.00	48.00
1971	3.50	0.60	0.00	0.00	0.00	44.80	24.90	64.00	27.90	120.00	3.50	14.70	120.00	46.00
1972	12.30	0.00	0.00	0.00	30.20	3.30	25.50	86.00	27.80	78.60	15.50	5.70	86.00	44.00
1973	2.30	38.30	0.50	0.30	0.00	0.10	17.80	56.30	46.60	1.50	0.00	0.00	56.30	34.00
1974	0.00	0.00	2.00	0.00	3.00	0.00	33.70	36.00	112.50	2.30	73.30	26.10	112.50	45.00
1975	6.10	3.20	0.00	0.00	0.00	0.50	63.60	59.70	40.00	4.80	2.50	0.00	63.60	39.00
1976	0.00	0.00	0.40	0.30	0.00	35.50	40.60	43.80	76.50	55.70	37.70	0.00	76.50	46.00
1977	2.00	0.00	4.60	0.00	0.00	12.30	70.80	49.30	12.40	17.60	9.70	0.00	70.80	48.00
1978	0.00	25.40	0.00	0.00	0.00	2.20	41.20	48.80	30.30	37.50	1.20	28.20	48.80	44.00
1979	46.20	7.00	0.00	0.00	2.20	10.30	29.20	23.30	120.00	0.00	0.00	6.00	120.00	37.00
1980	0.00	0.00	2.70	0.00	0.00	0.90	62.20	36.50	39.20	175.20	15.80	8.00	175.20	48.00
1981	47.00	0.00	5.00	4.30	0.00	6.70	19.30	28.50	36.00	46.40	0.00	0.20	47.00	54.00



**Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Quinta etapa)**

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Hp Máx	T. conv.
1982	6.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	27.60	53.00	58.20	0.00	68.40	22.00	68.40	32.00
1983	22.30	42.50	14.50	27.00	5.00	0.00	35.50	63.80	30.00	18.00	103.50	25.50	103.50	59.00
1984	66.00	0.00	0.00	0.00	5.00	73.00	51.50	37.50	140.00	22.30	31.50	35.20	140.00	65.00
1985	17.70	0.00	0.00	0.50	0.00	14.30	25.30	52.80	48.50	78.80	0.00	0.00	78.80	48.00
1986	11.00	3.00	0.00	15.50	0.00	5.50	70.30	38.50	24.80	82.00	0.00	5.00	82.00	47.00
1987	2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	35.00	114.50	52.50	0.00	2.50	21.60	114.50	31.00
1988	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.40	88.50	26.50	0.00	0.00	15.50	88.50	37.00
1989	8.00	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	85.00	52.50	34.00	50.00	26.00	14.30	85.00	45.00
1990	2.20	12.00	0.00	0.00	0.00	6.50	83.50	56.00	10.80	26.00	26.00	32.00	83.50	59.00
1991	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	66.50	56.00	80.00	0.00	39.00	58.80	80.00	46.00
1992	60.00	19.00	0.00	1.50	0.00	0.00	44.50	52.00	55.50	0.00	8.00	0.00	60.00	52.00
1993	7.00	2.40	0.00	0.00	0.00	0.00	23.70	93.00	54.50	9.50	20.50	0.00	93.00	39.00
1994	0.00	0.00	18.50	0.00	0.00	35.00	75.00	58.00	68.00	14.50	5.80	22.00	75.00	50.00
1995	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	68.00	41.00	62.50	0.00	0.00	0.00	68.00	38.00
1996	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.50	98.30	50.50	134.00		18.50	0.00	134.00	33.00
1997	24.00	0.00	0.00	26.50	7.50	29.50	26.50	35.50	53.00	1.50	27.00	36.50	53.00	60.00
1998	0.00	6.50	0.00	0.00	0.00	0.00	40.00	45.50	44.00	0.00	0.00	0.00	45.50	40.00
1999	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	21.00	46.50	36.50	60.00	7.00	0.00	3.20	60.00	31.00
2000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.50	32.50	55.50	23.50	43.00	20.50	0.00	55.50	45.00
2001	0.00	2.50	14.50	0.00	0.00	1.50	46.80	56.00	29.80	17.20	0.30	5.30	56.00	37.00
2002	6.00	7.20	0.00	0.00	0.00	0.00	55.20	24.10	36.30	35.80	7.70	1.60	55.20	32.00
2003	0.00	11.10	1.00	0.00	0.00	13.30	63.60	48.50	81.00	21.50	4.50	0.00	81.00	40.00
2004	54.50	23.80	11.50	0.00	0.00	4.50	49.80	40.50	39.00	152.20	48.50	5.00	152.20	56.00
2005	8.00	39.50	0.00	0.00	0.00	0.00	44.50	39.20	33.50	17.50	2.50	0.00	44.50	38.00
2006	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.00	53.50	32.50	63.50	113.50	0.00	3.50	113.50	46.00
2007	9.70	9.50	0.00	0.00	0.00	5.30	18.60	92.60	89.20	3.00	25.90	21.80	92.60	48.00
2008	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.50	41.30	129.00	63.30	18.00	0.00	0.00	129.00	50.00
2009	1.90	0.00	1.80	0.00	0.00	20.00	60.00	46.00	28.00	58.30	5.60	8.00	60.00	53.00
2010	13.20	28.00	1.50	1.60	0.00	0.00	48.20	66.80	51.80	0.00	0.00	0.00	66.80	42.00
2011	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	48.90	53.70	40.20	0.00	11.00	0.00	53.70	35.00
2012	0.00	2.40	0.00	0.00	0.00	6.30	35.00	57.00	69.30	40.00	0.00	10.30	69.30	53.00
2013	4.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	68.50	46.50	258.00	5.50	91.80	2.80	258.00	40.00
2014	2.50	0.00	0.10	0.00	1.50	66.50	60.40	76.00	20.00	2.50	14.20	0.00	76.00	57.00
2015	6.50	28.70	10.50	0.00	1.60	6.80	29.50	39.10	84.00	81.00	11.50	41.30	84.00	68.00
Media	10.20	7.15	2.09	1.92	1.24	11.36	48.01	55.56	56.69	30.53	15.05	14.95	86.54	45.84
Mín.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.50	23.30	10.80	0.00	0.00	0.00	44.50	31.00
Máx.	66.00	42.50	18.50	27.00	30.20	73.00	98.30	129.00	258.00	175.20	103.50	173.30	258.00	68.00
Desv. Est.	16.35	11.96	4.67	5.83	4.52	16.53	20.86	22.74	39.89	40.07	23.37	27.04	39.35	8.71
Asimetría	2.09	1.88	2.53	3.46	5.35	2.03	0.55	1.33	2.78	1.85	2.24	4.09	2.03	0.35



Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Quinta etapa)

Tabla 3.10 Precipitación máxima diaria (estación 15030, El Playón).

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Hp Máx	T. Conv.
1963	0.00	8.70	0.00	0.00	0.00	2.40	41.60	48.90	9.80	74.80	17.80	12.90	74.80	35.00
1964	0.00	0.00	3.80	0.00	0.00	11.90	94.60	42.00	80.80	38.90	0.00	6.80	94.60	28.00
1965	8.60	15.80	7.80	0.00	0.00	0.00	40.80	60.80	42.60	0.00	7.60	54.70	60.80	32.00
1966	10.70	15.60	0.00	5.70	0.00	15.60	60.70	85.70	107.40	0.00	0.00	0.00	107.40	25.00
1967	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.70	13.60	64.80	84.70	48.70	0.00	84.60	84.70	22.00
1968	31.60	48.70	16.70	0.00	0.00	23.70	38.70	87.60	74.60	0.00	24.80	0.00	87.60	32.00
1969	0.00	18.60	0.00	0.00	0.00	0.00	21.80	74.80	64.80	48.80	0.00	65.60	74.80	22.00
1970	4.50		4.60	0.00	0.00	6.50	61.40	65.80	75.80	0.00	0.00	0.00	75.80	26.00
1971	0.00	6.80	0.00	0.00	0.00	0.00	8.60	110.40	34.60	93.00	5.70	6.80	110.40	31.00
1972	30.40	0.00	0.00	0.00	7.60	8.60	110.80	83.70	81.80	38.40	29.70	15.40	110.80	33.00
1973	7.60	24.70	5.70		0.00	0.00	10.60	94.80	83.60	7.80	0.00	0.00	94.80	21.00
1974	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		28.60	64.70	93.80	17.30	64.80	34.80	93.80	22.00
1975	7.80	8.50	0.00	0.00	0.00	0.00	5.80	51.80	82.60	0.00	18.60	8.60	82.60	22.00
1976	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	21.60	6.40	73.60	38.90	91.60	48.60	4.60	91.60	29.00
1977		0.00	5.80	0.00	0.00	0.00	14.60	112.80	74.60	74.60	15.40	0.00	112.80	30.00
1978	8.60	28.30	0.00	0.00	0.00	0.00	156.00	123.70	65.60	43.70	0.00	7.60	156.00	26.00
1979	53.80	23.60	0.00	0.00	38.60	4.70	24.60	28.60	76.80	0.00	0.00	8.50	76.80	26.00
1980	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	61.60	70.60	105.40			14.00	105.40	19.00
1981	20.20	2.30	6.50	9.30	12.00	8.90	24.60		89.80	76.00	0.00		89.80	29.00
1982	4.30	4.60	0.00	0.00	0.00	0.00					9.60	7.90	9.60	9.00
1983	9.10	9.80		2.80	0.00	0.00	10.60	10.70	13.40	120.00	1.50	3.20	120.00	29.00
1984	10.00	0.00	0.00	0.00	9.40	9.50	124.00	24.50	47.00	204.00	6.70	24.50	204.00	36.00
1985	4.50	0.00	1.60	0.00	0.00	5.00	104.20	24.70	43.50	60.40	0.00	0.00	104.20	34.00
1986	2.00	0.00	0.00	3.50	0.00	0.00	38.60	23.00	140.60	92.00	0.00	0.00	140.60	21.00
1987	0.00	5.50	0.00	8.00	0.00	0.00	76.00	41.00	20.00	0.00	3.70	6.60	76.00	20.00
1988	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	6.50	4.50	18.00	30.00	10.50	0.00	17.00	30.00	19.00
1989	13.00	16.10	0.00	0.00	0.00	0.00	9.60	124.50	20.00	0.30	8.90	8.80	124.50	31.00
1990	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	31.50	28.00	39.00	40.00	21.00	206.80	206.80	29.00
1991	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.00	41.40	20.70	5.30	71.50	27.40	71.50	32.00
1992	25.70	14.00	6.10	0.00	0.00	0.00	32.00	50.50	16.00	74.00	19.00	3.00	74.00	31.00
1993	8.20	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00	7.50	21.50	52.00	50.80	29.40	0.00	52.00	25.00
1994	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.50	73.00	48.80	29.60	54.70	17.50	73.00	24.00
1995	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	26.00	28.40	49.80	0.00	0.00	0.00	49.80	15.00
1996	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	96.00	32.00	32.00	49.50	36.90	0.00	96.00	24.00
1997	34.50	0.00	0.00	6.50	0.00	2.30	21.40	46.20	40.00	6.20	45.40	16.30	46.20	34.00
1998	0.00	9.00	1.00	0.00		0.00	17.00	27.50	231.00	0.00	5.40	0.00	231.00	17.00
1999	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.70	20.00	6.40	56.60	0.00	0.00	0.00	56.60	15.00
2000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	42.50	53.00	22.50	152.00	120.40	35.00	0.00	152.00	34.00
2001	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.20	25.00	69.50	11.90	1.50	0.00	0.00	69.50	24.00
2002	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	56.30	23.40	114.00	15.30	5.00	3.30	114.00	17.00
2003	2.00	4.50	0.00	12.50	0.00	12.50	11.20	16.50	44.50	67.50	4.20	0.00	67.50	27.00
2004	47.60	0.00	0.00	0.00	0.00	5.30	52.80	60.30	36.80	31.60	10.00	13.10	60.30	38.00
2005	1.80	60.90	0.00	0.00	0.00	0.00	70.40	25.30	7.50	0.00	0.00	0.00	70.40	18.00





**Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Quinta etapa)**

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Hp Máx	T. Conv.
2006	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	27.00	19.00	11.40	95.30	0.00	1.40	95.30	23.00
2007	23.90	0.00	0.00	0.00	0.00	29.20	40.20	66.20	67.00	0.00	9.40	10.20	67.00	36.00
2008	0.00	0.00	11.00	0.00	0.00	13.60	31.10	18.60	30.20	16.40	0.00	0.00	31.10	28.00
2009	2.50	0.00				0.00	27.00	42.60	2.80	125.00	11.10	3.60	125.00	27.00
2010	0.00	16.50	1.50	0.00	0.00	0.00	5.30	40.00	40.30	3.40	0.00	0.00	40.30	27.00
2011	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	35.50	25.40	22.50	8.30	27.20	5.20	35.50	30.00
2012	0.00	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00	45.00	19.50	34.80	38.50	0.00	38.00	45.00	37.00
2013	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	37.00	43.00	243.00	1.00	17.50	14.20	243.00	31.00
2014	7.30	0.00	8.40	0.00	0.00	6.10	20.30	29.00	59.50	33.60	34.80	0.00	59.50	26.00
2015	7.30	17.20	1.90	0.00	0.00	0.00	47.00	42.40	39.20	78.80	7.80	15.50	78.80	44.00
Media	7.31	7.23	1.63	0.95	1.33	5.37	39.25	49.95	60.92	40.83	13.68	14.54	92.55	26.83
Mín.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.50	6.40	2.80	0.00	0.00	0.00	9.60	9.00
Máx.	53.80	60.90	16.70	12.50	38.60	42.50	156.00	124.50	243.00	204.00	71.50	206.80	243.00	44.00
Desv. Est.	12.45	12.25	3.40	2.67	5.81	8.62	33.19	29.89	48.46	44.48	17.95	31.86	48.08	6.78
Asimetría	2.22	2.60	2.60	3.00	5.68	2.32	1.56	0.83	1.98	1.29	1.58	4.70	1.38	-0.13

Tabla 3.11 Precipitación máxima diaria (estación 15033, El Varejonal).

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Hp Máx	T. Conv.
1961	32.60	0.00	0.00	16.60	0.00	46.50	71.40	50.60	80.10	29.30	8.00	9.50	80.10	62.00
1962	10.40	0.00	0.00	0.00	0.00	17.20	43.20	56.60	47.80	75.80	1.00	0.00	75.80	51.00
1963	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	2.10	130.80	79.00	40.50	40.00	16.00	115.00	130.80	56.00
1964	1.00	0.00	24.00	0.00	1.00	39.50	51.00	47.00	68.00	30.00	0.00	15.50	68.00	56.00
1965	6.00	10.50	0.50	0.00	0.00	3.70	59.30	77.50	40.00	0.00	0.00	36.00	77.50	53.00
1966	4.00	4.50	0.00	8.00	1.00	14.50	56.00	99.50	97.50	0.00	0.00	0.00	99.50	41.00
1967	17.00	1.00	0.00	0.00	0.00	34.00	94.00	64.50	42.00	42.00	0.00	67.00	94.00	64.00
1968	20.00	78.50	18.00	4.00	0.00	1.00	51.50	33.50	91.00	0.00	65.00	14.00	91.00	52.00
1969	2.00	17.00	0.00	0.00	0.00	9.00	72.50	40.50	19.80	7.30	0.00	46.50	72.50	51.00
1970	33.40	4.50	1.00	0.00	0.00	22.00	79.00	60.00	51.50	0.00	0.00	0.00	79.00	55.00
1971	5.00	13.00	0.00	0.00	0.00	85.00	84.00	58.00	45.00	125.50	1.70	13.00	125.50	61.00
1972	11.50	0.00	0.00	0.00	27.00	16.00	34.00	51.50	23.00	64.00	39.00	8.00	64.00	58.00
1973	5.00	51.00	1.00	0.00	0.00	0.00	50.50	93.70	65.00	60.50	0.00	0.00	93.70	42.00
1974	0.00	0.00	1.50	0.00	2.50	8.50	46.00	30.00	115.50	37.50	52.00	50.00	115.50	55.00
1975	9.50	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	49.00	130.00	57.50	1.00	7.00	0.00	130.00	50.00
1976	4.00	5.00	0.00	0.00	0.00	22.00	50.00	61.50	32.00	49.50	20.00	3.00	61.50	62.00
1977		0.00	20.50	0.00	0.00	48.00	75.00	99.00	49.00	51.00	20.00	0.00	99.00	48.00
1978	0.00	43.00	0.00	1.00	0.00	0.00	46.50	134.00	82.00	82.00	2.00	21.00	134.00	53.00
1979	90.00	14.00	0.00	0.00	0.40	27.00	111.00	49.00	57.00	0.00	0.00		111.00	38.00
1980	4.00	0.00	2.00	0.00	0.00	2.00	50.50	94.00	64.00	66.00	40.00	8.00	94.00	55.00
1981	49.00	0.00	21.00	4.00	0.00	20.00	43.00	81.00	77.00	98.00	0.00	0.00	98.00	66.00
1982	22.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	50.00	53.00	124.50	1.50	58.00	25.50	124.50	44.00
1983	6.50	64.00	14.00	24.50	0.00	0.00	68.00	86.00	65.50	24.00	30.00	10.50	86.00	67.00
1984	57.00	0.00	0.00	0.00	0.00	136.00	78.00	52.00	54.00	29.00	30.00	46.00	136.00	69.00



**Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Quinta etapa)**

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Hp Máx	T. Conv.
1985	32.50	0.00	3.00	0.00	0.00	31.00	90.00	55.00	115.50	84.00	0.00	0.00	115.50	55.00
1986	12.00	7.00	0.00	23.00	0.00	6.00	100.10	53.00	76.00	100.20	0.00	13.00	100.20	55.00
1987	0.00	2.00	0.00	0.00	2.50	0.00	96.00	51.00	40.00	5.00	4.00	12.00	96.00	40.00
1988	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	20.00	68.50	102.00	84.00	1.00	0.00	87.00	102.00	47.00
1989	13.00	24.50	0.00	0.00	0.00	5.00	40.00	53.00	63.00	3.00	67.00	15.00	67.00	55.00
1990	0.00	21.00	4.00	0.00	0.00	56.00	80.00	46.00		86.00	60.00	102.00	102.00	52.00
1991	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00	2.00	76.00	47.00	61.50	15.00	42.00	98.00	98.00	56.00
1992	44.00	15.00	4.50	0.00	0.00	30.00	63.00	32.00	16.00		19.00	3.00	63.00	52.00
1993	7.00	4.00	0.00	0.00		77.00	62.00	100.00	88.00	10.00	42.00	0.00	100.00	50.00
1994	0.00	0.00	10.00	0.00	0.00		63.00	60.00	38.50	80.00	56.00	15.00	80.00	59.00
1995	1.00	2.00	0.00	0.00		4.50	50.00	50.00	67.00	0.00	0.00	11.00	67.00	47.00
1996		0.00	0.00	0.00		26.00	83.00	97.00	150.00	25.00	12.00	0.00	150.00	47.00
1997	20.00	1.00	2.00	65.00			106.00	48.00	43.00	2.00	40.00	21.00	106.00	61.00
1998	0.00	41.00	1.00	0.00	0.00	0.00	59.00	50.00	43.00	12.00	2.00	0.00	59.00	39.00
1999	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	60.00	40.00	43.00	35.00	13.00	0.00	0.00	60.00	47.00
2000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	149.50	81.00	90.00	28.00	34.00	30.00	0.00	149.50	53.00
2001	0.00	3.00	2.00	0.00	0.00	26.00	44.00	45.00	24.00	22.00	10.00	23.00	45.00	55.00
2002	4.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	45.00	60.00	114.50	10.00	15.00	10.00	114.50	35.00
2003	1.00	8.00	3.00	0.00	0.00	1.50	81.00	47.00	64.00	20.50	2.00	0.00	81.00	50.00
2004	49.00	24.00	7.00		0.00	22.00	49.00	85.00	41.00	97.00	73.00	10.50	97.00	58.00
2005	5.00	53.00	20.00	0.00			23.00	63.00	48.00	25.00	5.00	0.00	63.00	41.00
2006	4.50	0.00	0.00		0.00	40.00	96.00	52.50	46.00	89.00	0.00	7.50	96.00	54.00
2007	20.00	0.00	0.00		0.00	20.00	65.50	48.00	106.00	9.50	15.00	40.00	106.00	54.00
2008	0.00	0.00	0.00	0.00		5.00	138.00	46.00	49.00	9.00	0.00	0.00	138.00	60.00
2009	1.00	0.00	1.00	0.00		56.00	63.00	45.50	35.00	39.00	3.00	8.00	63.00	48.00
2010	7.00	19.00	1.00	0.00		0.00	66.00	105.00	50.00	0.00	0.00	0.00	105.00	43.00
2011	0.00	0.00	0.00	0.00		0.00	125.00	36.00	19.00	0.00	52.00	4.00	125.00	38.00
2012	0.00	4.50	0.00		0.00	62.00	55.00	50.00	30.00	30.00	0.00	29.00	62.00	57.00
2013	8.00	0.00	0.00		0.00	13.00	44.00	59.00	182.00	1.00	72.00	1.00	182.00	52.00
2014	7.00	0.00	0.00		0.00	40.00	47.00	56.00	75.00	1.00	31.00	0.00	75.00	52.00
2015	15.00	30.50	10.50	2.00		41.00	89.00	61.00	80.00	36.00	20.00	32.00	89.00	69.00
Media	11.90	10.44	3.24	2.96	0.76	25.91	67.86	63.95	62.99	32.84	19.30	19.08	96.32	52.55
Mín.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.00	30.00	16.00	0.00	0.00	0.00	45.00	35.00
Máx.	90.00	78.50	24.00	65.00	27.00	149.50	138.00	134.00	182.00	125.50	73.00	115.00	182.00	69.00
Desv. Est.	17.90	17.77	6.28	10.39	4.04	32.14	24.88	24.05	33.60	33.92	23.11	27.95	27.87	7.99
Asimetría	2.38	2.21	2.18	4.89	6.52	2.10	0.90	1.12	1.31	0.95	0.98	2.06	0.63	-0.10

**Tabla 3.12 Precipitación máxima diaria (estación 25110, Badiraguato (DGE)).**

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Hp Máx	T. Conv.
1960	65.50	3.50	0.00	0.00	0.00	1.00	59.00	80.00	56.00	40.00		26.00	80.00	52.00
1961	89.00	0.00	0.00	13.00	0.00	27.00	74.50	60.00	38.00	28.50	5.00	8.50	89.00	65.00
1962	16.50	1.00	0.00	0.00	0.00	32.00	62.00	41.00	42.00	142.00	47.00	15.00	142.00	57.00



**Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Quinta etapa)**

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Hp Máx	T. Conv.
1963	7.00	8.00	0.00	0.00	0.00	10.00	67.00	32.50	52.50	24.50	5.00	47.00	67.00	68.00
1964	0.00	0.00	13.00	0.00	3.00	28.00	45.00	44.00	40.00	35.00	0.00	13.00	45.00	61.00
1965	5.00	23.50	1.50	0.00	0.00	20.00	53.00	61.50	40.00	1.00	1.00	49.50	61.50	55.00
1966	6.50	11.00	0.00	7.50	0.00	79.50	47.50	72.50	60.50	0.00	0.00	2.00	79.50	55.00
1967	14.50	0.00	1.00	0.00	0.00	18.50	60.50	129.00	36.00	19.50	0.50	47.50	129.00	69.00
1968	23.50	85.00	16.50	1.50	0.00	0.00	71.00	44.00	27.50	1.00	38.00	13.00	85.00	65.00
1969	1.00	6.50	0.00	0.00	0.00		35.00	54.00	71.50	95.00	0.00	18.50	95.00	51.00
1970	15.50	5.00	3.50	0.00	0.00	40.50	92.00	82.00	49.50	0.00	0.00	1.00	92.00	59.00
1971	1.00	4.50	0.00	0.00	0.00	49.50	22.00	96.50	99.50	103.50	1.00	22.00	103.50	63.00
1972	15.00	0.00	0.00	0.00	12.00	4.00	93.50	131.00	13.50	39.00	39.00	10.50	131.00	61.00
1973	6.00	44.00	2.50	0.00	0.00	1.50	44.00	37.50	56.00	11.00	0.00	0.00	56.00	49.00
1974	0.00	0.00	4.00	0.00	3.50	2.00	166.00	40.50	57.50	16.50	59.00	35.50	166.00	37.00
1975	6.50	7.50	0.00	0.00		40.00	46.00	82.50		1.50	15.50	5.50	82.50	41.00
1976	1.50	0.00	0.50	0.00	0.00	38.00	45.00	76.50	34.50	42.50			76.50	56.00
1980		4.00	0.00	0.00	0.00	30.00	46.00	89.00	78.00	43.00	1.00	12.00	89.00	64.00
1981	36.50	3.00	15.00	11.50	0.00	4.50	80.00	50.50	109.50	335.00	12.00	0.00	335.00	68.00
1982	25.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	69.50	37.00	127.00	0.00	46.00	20.00	127.00	51.00
1983	20.00	32.00	41.00	11.00	2.50	36.00	67.00	32.50	121.50	32.50	34.50	14.50	121.50	66.00
1984	53.00	0.00	0.00	0.00	4.50	90.50	128.00	56.00	15.00	58.50	34.00	36.50	128.00	73.00
1985	45.00	0.40	7.50	7.50	0.00	11.00	61.50	45.50	48.80	80.00	1.00	0.00	80.00	65.00
1986	4.50	6.50	0.00	20.00	0.00	30.50	63.50	93.50	43.50	150.00	0.00	7.00	150.00	61.00
1987	1.50	4.50	0.00	0.00	4.20	2.00	88.50	98.00	82.00	1.00	6.50	18.00	98.00	49.00
1988	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	15.50	32.00	98.00	53.50	0.00	0.00	43.50	98.00	41.00
1989	16.50	35.00	8.20	0.00	22.50	2.00	70.50	39.00	39.00	7.50	66.00	15.00	70.50	62.00
1990	0.00	28.50	0.00	0.00	0.00	29.50	79.20	34.00	23.50	63.00	73.00	170.00	170.00	65.00
1991	1.00	5.50	0.00	0.00	0.00	40.00	51.50	87.50	116.00	46.50	40.50	25.50	116.00	62.00
1992	38.50	37.00	6.00	0.00		1.00	87.00	39.00	54.00	23.00	32.00	7.50	87.00	71.00
1993	9.50	4.00	0.00	0.00	1.00	23.50	42.00	65.00	90.50	17.50	36.00	1.50	90.50	51.00
1994	0.00	0.00	4.50	0.00	0.00	36.00	47.50	93.50	22.00	24.00	37.00	17.00	93.50	67.00
1995	0.00	11.00	0.00	0.00	0.00	0.00	79.00	44.00	24.00	0.00	0.00	0.00	79.00	43.00
1996	0.00	0.00	0.00		0.00	9.50	80.50	63.00	68.00	6.50	33.50	0.00	80.50	50.00
1997	16.50	0.00	5.50	32.50	11.50	43.50	78.00	46.50	41.50	18.00	46.00	31.50	78.00	54.00
1998	0.00	12.50	0.00	0.00	0.00	8.50	59.00	38.50	102.00	5.00	0.30	0.00	102.00	43.00
1999	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	41.50	47.50	36.00	98.50	20.00	0.00	0.00	98.50	48.00
2000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	92.00	67.00	33.00	72.50	85.00	28.50	3.50	92.00	51.00
2001	0.00	4.50	15.00	0.00	0.00	40.00	34.00	74.00	44.50	18.50	4.50	3.00	74.00	55.00
2002	3.50	10.50	0.00	0.00	0.00	0.00	102.00	70.00	58.50	25.50	10.50	5.00	102.00	48.00
2003	1.50	8.00	12.00	0.00	0.00	42.00	99.00	101.00	43.50	29.00	0.00	0.00	101.00	55.00
2005			15.00	0.00	0.00	0.50	97.00	80.00	91.00	24.50	5.00	0.00	97.00	40.00
2006	3.00	0.00	2.50	0.00	0.00	85.00	39.00	66.00	64.00	104.00	0.00	20.00	104.00	57.00
2007	30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	63.40	45.00	57.00	19.00	28.00	20.00	63.40	57.00
2008	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.00	66.00	46.00	38.00	12.00	5.50	0.00	66.00	58.00
2009	0.00	0.00	1.00	0.00	10.00		44.50	44.50	46.50	31.00	8.00	6.50	46.50	45.00
2010	11.00	25.50	1.00	1.50	0.00	18.00	77.00	97.00	34.00	0.00	0.00	0.00	97.00	45.00



**Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Quinta etapa)**

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Hp Máx	T. Conv.
2011	0.00	0.00	0.00			0.00	64.00	79.50	17.00	28.50	28.50	50.00	79.50	46.00
2013							70.00	83.00	192.00	10.00	50.00	13.00	192.00	
2014	0.00	0.00	10.00	0.00	1.00	74.00	103.00	113.00	64.00	3.50	25.00	0.00	113.00	55.00
2015	12.00	10.50	12.00	1.00		27.00	47.00	72.00	46.00	25.50	4.00	111.00	111.00	67.00
Media	12.76	9.08	3.97	2.19	1.63	25.90	66.93	65.78	60.02	38.19	18.78	18.85	102.17	55.94
Mín.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	22.00	32.50	13.50	0.00	0.00	0.00	45.00	37.00
Máx.	89.00	85.00	41.00	32.50	22.50	92.00	166.00	131.00	192.00	335.00	73.00	170.00	335.00	73.00
Desv. Est.	19.22	15.32	7.23	6.06	4.24	25.08	25.70	26.17	34.02	55.36	20.69	29.22	44.84	9.09
Asimetría	2.12	2.96	3.08	3.53	3.48	1.15	1.32	0.59	1.52	3.53	0.82	3.47	3.08	-0.15

Para conocer la precipitación asociada a cierto periodo de retorno es necesario realizar un análisis de frecuencias que implica obtener las características estadísticas (media, desviación estándar, entre otras), comprobar la aleatoriedad de la muestra y obtener la distribución de probabilidad (Escalante y Reyes, 2002) que mejor se ajusta a la muestra de lluvia máxima diaria.





### 3.3.4.6. Análisis de frecuencias de lluvia máxima diaria

#### a) Pruebas de consistencia de datos

Una serie de datos meteorológicos se considera consistente siempre y cuando cumpla con las condiciones de: Aleatoriedad, Homogeneidad, Independencia y Estacionalidad. Estas condiciones se describen en la siguiente tabla junto con las pruebas correspondientes a cada una.

Tabla 3.13 Pruebas de consistencia.

<i>Condición</i>	<i>Descripción</i>	<i>Pruebas</i>
Aleatoriedad	Significa que las fluctuaciones de la variable meteorológica a considerar se deben a causas naturales.	No se disponen de pruebas adecuadas para series hidrológicas
Homogeneidad	Se cumple si todos los valores que conforman la muestra, provienen estadísticamente de una misma población.	Test de Helmert Test de Secuencias Test de t Student
Independencia	Implica que la probabilidad de ocurrencia de uno cualquiera de ellos no depende de la ocurrencia del o de los valores precedentes.	Test de Anderson
Estacionalidad	Significa que, excluyendo las fluctuaciones aleatorias, la serie de datos es invariante con respecto al tiempo.	Test de Man Kendall Promedios móviles de orden 5

#### Test de Helmert

Nos permite comprobar la homogeneidad de los datos mediante un procedimiento sencillo que se consiste en ordenar la serie cronológicamente y analizar el signo de las desviaciones con respecto a la media de cada dato. Si una desviación de un cierto signo es seguida por otra del mismo signo, entonces se dice que se forma una secuencia: S, de lo contrario se considera un cambio: C.

Para comprobar que la serie es homogénea se aplica el siguiente criterio:

$$-\sqrt{n-1} \leq (S - C) \leq \sqrt{n-1}$$

### Test de Secuencias

Esta prueba consiste en analizar el signo de las desviaciones con respecto a la mediana muestral para cada dato y comparar el número de cambios de signo con el número de cambios permitido en base al tamaño de la muestra. Si el número de cambios esta entre los valores establecidos la serie es homogénea.

### Test de Mann-Kendall

Es un test no paramétrico, estadísticamente basado en el número de orden de las variables y puede ser utilizado para tendencias en series de tiempo de datos hidrológicos si una de esas variables es el tiempo y tiene la particularidad de presentar una mayor potencia estadística en la medida que la serie de datos presenta un mayor sesgo que la aleje de una distribución normal.

### Test t de Student

Si se considera una serie de datos de tamaño  $n$  la cual se divide en dos partes  $n_1 = n_2 = \frac{n}{2}$ , entonces el estadístico para esta prueba se obtiene con la expresión:

$$t_d = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\left[ \frac{n_1 \cdot s_1^2 + n_2 \cdot s_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \cdot \left( \frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right) \right]^{0.5}}$$

Donde:

$\bar{x}_1, s_1$  : son la media y la varianza de la primera parte del registro de tamaño  $n_1$

$\bar{x}_2, s_2$  : son la media y la varianza de la segunda parte del registro de tamaño  $n_2$

El valor absoluto de  $t_d$  se compara con el valor de la distribución t de Student de dos colas y con  $v = n_1 + n_2 - 2$  grados de libertad y para un nivel de significancia:  $\alpha = 0,05$ .

Si y solo si el valor absoluto de  $t_d$  es mayor que aquel de la distribución t de Student, se concluye que la diferencia entre las medias es evidencia de inconsistencia, y por ende la serie se considera no homogénea. En caso contrario la serie es Homogénea.

### Test de Cramer

La prueba compara el valor  $\bar{Q}^j$  del registro total con cada una de las medias de los bloques elegidos. Para que se considere la serie analizada como estacionaria en la media (homogénea), se deberá cumplir que no existe una diferencia significativa entre las medias de los dos bloques.

Si se analiza solamente una muestra  $j = 1$ .

$$S_Q^j = \sqrt{\frac{1}{(n_j - 1)} \cdot \sum_{i=1}^{n_j} (Q_i^j - \bar{Q}^j)^2}$$

$$\bar{Q}_1^j = \sum_{k=1}^{n=i} \frac{Q_k^j}{n_i} \quad \tau_i^j = \frac{\bar{Q}_i^j - Q^j}{S_Q^j} \quad t_w = \left\{ \frac{n_w \cdot (n_j - 2)}{n_j - n_w \cdot [1 + (\tau_w^j)^2]} \right\}^{0.5} |\tau_w^j|$$

El estadístico  $t_w$  tiene distribución t de Student de dos colas con  $v = n_1 + n_2 - 2$  grados de libertad y para un nivel de significancia  $\alpha = 0,05$ .

### Test de Anderson

Para una serie independiente la población del correlograma es igual a cero para  $K \neq 0$ . Sin embargo, series temporales independientes, presentan variabilidad de la muestra, conteniendo fluctuaciones de alrededor de cero, pero estos no son necesariamente cero. En este caso lo que hacemos para determinar los límites de probabilidad de series independientes, utilizamos los límites de Anderson para un 95% de nivel de confianza.



$$r_{k(95\%)} = \frac{-1 \pm \sqrt{n_j - k - 1}}{n_j - k}$$

Si menos del 10% de los valores de auto correlación calculados superan los límites, se dice que la serie de datos es independiente.

Tabla 3.14 Consistencia de las estaciones principales.

Serie	Helmert	Secuencias	Man Kendall	Anderson	t de Student	Cramer
25015	Homogéneo	Homogéneo	No existe error de tendencia	Independiente	Homogéneo	Homogéneo
25030	Homogéneo	Homogéneo	No existe error de tendencia	Independiente	No homogéneo	Homogéneo
25033	Homogéneo	Homogéneo	No existe error de tendencia	Independiente	Homogéneo	Homogéneo
25110	Homogéneo	Homogéneo	No existe error de tendencia	Error de independencia	Homogéneo	Homogéneo

b) Obtención de la distribución de probabilidad

En este apartado se realizaron los cálculos con ayuda del programa Ax+B, que es un software desarrollado para analizar los datos históricos y ajustarlos a una distribución de probabilidad.

En la tabla siguiente se muestran los resultados del error estándar de ajuste (EEA) calculado con la ecuación:

$$EEA = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\text{dato muestra}_i - \text{dato calculado}_i)^2}{\text{numero de parámetros de la función} - 1}}$$





## Estación 25015

Tabla 3.15 Bondad de ajuste de la estación 25015.

Función	EEA
Gumbel doble (MC)	5.8115
Frechet (Momentos)	6.0690
Log Normal doble de dos parámetros (Stigth)	6.5540
Gumbel doble (ML)	6.5670
Log Normal doble de dos parámetros (Momentos)	6.6935
Exponencial de dos parámetros por (MV)	6.7939
Gumbel doble (Momentos)	6.8907
Frechet doble (Momentos)	6.9470
Log Normal doble de dos parámetros (MV)	7.3362
Exponencial de dos parámetros (Momentos)	7.6521
Gamma de tres parámetros (Momentos)	7.9667
Gumbel doble (MV)	8.1317
Log Normal de tres parámetros (Momentos)	8.4526
Log Normal de dos parámetros (Stigth)	9.6753
Log Normal de dos parámetros (Momentos)	9.7043
Gumbel (Momentos)	10.8937
Gumbel (ML)	11.5523
Gamma de dos parámetros (Momentos)	11.8755
Log Normal de dos parámetros (MV)	12.5116
Gumbel (ME)	12.7568
Gamma de dos parámetros (ML)	12.9306
Log Normal de tres parámetros (MV)	13.9600
Gamma de dos parámetros (MV)	13.9747
Gumbel (MV)	14.2717
Gamma de tres parámetros (MV)	14.3873
Normal (Momentos/MV)	17.5569
Normal (ML)	17.5950
Gumbel (MC)	19.4479

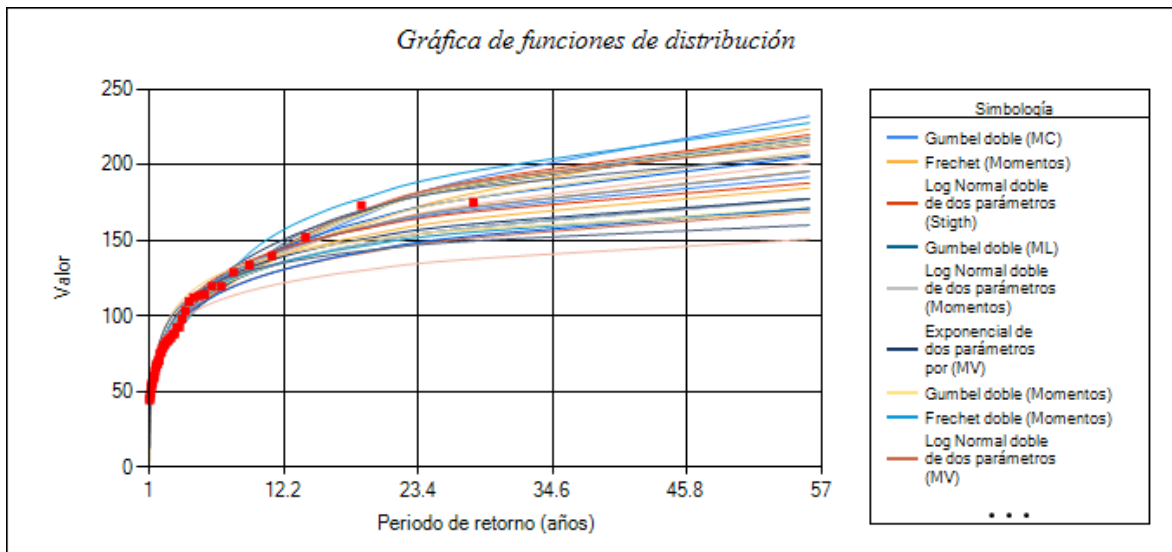


Figura 3.23 Gráfico de funciones de distribución, estación 25015.

La función de distribución que mejor ajusta es Gumbel Doble por mínimos cuadrados, con los valores mostrados en la tabla siguiente.

Tabla 3.16 Parámetros de la función de mejor ajuste, estación 25015.

Alfa 1	Beta 1	Alfa 2	Beta 2	p
19.9216231	69.0913294	51.0058867	166.93653	0.92727273

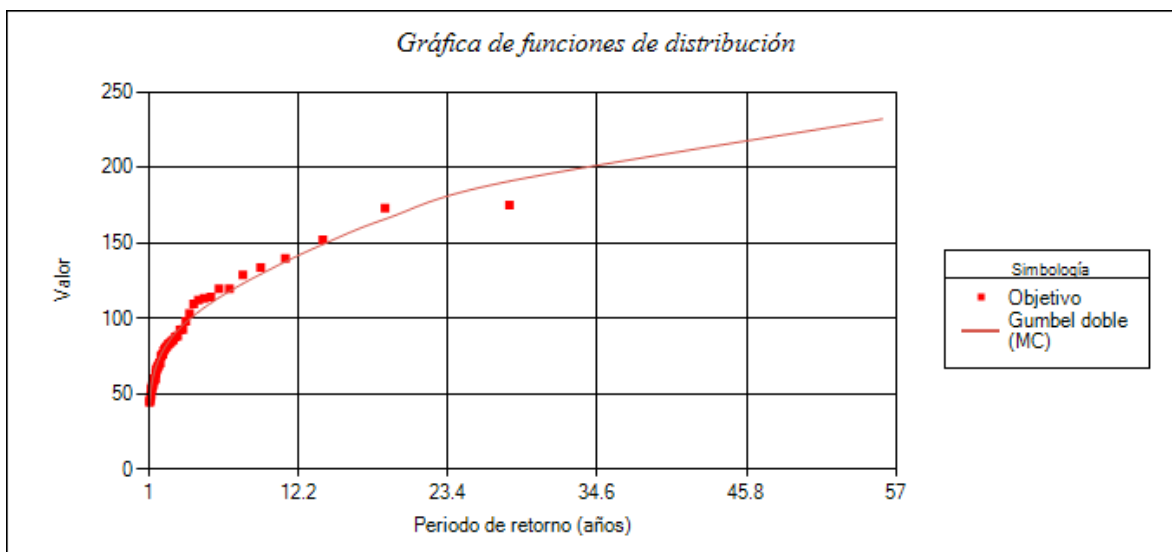


Figura 3.24 Función de mejor ajuste, estación 25015.



## Estación 25030

Tabla 3.17 Bondad de ajuste de la estación 25030.

Función	EEA
Gumbel doble (ML)	6.0285
Gumbel doble (Momentos)	6.0963
Log Normal doble de dos parámetros (Stigth)	6.3564
Log Normal doble de dos parámetros (Momentos)	6.3634
Gumbel doble (MC)	6.4375
Gumbel doble (MV)	7.9566
Log Normal de dos parámetros (MV)	8.3648
Log Normal de dos parámetros (Stigth)	9.6858
Log Normal de dos parámetros (Momentos)	9.7521
Gamma de tres parámetros (Momentos)	10.0387
Log Normal de tres parámetros (Momentos)	10.1462
Gumbel (Momentos)	10.4783
Exponencial de dos parámetros (Momentos)	10.6454
Gamma de dos parámetros (Momentos)	10.8463
Gumbel (ML)	10.9440
Gumbel (ME)	11.2448
Log Normal doble de dos parámetros (MV)	11.3357
Gumbel (MV)	11.4386
Gamma de dos parámetros (ML)	11.5584
Gamma de dos parámetros (MV)	11.7401
Gamma de tres parámetros (MV)	14.1787
Normal (Momentos/MV)	16.8282
Frechet doble (Momentos)	16.9085
Normal (ML)	17.0954
Frechet (Momentos)	17.7712
Gumbel (MC)	22.3830
Exponencial de dos parámetros por (MV)	30.3766
Log Normal de tres parámetros (MV)	107.1636

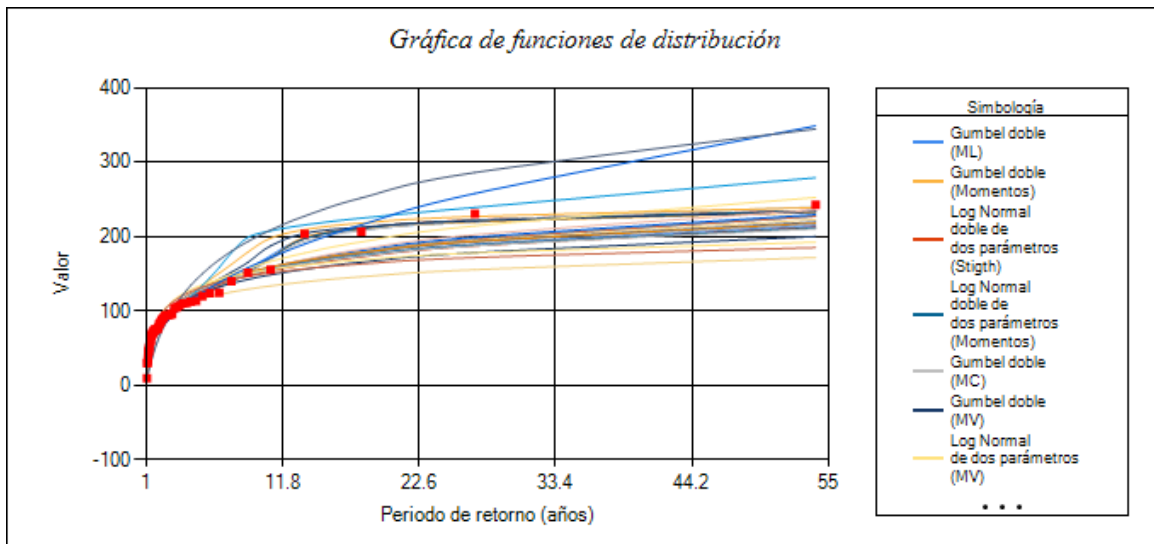


Figura 3.25 Gráfico de funciones de distribución, estación 25030.

La función de distribución que mejor ajusta es Gumbel Doble por momentos L, con los valores mostrados en la tabla siguiente.

Tabla 3.18 Parámetros de la función de mejor ajuste, estación 25030.

Alfa 1	Beta 1	Alfa 2	Beta 2	p
26.861274	68.0252519	16.9757116	211.401353	0.9245283

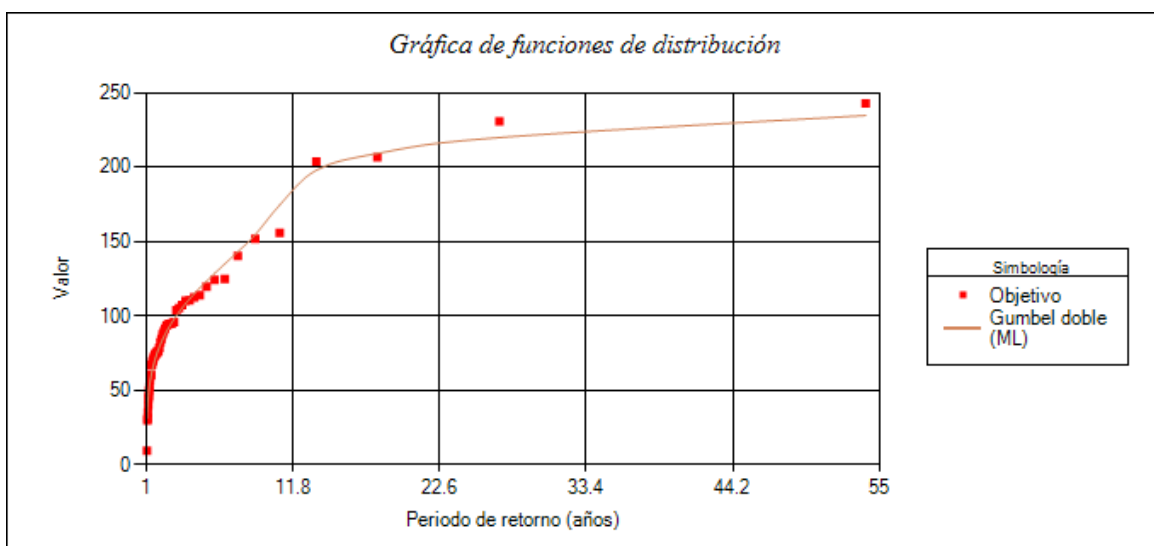


Figura 3.26 Función de mejor ajuste, estación 25030.





## Estación 25033

Tabla 3.19 Bondad de ajuste de la estación 25033.

Función	EEA
Gumbel (MV)	3.6109
Log Normal de dos parámetros (MV)	3.6884
Gumbel (ME)	3.6991
Gumbel (ML)	3.7643
Gamma de tres parámetros (MV)	3.7870
Gamma de tres parámetros (Momentos)	3.8181
Log Normal de dos parámetros (Stigth)	3.8328
Gamma de dos parámetros (ML)	3.8421
Log Normal de dos parámetros (Momentos)	3.8496
Gamma de dos parámetros (Momentos)	3.9184
Log Normal de tres parámetros (Momentos)	3.9323
Log Normal de tres parámetros (MV)	4.1211
Gumbel (Momentos)	4.1638
Gamma de dos parámetros (MV)	4.2356
Log Normal doble de dos parámetros (Momentos)	4.3937
Log Normal doble de dos parámetros (Stigth)	4.3991
Log Normal doble de dos parámetros (MV)	4.4315
Gumbel doble (ML)	4.7708
Gumbel doble (MV)	5.0691
Gumbel doble (Momentos)	5.1471
Gumbel doble (MC)	5.1910
Normal (Momentos/MV)	5.6185
Normal (ML)	5.6348
Frechet (Momentos)	7.0824
Frechet doble (Momentos)	7.4922
Exponencial de dos parámetros (Momentos)	7.5060
Gumbel (MC)	9.6971
Exponencial de dos parámetros por (MV)	21.3626

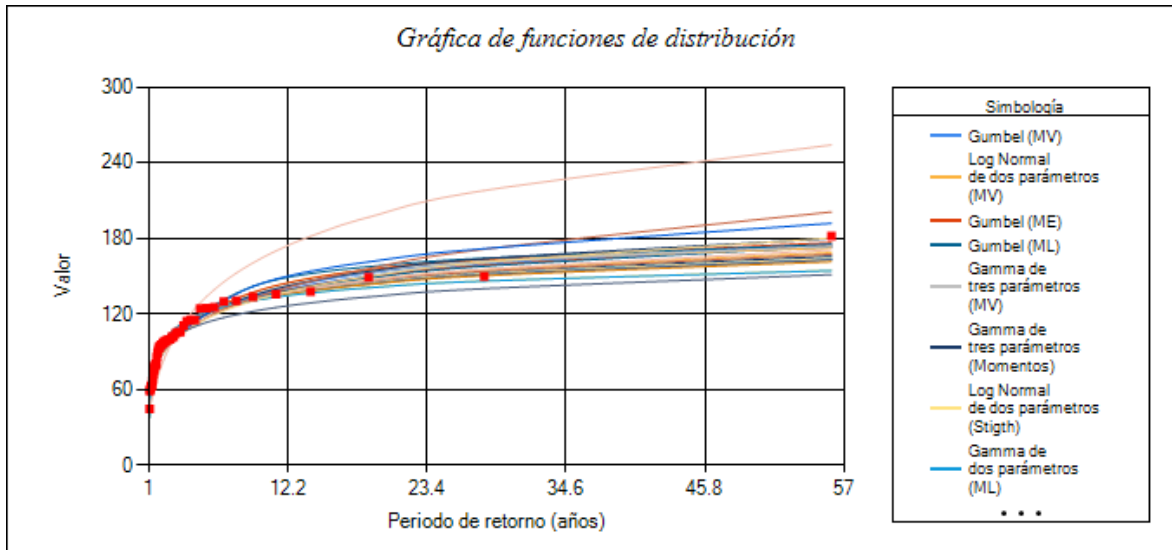


Figura 3.27 Gráfico de funciones de distribución, estación 25033.

La función de distribución que mejor ajusta es Gumbel por máxima verosimilitud, con los valores mostrados en la tabla siguiente.

Tabla 3.20 Parámetros de la función de mejor ajuste, estación 25033.

Alfa 1	Beta 1
83.2899015	23.1327469

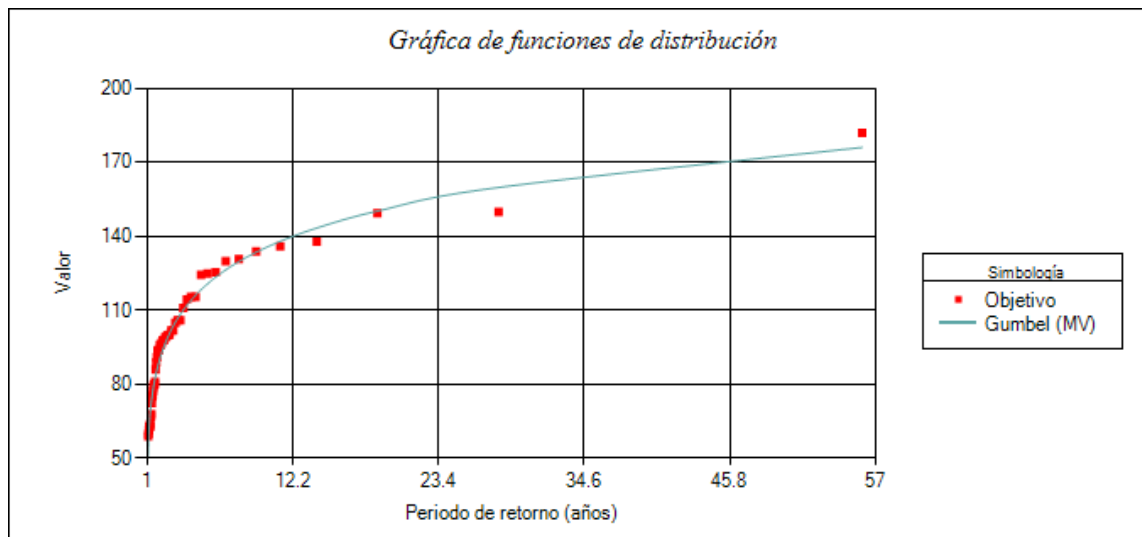


Figura 3.28 Función de mejor ajuste, estación 25033.



## Estación 25110

Tabla 3.21 Bondad de ajuste de la estación 25110.

Función	EEA
Gumbel doble (MC)	8.4668
Log Normal doble de dos parámetros (Stigth)	11.3748
Gumbel doble (ML)	11.4419
Gumbel doble (Momentos)	11.9851
Frechet doble (Momentos)	12.0113
Log Normal doble de dos parámetros (Momentos)	12.1239
Log Normal doble de dos parámetros (MV)	12.5727
Gumbel doble (MV)	13.5995
Frechet (Momentos)	14.3793
Log Normal de tres parámetros (Momentos)	15.374
Exponencial de dos parámetros (Momentos)	16.375
Gamma de tres parámetros (Momentos)	16.6459
Log Normal de dos parámetros (Stigth)	18.0906
Log Normal de dos parámetros (Momentos)	18.103
Gumbel (Momentos)	18.9826
Exponencial de dos parámetros por (MV)	19.2155
Gumbel (ML)	19.9247
Gamma de dos parámetros (Momentos)	20.2865
Gumbel (ME)	20.4981
Log Normal de dos parámetros (MV)	20.6677
Gumbel (MV)	21.1675
Gamma de dos parámetros (ML)	21.6172
Gamma de dos parámetros (MV)	21.7542
Normal (ML)	24.7929
Normal (Momentos/MV)	24.9682
Gumbel (MC)	25.4956
Gamma de tres parámetros (MV)	32.0224
Log Normal de tres parámetros (MV)	114.8314

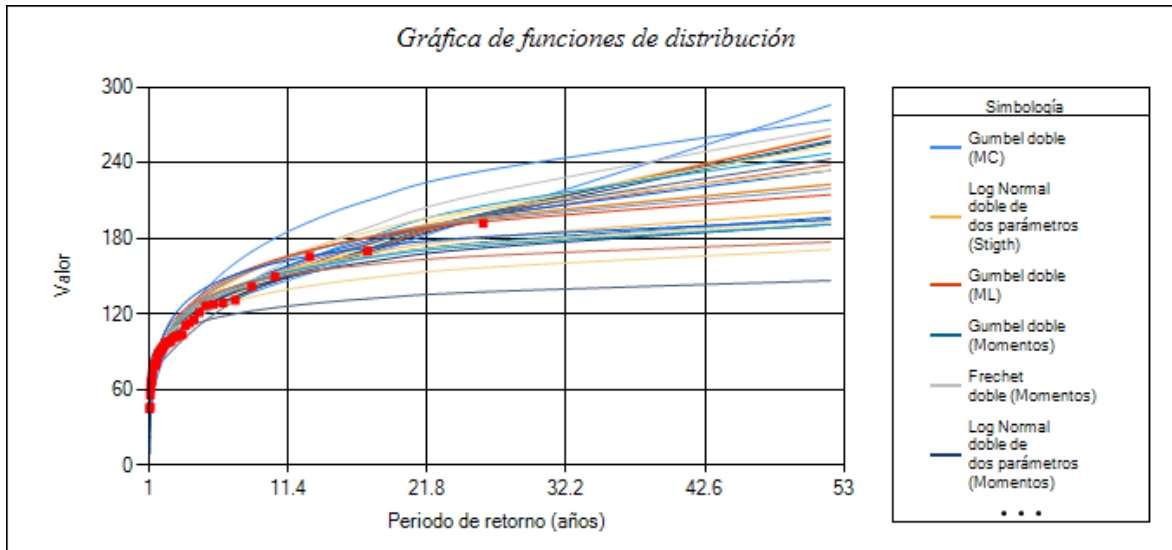


Figura 3.29 Gráfico de funciones de distribución, estación 25110.

La función de distribución que mejor ajusta es Gumbel doble por mínimos cuadrados, con los valores mostrados en la tabla siguiente.

Tabla 3.22 Parámetros de la función de mejor ajuste, estación 25110.

Alfa 1	Beta 1	Alfa 2	Beta 2	p
20.4110489	84.6934124	107.461423	186.276156	0.94117647

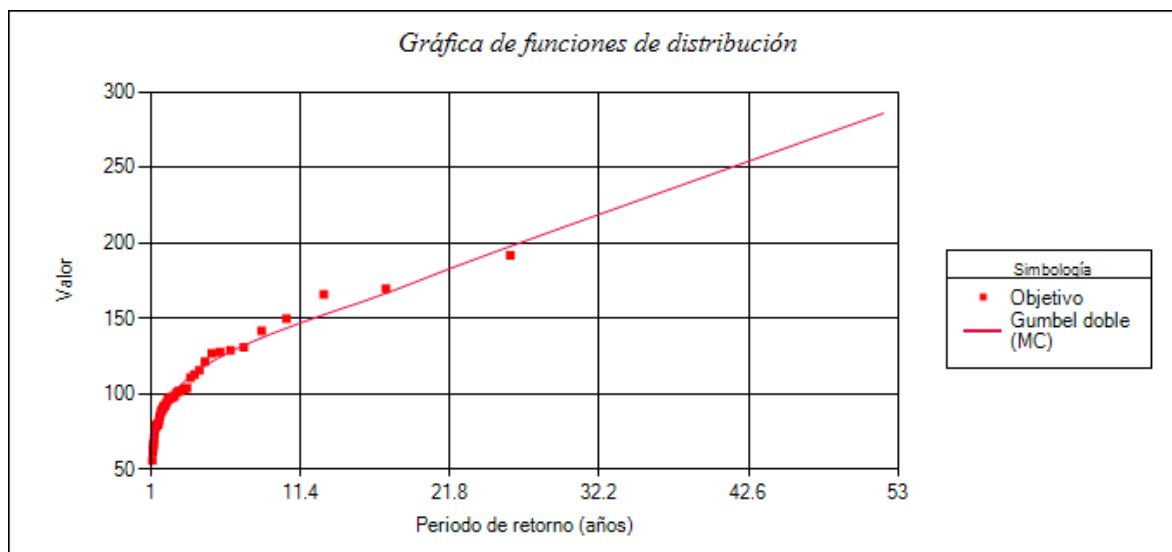


Figura 3.30 Función de mejor ajuste, estación 25110.





Al realizar la extrapolación con la función de distribución de mejor ajuste se obtuvo la lluvia máxima diaria para los periodos de retorno 2, 10 y 100 años necesarios para determinar la precipitación de 1 hora de duración. En la tabla 3.23 se muestran la precipitación máxima diaria y su periodo de retorno.

Tabla 3.23 Resultados de lluvia máxima diaria para diferentes periodos de retorno.

Periodo de retorno (años)	25015	25030	25033	25110
2	78.67	83.10	91.77	93.69
10	132.59	162.22	135.35	142.34
100	264.70	247.14	189.70	366.86

### 3.3.4.7. Corrección por intervalo de observación

Para transformar las precipitaciones máximas diarias, registradas por el pluviógrafo, a precipitaciones máximas con duración de 24 horas, L. L. Wes con base en un estudio de miles de estaciones con varios años de registros de lluvia, encontró que los resultados de un análisis de frecuencias realizado con lluvias máximas anuales, tratadas en un único fijo intervalo de observación, para cualquier duración comprendida entre 1 y 24 horas, al ser multiplicado por 1.13 daban valores más aproximados a los obtenidos en los análisis basados en lluvias máximas verdaderas, por lo que para obtener una serie de lluvias con duración de 24 horas, se deben multiplicar las alturas de la serie de lluvias diarias por un factor de corrección igual a 1.13.

Tabla 3.24 Resultados de lluvia máxima diaria para diferentes periodos de retorno.

Periodo de retorno (años)	25015	25030	25033	25110
2	88.90	93.90	103.70	105.87
10	149.82	183.31	152.94	160.84
100	299.11	279.27	214.37	414.55



### 3.3.4.8. Estimación de los cocientes lluvia-duración ( $R$ ) y lluvia-frecuencia ( $F$ )

En general los registros de lluvia de corta duración son bastante escasos en países en desarrollo, como es el caso de México. Sin embargo, los registros de lluvias máximas diarias son aceptables y se utilizan para establecer una relación o cociente de la lluvia de duración de 1 hora y periodo de retorno (2, 5, 10, 50, 100, 500 años) a la de 24 horas con igual periodo de retorno. Así, reconocidos investigadores han desarrollado criterios para estimar las relaciones lluvia-duración con base al número medio de días con tormentas por año.

Para la República Mexicana a partir de los valores encontrados para  $R$  con base en 33 estaciones pluviográficas (Campos, 1986), se derivaron las siguientes recomendaciones:

- ✓ Un valor promedio de  $R = 0.479$ , con valores extremos de 0.646 y 0.204
- ✓ En regiones áridas y semiáridas  $R$  varía de 0.40 a 0.60
- ✓ En zonas húmedas  $R$  varía de 0.30 a 0.40.
- ✓ A mayor altitud,  $R$  es mayor y viceversa.

### 3.3.4.9. Transformación de la lluvia máxima de 24 horas a horaria

Para la determinación de la lluvia de una hora y un periodo de retorno de 2 años (P1), un criterio completo es el propuesto por el U. S. Weather Bureau y ampliado por B.M. Reich (1963), este criterio se presenta en la figura 3.31. Para la utilización de este gráfico se requiere la magnitud de la lluvia media anual de las máximas diarias en milímetros y el número medio anual de días con tormenta o precipitación apreciable mayor a 10 mm, datos que son obtenidos de los registros de las estaciones climatológicas.

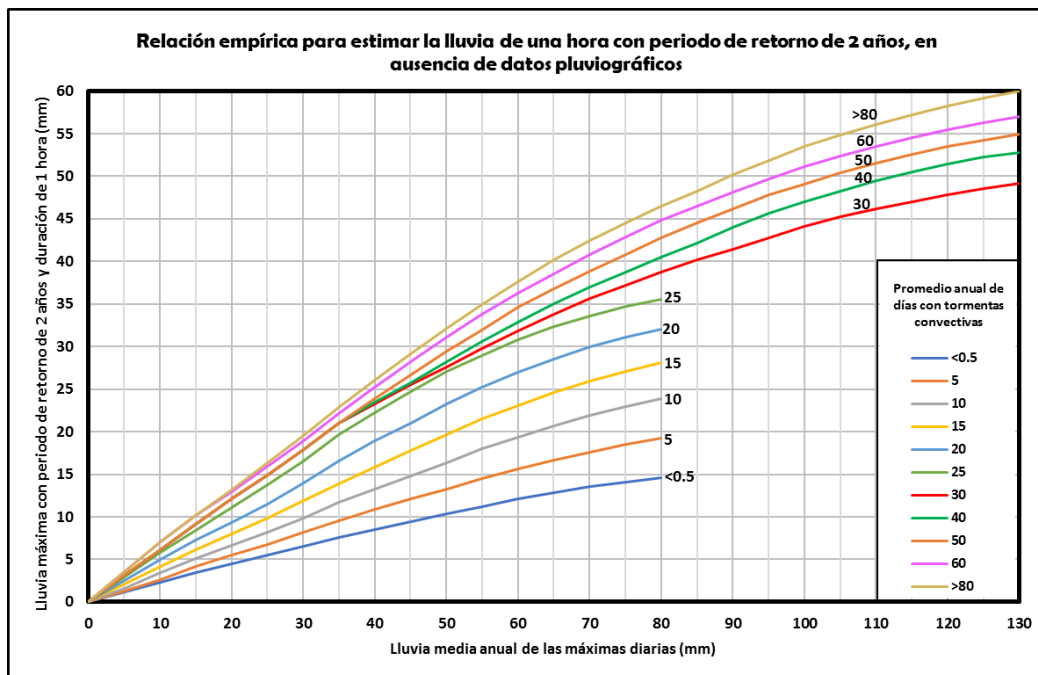


Figura 3.31 Relación empírica para la estimar la lluvia máxima de una hora y periodo de retorno de 2 años, en ausencia de registros pluviográficos.

El procedimiento para la determinación de la lluvia máxima de una hora y un periodo de retorno de 2 años, es el siguiente: primeramente, se obtiene la precipitación media anual de las máximas diarias en cada estación. Con cada uno de estos valores se ingresa en el eje de las abscisas de la figura 3.31 y se refiere a la curva del número medio anual de días con tormentas convectivas (tormentas con truenos), esto es lo más



aproximado al promedio de días con precipitaciones que producen escurrimiento, generalmente lluvias superiores a 10 y 50 mm (Atlas del agua de la República Mexicana); extrapolando la curva para el valor de la lluvia media anual de las máximas diarias de cada estación y en su intersección se traza una línea horizontal hasta la ordenada donde se obtiene el valor de la lluvia en 1 hora y periodo de retorno de 2 años.

#### 3.3.4.10. Cálculo de los cocientes $R$ y $F$ para las estaciones climatológicas

El cociente lluvia-duración, resulta de dividir la lluvia de una hora de duración ( $P_1^2$ ) entre la lluvia de duración de 24 horas ( $P_{24}^2$ ), ambas con un determinado periodo de retorno ( $Tr$ ), en este caso se indica para 2 y 10 años como periodo de retorno como se indica en la ecuación siguiente.

$$R = \frac{P_1^{Tr}}{P_{24}^{Tr}}$$

El cociente lluvia-frecuencia se establece como la relación entre la precipitación de 100 y 10 años periodo de retorno con duración de 24 horas como se expresa en la ecuación siguiente.

$$F = \frac{P_{24}^{100}}{P_{24}^{10}}$$

Una vez que se ha estimado el valor correspondiente de la lluvia de una hora y periodo de retorno de 2 años, en milímetros, se determinó el coeficiente lluvia-duración con la ecuación anterior y se obtuvo la precipitación de 1 hora de duración y periodo de retorno 10 años.

En la tabla 3.25 se muestra un resumen de los datos considerados para obtener los cocientes  $R$  y  $F$  en cada estación climatológica.



Tabla 3.25 Datos del cociente R y F para cada estación climatológica.

Estación	$P_{24}^2$ (mm)	$\overline{Pa}$ (mm)	# de días con tormenta	$P_1^2$ (mm)	R	F
25015	88.90	86.54	45.83	44.07	0.4957	1.9964
25030	93.90	92.55	26.83	39.29	0.4184	1.5235
25033	103.70	96.32	52.55	48.62	0.4689	1.4016
25110	105.87	102.17	55.94	50.87	0.4805	2.5773

### 3.3.4.11. Estimación de la intensidad de lluvia y precipitación para un determinado periodo de retorno

Cheng (1983), presentó una fórmula general de la intensidad de lluvia-duración-periodo de retorno útil para estimaciones dentro del intervalo de 5 minutos a 24 horas y períodos de retorno mayores de un año.

$$i_t^{Tr} = \frac{a * P_1^{10} * \log(10^{2-F} Tr^{F-1})}{(t + b)^c}$$

Fórmula de Chen para obtener las curvas precipitación-duración-periodo de retorno:

$$p_t^{Tr} = \frac{a * P_1^{10} * \log(10^{2-F} Tr^{F-1}) * t}{60 * (t + b)^c}$$

$P_1^{10}$  : Lluvia de una hora y periodo de retorno de 10 años, en milímetros.

t : Duración de lluvia igual al tiempo de concentración, en minutos.

i : Intensidad de lluvia, en mm/h.

Los parámetros a, b y c están en función del cociente R y se determinan mediante las siguientes ecuaciones:

$$a = -2.297536 + 100.0389 * R - 432.5438 * R^2 + 1256.228 * R^3 - 1028.902 * R^4$$

$$b = -9.845761 + 96.93864 * R - 341.4349 * R^2 + 757.9172 * R^3 - 598.7461 * R^4$$

$$c = -0.06498345 + 5.069294 * R - 16.08111 * R^2 + 29.09596 * R^3 - 20.06288 * R^4$$





En la tabla siguiente se indican los valores de los parámetros obtenidos para cada estación climatológica:

Tabla 3.26 Datos de los coeficientes a, b y c del método de Cheng.

Estación	a	b	c
25015	31.9008	10.4807	0.8291
25030	24.3243	8.1120	0.7572
25033	29.2797	9.7356	0.8061
25110	30.4253	10.0729	0.8164



### 3.3.4.12. Estimación del gasto de diseño

De acuerdo con Campos Aranda (2011) se han obtenido buenas estimaciones al tratar de reproducir el proceso lluvia-escorrimento en cuencas hidrológicas de diferentes tamaños y con características propias de suelo y cobertura. Por lo que recomienda emplear el método racional en cuencas muy pequeñas tanto rurales como urbanas; y en cuencas rurales pequeñas y medianas se sugiere el uso de los métodos V.T. Chow y I-Pai Wu. En este estudio se aplicaron los métodos de la fórmula racional.

#### 3.3.4.12.1. Método de la fórmula racional

El método de la fórmula racional está representado por la ecuación:

$$Q = 0.278CiA$$

Donde:

Q : Gasto máximo, en m<sup>3</sup>/s

C : Coeficiente de escurrimiento, adimensional

i : Intensidad de lluvia, en mm/h

A : Área de la cuenca de aportación, en km<sup>2</sup>

Este método se aplicó a las cuencas con área de drenaje menor de 5 km<sup>2</sup>.

El coeficiente de escurrimiento se obtuvo de la tabla mostrada en la tabla 3.27, extraída de Campos (2010).

Tabla 3.27 Coeficientes de escurrimiento.

Uso del terreno	Grupo hidrológico de suelo y pendiente promedio del terreno											
	A			B			C			D		
	0-2%	2-6%	>6%	0-2%	2-6%	>6%	0-2%	2-6%	>6%	0-2%	2-6%	>6%
Bosque	0.05 <sup>a</sup>	0.08	0.11	0.08	0.11	0.14	0.10	0.13	0.16	0.12	0.16	0.20
	0.08 <sup>b</sup>	0.11	0.14	0.10	0.14	0.18	0.12	0.16	0.20	0.15	0.20	0.25
Espacio abierto	0.05	0.10	0.14	0.08	0.13	0.19	0.12	0.17	0.24	0.16	0.21	0.28
	0.11	0.16	0.20	0.14	0.19	0.26	0.18	0.23	0.32	0.22	0.27	0.39
Cultivos	0.08	0.13	0.16	0.11	0.15	0.21	0.14	0.19	0.26	0.18	0.23	0.31
	0.14	0.18	0.22	0.16	0.21	0.28	0.20	0.25	0.34	0.24	0.29	0.41
Pradera	0.10	0.16	0.25	0.14	0.22	0.30	0.20	0.28	0.36	0.24	0.30	0.40
	0.14	0.22	0.30	0.20	0.28	0.37	0.26	0.35	0.44	0.30	0.40	0.50
Pastizal	0.12	0.20	0.30	0.18	0.28	0.37	0.24	0.34	0.44	0.30	0.40	0.50
	0.15	0.25	0.37	0.23	0.34	0.45	0.30	0.42	0.52	0.37	0.50	0.62
Residencial con lotes de 4,000 m <sup>2</sup>	0.14	0.19	0.22	0.17	0.21	0.26	0.20	0.25	0.31	0.24	0.29	0.35
	0.22	0.26	0.29	0.24	0.28	0.34	0.28	0.32	0.40	0.31	0.35	0.46
Residencial con lotes de 2,000 m <sup>2</sup>	0.16	0.20	0.24	0.19	0.23	0.28	0.22	0.27	0.32	0.26	0.30	0.37
	0.25	0.29	0.32	0.28	0.32	0.36	0.31	0.35	0.42	0.34	0.38	0.48
Residencial con lotes de 1,350 m <sup>2</sup>	0.19	0.23	0.26	0.22	0.26	0.30	0.25	0.29	0.34	0.28	0.32	0.39
	0.28	0.32	0.35	0.30	0.35	0.39	0.33	0.38	0.45	0.36	0.40	0.50
Residencial con lotes de 1,000 m <sup>2</sup>	0.22	0.26	0.29	0.24	0.29	0.33	0.27	0.31	0.36	0.30	0.34	0.40
	0.30	0.34	0.37	0.33	0.37	0.42	0.36	0.40	0.47	0.38	0.42	0.52
Residencial con lotes de 500 m <sup>2</sup>	0.25	0.28	0.31	0.27	0.30	0.35	0.30	0.33	0.38	0.33	0.36	0.42
	0.33	0.37	0.40	0.35	0.39	0.44	0.38	0.42	0.49	0.41	0.45	0.54
Industrial	0.67	0.68	0.68	0.68	0.68	0.69	0.68	0.69	0.69	0.69	0.69	0.70
	0.85	0.85	0.86	0.85	0.86	0.86	0.86	0.86	0.87	0.86	0.86	0.88
Calles	0.70	0.71	0.72	0.71	0.72	0.74	0.72	0.73	0.76	0.73	0.75	0.78
	0.76	0.77	0.79	0.80	0.82	0.84	0.84	0.85	0.89	0.89	0.91	0.95
Comercial	0.71	0.71	0.72	0.71	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72
	0.88	0.88	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.90	0.89	0.89	0.90
Estacionamientos	0.85	0.86	0.87	0.85	0.86	0.87	0.85	0.86	0.87	0.85	0.86	0.87
	0.95	0.96	0.97	0.95	0.96	0.97	0.95	0.96	0.97	0.95	0.96	0.97

<sup>a</sup> Coeficientes de escurrimiento para tormentas con periodos de retorno menores de 25 años.

<sup>b</sup> Coeficientes de escurrimiento para tormentas con periodos de retorno iguales o mayores de 25 años.

### 3.3.4.13. Resultados y discusión

En las subcuencas analizadas se encontraron tiempos de concentración desde 2.36 a 36.41 minutos y coeficientes de escurrimiento entre 0.14 y 0.25 que dependen en gran medida del tipo de suelo, uso de suelo y pendiente del terreno. En la tabla 3.28 se indica el gasto máximo obtenido para cada subcuenca y se puede observar que la mayoría de las subcuencas son menores de 1 km<sup>2</sup>.



Tabla 3.28 Gastos máximos obtenidos por el método racional.

Cuenca	Cadenamiento del estudio	Área (km <sup>2</sup> )	Área (ha)	Tc (minutos)	Ce	Intensidad (mm/h)	Gasto máximo (m <sup>3</sup> /s)
C1	4+210.00	0.03	2.78	2.06	0.20	287.20	0.44
C2	6+489.00	0.12	11.60	4.28	0.19	249.96	1.53
C3	11+079.00	0.05	4.58	4.28	0.16	249.97	0.51
C4	28+631.00	0.56	55.75	13.01	0.16	172.98	4.29
C5	48+493.92	0.14	14.32	8.15	0.19	205.36	1.55
C6	62+161.04	0.66	66.43	21.36	0.18	131.51	4.37
C7	72+891.02	0.22	22.10	6.88	0.17	233.27	2.16
C8	73+350.00	0.34	33.90	7.35	0.17	228.08	3.65
C9	74+815.00	0.21	21.39	7.45	0.16	226.98	2.16
C10	80+995.07	2.64	263.67	22.91	0.14	135.47	13.90
C11	82+916.01	0.29	29.00	7.91	0.14	222.31	2.51
C12	83+396.00	0.06	6.48	3.92	0.23	272.72	1.13
C13	83+646.00	0.04	4.29	2.22	0.18	303.25	0.65
C14	83+721.00	0.12	11.75	2.67	0.16	294.52	1.54
C15	86+220.00	0.89	89.46	22.01	0.19	138.56	6.55
C16	87+513.00	0.21	20.69	12.59	0.19	184.04	2.01
C17	87+784.43	1.64	163.85	19.32	0.21	148.85	14.24
C18	89+439.79	2.31	231.48	27.57	0.22	121.60	17.22
C19	91+100.00	1.30	130.01	36.46	0.25	105.24	9.51

Para el caso particular de las entradas 7+250 y 21+014 corresponden a un estudio elaborado en el que se estimaron tiempos de concentración desde 29.33 a 24.85 minutos y coeficientes de escurrimiento entre 0.13 y 0.08; por lo que sus resultados son los siguientes.

Tabla 3.29 Gastos máximos obtenidos por el método racional, primer estudio.

Cuenca	Cadenamiento del estudio	Tc (minutos)	Área (km <sup>2</sup> )	Intensidad (mm/h)	Ce	Gasto máximo (m <sup>3</sup> /s)
C20	<b>7+250</b>	29.33	1.26363	120.7762	0.13	5.5156
C21	<b>21+015</b>	24.85	0.74916	133.1055	0.08	2.2177



### 3.3.5. Estudio, revisión y diseño hidráulico de las estructuras

Para la revisión de la capacidad hidráulica del canal o cauce natural, así como de las entradas de agua de cada sitio; se levantó la topografía en planta, secciones con su geometría a cada 20.00 m y los perfiles con sus elevaciones en m, con lo que se determinó la capacidad hidráulica, el régimen de flujo contrastado con el gasto de diseño determinado en el estudio hidrológico. En los casos donde se tienen los cauces naturales sin revestir o con una sección no bien definida, con el gasto obtenido del estudio hidrológico, la pendiente y un coeficiente de Manning se determinó la capacidad y la necesidad de ampliar la sección o mejorar la altura de bordo y sobrebordo.

Revisar el buen funcionamiento de las estructuras como las entradas de agua existentes y en algunos casos rediseñar las entradas de agua y participar en las juntas de aclaraciones durante el proceso de rehabilitación del Canal Humaya, tiene sus ventajas porque se conocen las condiciones hidráulicas de las todas estructuras de concreto e igualmente para las construidas en material de tierra.

Las ecuaciones empleadas para hacer la revisión hidráulica fueron la ecuación de continuidad y la fórmula de Manning.

$$Q = A * v$$

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

La condición crítica se determinó utilizando la siguiente ecuación:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c}$$

Para el primer grupo de estructuras localizadas en tajo y en ladera el bordo libre se consideró como el 20 % del tirante crítico, pues los perfiles que se presentan son tipo S2, donde el tirante crítico es mayor que el tirante normal y la pendiente del canal es mayor que la pendiente crítica (régimen supercrítico). Los datos empleados y resultados



obtenidos del primer tramo se muestran en la tabla 3.30. Para el segundo tramo los resultados se muestran en la tabla 3.31 y para los cauces que tienen hasta tres tramos con pendiente diferente sus resultados se presentan en la figura 3.32.

En la revisión hidráulica de las entradas de agua se determinaron los tirantes normal y crítico por tramo de acuerdo con la pendiente de la plantilla.

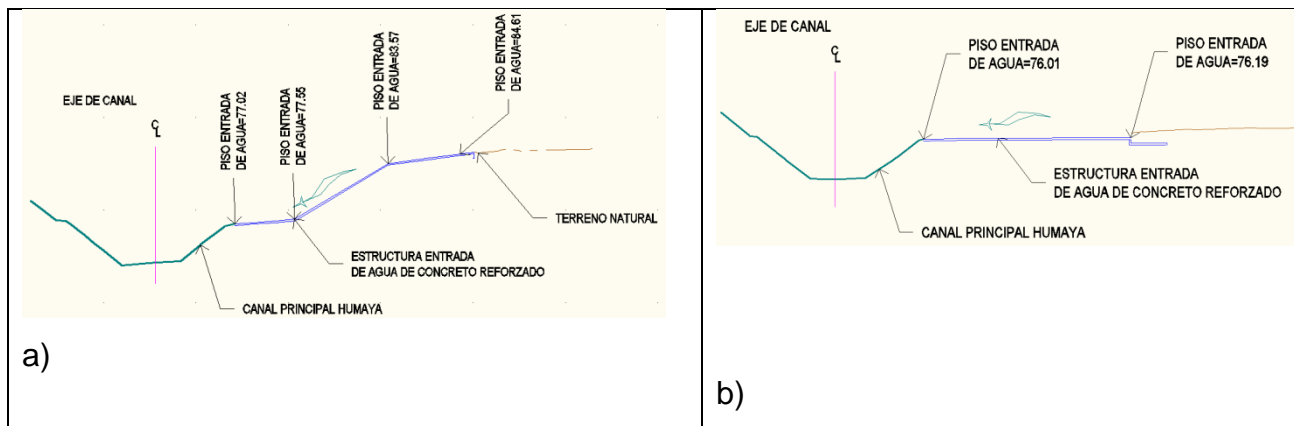


Figura 3.32 Perfiles tipo de las entradas de agua construidas. (a y b)

Tabla 3.30 Datos hidráulicos de la revisión del cauce existente.

Cadenamiento Canal Humaya	Tramo	Gasto del cauce	Datos Geométricos			Resultados de la revisión del tramo 1 del arroyo o canal de acceso de la entrada de agua									
		Q m <sup>3</sup> /s	B m	H m	K	Cadena miento inicial	Cadena miento final	Longitud m	S m/m	Vn m/s	Yn m	A m <sup>2</sup>	P m	R m	
87+784.43	1	14.24	2.45	1.35	1.25	0+000	0+007.60	7.60	0.006	4.18	1.19	3.40	5.18	0.66	

Tabla 3.31 Datos hidráulicos del diseño de la sección propuesta del canal.

Cadenamiento Canal Humaya	Tramo	Gasto del cauce	Datos Geométricos			Resultados de la revisión del tramo 1 del arroyo o canal de acceso de la entrada de agua									
		Q m <sup>3</sup> /s	B m	H m	K	Cadena miento inicial	Cadena miento final	Longitud m	S m/m	Vn m/s	Yn m	A m <sup>2</sup>	P m	R m	
87+784.43	1	14.24	2.00(2)	1.30		0+000	0+011.70	11.70	0.005	3.27	1.09	2.17	4.17	0.52	

### 3.3.6. Análisis y diseño estructural

Derivados de las condiciones de la sobreelevación, topografía y los parámetros hidráulicos, se determinó que tipo de estructura era la adecuada, procediendo así con el estudio estructural. Este estudio tiene como objetivo obtener los espesores necesarios de las estructuras a utilizar, así como su armado, partiendo de un adecuado balance entre las características naturales específicas y sus capacidades mecánicas, buscando conseguir costos bajos sin que la estructura pierda calidad, funcionabilidad y seguridad. Para el diseño del armado en la entrada de agua al CPH del KM 87+784.43 (KM 83+708 CONAGUA) se tomarán en cuenta los esfuerzos a los que están sometidos los muros y losas que conforman la estructura (cargas vivas y muertas), y a partir de los mismos se propondrá la estructura.

El diseño estructural se apegará a las siguientes normas y manuales:

- ✓ AASTHO LRFD 2010
- ✓ ACI 318S-05
- ✓ MANUAL DE PROYECTO GEOMETRICO SCT
- ✓ MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES WisDOT

#### 3.3.6.1. Propuesta y selección estructural

Debido a la sobreelevación y a la topografía de la zona, la estructura seleccionada es una estructura hidráulica tipo “Alcantarilla” o “Box Culvert”. Dicha estructura se puede definir como una estructura tipo cajón de concreto armado conformada por marcos rígidos que deben soportar rellenos y cargas verticales de vehículos, así como la presión lateral de la tierra. Para el caso del canal Humaya, estas estructuras pueden ser de celda simple o celda doble.

Para la elaboración de la alcantarilla o box culvert se usará concreto armado tipo estructural de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y acero de refuerzo de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .



Para la construcción y ejecución de los trabajos se requiere el uso de materiales para relleno, mismos que en base a las diferentes bibliografías consultadas se proponen como parámetros base:

$$\gamma_{\text{material}} = 1800 \text{ kg/m}^3$$

Adicionalmente se diseñará como un camino tipo D de acuerdo a lo señalado por la SCT.

Para la determinación de la resistencia requerida  $U$  se tomarán los factores de 1.4 y 1.7 (referencia apéndice C, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318S-05 y Comentario ACI 318SR-05)

El diseño estructural está basado en los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural de la ACI donde el requisito básico diseño puede expresarse de la siguiente manera:

Resistencia de diseño  $\geq$  Resistencia requerida

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

Para la estimación de los Momentos y cortantes nos auxiliaremos del Método de Cross.

### 3.3.6.2. Método de Cross

El método utilizado para este análisis es el método de Cross el cual posee las tres cualidades que deben exigirse en un método, generalidad, sencillez y exactitud.

El método es aplicable a cualquier estructura, por complicada que sea, incluso en tramos curvos, estructuras especiales etc.



La aplicación del método es sencilla, como consecuencia de la claridad intuitiva de su procedimiento. Podemos imaginar qué es lo que ocurre en la estructura en cada etapa del proceso de su resolución. No es preciso recordar ni convenciones artificiosas, ni fórmulas complicadas; sólo tener presente el sentido físico del problema y considerar el artificio del método: el mecanismo natural de la transformación de una estructura con nudos frenados, a la verdadera, mediante liberación gradual, permitiendo sucesivamente las deformaciones de un nudo: giros y desplazamientos.

Es un método por aproximaciones sucesivas, lo que no quiere decir que sea un método aproximado. La iteración es un método basado en la repetición de un cierto proceso; en este método, los valores van acercándose cada vez más al resultado final. Ya que cada paso mejora los valores de las incógnitas, pueden obtenerse resultados con la exactitud deseada sin más que repetir el proceso un número suficiente de veces. El número de pasos depende de lo acentuado que sea la convergencia de los resultados al valor final, y del grado de aproximación necesario.

El método de Cross tiene como objetivo determinar los momentos que los nodos de una estructura ejercen sobre las barras y conocidos estos pueden determinarse los diagramas de momentos y con ello determinar el porcentaje mínimo de acero y así suponer el diámetro de varilla a utilizar y la separación de las mismas. Esto anterior se realizó con cada una de las caras de la alcantarilla para determinar su espesor y el acero requerido en ellas.

### 3.3.6.3. Diseño estructural alcantarilla sección rectangular

Se usará un peso específico del concreto de  $2'400 \text{ kg/m}^3$  y un relleno con un peso específico de  $1'800 \text{ kg/m}^3$ ; esto de acuerdo a las calidades requeridas de los materiales para su eficiente construcción y operación.

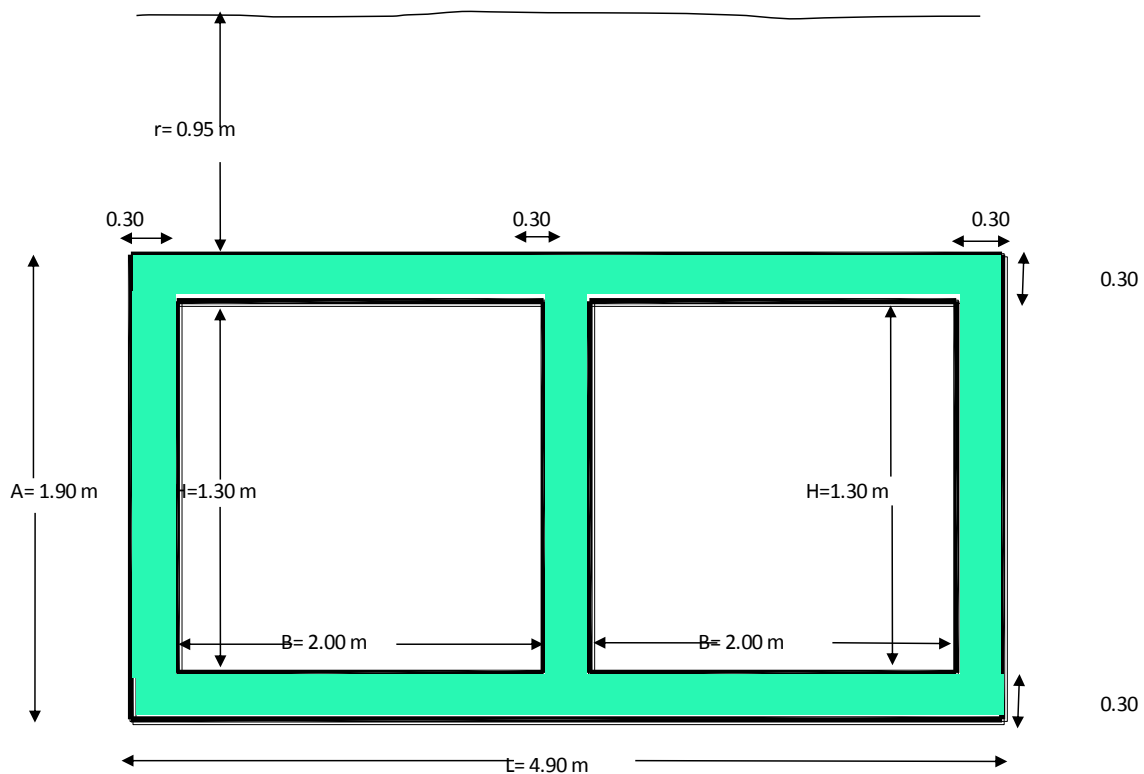


Figura 3.33 Esquema de la alcantarilla.

Tabla 3.32 Parámetros de diseño.

Concepto	Cant
Ancho de alcantarilla (ancho de vía) (m)	5.00
Altura del canal "H" (m)	1.30
Ancho de canal "B" (m)	2.00
Espesor de losas "e" (m)	0.30
Espesor de terreno(m)	0.95
Altura total canal "A"	1.90
Ancho total canal "L"	4.90





Tabla 3.33 Propiedades de los materiales.

Concepto	Cant
Concreto ( $f'c$ ) ( $kg/cm^2$ )	210.00
Peso específico del concreto ( $kg/m^3$ )	2400.00
Acero de refuerzo ( $f'y$ ) ( $kg/cm^2$ )	4200.00
Peso específico del relleno ( $kg/m^3$ )	1800.00
Capacidad portante del relleno ( $kg/cm^2$ )	2.50
Angulo reposo relleno ( $^\circ$ )	19.00

Tren de carga	H15
Peso rueda trasera (kg)	10896.00

La SCT marca para un camino tipo D un camión de diseño AASTHO H-15, por lo que es el utilizado en el presente proyecto, sin embargo, se tomara en consideración que según la AASTHO, la carga viva de dicho camión se despreciara cuando se trate de una alcantarilla de una celda con una altura de relleno mayor a 2.4 m y en caso de una alcantarilla de doble celda, la carga viva se despreciara cuando la altura de relleno sea superior a la distancia entre las caras de soportes extremos. Sin embargo, debido a que el camino no pasa por encima de la alcantarilla se tomara únicamente el 65% de dicha carga.

Tabla 3.34 Tren de carga.

Tren de carga	H15
Peso del eje trasero (kg)	10896.00
Espacio entre ruedas (m)	1.83

La carga muerta considerada para el presente proyecto la integra el peso de la tierra por encima de la estructura y la presión lateral de la tierra, la carga viva es proporcionada por el camión de diseño. Para la obtención del peso del relleno sobre la estructura, basta con multiplicar la altura de relleno y el peso específico del material de relleno. Para la presión lateral de tierras se utilizó la teoría de Rankine:

$$Pa = \gamma \cdot H \cdot Ka$$

$$Ka = \tan^2 \left( 45 - \frac{\theta_{relleno}}{2} \right)$$

Tabla 3.35 Cálculo de presiones laterales.

H (m)	Presiones laterales				Pa prom (kg/m <sup>2</sup> )
	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\phi$	Ka	Pa (kg/m <sup>2</sup> )	
0.00	1800.00	35	0.27	0.00	
0.10	1800.00	35	0.27	48.60	24.30
0.20	1800.00	35	0.27	97.20	72.90
0.30	1800.00	35	0.27	145.80	121.50
0.40	1800.00	35	0.27	194.40	170.10
0.50	1800.00	35	0.27	243.00	218.70
0.60	1800.00	35	0.27	291.60	267.30
0.70	1800.00	35	0.27	340.20	315.90
0.80	1800.00	35	0.27	388.80	364.50
0.90	1800.00	35	0.27	437.40	413.10
1.00	1800.00	35	0.27	486.00	461.70
1.10	1800.00	35	0.27	534.60	510.30
1.20	1800.00	35	0.27	583.20	558.90
1.30	1800.00	35	0.27	631.80	607.50
1.40	1800.00	35	0.27	680.40	656.10
1.50	1800.00	35	0.27	729.00	704.70
1.60	1800.00	35	0.27	777.60	753.30
1.70	1800.00	35	0.27	826.20	801.90
1.80	1800.00	35	0.27	874.80	850.50
1.90	1800.00	35	0.27	923.40	899.10
2.00	1800.00	35	0.27	972.00	947.70
2.10	1800.00	35	0.27	1020.60	996.30
2.20	1800.00	35	0.27	1069.20	1044.90
2.30	1800.00	35	0.27	1117.80	1093.50
2.40	1800.00	35	0.27	1166.40	1142.10
2.50	1800.00	35	0.27	1215.00	1190.70
2.60	1800.00	35	0.27	1263.60	1239.30

Para el cálculo de la reacción del suelo a la estructura, se utilizó la ecuación de Vesic:

$$K_s = \frac{E_s}{b(1 - \nu^2)}$$

Para el cálculo de las cargas vivas, además del camión de diseño, se debe tener en cuenta la altura de sobrecarga viva, el coeficiente de impacto y la vibración. Para el cálculo de la carga dinámica del tránsito se utilizó la teoría de Boussinesq:



$$Q_T = \frac{p}{(0.5 + 1.75HR) \times (0.25 + 1.75HR)}$$

La altura de sobrecarga viva fue tomada de la tabla 3.11.6.4-1 de la AASTHO LRFD.

Tabla 3.36 Altura de sobrecarga.

Altura (M)	heq (M)
1.5	1.2
3	0.9
≥ 6	0.6

LRFD-Tabla 3.11.6.4-1

Para el coeficiente de impacto, la AASTHO indica que a medida que aumenta el relleno sobre la losa, el impacto disminuye, los factores AASTHO utilizados se indican en la siguiente tabla.

Tabla 3.37 Factor de impacto.

PROFUNDIDAD DE RELLENO	IMPACTO
0-300 mm	30%
300-600 mm	20%
600-890 mm	10%
900 mm o mas	0%

Para el cálculo de la vibración, se utilizó la fórmula de Fargier:

$$HSV = 8.611 \times 10^{-5} \left( \frac{p}{HR} \right)$$

Esta fórmula es multiplicada por el factor Fargier, mismo que se toma de la siguiente tabla en la que se relaciona el factor por la altura de relleno.

Tabla 3.38 Factor de Fargier.

Altura de relleno (m)	Factor
0-0.92	1.3
0.92-1.22	1.2
1.22-1.53	1.1
1.53 o mas	1

Los resultados de las cargas vivas se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.39 Carga viva.

Dimensiones de propagación del área de contacto	
Concepto	Cant
Propagación a (m)	2.259
Propagación b (m)	2.389
Carga P (kg)	10896.00
Coefficiente de impacto	0.3799
Carga P+I (kg)	14164.8
Carga vehicular (kg/m <sup>2</sup> )	2624.69

De acuerdo a la AASTHO LRFD, los factores de resistencia para estructuras tipo cajón de concreto reforzado colados in-situ son los siguientes:

Tabla 3.40 Factores de resistencia.

Factores de resistencia (Estructuras tipo cajón de concreto reforzado colado in-situ, LRFD - Tabla 12.5.5-1):	Flexión,	0.9
	Corte, $\phi$	0.85

Una vez obtenidos los valores básicos para el análisis de la estructura, el primer paso es verificar los espesores propuestos, con los especificados en la norma WisDOT manual de diseño de puentes, el cual marca como espesores mínimos de losa superior e inferior 16.5 cm.

Se procede con el cálculo de las cargas del propio peso de la estructura, en este paso se contabilizará el área de la distribución geométrica de la estructura y se multiplicará por el peso específico de los materiales integradores, posterior a esto se procede con el cálculo por el método de CROSS.

Para el análisis se considerarán dos estados críticos, estructura vacía y estructura llena.



## Análisis a estructura llena

Tabla 3.41 Cargas últimas a estructura llena.

Concepto	Cant
Carga de losa superior (kg/m <sup>2</sup> )	7863.97
Reacción del terreno (kg/m <sup>2</sup> )	11159.97
Carga de losa Inferior (kg/m <sup>2</sup> )	-11159.97
Carga superior del muro lateral (kg/m <sup>2</sup> )	3488.23
Carga inferior del muro lateral (kg/m <sup>2</sup> )	11538.35

Tabla 3.42 Momentos de empotramiento, estructura llena.

En losa superior	
Concepto	Cant
Puntos "A" y "C" (kg.m)	3781.86
Punto "B" (kg.m)	4622.27
En centro de losa superior (kg.m)	2971.46
En losa inferior	
Concepto	Cant
Puntos "D" y "F" (kg.m)	5366.93
Punto "E"	6559.58
En centro de claro "E" (kg.m)	4216.88
En pared lateral	
Concepto	Cant
Pared lateral superior (kg.m)	2018.07
Pared lateral inferior (kg.m)	2502.42
Pared lateral centro (kg.m)	903.16

En la siguiente figura se puede apreciar el diagrama de fuerzas actuantes, así como el diagrama de momentos iniciales.



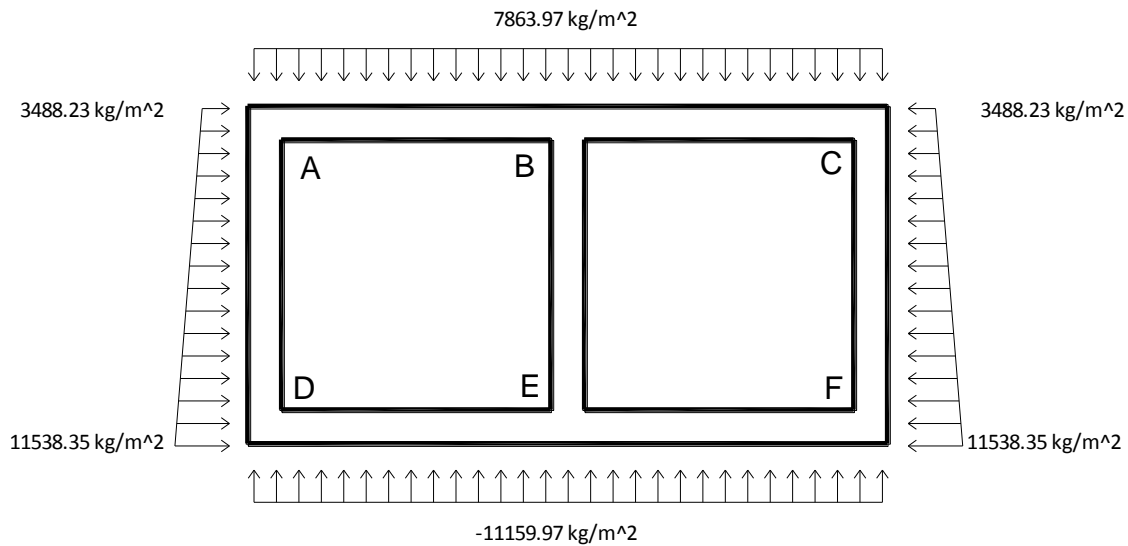


Figura 3.34 Diagrama resultante de cortante, estructura llena.

Tabla 3.43 Análisis por el método de Cross, estructura llena.

	AD		BA			CB		FC		E			D	
	AD	AB	BA	BE	BC	CB	CF	FC	FE	EF	EB	ED	DE	DA
F. DIST	0.563	0.437	0.304	0.304	##	0.437	0.563	0.563	0.437	0.304	0.304	0.304	0.437	0.563
M. EMP.	2018.07	-3781.86	4622.27		##	3781.86	-2018.07	2502.42	-5366.93	6559.58		-6559.58	5366.93	-2502.42
1.- M. DIST.	993.39	770.39				-770.39	-993.39	1613.34	1251.17				-1251.17	-1613.34
TRANS.	-806.67		385.19		##		806.67	-496.70		625.58		-625.58		496.70
2.- M. DIST.	454.33	352.34				-352.34	-454.33	279.75	216.95				-216.95	-279.75
TRANS.	-139.87		176.17		##		139.87	-227.17		108.47		-108.47		227.17
3.- M. DIST.	78.78	61.09				-61.09	-78.78	127.94	99.22				-99.22	-127.94
TRANS.	-63.97		30.55		##		63.97	-39.39		49.61		-49.61		39.39
4.- M. DIST.	36.03	27.94				-27.94	-36.03	22.19	17.20				-17.20	-22.19
TRANS.	-11.09		13.97		##		11.09	-18.02		8.60		-8.60		18.02
5.- M. DIST.	6.25	4.85				-4.85	-6.25	10.15	7.87				-7.87	-10.15
M. FINAL	2565.25	-2565.25	5228.15		##	2565.25	-2565.25	3774.52	-3774.52	7351.85		-7351.85	3774.52	-3774.52

Tabla 3.44 Cálculo de esfuerzos y momentos, estructura llena.

Losas superior	
Concepto	Cant
Cortante en puntos extremos a y c (kg)	7225.03
Cortante en punto central b (kg)	12041.71
Losas inferior	
Concepto	Cant
Cortante en puntos extremos d y f (kg)	10253.23
Cortante en punto central e (kg)	17088.71
En paredes laterales	
Cortantes isostáticos	
Concepto	Cant
Cortante en puntos superiores a y c (kg)	6117.94
Cortante en puntos inferiores d y f (kg)	8157.31
Cortante hiperestática	
Concepto	Cant

Cortante hiperestática (kg)	-636.461
Cortantes finales	
Concepto	Cant
Cortante en puntos superiores a y c (kg)	5481.48
Cortante en puntos inferiores d y f (kg)	8793.77
Momentos en centros de claro	
Concepto	Cant
Losa superior (kg.m)	2003.74
Losa inferior (kg.m)	2810.28
En paredes laterales (kg.m)	368.94

Tabla 3.45 Revisión por cortante en muros, estructura llena.

Concepto	Cant
Cortante absorbido por el concreto (kg)	17280.97
Losa superior	Cumple
Losa inferior	Cumple
Paredes laterales	Cumple
Capacidad del suelo	
Carga (kg/m <sup>2</sup> )	11159.97
Capacidad del suelo (kg/m <sup>2</sup> )	25000
Factor de seguridad ">1.5"	2.24

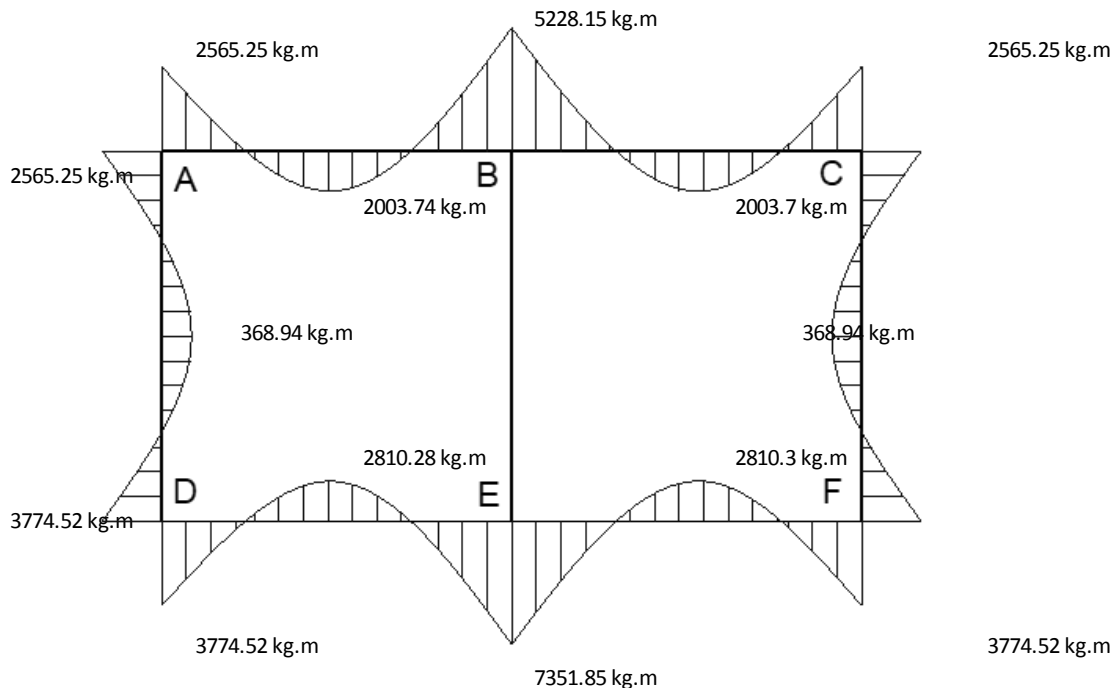


Figura 3.35 Diagrama de momentos, estructura llena.

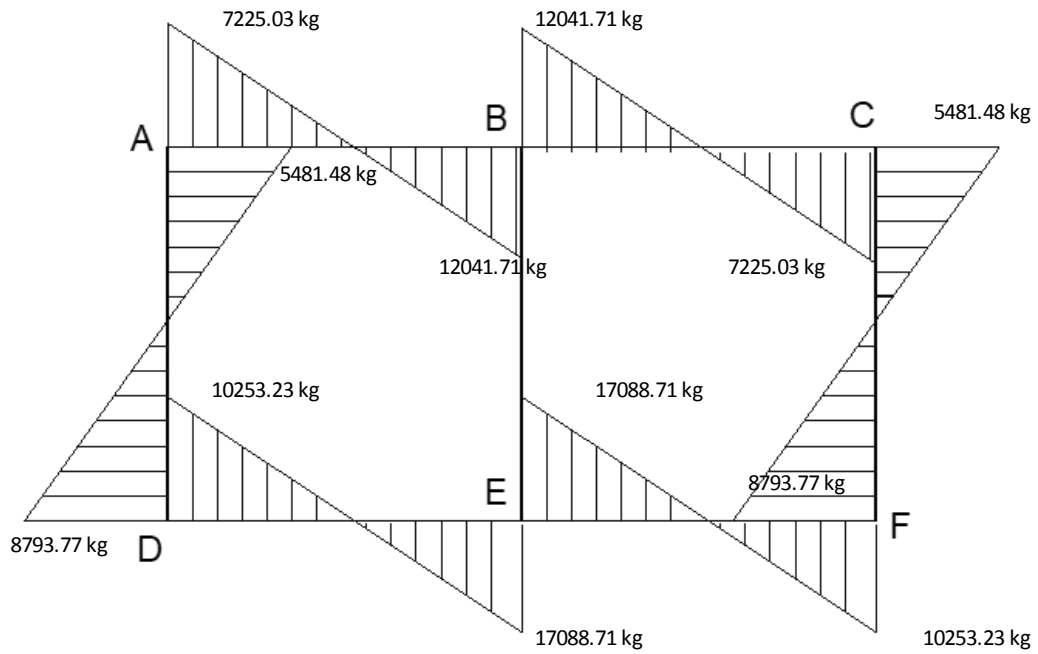


Figura 3.36 Diagrama de cortantes, estructura llena.

### Análisis a estructura vacía

Tabla 3.46 Cargas últimas, estructura vacía.

Concepto	Cant
Carga sobre la losa superior (kg/m <sup>2</sup> )	7863.97
Reacción del terreno (kg/m <sup>2</sup> )	9674.26
Carga sobre la losa inferior (kg/m <sup>2</sup> )	-9674.26
Carga en zona superior del muro lateral (kg/m <sup>2</sup> )	3488.23
Carga en zona inferior del muro lateral (kg/m <sup>2</sup> )	11538.35

Tabla 3.47 Momentos de empotramiento, estructura vacía.

Losa superior	
Concepto	Cant
Puntos "A" y "C" (kg.m)	3781.86
Punto "B" (kg.m)	4622.27
En centro de losa superior (kg.m)	2971.46
Losa inferior	
Concepto	Cant
Losa inferior "D" y "F" (kg.m)	4652.44
Losa inferior punto "E"	5686.31
En centro losa inferior (kg.m)	3655.49
Pared lateral	
Concepto	Cant
Pared lateral superior (kg.m)	2018.07
Pared lateral inferior (kg.m)	2502.42
Pared lateral centro (kg.m)	903.16

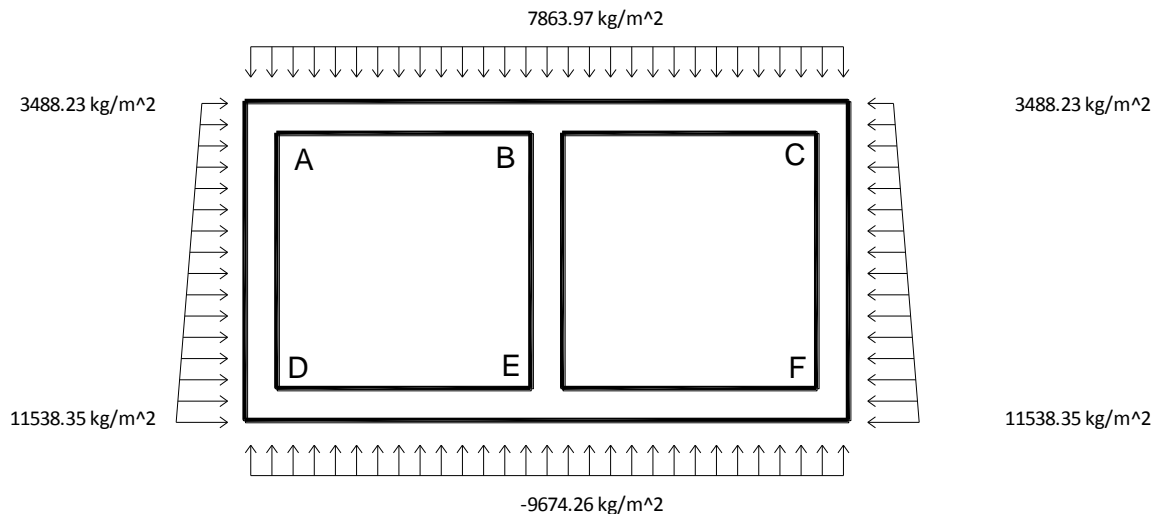


Figura 3.37 Diagrama resultante de cortante, estructura vacía.



Tabla 3.48 Método de Cross, estructura vacía.

	AD		BA			CB		FC		E			D	
	AD	AB	BA	BE	BC	CB	CF	FC	FE	EF	EB	ED	DE	DA
F. DIST.	0.563	0.437	0.304	0.304	0.304	0.437	0.563	0.563	0.437	0.304	0.304	0.304	0.437	0.563
M. EMP.	2018.07	-3781.86	4622.27		-4622.27	3781.86	-2018.07	2502.42	-4652.44	3655.49		-3655.49	4652.44	-2502.42
1.- M. DIST.	993.39	770.39				-770.39	-993.39	1210.93	939.09				-939.09	-1210.93
TRANS.	-605.46		385.19		-385.19		605.46	-496.70		469.54		-469.54		496.70
2.- M. DIST.	341.01	264.46				-264.46	-341.01	279.75	216.95				-216.95	-279.75
TRANS.	-139.87		132.23		-132.23		139.87	-170.50		108.47		-108.47		170.50
3.- M. DIST.	78.78	61.09				-61.09	-78.78	96.03	74.47				-74.47	-96.03
TRANS.	-48.02		30.55		-30.55		48.02	-39.39		37.24		-37.24		39.39
4.- M. DIST.	27.04	20.97				-20.97	-27.04	22.19	17.20				-17.20	-22.19
TRANS.	-11.09		10.49		-10.49		11.09	-13.52		8.60		-8.60		13.52
5.- M. DIST.	6.25	4.85				-4.85	-6.25	7.62	5.91				-5.91	-7.62
M. FINAL	2660.10	-2660.10	5180.72		-5180.72	2660.10	-2660.10	3398.82	-3398.82	4279.34		-4279.34	3398.82	-3398.82

Tabla 3.49 Esfuerzos y momentos a barril lleno.

Losas superior	
Concepto	Cant
Cortante en puntos extremos A y C (kg)	7225.03
Cortante en punto central B (kg)	12041.71
Losas inferior	
Concepto	Cant
Cortante en puntos extremos D y F (kg)	8888.23
Cortante en punto central E (kg)	14813.71
Paredes laterales	
Cortantes isostáticos	
Concepto	Cant
Cortante en puntos superiores A y C (kg)	6117.94
Cortante en puntos inferiores D y F (kg)	8157.31
Cortante hiperestático	
Concepto	Cant
Cortante hiperestático	-388.80
Puntos superiores a y c (kg)	
Concepto	Cant
Cortante en puntos inferiores D y F (kg)	8546.11
Momentos en centros de claro	
Concepto	Cant
Losas superior (kg.m)	1980.03
Losas inferior (kg.m)	3419.64
En paredes laterales (kg.m)	-6.77

Tabla 3.50 Revisión por cortante en muros, estructura vacía.

Concepto	Cant
Cortante absorbido por el concreto (kg)	17280.97
Losas superior	Cumple
Losas inferior	Cumple
Paredes laterales	Cumple
Capacidad del suelo	
Carga (kg/m <sup>2</sup> )	9674.26
Capacidad del suelo (kg/m <sup>2</sup> )	25000
Factor de seguridad ">1.5"	2.58



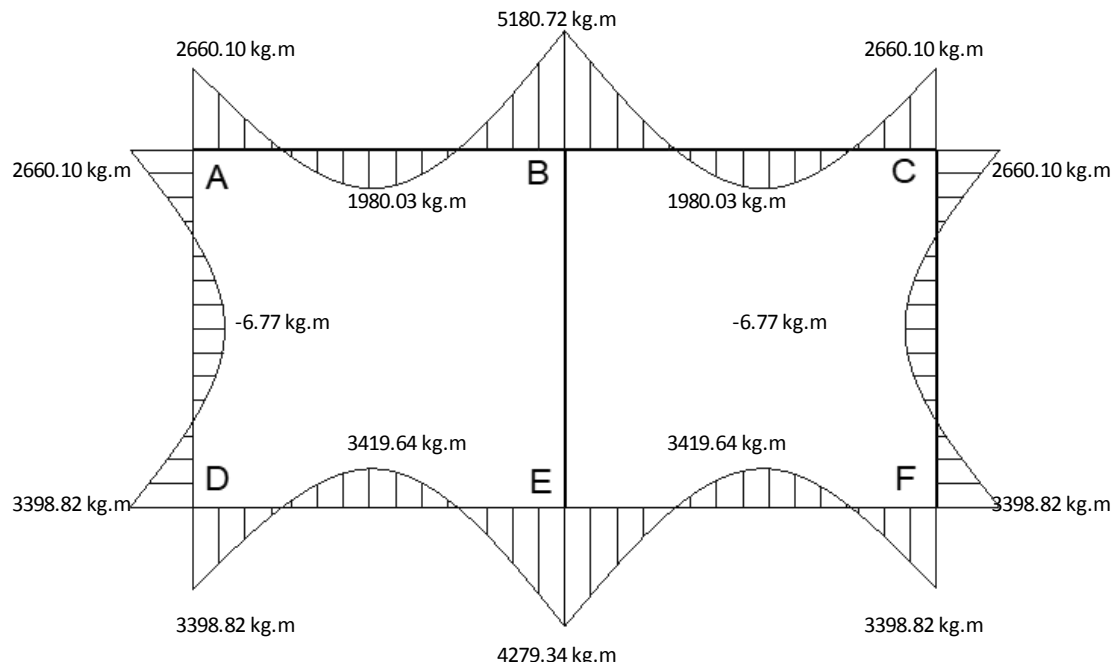


Figura 3.38 Diagrama de momentos, estructura vacía.

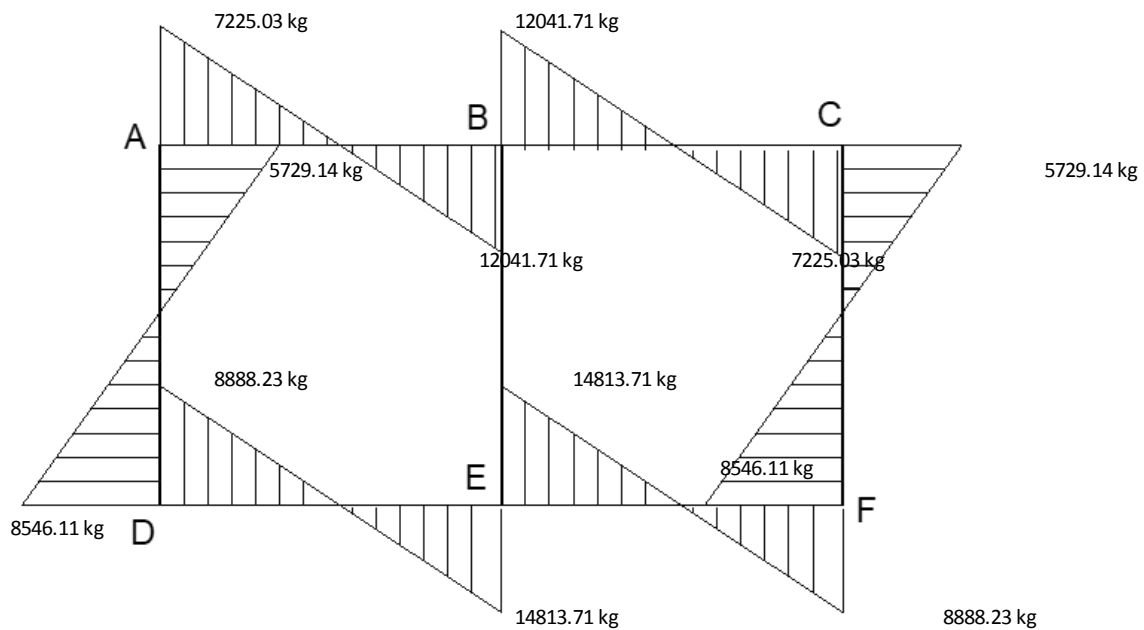


Figura 3.39 Diagrama de cortante, estructura vacía.



## Cálculo de refuerzos

Tabla 3.51 Acero de refuerzo en el lecho exterior.

Lechos exteriores	
Concepto	Cant
Mu (kg.cm)	735185.47
F'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Base (cm)	200
Peralte d (cm)	25
K	0.031118962
Índice de refuerzo w	0.031712307
Porcentaje de acero	0.001585615
Porcentaje mínimo	0.003333333
Porcentaje máximo	0.016061879
Área de acero (cm <sup>2</sup> )	16.67
Varilla a utilizar	4
No. Varillas	13
Separación de barras (cm)	15.38461538
Separación de barras (cm)	15

Tabla 3.52 Acero de refuerzo en lecho interior.

Acero en pared interior con acero mínimo	
Concepto	Cant
Base (cm)	200
Peralte d (cm)	25
Pmin	0.002415
Área de acero (cm <sup>2</sup> )	12.08
Varilla a utilizar	4
No. Varillas	10
Separación de barras (cm)	20
Separación de barras (cm)	20

Tabla 3.53 Acero de refuerzo en lecho inferior.

Lecho inferior	
Concepto	Cant
Mu (kg.cm)	341963.55
F'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Base (cm)	200
Peralte d (cm)	25
K	0.014474648
Índice de refuerzo w	0.014600419
Porcentaje de acero	0.000730021
Porcentaje mínimo	0.003333333
Porcentaje máximo	0.016061879
Área de acero (cm <sup>2</sup> )	16.67
Varilla a utilizar	4
No. Varillas	13
Separación de barras (cm)	15.38461538
Separación de barras (cm)	15

Tabla 3.54 Acero por temperatura.

Concepto	Cant
Porcentaje por temperatura	0.003
Base (cm)	200
Peralte d (cm)	25
Área de acero (cm <sup>2</sup> )	15
Varilla a utilizar	4
No. Varillas	12
Separación de barras (cm)	16.66666667
Separación de barras (cm)	15

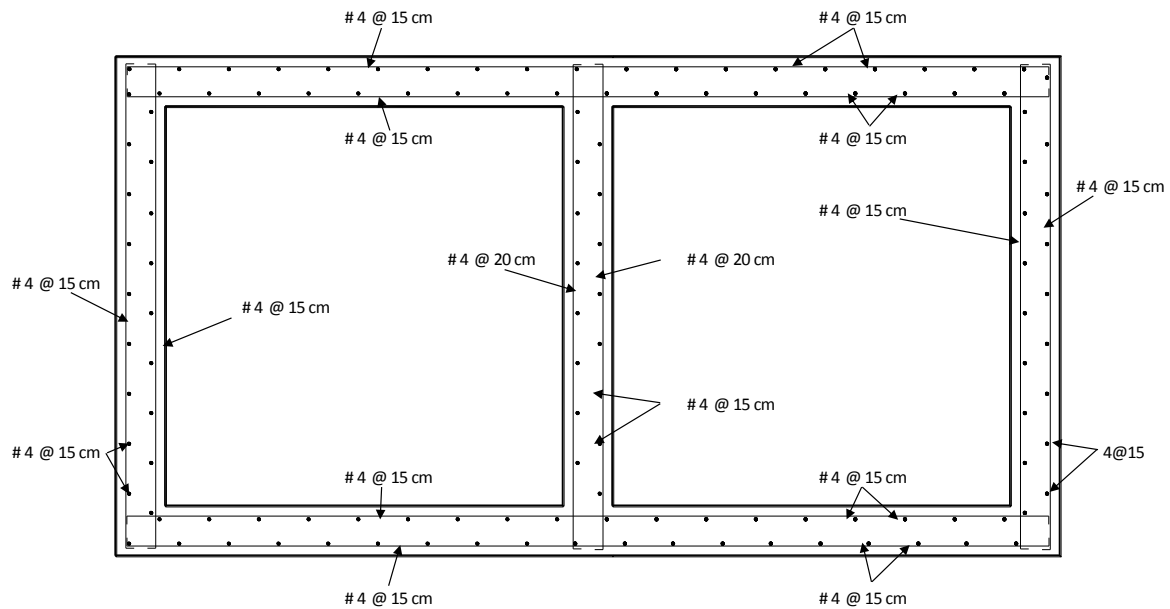


Figura 3.40 Armado del ducto.



### **3.4. Catálogo de conceptos y presupuesto base**

#### **3.4.1. Generadores de la estructura de entrada de agua**

Con el auxilio de la información topográfica recabada y la derivada del diseño o rediseño de la estructura en cuestión se determinaron las variables y parámetros para estimar los generadores que a su vez se obtienen los volúmenes de obra con el catálogo y presupuesto base, como se describe en el archivo “Generadores”, anexo a esta carpeta.

Ver archivo anexo de “Generadores” en la carpeta 1.

#### **3.4.2. Catálogo de conceptos**

El catálogo de conceptos es resultados de los generadores de obra, se localiza en la carpeta 1 “Carpeta 1 Informe, Presupuesto y Generadores”.

#### **3.4.3. Presupuesto base para la estructura entrada de agua correspondiente**

Una vez determinado el catálogo de conceptos base para la realización del presupuesto se hace un análisis de precios unitarios que consiste en desagregar cada actividad del presupuesto en los recursos, cantidades y rendimientos necesarios para obtener físicamente una actividad por unidad de medida, teniendo en cuenta los precios vigentes del mercado, para ello recurrimos a la experiencia basada en registros históricos, de campo y documentación existente.

El análisis de precios unitarios es acorde a las condiciones vigentes en el mercado nacional, precios actualizados 2018, y están compuestos en análisis directos e indirectos; los costos directos se integran con los correspondientes a materiales, mano de obra, maquinaria y equipo de construcción requerido para la realización de los trabajos.



En lo relativo a los precios unitarios todos y cada uno de ellos fueron consensuados con personal técnico de la Comisión Nacional del Agua; específicamente con el responsable de la residencia de construcción, el Ing. Salvador Moreno Suárez.

Los costos de mano de obra se hayan aplicado los factores de salario real a los sueldos y son congruentes con el tabulador de los salarios, así como de lo indicado en las especificaciones particulares y generales, así como con los costos reales que prevalezcan en la zona donde se ejecutarán los trabajos. El cargo por uso de herramienta menor se encuentra incluido bastando para tal efecto que se haya determinado aplicando un porcentaje sobre el monto de la mano de obra requerido.

Los costos horarios de la maquinaria y equipo de construcción se hayan determinado con base en el precio y rendimientos de éstos considerados como nuevos, para lo cual se tomarán como máximos los rendimientos que determinen los manuales de los fabricantes respectivos, así como las características ambientales de la zona donde vayan a realizarse los trabajos.

El el catálogo de conceptos, el presupuesto base, especificaciones particulares de construcción, tarjetas de análisis de precios unitarios, memoria descriptiva y planos se localiza en la carpeta 1, del el anexo 3.1 y 3.2.





### **3.A. Entrada de Agua El Mojolo**

#### **3.A.1. Introducción**

El Distrito de Riego 010, Culiacán-Humaya, se encuentra ubicado en el Estado de Sinaloa, al Noroeste de la República Mexicana, al centro de la entidad, comprendiendo una zona que incluye porciones geográficas de los municipios de Angostura, Culiacán, Mocorito, Navolato y Salvador Alvarado, integrándose por dos Sociedades de Responsabilidad Limitada, cuatro Unidades de Riego y doce módulos de riego. Sus coordenadas geográficas se localizan entre los 24°15' y 25°26' de latitud norte y los 107°15' a 108°09' de longitud oeste.

La altitud sobre el nivel del mar varía entre los 5 y los 75 metros, constituyéndose la zona por una planicie costera con relieve sensiblemente plano en donde se observa que una mínima parte de los terrenos cuentan con topografía movida, clasificados como lomeríos. El distrito pertenece a la Región Hidrológico Administrativa III Pacifico Norte, en donde, de acuerdo con los datos de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), el consumo de agua para uso agrícola es del 94% y la eficiencia global en el riego se encuentra en el 36%.

#### **3.A.2. Localización**

El presente proyecto se localiza en la margen derecha del Canal Principal Humaya, a la altura del poblado "Presita del Mojolo", ubicado en el km 20+330, y está relacionado con la construcción de un bordo de protección de la población, alrededor de un dique que forma por la propia entrada de agua al canal, tal y como se aprecia en la siguiente imagen.



Figura 3.A.1 Arroyo efluente del CPH a la altura del poblado El Mojolo.

### 3.A.3. Marco físico

Culiacán, oficialmente Culiacán Rosales, es una ciudad del noroeste de México, capital y ciudad más grande del Estado de Sinaloa y del Municipio de Culiacán. El nombre genuino azteca es Colhuacán o Culhuacán que se compone de colhua o culhua, y de can, lugar; y significa: "lugar de los colhuas, esto es, habitado por la tribu colhua;" es popularmente más aceptado el significado de "lugar de los que adoran al Dios Coltzin"

#### Macro localización

Se ubica en la región centro del Estado de Sinaloa, formando parte del noroeste de México. Le corresponden las coordenadas: 24°48'15" N (latitud norte) y 107°25'52" O (longitud oeste), con una altitud de 54 metros sobre el nivel del mar.

Está ubicada a 1,240 km de la Ciudad de México, desde Culiacán hasta Tepic, hay solamente 502 km; a Durango, 536 km; a Hermosillo, 688 km; a Guadalajara, 708 km; a

Monterrey, 1,118 km; Chihuahua, 1,159 km; a Tijuana, 1,552 km; y a Matamoros, 1,434 km.



Figura 3.A.2 Localización de Culiacán.

La zona del proyecto se encuentra en el municipio de Culiacán, en el Estado de Sinaloa, en el Distrito de Riego 010, entre las coordenadas  $107.7680^{\circ}$  -  $107.7645^{\circ}$  y  $25.100^{\circ}$  -  $25.0967^{\circ}$ . Es canal en estudio es denominado “Canal Principal Humaya”, éste se origina en la presa Derivadora “Andrew Weiss” quien a su vez se abastece de la presa Adolfo López Mateos.

El Dique en estudio se refiere al Dique 2 Ubicado entre los cadenamientos 14+374.68 al 15+240 del Canal Principal Humaya y se encuentra cerca de la localidad de San Rafael.





Figura 3.A.3 Organismo de Cuenca Pacífico Norte. Localización del Distrito de Riego 010, Culiacán-Humaya, Sinaloa.



Figura 3.A.4 Entrada de agua en el km 20+330 del CPH, lugar donde se forma un pequeño dique en los alrededores del poblado “El Mojolo”, municipio de Culiacán, Sinaloa.



## Clima.

A partir del municipio de Culiacán sobre la costa, hacia el extremo Noroeste del estado y hasta el municipio de Angostura se registra un clima seco desértico, con una temperatura media anual mayor a 22° C, con lluvias en verano, precipitación de 400 mm. A lo largo de la llanura costera en la faja donde se ubica la agricultura de riego se presenta un clima seco-desértico con precipitación entre 500 y 700 mm anuales. La precipitación anual media en el municipio de Culiacán es de 566 mm.

El fenómeno de granizo es inapreciable, sin embargo se han registrado ligeras heladas en los meses de diciembre y enero, los vientos dominantes son del Oeste en verano y del Noreste en invierno de intensidad moderada y con alta incidencia de ciclones en los meses de agosto, septiembre y octubre.

En este distrito la temperatura promedio mensual oscila entre los 22°C en enero y los 32°C en junio; los meses de mayor temperatura se concentran entre mayo y octubre, y las temperaturas mínimas para los meses de diciembre y enero son de 11°C y la temperatura mínima registrada el día 4 de febrero del año 2011 fue de -6°C, con lo que se ocasionó el desastre agrícola en la zona, ampliamente conocido por las bajas en la economía de los agricultores de ésta zona agrícola.

Tabla 3.A.1 Tabla de parámetros climáticos promedio de Culiacán Rosales.

Parámetros climáticos promedio de Culiacán Rosales													
Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
Temperatura máxima media (°C)	28.5	30.8	34.6	38.8	39.6	40.9	41.4	43.7	39.4	35.3	31.2	28.3	36.1
Temperatura mínima media (°C)	13	14	20	23	21	25	20	21	22	18	15	13	18.7
Precipitación total (mm)	20.2	7.7	1.8	2.5	1.9	38.6	145.3	191.6	129.3	40	27.6	24.1	614.6

Fuente: Servicio Meteorológico Nacional.





#### Relieve e hidrografía.

El relieve del municipio se encuentra bien definido por una parte montañosa y la planicie costera; la región fisiográfica de los altos es una porción relativamente grande que forma parte de la vertiente del Pacífico de la Sierra Madre Occidental, que presenta alturas de 300 a 2,100 metros sobre el nivel del mar.

#### Demografía.

##### Límites.

La ciudad está ubicada dentro de un área conocida como Alcaldía Central, encontrándose delimitada a nivel intermunicipal colindando al norte con las sindicaturas de Jesús María y Tepuche; al sur con la sindicatura de Costa Rica, al oriente con Imala y Sanalona y al Oeste con las sindicaturas de Aguaruto y Culiacancito.

### 3.A.4. Problemática

La entrada de agua y el Dique de la Presita del Mojolo se ubica sobre el Canal Principal Humaya entre los cadenamientos km 20+230 al km 20+450 con una longitud aproximada de 220 m a lo largo del canal y de alrededor de 80 m a lo ancho hacia las 3 entradas de agua que lo generan colindando con la zona urbana.

Se realizó una visita de reconocimiento para conocer la problemática de la entrada de Agua y el Dique que se forma, en donde se tiene un conjunto de casas del Poblado “El Mojolo” en la margen derecha del canal, casi enfrente del cadenamiento km 20+330 derecha, lugar en donde se encuentra la entrada de agua principal misma que esta interconectada con el Canal Principal Humaya, por lo que debido al incremento de niveles, sin duda repercutirán en un incremento de niveles al interior del poblado.



Figura 3.A.5 Diques 2 en el km 15+200 del Canal Principal Humaya y el poblado “El Sifón” en el municipio de Culiacán, Sinaloa. En la margen derecha del Dique 2 se tiene el poblado El Mojolo.

Las siguientes fotos muestran los recorridos que se realizaron para conocer la problemática del bordo de protección de la presita del Mojolo.





Figura 3.A.6 Entrada de agua conectada con el Canal Principal Humaya aún sin sobre elevar y al fondo las casas con borde de protección actual.



Figura 3.A.7 Viviendas cercanas en el poblado El Mojolo con el borde actual.

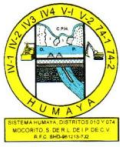




Figura 3.A.8 Entrada de agua cercana con escurrimientos pluviales del poblado.



Figura 3.A.9 Puente de acceso principal al pueblo “El Mojolo” que cruza la entrada de agua al Dique que se forma con el bordo del canal principal Humaya formando.



El Canal Principal Humaya y Presa Derivadora Andrew Weiss no pueden abastecer las necesidades de riego en el periodo de mayor demanda de la zona de riego ocasionando problemas operativos e inconformidades de los usuarios por la distribución del agua repercutiendo directamente en una baja en el rendimiento de los cultivos.

Con el fin de recuperar la capacidad de conducción del canal y reducir los problemas sociales se gestiona un proyecto para rehabilitar el canal y aumentar la capacidad actual de 100 m<sup>3</sup>/s hasta un gasto en su obra de toma de 120 m<sup>3</sup>/s.

Lo anterior implica la sobre elevación del bordo de protección del Dique “Presita del Mojolo” con todas sus estructuras de control, y que trabaje en conjunto con la actual entrada de agua y el vertedor diseñado en la margen derecha del canal.





### 3.A.5. Objetivos

Dentro de las acciones para rehabilitar el Canal Principal Humaya y aumentar su capacidad de conducción se considera la sobreelevación de la margen derecha del dique “Presita del Mojolo” ubicado en el tramo de los km 20+230 al km 20+450 del canal, para lograr la elevación de proyecto de la corona que es la cota 72.30, logrando con esto además la protección de población “El Mojolo” aledaña al dique.

### 3.A.6. Estudios preliminares

En el proyecto realizado por el IMTA en 2013 se realizaron los estudios hidráulicos necesarios para determinar las necesidades de sobreelevación del Canal Principal Humaya. En dicho estudio se hace uso del programa de simulación de flujo en canales de riego “Simulation of Irrigation Canals” (SIC). Con el SIC se evaluó la nueva configuración de la sección del canal para un gasto de proyecto de 120 m<sup>3</sup>/s, determinándose la altura de revestimiento considerando la rehabilitación del canal.

#### 3.A.6.1. Estudio hidrológico

Dadas las nuevas condiciones de operación derivadas de la sobreelevación, así como al deterioro del Canal Principal Humaya, se ha llevado a cabo un diagnóstico de las estructuras de cruce como alcantarillas, sifones invertidos, puentes peatonales y vehiculares, sifones totales y automáticos entre otras, entradas de agua, represas y obras de toma del canal, con el objeto de conocer su estado físico de conservación, su funcionalidad y su capacidad, para que con pocos recursos puedan rehabilitarse y seguir operando. Las estructuras que no reúnan los requisitos tendrán que demolerse parcial o totalmente, adecuarse a las nuevas condiciones de funcionamiento o complementarse mediante el equipamiento necesario.



El objetivo de este estudio hidrológico es determinar los escurrimientos para estimar el gasto máximo de la avenida de diseño, para revisar las capacidades de las estructuras existentes y rediseñar las que resulten limitadas, así como las nuevas que habiéndose requerido no se han construido; entre las más urgentes están las entradas de agua o bien las estructuras de cruce cuando así lo condicione la sobreelevación, con el propósito de asegurar el buen funcionamiento de las obras.

En este estudio se ha determinado el caudal de diseño para las poco más de 230 estructuras de cruce o entradas de agua pluvial que descargarán al canal o cruzarán sus aguas hacia la costa de Sinaloa. En este primer resumen se presentan los gastos para la revisión o el diseño de 35 estructuras, correspondientes a las pequeñas cuencas hidrográficas de los primeros 23.5 km del Canal Humaya. El gasto de diseño para esta estructura de entrada de agua se puede consultar en la tabla 3.A.9.

#### *3.A.6.1.1. Recopilación y procesamiento de información para implementar el modelo Lluvia escurrimiento*

Para obtener una estimación razonable de la avenida máxima de diseño se utilizó la información de la base de datos CLICOM, de las estaciones El Varejonal y Palos Blancos cuyas coordenadas se pueden ver en la tabla 3.A.2. La primera con el mayor periodo de 50 años de registros de precipitación máxima en 24 horas, para cada mes desde 1961 hasta 2010, como se muestran en la tabla 3.A.3, y para la estación climatológica Palos Blancos, con un periodo más corto de 27 años de registros de precipitación máxima mensual en 24 horas, desde 1961 hasta 1987. Véase la tabla 3.A.4.



Tabla 3.A.2 Código y coordenadas de las estaciones El Varejonal y Palos Blancos.

Código	Nombre	X	Y	Z
<b>25033</b>	EL VAREJONAL	-107.389167	25.09	119
<b>25069</b>	PALOS BLANCOS	-107.388333	24.9208333	55

Tabla 3.A.3 Registros de precipitación mensual máxima de la Estación Varejonal de 1961 a 2010.

# año	Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Hp_max (año)
1	1961	32.6	0.0	0.0	16.6	0.0	46.5	71.4	50.6	80.1	29.3	8.0	9.5	80.1
2	1962	10.4	0.0	0.0	0.0	0.0	17.2	43.2	56.6	47.8	75.8	1.0	0.0	75.8
3	1963	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	2.1	130.8	79.0	40.5	40.0	16.0	115.0	130.8
4	1964	1.0	0.0	24.0	0.0	1.0	39.5	51.0	47.0	68.0	30.0	0.0	15.5	68.0
5	1965	6.0	10.5	0.5	0.0	0.0	3.7	59.3	77.5	40.0	0.0	0.0	36.0	77.5
6	1966	4.0	4.5	0.0	8.0	1.0	14.5	56.0	99.5	97.5	0.0	0.0	0.0	99.5
7	1967	17.0	1.0	0.0	0.0	0.0	34.0	94.0	64.5	42.0	42.0	0.0	67.0	94.0
8	1968	20.0	78.5	18.0	4.0	0.0	1.0	51.5	33.5	91.0	0.0	65.0	14.0	91.0
9	1969	2.0	17.0	0.0	0.0	0.0	9.0	72.5	40.5	19.8	7.3	0.0	46.5	72.5
10	1970	33.4	4.5	1.0	0.0	0.0	22.0	79.0	60.0	51.5	0.0	0.0	0.0	79.0
11	1971	5.0	13.0	0.0	0.0	0.0	85.0	84.0	58.0	45.0	125.5	1.7	13.0	125.5
12	1972	11.5	0.0	0.0	0.0	27.0	16.0	34.0	51.5	23.0	64.0	39.0	8.0	64.0
13	1973	5.0	51.0	1.0	0.0	0.0	0.0	50.5	93.7	65.0	60.5	0.0	0.0	93.7
14	1974	0.0	0.0	1.5	0.0	2.5	8.5	46.0	30.0	115.5	37.5	52.0	50.0	115.5
15	1975	9.5	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	49.0	130.0	57.5	1.0	7.0	0.0	130.0
16	1976	4.0	5.0	0.0	0.0	0.0	22.0	50.0	61.5	32.0	49.5	20.0	3.0	61.5
17	1977	0.0	0.0	20.5	0.0	0.0	48.0	75.0	99.0	49.0	51.0	20.0	0.0	99.0
18	1978	0.0	43.0	0.0	1.0	0.0	0.0	46.5	134.0	82.0	82.0	2.0	21.0	134.0
19	1979	90.0	14.0	0.0	0.0	0.4	27.0	111.0	49.0	57.0	0.0	0.0	0.0	111.0
20	1980	4.0	0.0	2.0	0.0	0.0	2.0	50.5	94.0	64.0	66.0	40.0	8.0	94.0
21	1981	49.0	0.0	21.0	4.0	0.0	20.0	43.0	81.0	77.0	98.0	0.0	0.0	98.0
22	1982	22.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	50.0	53.0	124.5	1.5	58.0	25.5	124.5
23	1983	6.5	64.0	14.0	24.5	0.0	0.0	68.0	86.0	65.5	24.0	30.0	10.5	86.0
24	1984	57.0	0.0	0.0	0.0	0.0	136.0	78.0	52.0	54.0	29.0	30.0	46.0	136.0
25	1985	32.5	0.0	3.0	0.0	0.0	31.0	90.0	55.0	115.5	84.0	0.0	0.0	115.5



**Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Quinta etapa)**

# año	Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Hp_max (año)
26	1986	12.0	7.0	0.0	23.0	0.0	6.0	100.1	53.0	76.0	100.2	0.0	13.0	100.2
27	1987	0.0	2.0	0.0	0.0	2.5	0.0	96.0	51.0	40.0	5.0	4.0	12.0	96.0
28	1988	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	20.0	68.5	102.0	84.0	1.0	0.0	87.0	102.0
29	1989	13.0	24.5	0.0	0.0	0.0	5.0	40.0	53.0	63.0	3.0	67.0	15.0	67.0
30	1990	0.0	21.0	4.0	0.0	0.0	56.0	80.0	46.0		86.0	60.0	102.0	102.0
31	1991	0.0	4.0	0.0	0.0	0.0	2.0	76.0	47.0	61.5	15.0	42.0	98.0	98.0
32	1992	44.0	15.0	4.5	0.0	0.0	30.0	63.0	32.0	16.0		19.0	3.0	63.0
33	1993	7.0	4.0	0.0	0.0	1.0	77.0	62.0	100.0	88.0	10.0	42.0	0.0	100.0
34	1994	0.0	0.0	10.0	0.0	0.0	3.0	63.0	60.0	38.5	80.0	56.0	15.0	80.0
35	1995	1.0	2.0	0.0	0.0		4.5	50.0	50.0	67.0	0.0	0.0	11.0	67.0
36	1996	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	26.0	83.0	97.0	150.0	25.0	12.0	0.0	150.0
37	1997	20.0	1.0	2.0	65.0	0.0	27.0	106.0	48.0	43.0	2.0	40.0	21.0	106.0
38	1998	0.0	41.0	1.0	0.0	0.0	0.0	59.0	50.0	43.0	12.0	2.0	0.0	59.0
39	1999	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	60.0	40.0	43.0	35.0	13.0	0.0	0.0	60.0
40	2000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	149.5	81.0	90.0	28.0	34.0	30.0	0.0	149.5
41	2001	0.0	3.0	2.0	0.0	0.0	26.0	44.0	45.0	24.0	22.0	10.0	23.0	45.0
42	2002	4.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	45.0	60.0	114.5	10.0	15.0	10.0	114.5
43	2003	1.0	8.0	3.0	0.0	0.0	1.5	81.0	47.0	64.0	20.5	2.0	0.0	81.0
44	2004	49.0	24.0	7.0		0.0	22.0	49.0	85.0	41.0	97.0	73.0	10.5	97.0
45	2005	5.0	53.0	20.0	0.0		1.0	23.0	63.0	48.0	25.0	5.0	0.0	63.0
46	2006	4.5	0.0	0.0		0.0	40.0	96.0	52.5	46.0	89.0	0.0	7.5	96.0
47	2007	20.0	0.0	0.0		0.0	20.0	65.5	48.0	106.0	9.5	15.0	40.0	106.0
48	2008	0.0	0.0	0.0	0.0		5.0	138.0	46.0	49.0	9.0	0.0	0.0	138.0
49	2009	1.0	0.0	1.0	0.0		56.0	63.0	45.5	35.0	39.0	3.0	8.0	63.0
50	2010	7.0	19.0	1.0	0.0		0.0	66.0	105.0	50.0	0.0	0.0	0.0	105.0
<b>Media</b>														95.3



Tabla 3.A.4 Registros de precipitación mensual máxima de la Estación Palos Blancos de 1961 a 1987.

# año	Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Hp_max (año)
1	1961	25.1	0.0	0.0	14.8	0.0	16.5	43.1	62.5	49.0	47.0	2.9	8.6	62.5
2	1962	6.2	0.0	0.0	0.0	0.0	8.1	24.6	53.8	24.4	86.2	10.0		86.2
3	1963	2.4	0.3	0.0	0.0	0.0	32.1	140.6	36.9	33.5	36.2	5.5	178.0	178.0
4	1964	0.2	0.0	12.4	0.0	1.2	36.5	70.0	29.2	37.0	7.5	0.0	9.0	70.0
5	1965	2.7	13.0	0.1	0.0	0.0	0.1	57.0	71.0	41.9	0.0	0.0	38.0	71.0
6	1966	4.4	25.3	0.0	10.4	0.0	0.2	73.4	62.5	61.1	0.0	0.0	0.0	73.4
7	1967	19.3	0.7	0.1	0.0	0.0	69.0	60.8	72.6	27.5	25.0	0.4	68.7	72.6
8	1968	21.0	56.5	13.0	3.9	0.0	2.3	65.0	106.3	45.0	0.0	45.5	8.8	106.3
9	1969	0.2	11.1	0.0	0.0	0.0	3.3	42.8	45.0	10.2	10.7	0.0	25.8	45.0
10	1970	29.0	3.5	0.4	0.0	0.0	26.4	56.5	29.5	41.2	0.0	0.0	0.0	56.5
11	1971	3.5	0.1	0.0	0.0	0.0	32.2	25.0	101.1	35.0	100.2	3.0		101.1
12	1972	12.6	0.0	0.0	0.0	46.0	23.7	20.2	24.5	27.9	74.5	27.5	7.9	74.5
13	1973	5.3	38.4	0.7	0.0	0.0	0.3	28.4	25.4	64.0	13.1	0.0	0.2	64.0
14	1974	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	2.0	64.0	57.5	72.0	4.6	66.9	53.0	72.0
15	1975	6.6	5.7	0.0	0.0	0.0	0.0	29.5	69.0	36.7	0.7	1.0	0.0	69.0
16	1976	1.3	0.2	0.0	0.1	0.0	36.0	48.4	36.6	62.9	48.5	0.0		62.9
17	1977	3.9	0.0	7.2	0.0	0.0	22.7	55.0	55.7	7.8	12.1	20.0	0.0	55.7
18	1978	0.0	29.0	0.0	0.0	0.0	0.3	60.6	114.6	180.2	20.3	1.0	26.6	180.2
19	1979	77.5	8.8	1.0	0.0	1.1	22.0	35.6	49.2	75.5	0.0	0.0	3.0	77.5
20	1980	0.0	0.0	3.0	0.0	0.0	1.5	52.5	124.0	34.5	86.5	19.0	6.5	124.0
21	1981	43.0	0.0	4.6	8.9	0.0	1.8	47.1	55.5	31.3	36.7	0.0	0.1	55.5
22	1982	14.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12.5	46.0	83.8	0.0	39.0	27.7	83.8
23	1983	66.0	45.0	8.0	12.0	0.0	0.0	42.3	54.0	88.0	21.0	66.0	0.0	88.0
24	1984	58.0	0.0	0.0	0.0	16.0	41.0	60.0	23.5	30.0	17.0	20.0	29.0	60.0
25	1985	23.5	0.0	0.0	0.0	0.0	45.0	80.0		350.0	110.0	0.0	0.0	350.0
26	1986	14.0	10.0	0.0	20.0	0.0	3.0	42.0	41.0	30.0	110.0	0.0	4.0	110.0
27	1987	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	130.0	60.0	32.0	0.0	0.0	20.0	130.0
<b>Media</b>														95.5





De las tablas 3.A.3 y 3.A.4 se obtuvo la precipitación máxima registrada en 24 horas para cada año, para llevar a cabo un análisis de frecuencias y obtener la función de distribución ajustable a los datos que se tienen.

### 3.A.6.1.2. Determinación del cociente lluvia – duración

El cociente lluvia-duración, resulta de dividir la lluvia de una hora de duración ( $P_1^2$ ) entre la lluvia de duración de 24 horas  $P_{24}^2$ , ambas con un determinado periodo de retorno ( $Tr$ ), en este caso se indica para 2 y 10 años como periodo de retorno, es decir:

$$R = \frac{P_1^2}{P_{24}^2} \quad \text{para } Tr = 2 \text{ años} \quad (1)$$

$$R = \frac{P_1^{10}}{P_{24}^{10}} \quad \text{para } Tr = 10 \text{ años} \quad (2)$$

Donde:

R: Cociente Lluvia-Duración.

$\frac{P_1^2}{P_{24}^2}$  : Lluvia de 1 y 24 horas de duración para un mismo  $Tr$  de 2 años.

$\frac{P_1^{10}}{P_{24}^{10}}$  : Lluvia de 1 y 24 horas de duración para un mismo  $Tr$  de 10 años

Para la determinación de la lluvia de una hora y un periodo de retorno de 2 años ( $P_1^2$ ), un criterio completo es el propuesto por el U. S. Weather Bureau y ampliado por Reich (1963), este criterio se presenta en la lámina 3.4. Para la utilización de este gráfico se requiere la magnitud de la lluvia media anual de las máximas diarias en milímetros y el número medio anual de días con tormenta o precipitación apreciable mayor a 1 cm, datos que son obtenidos de los registros de la estación climatológica El Varejonal y Palos Blancos.

El procedimiento para la determinación de la lluvia máxima de una hora y un periodo de retorno de 2 años ( $P_1^2$ ), es el siguiente: primeramente se obtiene la precipitación media anual de las máximas diarias, para la estación El Varejonal resultó de 95.29 milímetros

y para la estación Palos Blancos de 95.5 milímetros. Con cada uno de estos valores se ingresa en el eje de las abscisas de la Figura 3.A.10 y se refiere a la curva del número medio anual de días con tormentas convectivas (tormentas con truenos), esto es lo más aproximado al promedio de días con precipitaciones que producen escurrimiento, generalmente lluvias superiores a 10 y 50 mm (Atlas del agua de la República Mexicana) que para El Varejonal fue de 25 días y para Palos Blancos de 20 días (Campos Aranda 1984); extrapolando la curva para el valor de la lluvia media anual de las máximas diarias de cada estación y en su intersección se traza una línea horizontal hasta la ordenada donde se obtiene el valor de la lluvia en 1 hora y periodo de retorno de 2 años, siendo de 37 y 33 mm respectivamente.

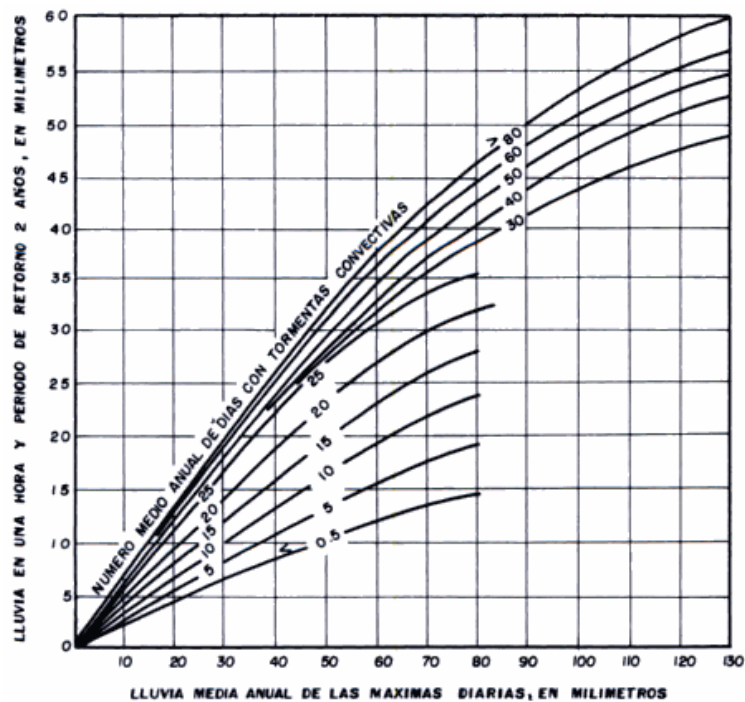


Figura 3.A.10 Relación empírica para estimar la lluvia máxima de una hora y periodo de retorno de 2 años, en ausencia de registros pluviográficos.

Una vez que se ha estimado el valor correspondiente de la lluvia de una hora y periodo de retorno de 2 años, en milímetros ( $P_1^2$ ) a partir de la figura 3.A.10, se determinó la precipitación para 24 horas y periodo de retorno de 2 años con los registros de las



tablas 3.A.5 y 3.A.6, probando con diferentes funciones de distribución estadística: Gumbel, Doble Gumbel, Normal, Lognormal y Gamma, de las cuales se seleccionó la función de distribución Lognormal de 3 parámetros obtenidos por el método de los Momentos, pues tiene un mejor ajuste para el caso de la estación El Varejonal y para la estación Palos Blancos fue la función Doble Gumbel, como se observa en la tabla 3.A.5 a y b.

Tabla 3.A.5 Determinación de la función de distribución estadística con mejor ajuste mediante el programa AX del CENAPRED.

a) Estación El Varejonal					b) Estación Palos Blancos				
Función	Momentos		Máxima Verosimilitud		Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros		2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros
Normal	4.022	-----	4.022	-----	Normal	39.929	-----	39.929	-----
Lognormal	4.273	3.661	4.079	20.027	Lognormal	27.500	25.971	35.332	21.385
Gumbel	5.112	-----	4.961	-----	Gumbel	31.349	-----	38.174	-----
Exponencial	8.696	-----	61.921	-----	Exponencial	25.520	-----	35.506	-----
Gamma	3.696	100.342	3.751	11111.000	Gamma	30.829	25.817	35.223	11111.000
Doble Gumbel	5.914				Doble Gumbel	19.238			
Mínimo error estándar: 3.661 Calculado por la función: Lognormal (momentos) 3 p.					Mínimo error estándar: 19.238 Calculado por la función: Doble Gumbel				
<input type="button" value="Aceptar"/> <input type="button" value="Imprimir"/> <input type="button" value="Ayuda"/>					<input type="button" value="Aceptar"/> <input type="button" value="Imprimir"/> <input type="button" value="Ayuda"/>				

Tabla 3.A.6 Resultados de lluvia en 24 horas para diferentes periodos de retorno.

a) Estación El Varejonal			b) Estación Palos Blancos		
No	Tr	Dato cal	No	Tr	Dato cal
1	2.	94.2	1	2.	75.24
2	5.	116.39	2	5.	107.88
3	10.	128.64	3	10.	177.52
4	20.	139.11	4	20.	240.35
5	50.	151.29	5	50.	312.31
6	100.	159.66	6	100.	363.88
7	200.	167.48	7	200.	414.48
8	500.	177.2	8	500.	480.7
9	1000.	184.25	9	1000.	530.48
10	2000.	191.03	10	2000.	580.46
11	5000.	199.01	11	5000.	645.04
12	10000.	205.51	12	10000.	697.33

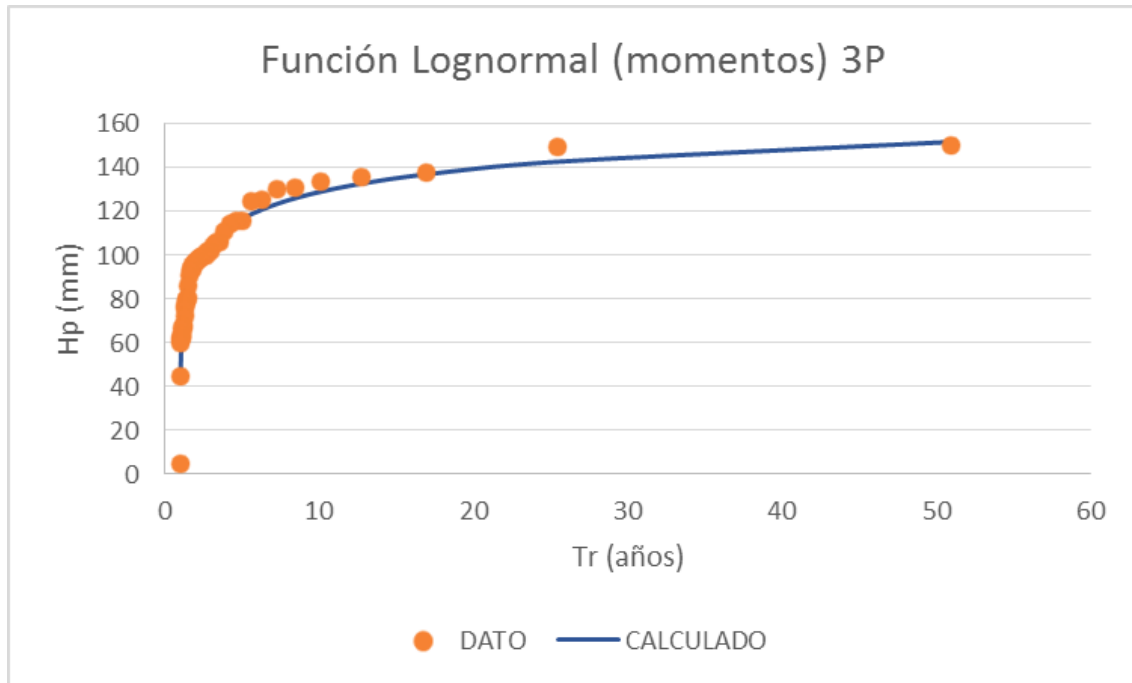


Figura 3.A.11 Función de distribución de mayor ajuste para la Estación El Varejonal.

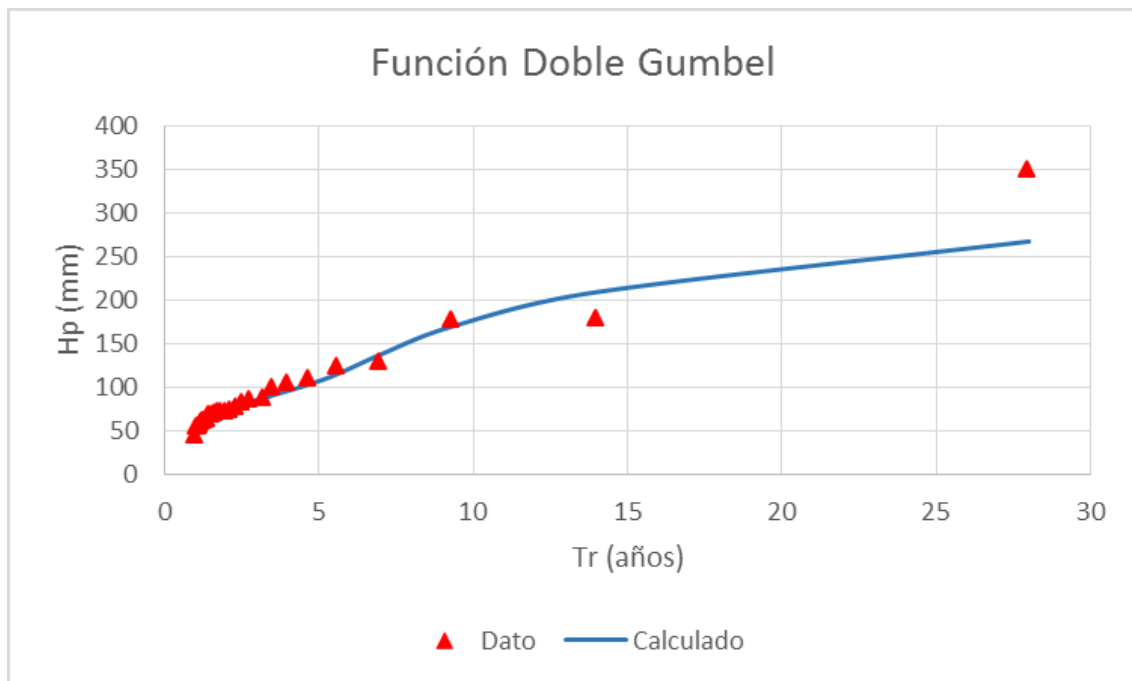


Figura 3.A.12 Función de distribución de mayor ajuste para la Estación Palos Blancos.



### 3.A.6.1.3. Determinación de los cocientes $R$ y $F$ para las estaciones El Varejonal y Palos Blancos

Para la estación El Varejonal con la precipitación  $P_1^2$  de 37 mm, obtenida en el inciso anterior y el valor  $P_{24}^2 = 94.2 \text{ mm}$  se determina el cociente lluvia-duración  $R$  con los valores de la precipitación para 1 y 24 horas como se expresa:

$$R = \frac{P_1^2}{P_{24}^2} = \frac{37.0}{94.2} = 0.393 \quad (3)$$

$$F = \frac{P_{24}^{100}}{P_{24}^{10}} = \frac{159.66}{128.64} = 1.2411 \quad (4)$$

Donde:

$\frac{P_{24}^{100}}{P_{24}^{10}}$ : Lluvia de 24 horas y períodos de retorno de 100 y 10 años.

En la tabla 3.A.7 se muestra un resumen de los datos considerados en cada estación climatológica, y los resultados de los cocientes  $R$  y  $F$ .

Tabla 3.A.7 Datos del cociente  $R$  y  $F$  para cada estación climatológica.

Estación	$P_{24}^2$ (mm)	$\bar{P}_a$ (mm)	Número de días con tormentas convectivas al año	$P_1^2$ (mm)	$R$	$F$
El Varejonal	94.2	95.292	25	37	0.393	1.2411
Palos Blancos	75.24	95.5	20	33	0.438	2.0498



### 3.A.6.1.4. Estimación de la intensidad de lluvia y precipitación máxima para un determinado periodo de retorno

Chen (1983), presenta su fórmula general de la intensidad de lluvia-duración-periodo de retorno útil para estimaciones dentro del intervalo de 5 minutos a 24 horas y períodos de retorno mayores de un año, ecuación

$$i_t^{T_r} = \frac{a * P_1^{10} * \log(10^{2-F T_r} * T_r^{F-1})}{(t+b)^c} \quad (5)$$

Luego entonces la fórmula de Chen para obtener las curvas precipitación-duración-periodo de retorno para 1 hora con un periodo de retorno de 10 años queda expresada como se indica en la ecuación 6:

$$P_t^{T_r} = \frac{a * P_1^{10} * \log(10^{2-F T_r} * T_r^{F-1}) * t}{60 * (t+b)^c} \quad (6)$$

Donde:

$P_1^{10}$  : Lluvia de una hora y periodo de retorno de 10 años, en milímetros.

$t$ : Duración de lluvia igual al tiempo de concentración, en minutos.

$i$ : Intensidad de lluvia, en mm/hr.

Los parámetros  $a$ ,  $b$  y  $c$  están en función del cociente  $R$  y se determinan mediante el siguiente sistema de ecuaciones que propone Campos Aranda, para el Estado de Sinaloa:

$$a = -2.297536 + 100.0389 * R - 432.5438 * R^2 + 1256.228 * R^3 - 1028.902 * R^4$$

$$b = -9.845761 + 96.94864 * R - 341.4349 * R^2 + 757.9172 * R^3 - 598.7461 * R^4$$

$$c = -0.0649845 + 5.069294 * R - 16.08111 * R^2 + 29.09596 * R^3 - 20.06288 * R^4$$



Tabla 3.A.8 Parámetros calculados a, b, y c para aplicar la ecuación de Cheng.

Estación	I. a	II. b	III. c
El Varejonal	21.8988	7.23487	0.73080
Palos Blancos	26.2873	8.78476	0.77736

Para trasladar la información a cada sitio de entrada o cruce de agua de la cuenca específica se consideró el área de influencia a partir de los polígonos de Thiessen, de tal manera que para las primeras 35 cuencas del CPH se determinaron dos áreas de influencia con los polígonos de Thiessen, la primera comprende del km 0+240 al 4+500 y se usaron los coeficientes calculados para la estación El Varejonal; para la segunda área de influencia, tuvo su alcance en las estructuras localizadas en el tramo del km 5+340 al 23+396 y se utilizaron los coeficiente determinados para la estación Palos Blancos.

#### 3.A.6.1.5. Gastos de diseño

Finalmente todos los valores anteriormente obtenidos se reemplazan en la ecuación (6), con la cual se estimó la magnitud de la intensidad de lluvia para un tiempo de concentración ( $t_c$ , específico para cada subcuenca hidrológica), y un periodo de retorno ( $T_r = 10$  años). En la columna 4 de la tabla 3.A.9 se pueden ver los resultados obtenidos de intensidad de lluvia, con lo que se pasó a determinar los coeficientes c para aplicar la ecuación (7) conocida como fórmula racional. El modelo lluvia-escorrimento de la fórmula racional permite determinar el gasto de diseño.

$$Q_{max} = 0.278 c i A \quad (7)$$

Donde:

$Q_{max}$ : Gasto máximo, en m<sup>3</sup>/s

$c$ : Coeficiente de escurrimiento, adimensional

$i$ : Intensidad de lluvia, en mm/hr

$A$ : Área de la cuenca de aportación, en km<sup>2</sup>



El coeficiente de escurrimiento  $c$  fue obtenido de tablas (Aparicio, 2010), el cual considera el tipo de área drenada, tipo de suelo y pendiente del terreno. Finalmente se calcula el gasto máximo de diseño para todas las cuencas y sus correspondientes estructuras, tanto de cruce, como de entrada de agua, localizadas entre el km 0+000 y 23+400, cuyo resultado se puede consultar en la última columna de la tabla 3.A.9, donde se obtiene un gasto de **6.65 m<sup>3</sup>/s** de gasto máximo para el diseño de la entrada de agua de la presita “El Mojolo”.

Tabla 3.A.9 Gasto máximo de diseño de las cuencas y estructuras del km 0+000 al 21+270 del CPH.

<b>Cadenamiento</b>	<b><math>t_c</math></b>	<b>Área</b>	<b><math>i_{tc}^{10}</math></b>	<b><math>c</math></b>	<b><math>Q_{max}</math></b>
<b>km</b>	<b>(min)</b>	<b>cuenca</b>	<b>(mm/h)</b>		<b>(m<sup>3</sup>/s)</b>
<b>0+240</b>	5.48	0.14606	172.5500	0.18	1.2612
<b>1+280</b>	8.97	0.28671	144.5231	0.13	1.4975
<b>1+717</b>	7.88	0.07953	152.0679	0.13	0.4371
<b>1+840</b>	11.37	0.24954	130.6481	0.13	1.1782
<b>2+419</b>	8.33	0.22217	148.8423	0.13	1.1951
<b>2+840</b>	35.88	2.14883	70.6904	0.08	3.3783
<b>3+250</b>	6.99	0.14347	158.9639	0.13	0.8242
<b>3+790</b>	8.47	0.14857	147.8714	0.13	0.7940
<b>3+920</b>	16.71	0.41722	108.6470	0.13	1.6382
<b>4+150</b>	3.46	0.02580	195.8054	0.13	0.1825
<b>4+347</b>	5.06	0.02777	176.8381	0.13	0.1775
<b>4+500</b>	5.32	0.03540	174.1543	0.13	0.2228
<b>5+340</b>	10.47	0.08006	205.3923	0.08	0.3657
<b>5+976</b>	6.83	0.21211	241.6869	0.13	1.8527
<b>6+340</b>	10.98	0.16370	201.2267	0.13	1.1905
<b>6+740</b>	17.98	0.24850	158.9752	0.13	1.4277
<b>7+250</b>	29.33	1.26363	120.7762	0.13	5.5156



Cadenamiento km	$t_c$ (min)	Área cuenca	$i_{tc}^{10}$ (mm/h)	$c$	$Q_{max}$ (m <sup>3</sup> /s)
7+700	15.95	0.76438	169.0278	0.13	4.6693
9+200	12.48	0.08320	190.1130	0.08	0.3518
9+947	9.89	0.41812	210.3018	0.13	3.1778
11+060	25.72	0.41303	130.4838	0.08	1.1986
11+541	11.50	0.15076	197.2052	0.08	0.6612
12+050	9.31	0.08912	215.5205	0.13	0.6941
12+710	13.02	0.49700	186.4334	0.13	3.3487
14+238	2.92	0.01985	302.3829	0.2	0.3338
16+560	17.64	0.19743	160.5630	0.08	0.7050
16+995	15.23	0.13698	172.9543	0.08	0.5269
17+855	12.19	0.08310	192.1434	0.13	0.5771
19+505	52.07	2.07109	83.9501	0.08	3.8668
20+330	41.16	3.05691	97.8863	0.08	6.6549
21+015	24.85	0.74916	133.1055	0.08	2.2177
21+545	15.02	0.40462	174.1392	0.13	2.5464
21+720	3.62	0.07368	289.0332	0.2	1.1840

### 3.A.6.2. Topografía

En el caso de la entrada de agua y su Dique “El Mojolo” se levantaron aproximadamente secciones cada 20 m a lo largo de 850 m sobre la periferia del Dique colindantes con el poblado “El Mojolo”. A continuación en la página siguiente se muestra el levantamiento realizado en planta de las secciones levantadas con la triangulación en CIVILCAD. A continuación se presentan imágenes del levantamiento de las secciones dentro del agua y en el poblado.





Figura 3.A.13 Levantamiento de niveles y secciones en el Dique El Mojolo.



Figura 3.A.14 Levantamiento de niveles y secciones en el Dique El Mojolo.





Figura 3.A.15 Arroyo de entrada al poblado con el puente de acceso durante el levantamiento topográfico.

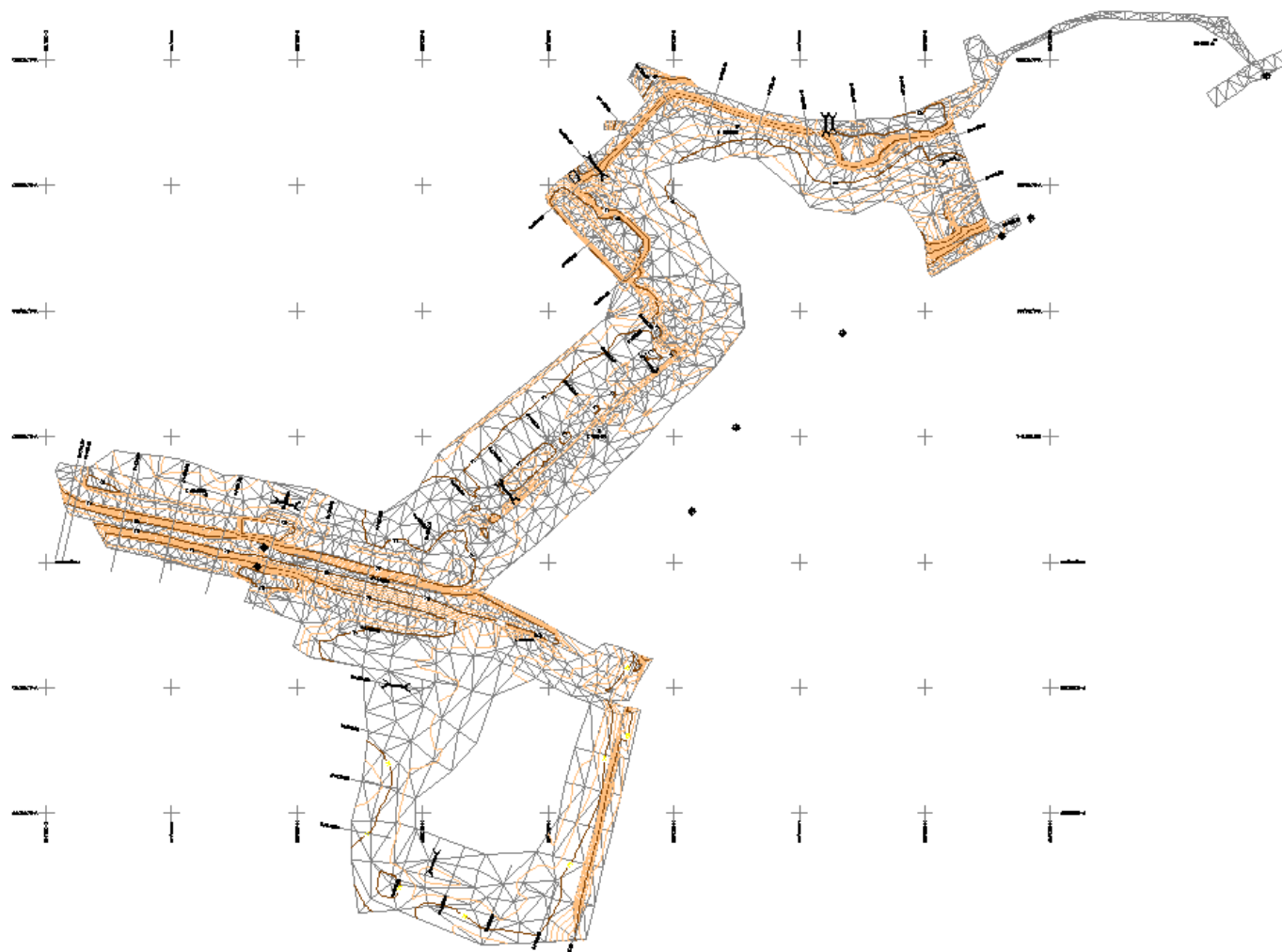


Figura 3.A.16 Levantamiento topográfico realizado en planta en el Dique El Mojolo incluyendo los terrenos cercanos al poblado “El Mojolo”.

A continuación se muestran algunas secciones levantadas en el Dique “El Mojolo” ya procesadas en AUTOCAD.

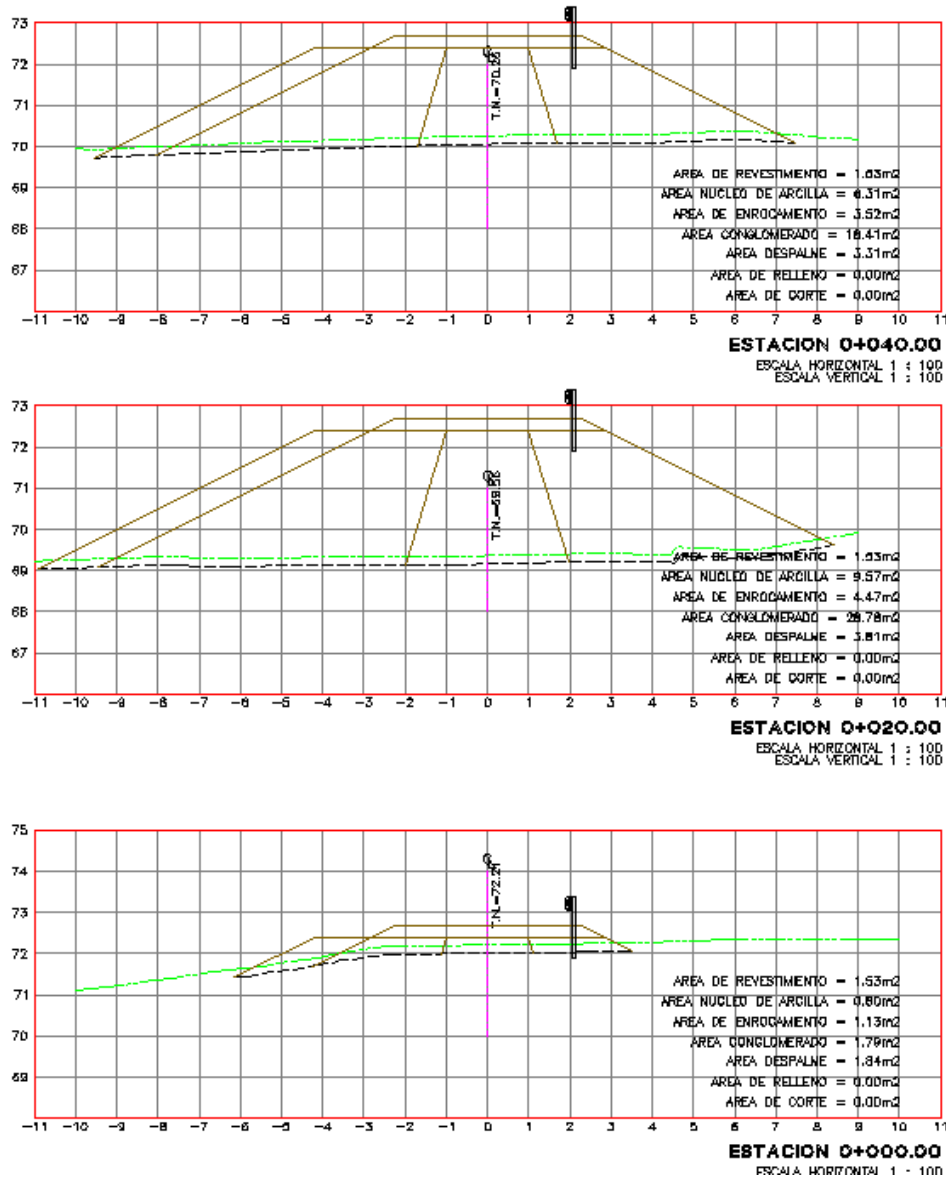


Figura 3.A.17 Secciones levantadas del km 0+000 al km 0+040 del perfil de proyecto.

A partir de estas secciones se realizaron los cálculos de volúmenes de cada uno de los tramos comprendidos a cada 20 m para el cálculo de la trinchera con corazón de arcilla o bien con un muro de concreto protector.



### 3.A.6.3. Diseño hidráulico

Para reproducir el funcionamiento hidráulico en régimen permanente presente en el Canal Principal Humaya se utilizó el modelo de simulación “Simulation of Irrigation Canal” desarrollado por el IRSTEA (“Institute Nationale de Recherche en Science et Technologies pour l’Environnement et l’Agriculture”).

El análisis hidráulico del canal de la página siguiente representa el cálculo del tirante normal resultante de 4.85 m para condición de gasto de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ , con una pendiente en el tramo de  $0.0002 \text{ m/m}$ . Con una altura del canal de  $5.37 \text{ m}$ , el bordo libre estimado es de  $52 \text{ cm}$ . Como se observa en el análisis, en la condición de operación actual (sin sobreelevar), se presenta un flujo subcrítico con una velocidad media de  $1.639 \text{ m/s}$  y un Número de Froude de  $0.314$ .

Tabla 3.A.10 Datos hidráulicos de diseño del canal CPH en el tramos del km 20+270 al km 20+480.

CANAL SECCION	Trapezoidal
PLANTILLA	6.500 m
TALUD	1.25
GASTO	$100.000 \text{ m}^3/\text{s}$
RUGOSIDAD	0.017 adim
PENDIENTE	$0.000200 \text{ m/m}$
ACEL. GRAVEDAD	$9.810 \text{ m/s}^2$
CALCULOS	
So1/2	0.014
1/n	58.824
$Q^*n/So1/2$	120.208
Y	4.853 m
Area	$60.984 \text{ m}^2$
Perimetro	22.037 m
Rh	2.767 m
$Rh^{2/3}$	1.971 m
$Area * Rh^{2/3}$	$120.205 \text{ m}^2$
<b>SOLVER</b>	<b>4.853 m</b>
Velocida media canal	$1.639774065 \text{ m/s}$
Número Froude	0.314716516



Para reproducir el funcionamiento hidráulico del canal sobre elevado a cielo abierto es necesario contar con la información topográfica, geométrica e hidráulica. La información geométrica y topográfica fue obtenida mediante un levantamiento realizado en 2013, se presenta un ancho de plantilla de 6.5 m con pendiente en taludes de 1.25 a 1 y una altura de revestimiento de 5.37 m en promedio.

La calibración del modelo y la información hidráulica fue obtenida mediante varias campañas de aforo, en las cuales se levantaron los tirantes presentes en el canal, haciendo uso de los bancos de nivel construidos en 2013. Con los datos geométricos, topográficos e hidráulicos se calibró el modelo de simulación en régimen permanente obteniéndose los coeficientes de rugosidad de Manning para las condiciones medidas en el canal. Los coeficientes obtenidos son mayores a 0.024, superiores a los reportados en la literatura para un canal revestido de concreto. Estos resultados ponen de manifiesto el deterioro del canal productos de la degradación del concreto del revestimiento y los azolves presentes.

El modelo calibrado es usado para determinar los niveles de operación necesarios para conducir el gasto del proyecto considerando un gasto de  $120 \text{ m}^3/\text{s}$  en la obra de toma del canal. De las propuestas analizadas se utilizó para diseño aquella en la cual se considera la rehabilitación del canal con el fin de poder considerar coeficiente de rugosidad de 0.016 y 0.017 en las secciones revestidos. En los tramos donde se midieron ligeros asentamiento del orden de 10 cm se considera usar el coeficiente mayor de los propuestos, es decir 0.017.

#### TRAMO DE ANALISIS DEL KM 20+270 AL KM 20+480

En el éste primer tramo se tiene un tirante de operación promedio de 6.25 m, con un bordo libre de 0.62 m, y la altura de revestimiento de sobreelevación promedio es de 1.5 m. A continuación presentamos los resultados del modelo para el tramo considerado:



Tabla 3.A.11 Resultados de niveles con gastos de 100, 105, 110 y 112.5 m<sup>3</sup>/s en CPH.

Cadenamiento	CotaPlantilla	Tirante 100	Tirante 105	Tirante 110	Tirante 112.5	Gasto 100	Gasto 105	Gasto 110	Gasto 112.5	Cota 100	Cota 105	Cota 110	Cota 112	Cota Bordo
19900	65.85	5.11	5.24	5.37	5.44	100	105	110	112.5	70.96	71.09	71.22	71.29	73.85
20000	65.83	5.12	5.25	5.38	5.44	100	105	110	112.5	70.95	71.08	71.21	71.27	73.83
20100	65.82	5.11	5.25	5.38	5.44	100	105	110	112.5	70.93	71.06	71.19	71.26	73.30
20200	65.80	5.11	5.24	5.37	5.44	100	105	110	112.5	70.91	71.05	71.18	71.24	72.77
20300	65.79	5.11	5.24	5.37	5.44	100	105	110	112.5	70.90	71.03	71.16	71.23	72.24
20400	65.77	5.11	5.24	5.37	5.44	100	105	110	112.5	70.88	71.01	71.14	71.21	71.71
20500	65.76	5.11	5.24	5.37	5.44	100	105	110	112.5	70.87	71.00	71.13	71.20	71.18
20600	65.73	5.12	5.25	5.38	5.45	100	105	110	112.5	70.85	70.98	71.11	71.18	73.73
20700	65.71	5.13	5.26	5.39	5.46	100	105	110	112.5	70.83	70.97	71.10	71.17	73.71
20800	65.68	5.14	5.27	5.40	5.47	100	105	110	112.5	70.82	70.95	71.08	71.15	73.68
20900	65.66	5.15	5.28	5.41	5.48	100	105	110	112.5	70.80	70.94	71.07	71.14	73.66

Nota: Elevaciones en msnm.

Lo resultados muestran que para el cadenamiento km 20+300, lugar donde se ubica la obra el nivel del bordo de sobre elevación debe ser 72.24 m.s.n.m. A continuación se tiene la sección tipo del canal sobreelevado.

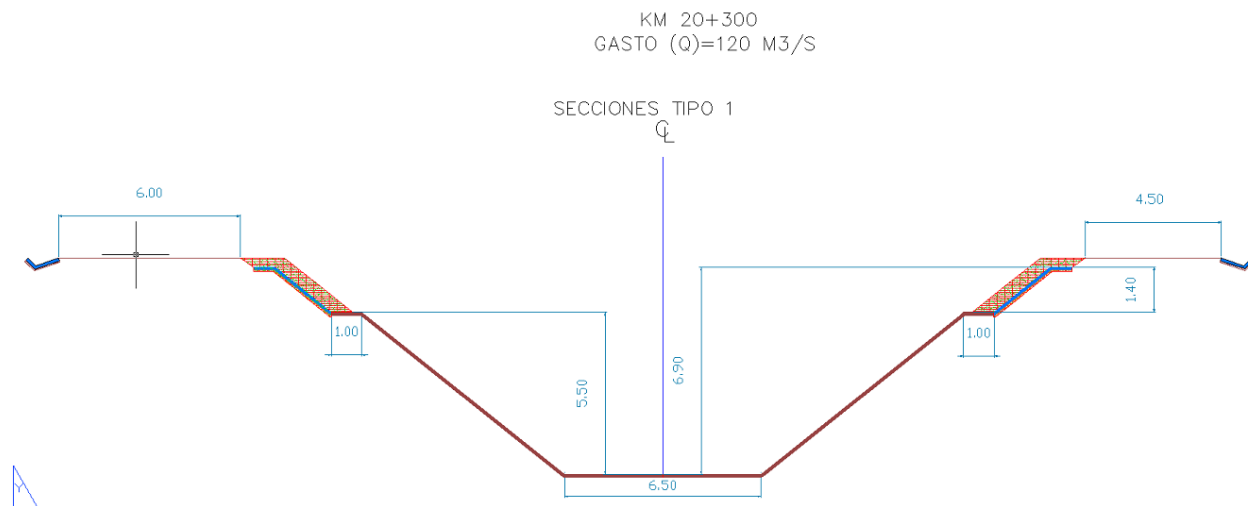


Figura 3.A.18 Sección tipo del tramo de estudio.

Con esta sobreelevación la altura máxima del canal es de 6.87 m. El tirante de operación promedio es de 6.25 m por lo que el bordo libre esperado es de 0.62 m

La dimensión del bordo libre y sobre bordo se obtiene de las recomendaciones del manual de zonas de riego de la extinta Secretaria de Recursos Hidráulicos plasmado en el siguiente nomograma.

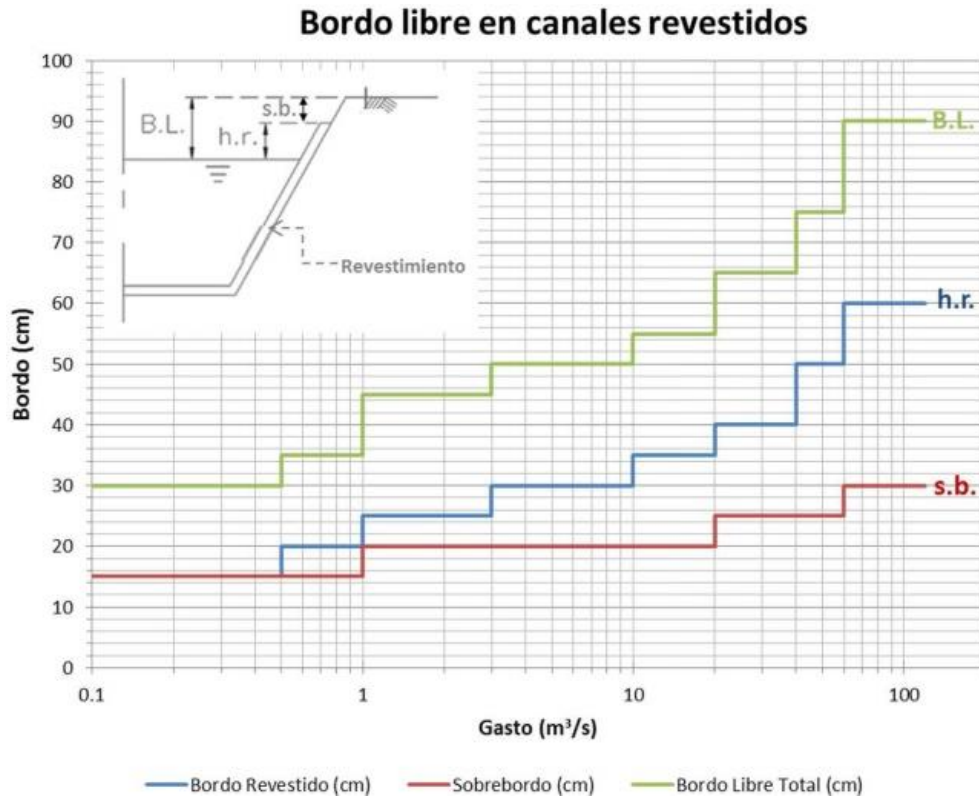


Figura 3.A.19 Estimación del Bordo Libre en canales revestidos. Fuente USDA.

El nivel del agua de proyecto dentro de los diques es Elev. 72.30 msnm exactamente enfrente de la entrada de agua “El Mojolo”, la cual es la que interesa para el presente proyecto. De acuerdo con esta propuesta de sobre elevación se determinó un trazo que protegiera el poblado sobre elevando con la Elevación 72.39 msnm con una trinchera de corazon de arcilla de 2 m con talud 0.3 a 1. El camino de operación sería de 4.5 m con talud de 1.5 a 1 con un revestimiento de camino de 30 cm.

A continuación, la siguiente figura muestra el trazo de la trinchera de arcilla de protección.

## SECCION TIPO DIQUE

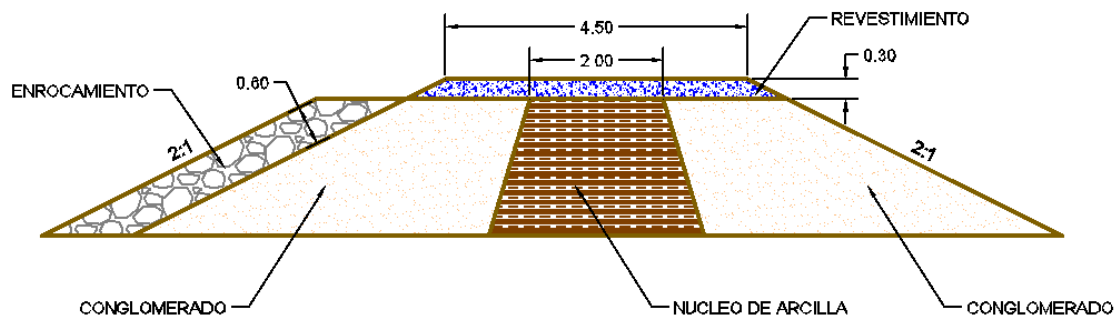


Figura 3.A.20 Sección tipo propuesta para el bordo de protección “El Mojolo”.

La longitud estimada se dividió en 2 tramos debido a la condición topográfica, y el trazo de la trinchera de arcilla resultó con una longitud efectiva de 633.62 m que cierra el dique con el bordo del Canal Principal Humaya y la sobreelevación de dren de entrada con una longitud de 142.66 m., tal y como se muestra en la siguiente imagen.



Figura 3.A.21 Trazo de la trinchera de arcilla de protección.

## Sondeos someros de estratigrafía sobre la margen derecha para la Sobreelevación del Dique “Presita del Mojolo”

Una vez definidos los trazos de las obras que la CONAGUA autorizó conforme a los levantamientos topográficos fue necesario determinar primero un trazo que no afectará a las viviendas que se localizaban en la periferia del Dique.

En cuanto al Dique, se realizaron 5 sondeos a lo largo de la ruta trazada para el bordo de arcilla que se pretende desplantar a nivel de la piedra o roca madre. En cada uno de los casos se seleccionó el sitio con base en los desniveles topográficos definiendo la profundidad de la roca así como la estratigrafía del suelo y su clasificación SUCS.

Las siguientes imágenes muestran los sondeos realizados en el Dique El Mojolo



Figura 3.A.22 Sondeo Número 1 en el Dique El Mojolo.

En éste sondeo la profundidad de la roca resultó de 2.3 m.





Figura 3.A.23 Sondeo número 2 en el Dique El Mojolo.

Los siguientes sondeos fueron con profundidades de 2.5 m, 2.6 m, 2.5 m y 2.2 m.

En promedio en cada uno de los sondeos se estimó una profundidad de 2.3 m de la roca.





### 3.A.7. Procedimiento constructivo

A continuación, se presenta el procedimiento constructivo que se utilizó en el diseño de sobre elevación del dique El Mojolo con un tramo de Cortina de protección con Materiales Graduados en una longitud de 633.62 m.

Al ser la solución propuesta una sobreelevación con trinchera con corazón de arcilla por tramo construido en terraplén para la sobreelevación del dique, se comienza con los trabajos de desmonte y despalme del terreno.

Después se realiza el trazo y nivelación con equipo topográfico, para realizar la excavación del material para la formación y desplante de la base del bordo. Se hace un despalme de 10 cm en el bordo del dique, para remover material inestable.

Se calcula la formación de bordos en talud 2: 1 con material inerte procedente de banco de préstamo y/o préstamo lateral, además de su corazón de arcilla en talud 0.3 a 1 compactándose al 90% de la prueba proctor, en capas no mayores de 20 centímetros y con la humedad que determine el laboratorio hasta la altura que determine el proyecto.

Se calcula la protección del talud con enrocamiento lateral y por último se calcula el revestimiento del camino con una altura de 30 cm.

La profundidad de excavación de la trinchera está definida por los pozos de observación realizados en la primera etapa de estudios. Para la profundidad de la trinchera se utilizaron los sondeos realizados previamente en donde se localizó la roca madre a una profundidad de 1.5 m y en algunos casos hasta 2 m. La profundidad utilizada en el cálculo correspondió a la media de cada sondeo según su ubicación.

En el tramo del Km 0+000 al km 0+633.62 fue necesario construir un bordo en materiales graduados con corazón de arcilla y un camino revestido de 4.5 m en la corona para proteger algunas partes bajas del Dique y conectar con el bordo al canal

Humaya en el cadenamiento km 0+633.62. Este pequeño dique tiene las siguientes características y dimensiones de los materiales.

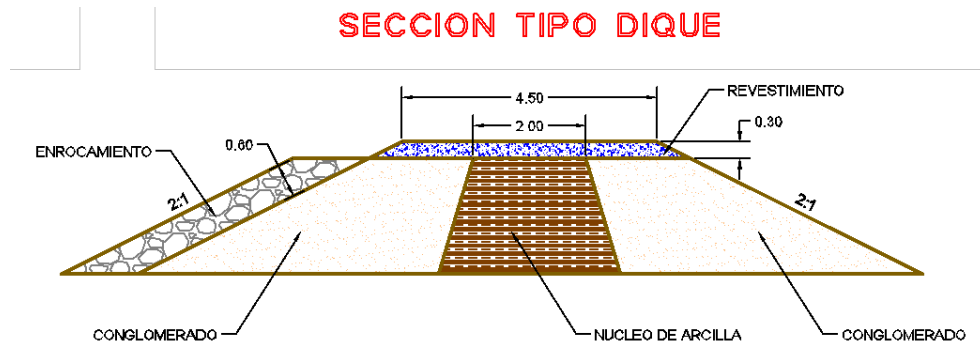


Figura 3.A.24 Bordo de protección con materiales graduados del km 0+000 al km 0+633.62.

Para la profundidad de la trinchera se utilizaron los sondeos realizados previamente en donde se localizó la roca madre a una profundidad de 1.5 m y en algunos casos hasta 2 m. La profundidad utilizada en el cálculo correspondió a la media del cada sondeo según su ubicación.

La siguiente figura muestra algunas secciones de la construcción del bordo de materiales graduados en el terreno natural.

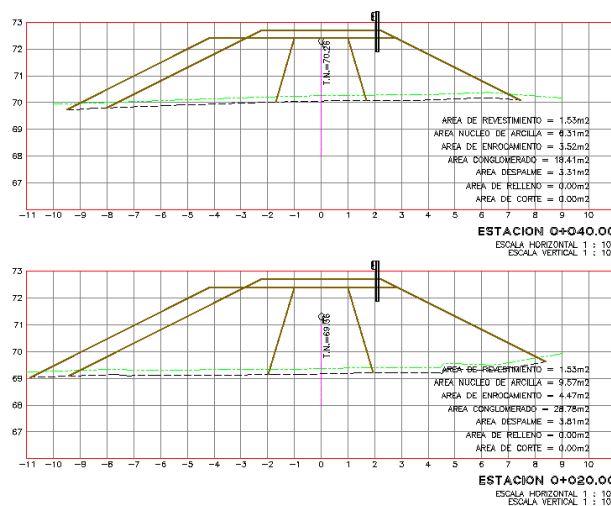


Figura 3.A.25 Secciones con bordo de materiales graduados del cadenamiento 0+000 al km 0+400 en sus dos tramos, variando en altura de acuerdo con el nivel del terreno.

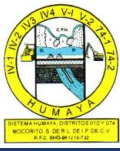


### 3.A.8. Catálogo de conceptos y presupuesto base

El costo estimado del proyecto es de \$ 5,470,432.38 (SON CINCO MILLONES CUATROCIENTOS SETENTA MIL CUATROCIENTOS TREINTA Y DOS PESOS 38/100 M.N.)

Tabla 3.A.12 Presupuesto base de la entrada de agua "Presita El Mojolo".

CONAGUA COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA		CONCURSO No.				
Subdirección General de Infraestructura Hidroagrícola Organismo de Cuenca Pacífico Norte		RMOR: REHABILITACIÓN Y SOBREELEVACIÓN DEL BORDO MARGEN DERECHA DE ENTRADA DE AGUA "PRESITA DE MOJOLO" KM. 26+169 (DISTRITO) - KM. 29+336 (ESTUDIO) DEL DISTRITO DE RIEGO 010 CULIACÁN-HUMAYA, MUNICIPIO DE CULIACÁN, ESTADO DE SINALOA.				
CATÁLOGO DE CONCEPTOS, CANTIDADES DE TRABAJO Y PRESUPUESTO DEL PAQUETE DE CONCURSO						
CLASIFICACION	CONCEPTO ENUNCIADO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO CON LETRA (\$)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)
<b>SOBREELEVACION DEL CANAL PRINCIPAL HUMAYA</b>						
2.-	<b>TERRACERIAS</b>					
2.1.1.a.-	Desmonte, desmontes, desyerbe y limpieza del terreno para propósitos de construcción, en cualquier tipo y cantidad de vegetación, en el área de desplante de bordos o terraplenes y zonas destinadas a préstamo de banco.	ha.	1.15	(SON OCHO MIL TRESCIENTOS VEINTISIETE PESOS 65/100 M.N.)	8,327.65	9,576.00
2.1.1.2.a.-	Desplante de material no apto para cimentación y/o zonas destinadas a préstamo de banco.	m³	2,253.54	(SON NUEVE PESOS 07/100 M.N.)	9.07	20,436.61
2.1.2.-	<b>EXCAVACIONES</b>					
2.1.2.1.a.-	Excavación en material común, para formar la cubeta del canal, desvío y afino de taludes, incluye el acarreo en el primer kilómetro a depósito temporal y/o sitio de utilización.	m³	3,663.93	(SON CUARENTA Y CUATRO PESOS 00/100 M.N.)	44.00	162,092.92
2.1.2.4.a.-	Excavaciones en material común, en préstamo de banco, para la formación de bordos o terraplenes y rellenos compactados, no incluye acarreo.	m³	8,672.14	(SON DIECINUEVE PESOS 74/100 M.N.)	19.74	175,136.04
2.1.2.4.b.-	Excavaciones en material común en préstamo de banco, en conglomerado y/o de rocas alteradas, para la formación de revestimiento de caminos, no incluye acarreo.	m³	1,281.20	(SON VEINTINUEVE PESOS 38/100 M.N.)	29.38	37,641.66
2.1.2.6.a.-	Excavaciones en material común en préstamo de banco, para la obtención de agregados para la elaboración de concretos, no incluye acarreo.	m³	82.39	(SON CIENTO CINCUENTA Y SIETE PESOS 00/100 M.N.)	157.00	9,794.79
2.1.2.6.b.-	Obstrucción de enrocamiento proveniente de bancos de préstamo.	m³	1,596.18	(SON CIENTO OCHENTA Y OCHO PESOS 30/100 M.N.)	188.30	300,580.69
2.1.3.-	<b>CONSTRUCCION DE BORDOS Y TERRAPLENES</b>					
2.1.3.1.a.-	Terraplén compactado al 95 + - 2% de la prueba proctor (SRH), para bordos y caminos, formados con material obtenido de préstamo y/o excavaciones previas, no incluye acarreo.	m³	8,672.14	(SON TREINTA Y NUEVE PESOS 35/100 M.N.)	39.35	349,116.71
2.1.3.2.a.-	Terraplén compactado al 95 + - 2% de la prueba proctor (SRH), Para núcleo de arcilla, formados con material obtenido de préstamo, no incluye acarreo.	m³	3,663.93	(SON TREINTA Y NUEVE PESOS 35/100 M.N.)	39.35	144,962.65
2.1.3.1.b.-	Revestimiento de caminos, formados con material obtenido de banco, no incluye acarreo.	m³	1,281.20	(SON VEINTINUEVE PESOS 45/100 M.N.)	29.45	37,731.34
2.1.3.3.-	<b>REGALIAS, DERECHOS O CONCESIONES</b>					
2.1.3.3.a1.-	Costo por regalías, derechos o concesiones por explotación de préstamo de banco, para la formación de bordos o terraplenes, rellenos compactados y revestimientos de caminos.	m³	13,837.27	(SON DIECIOCHO PESOS 01/100 M.N.)	18.01	249,209.23
2.1.3.3.a2.-	Costo por regalías, derechos o concesiones por explotación de préstamo de banco, para la obtención de agregados para la elaboración de concretos.	m³	82.39	(SON DIECIOCHO PESOS 01/100 M.N.)	18.01	1,123.59
2.1.3.4.-	<b>ACARREOS DE TERRACERIAS Y AGREGADOS PARA LA FABRICACION DE CONCRETOS</b>					
2.1.3.4.a1.-	Acarreo de los materiales producto de las excavaciones de los conceptos 2.1.2.1.a., 2.1.2.4.a, 2.1.2.4.b y 2.1.4.6.a, en el primer kilómetro, incluye el costo del abastecimiento del material.	m³	15,433.45	(SON DIECISIETE PESOS 55/100 M.N.)	17.55	270,857.05
2.1.3.4.a2.-	Acarreo de los materiales producto de las excavaciones de los conceptos 2.1.2.1.a., 2.1.2.4.a, 2.1.2.4.b y 2.1.4.6.a, en los kilómetros subsiguientes al primero, incluye el costo del abastecimiento del material.	m³-km	136,612.58	(SON OCHO PESOS 78/100 M.N.)	8.78	1,199,458.45
2.1.3.4.b1.-	Acarreo de los agregados producto de las excavaciones del concepto 2.1.2.6.a, para la fabricación de concretos, en el primer kilómetro, incluye el costo del abastecimiento del material.	m³	82.39	(SON DIECISIETE PESOS 55/100 M.N.)	17.55	1,094.90
2.1.3.4.b2.-	Acarreo de los agregados producto de las excavaciones del concepto 2.1.2.6.a, para la fabricación de concretos, en los kilómetros subsiguientes al primero, incluye el costo del material abastecido.	m³-km	499.10	(SON OCHO PESOS 78/100 M.N.)	8.78	4,382.08
2.3.-	<b>ESTRUCTURAS Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES</b>					
2.3.1.2.-	Excavaciones en cualquier material para alisar las estructuras.	m³	331.69	(SON TREINTA Y CINCO PESOS 51/100 M.N.)	35.51	11,777.25
2.3.1.5.a.-	Relleno compactado de material inerte, proveniente de excavaciones previas.	m³	1,685.94	(SON TREINTA Y SIETE PESOS 82/100 M.N.)	37.82	6,396.31
2.3.1.8.-	Colocación de enrocamiento proveniente de bancos de préstamo.	m³	1,596.18	(SON SETENTA Y OCHO PESOS 33/100 M.N.)	78.33	125,028.78
2.3.2.-	<b>FABRICACION DE MATERIALES MANUFACTURADOS PARA ESTRUCTURAS</b>					
2.3.2.3.a.-	Fabricación y colocación de concreto común de f'c = 210 kg/cm², para estructuras en general incluye el suministro de cemento, y aditivo retardante (en su caso), no incluye el suministro y colocación de cimbra.	m³	49.74	(SON UN MIL NOVECIENTOS Y TRECE PESOS 51/100 M.N.)	1,913.51	95,264.48
2.3.2.5.a1.-	Suministro de fierro de refuerzo Fy=4,200 Kg/Cm².	kg	3,146.48	(SON DIECINUEVE PESOS 83/100 M.N.)	19.83	61,785.01
2.3.2.5.a2.-	Habilitado y colocación de fierro de refuerzo Fy=4,200 Kg/Cm².	kg	3,146.48	(SON DIEZ PESOS 70/100 M.N.)	10.79	33,987.12
2.3.4.-	<b>COMPUERTAS Y MECANISMOS</b>					
2.3.4.2.-	Suministro e instalación de compuertas deslizantes y mecanismos elevadores.	kg	2,407.12	(SON NOVENTA Y TRES PESOS 54/100 M.N.)	93.54	225,162.00
2.3.5.-	<b>CONCEPTOS DIVERSOS</b>					
2.3.5.0.b.-	Suministro y colocación de ancla.	pz	118.00	(SON CIENTO VEINTITRES PESOS 78/100 M.N.)	123.78	14,606.04
2.3.5.1.a.-	Suministro y colocación de cimbra y obra falsa de madera, para la fabricación de estructuras.	m³	49.74	(SON CUATROCIENTOS NUEVE PESOS 62/100 M.N.)	409.67	19,964.98
2.3.5.1.c.-	Suministro y colocación de tubo de 24" de diámetro interior para cimentación de tubo vehicular.	ml	43.66	(SON UN MIL TRESCIENTOS Y NOVENTA Y SIETE PESOS 09/100 M.N.)	1,367.09	60,074.67
2.3.5.1.d.-	Suministro y colocación de tubo de polietileno de alta densidad sobre pared con ligadura exterior diámetro interno 60", incluye carga, descarga, colocación y nivelado.	ml	6.00	(SON CINCO MIL NOVECIENTOS CINCUENTA Y TRES PESOS 79/100 M.N.)	5,953.79	35,722.74
2.3.5.7.-	Suministro y colocación de guarda caminos tipo "flex-beam" (armco o similar), incluye colocación de bases.	ml	600.00	(SON UN MIL SETECIENTOS Y OCHO PESOS 27/100 M.N.)	1,708.27	1,024,962.00
2.6.1.2.b.-	Bomba de 102 mm. (4") de diámetro.	he	20.00	(SON CIENTO CUARENTA Y TRES PESOS 15/100 M.N.)	143.15	2,863.00
2.8.1.1.a.-	Remoción de cerco perimetral estándar en cercos, a base de postes de madera y/o ganadero (metálico) y alambres de púas, incluye material, mano de obra y todo lo necesario.	ml	200.00	(SON VEINTINUEVE PESOS 21/100 M.N.)	29.21	5,842.00
2.8.1.1.b.-	Colocación de cerco perimetral estándar en cercos, a base de postes de madera y/o ganadero (metálico) y alambres de púas, incluye material, mano de obra y todo lo necesario.	ml	200.00	(SON CIENTO OCHO PESOS 10/100 M.N.)	108.10	21,620.00
<b>IMPORTE TOTAL DE LA PROPOSICION:</b>						<b>4,715,885.38</b>
I.V.A. =						754,544.40
<b>TOTAL DE LA PROPOSICION:</b>				<b>(SON CINCO MILLONES CUATROCIENTOS SETENTA MIL CUATROCIENTOS TREINTA Y DOS PESOS 38/100 M.N.)</b>	<b>\$</b>	<b>5,470,432.38</b>
FECHA:						
NOMBRE DE LA EMPRESA:						
NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE LEGAL:						



## Anexos

**3.A.9. Anexo: Estudio de Bancos de Materiales y realización de estudios de geotécnia.**



## 4. SOBRELEVACIÓN Y RECONSTRUCCIÓN DE 1.7 KM DEL CPH

### 4.1. Introducción

El Distrito de Riego 010, Culiacán-Humaya, se encuentra ubicado en el Estado de Sinaloa, al Noroeste de la República Mexicana, al centro de la entidad, comprendiendo una zona que incluye porciones geográficas de los municipios de Angostura, Culiacán, Mocorito, Navolato y Salvador Alvarado, integrándose por dos Sociedades de Responsabilidad Limitada, cuatro Unidades de Riego y doce módulos de riego. Sus coordenadas geográficas se localizan entre los 24°15' y 25°26' de latitud norte y los 107°15' a 108°09' de longitud oeste.

La altitud sobre el nivel del mar varía entre los 5 y los 75 metros, constituyéndose la zona por una planicie costera con relieve sensiblemente plano en donde se observa que una mínima parte de los terrenos cuentan con topografía movida, clasificados como lomeríos. El distrito pertenece a la Región Hidrológico Administrativa III Pacífico Norte, en donde, de acuerdo con los datos de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), el consumo de agua para uso agrícola es del 94% y la eficiencia global en el riego se encuentra en el 36%.

El Distrito de Riego 010, Culiacán Humaya inicia a partir de:

- Acuerdo Presidencial del 11 de Septiembre de 1946 publicado en el Diario Oficial de la Federación el día 29 de octubre del mismo año, que dispone pase a la Comisión Nacional de Irrigación el Sistema de Riego del Canal Cañedo, con sus obras de derivación de las aguas del Río Culiacán y canales de distribución, exceptuando las estaciones de bombeo.
- Acuerdo Presidencial de fecha 10 de septiembre de 1952, que precisa los límites del Distrito de Riego Culiacán en el Estado de Sinaloa, con una superficie de 95,000 ha, aprovechando los escurrimientos del Río Tamazula controlados por la Presa Sanalona y los escurrimientos libres del Río Humaya.





- Acuerdo Presidencial de fecha 17 de febrero de 1958 publicado en el Diario Oficial de la Federación el día 27 de marzo del mismo año, que adiciona a la superficie delimitada el 10 de septiembre de 1952, para el Distrito de Riego del Río Culiacán, una superficie de 90,000 hectáreas, 20,000 hectáreas en el Valle de Culiacán y 70,000 hectáreas en el Valle de Pericos para regar un total de 185,000 hectáreas.
- Acuerdo Presidencial, de fecha 30 de Septiembre de 1960, publicado en el Diario Oficial de la Federación el Día 25 de Octubre del mismo año, que incorpora a la superficie del Distrito de Riego del Río Culiacán, una superficie de 65,000 hectáreas, ubicadas en el Valle de Guamúchil, Sinaloa.

El Distrito de Riego 010, Culiacán-Humaya para su abastecimiento de aguas superficiales cuenta con un número importante de obras de cabeza entre las cuales se tienen 4 presas de almacenamiento y 5 derivadoras las cuales se citan a continuación: Adolfo López Mateos, Sanalona, Vinoramas y José López Portillo; las derivadoras son Ing. Carlos Carvajal Zarazúa, Andrew Weiss, El Gato, Cerro Bola y Chinitos (El Tapo). La infraestructura está integrada por un total de 2,673.7 km de canales, 2,639.0 km de drenes, 2,083.5 km de caminos y 18,169 estructuras de control y medición.

El área total con la que cuenta el Distrito de Riego 010 (DR 010) en la actualidad abarca 2,089 km<sup>2</sup>, o sea el 17.3% de la extensión total de los cinco municipios antes señalados, que a su vez representan una superficie de 12,094 km<sup>2</sup>, es decir la quinta parte del territorio sinaloense. Con respecto al padrón de usuarios del DR 010, la CONAGUA reporta un total de 18,969 usuarios (personas físicas y morales), de los cuales, el 71% corresponden a usuarios ejidales (13,385) y el 29% restante son pequeños propietarios (5,584). Los principales cultivos en cuanto a superficie sembrada que se tienen en el distrito son: maíz, cártamo, frijón, garbanzo, sorgo, tomate y trigo.



## 4.2. Antecedentes

El Organismo de Cuenca Pacífico Norte de la Comisión Nacional del Agua, solicitó en 2013 al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua la revisión del funcionamiento hidráulico del Canal Principal Humaya y determinar las necesidades de sobreelevación considerando un aumento en el gasto de la obra de toma a  $120 \text{ m}^3/\text{s}$ . Lo anterior dentro del marco de los compromisos presidenciales CG-099.

El proyecto realizado en 2013 tuvo como objetivo establecer bases confiables que sirvieran de partida para la elaboración de los proyectos ejecutivos necesarios para aumentar la capacidad del Canal Principal Humaya a  $120 \text{ m}^3/\text{s}$  en su obra de toma y sus variantes de gasto a lo largo del canal. En el proyecto 2013 se realizaron las siguientes actividades: recopilación de proyectos anteriores; determinación de los coeficientes unitarios de riego, realizar un levantamiento topográfico del Canal Principal Humaya; revisar el funcionamiento de los Diques; reproducir con base en la modelación el funcionamiento hidráulico del canal, en donde se determinaron las necesidades de sobreelevación. Así mismo se elaboró el proyecto ejecutivo para sobreelevar un tramo de canal.

Los resultados obtenidos en el proyecto realizado en 2013, 2014, 2015 y 2016 por el IMTA ponen de manifiesto que las pérdidas de carga medidas a lo largo del canal son mayores a las esperadas en un canal de características similares. Los coeficientes de pérdida de energía de Manning calculados son superiores a 0.024 (propias de un canal sin revestimiento).

La propuesta de sobreelevación asume la rehabilitación el canal con el fin poder considerar coeficientes de rugosidad de Manning de 0.016 y 0.017. Si el canal no puede ser rehabilitado a estos valores o su deterioro hace que los coeficientes sean mayores, el canal no podrá conducir el agua con la propuesta hecha. Una vez realizado el proyecto se debe continuar con la conservación normal anual del canal. Así mismo el



proyecto considera la sustitución del 5.5% de las losas del tramo ya que se encuentra rotas o deterioradas.

Con las bases antes descritas, se está en condiciones de desarrollar los proyectos ejecutivos para modificar la infraestructura hidráulica del Canal Principal Humaya para aumentar su capacidad a los requerimientos antes especificados.

La CONAGUA solicitó que el orden de los proyectos de sobreelevación y rehabilitación del canal se prioricen de aguas arriba a aguas abajo, sin embargo debido a problemas específicos de geotecnia y del levantamiento topográfico inicial, el tramo del km 82+840 al km 84+445 se había pospuesto debido a la complejidad en la reconstrucción del tramo, al necesitarse mayor información sobre la ubicación de arcillas expansivas y entradas de agua, que ocasionan de manera periódica la destrucción del concreto en las obras ante la falta de filtros o lloraderos en sitios específicos del tramo.

### 4.3. Marco Físico

Culiacán, oficialmente Culiacán Rosales, es una ciudad del noroeste de México, capital y ciudad más grande del Estado de Sinaloa y del Municipio de Culiacán. El nombre genuino azteca es Colhuacán o Culhuacán que se compone de colhua o culhua, y de can, lugar; y significa: "lugar de los colhuas, esto es, habitado por la tribu colhua;" es popularmente más aceptado el significado de "lugar de los que adoran al Dios Coltzin".

#### Macro localización.

Se ubica en la región centro del Estado de Sinaloa, formando parte del noroeste de México. Le corresponden las coordenadas: 24°48'15" N (latitud norte) y 107°25'52" O (longitud oeste), con una altitud de 54 metros sobre el nivel del mar. Está ubicada a 1,240 km de la Ciudad de México, desde Culiacán hasta Tepic, hay solamente 502 km; a Durango, 536 km; a Hermosillo, 688 km; a Guadalajara, 708 km; a Monterrey, 1,118 km; Chihuahua, 1,159 km; a Tijuana, 1,552 km; y a Matamoros, 1,434 km.



Figura 4.1 Localización de Culiacán.

## Micro localización.

La zona del proyecto se encuentra en el municipio de Culiacán, en el Estado de Sinaloa, en el Distrito de Riego 010, entre las coordenadas 107.7680° - 107.7645° y 25.100° - 25.0967°. Es canal en estudio es denominado “Canal Principal Humaya”, éste se origina en la presa Derivadora “Andrew Weiss” quien a su vez se abastece de la presa Adolfo López Mateos.

El kilometraje de estudio 82+840 al 84+445 se encuentra cerca de la localidad de Rancho Vieho y del Campo Mazao, y actualmente se ubica en una zona de tajo que imposibilita a veces su acceso por diferentes causas. Los tramos del cadenamamiento anterior y siguiente ya se encuentran sobre elevados con una capacidad de diseño de 80.5 m<sup>3</sup>/s.



Figura 4.2 Organismo de Cuenca Pacífico Norte. Localización del Distrito de Riego 010, Culiacán-Humaya, Sinaloa.



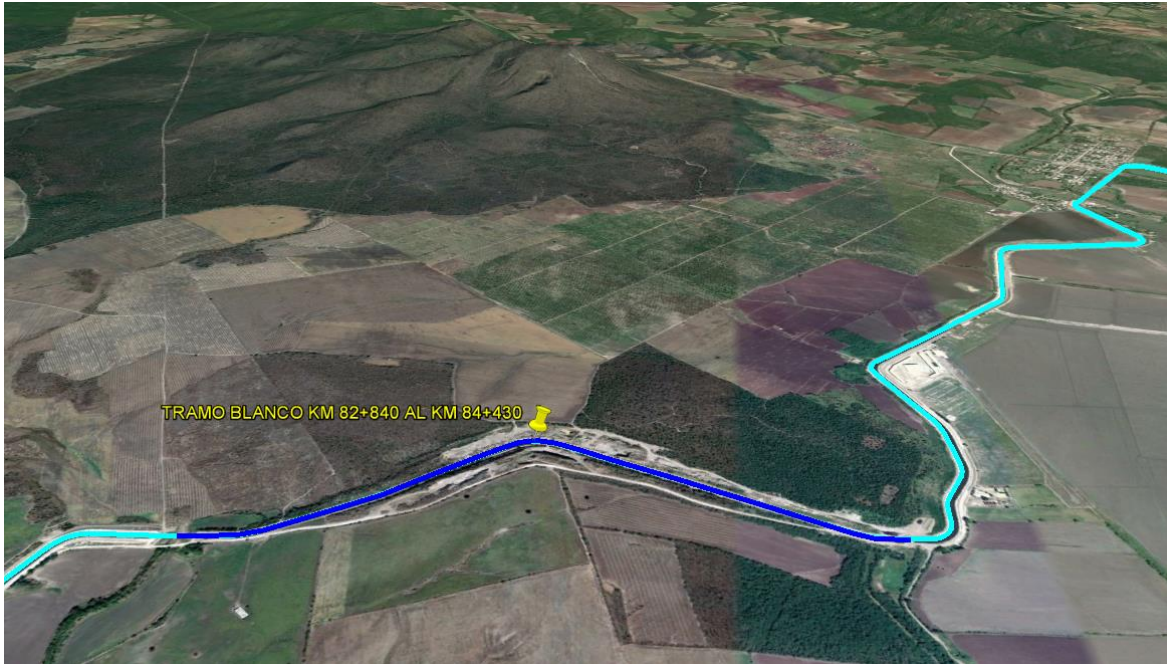


Figura 4.3 Tramo en estudio 82+840 al 84+445.

### Clima.

A partir del municipio de Culiacán sobre la costa, hacia el extremo Noroeste del estado y hasta el municipio de Angostura se registra un clima seco desértico, con una temperatura media anual mayor a 22° C, con lluvias en verano, precipitación de 400 mm. A lo largo de la llanura costera en la faja donde se ubica la agricultura de riego se presenta un clima seco-desértico con precipitación entre 500 y 700 mm anuales. La precipitación anual media en el municipio de Culiacán es de 566 mm.

El fenómeno de granizo es inapreciable, sin embargo, se han registrado ligeras heladas en los meses de diciembre y enero, los vientos dominantes son del Oeste en verano y del Noreste en invierno de intensidad moderada y con alta incidencia de ciclones en los meses de agosto, septiembre y octubre.

En este distrito la temperatura promedio mensual oscila entre los 22°C en enero y los 32°C en junio; los meses de mayor temperatura se concentran entre mayo y octubre, y las temperaturas mínimas para los meses de diciembre y enero son de 11°C y la temperatura mínima registrada el día 4 de febrero del año 2011 fue de -6°C, con lo que

se ocasionó el desastre agrícola en la zona, ampliamente conocido por las bajas en la economía de los agricultores de ésta zona agrícola.

Tabla 4.1 Parámetros climáticos promedio de Culiacán, Rosales.

Parámetros climáticos promedio de Culiacán Rosales													
Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
Temperatura máxima media (°C)	28.5	30.8	34.6	38.8	39.6	40.9	41.4	43.7	39.4	35.3	31.2	28.3	36.1
Temperatura mínima media (°C)	13	14	20	23	21	25	20	21	22	18	15	13	18.7
Precipitación total (mm)	20.2	7.7	1.8	2.5	1.9	38.6	145.3	191.6	129.3	40	27.6	24.1	614.6

Fuente: Servicio Meteorológico Nacional.

### Relieve e hidrografía.

El relieve del municipio se encuentra bien definido por una parte montañosa y la planicie costera; la región fisiográfica de los altos es una porción relativamente grande que forma parte de la vertiente del Pacífico de la Sierra Madre Occidental, que presenta alturas de 300 a 2,100 metros sobre el nivel del mar.

### Demografía.

#### Límites.

La ciudad está ubicada dentro de un área conocida como Alcaldía Central, encontrándose delimitada a nivel intermunicipal colindando al norte con las sindicaturas de Jesús María y Tepuche; al sur con la sindicatura de Costa Rica, al oriente con Imala y Sanalona y al Oeste con las sindicaturas de Aguaruto y Culiacancito.



#### 4.4. Problemática

El Canal Principal Humaya y Presa Derivadora Andrew Weiss no pueden abastecer las necesidades de riego en el periodo de mayor demanda de la zona de riego ocasionando problemas operativos e inconformidades de los usuarios por la distribución del agua repercutiendo directamente en una baja en el rendimiento de los cultivos.

Con el fin de recuperar la capacidad de conducción del canal y reducir los problemas sociales se gestiona un proyecto para rehabilitar el canal y aumentar la capacidad considerando un gasto en su obra de toma de  $120 \text{ m}^3/\text{s}$ .

La falta de una adecuada conservación y el gran número de entrada de agua sin las estructuras necesarias para limitar la entrada de azolves reduce la capacidad de conducción del canal. Por otro lado, importantes áreas de riego aguas abajo del tramo analizado, fueron incorporadas al canal sin considerar la conducción de los volúmenes necesarios para éstas.

En el caso del tramo en cuestión, a 4 años de haberse iniciado las obras, éste tramo se ha rezagado en la construcción de proyectos, debido a diversas causas, lo que ha propiciado que sea una obstrucción en el paso del agua, al haberse sobrelevado ya los tramos anteriores y posteriores.

La siguiente figura muestra los gastos de operación actuales, originales y de diseño del Canal a finales del año 2017, y es precisamente éste tramo del km 82+840 al km 84+445 el que propicia un “cuello de botella” que no permite el paso del agua hacia la V unidad del Distrito de Riego, en donde ya existen más de 10 km sobre elevados y podrían aumentar su capacidad para beneficiar a un número mayor de usuarios que los que se tienen actualmente. En la siguiente figura muestra la capacidad de los tramos y la distribución de gastos a 4 años del Inicio de las Obras.

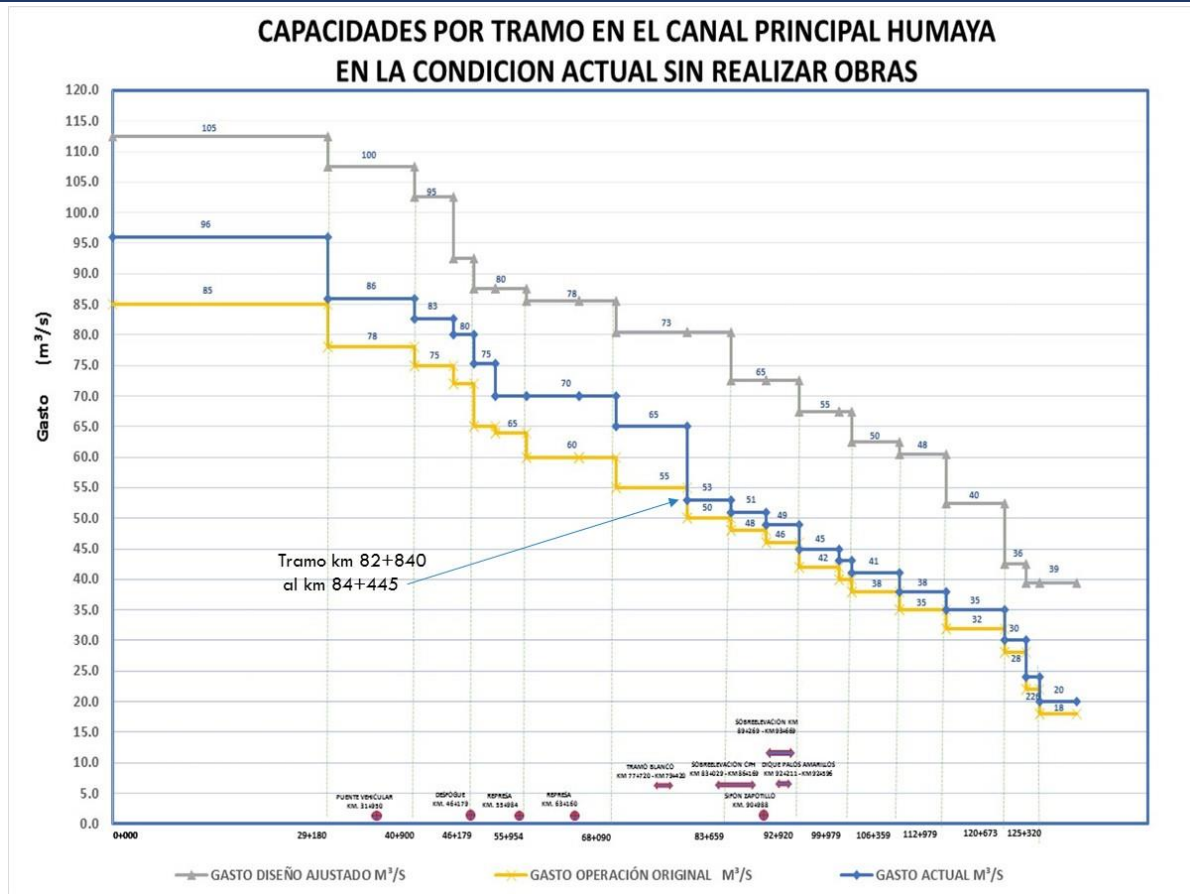
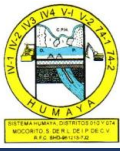


Figura 4.4 Capacidades por tramo en el CPH con el avance actual de las obras en el año 2017.

El gráfico anterior muestra la necesidad de realizar éste tramo a la brevedad posible, ya que sin su ejecución se limita el gasto hacia aguas abajo, por lo tanto no beneficia a un mayor número de usuarios.



## 4.5. Objetivos

Dentro de las acciones para rehabilitar el Canal Principal Humaya y aumentar su capacidad de conducción se considera la rehabilitación y sobreelevación del tramo de canal comprendido entre el Km 82+840 al 84+445.



#### 4.6. Dictamen del estado actual del Kilometraje 84+580 al 88+160.

Producto de las visitas realizadas al sitio y las pruebas en simulación reportadas por el IMTA en 2013 se corrobora que el canal se encuentra en un mal estado de conservación. El porcentaje obtenido de sustitución de losas es del 5.5% y los coeficientes de Manning reportadas en la calibración del modelo es de 0.02 a 0.25. Lo anterior se concluye que es indispensable rehabilitar al tramo de canal antes de sobreelevar. Lo anterior se corrobora con las fotografías a continuación mostradas.



Figura 4.5 Losas colapsadas en el talud del canal.

Debido a la posible presencia de arcillas de media plasticidad en el tramo en cuestión, se han ido perdiendo losas de concreto, mismas que debido a la subpresión en las áreas cercanas a las entradas de agua y una posible licuefacción de los materiales que se localizan debajo de las losas, se destruyen de manera paulatina. Incluso se ha presentado el problema de losas levantadas en el centro del canal, tal y como se muestra en las siguientes fotografías.



Figura 4.6 Losas dañadas en la plantillas y tramo en mal estado de conservación en el tramo del km 82+840 al km 84+445.

La presencia de losas colapsadas, el deterioro del revestimiento y la presencia de azolves origina pérdidas de carga en el tramo presentándose tirantes de operación mayores a los reportados en el diseño original, reduciéndose la capacidad de conducción del canal.

El proyecto considera mantener la estructura actual de la red de caminos, conservando el ancho mínimo de estos. En los tramos donde los bordos no funcionan como caminos de tránsito normal de vehículos se consideró un ancho de camino de 4.5 m en ambos lados para el tránsito de maquinaria de conservación y para la operación y monitoreo del canal.

En los bordos usados para el tránsito vehicular el ancho será de 6 m. Los caminos tendrán una pendiente transversal de 2% con descarga hacia una cuneta en caso de tajo encauzándola a una entrada de agua o a la parte externa del bordo.



Figura 4.7 Propuesta de caminos de operación y conservación.

La cota de los terraplenes de los bordos deberá ser igual o superior a la cota del sobre bordo del canal. Las secciones y el camino serán configurados de acuerdo al nivel de concreto proyectado más el sobre bordo, esto para mantener una pendiente regular a lo largo del tramo.





## 4.7. Estudios preliminares

En el proyecto realizado por el IMTA en 2013 se realizaron los estudios hidráulicos necesarios para determinar las necesidades de sobreelevación del Canal Principal Humaya. En dicho estudio se hace uso del programa de simulación de flujo en canales de riego “Simulation of Irrigation Canals” (SIC). Con el SIC se evaluó la nueva configuración de la sección del canal para un gasto de proyecto de  $120 \text{ m}^3/\text{s}$ , determinándose la altura de revestimiento considerando la rehabilitación del canal.

### 4.7.1. Diseño hidráulico

Para reproducir el funcionamiento hidráulico en régimen permanente presente en el Canal Principal Humaya se utilizó el modelo de simulación “Simulation of Irrigation Canal” desarrollado por el IRSTEA (“Institute Nationale de Recherche en Science et Technologies pour l’Environnement et l’Agriculture”).

Para reproducir el funcionamiento hidráulico de un canal a cielo abierto es necesario contar con la información topográfica, geométrica e hidráulica. La información geométrica y topográfica fue obtenida mediante un levantamiento realizado en 2013, se presenta una ancho de plantilla de 6 m con pendiente en taludes de 1.25 a 1 y una altura de revestimiento de 4.80 m en promedio. La información hidráulica fue obtenida mediante varias campañas de aforo, en las cuales se levantaron los tirantes presentes en el canal, haciendo uso de los bancos de nivel construidos en 2013.

Con los datos geométricos, topográficos e hidráulicos se calibró el modelo de simulación en régimen permanente obteniéndose los coeficientes de rugosidad de Manning para las condiciones medidas en el canal. Los coeficientes obtenidos son mayores a 0.024, superiores a los reportados en la literatura para un canal revestido de concreto. Estos resultados ponen de manifiesto el deterioro del canal productos de la degradación del concreto del revestimiento y los azolves presentes.

El modelo calibrado es usado para determinar los niveles de operación necesarios para conducir el gasto del proyecto considerando un gasto de  $120 \text{ m}^3/\text{s}$  en la obra de toma del canal. De las propuestas analizadas se utilizó para diseño aquella en la cual se considera la rehabilitación del canal con el fin de poder considerar coeficiente de rugosidad de 0.016 y 0.017 en las secciones revestidos. En los tramos donde se midieron ligeros asentamientos del orden de 10 cm se considera usar el coeficiente mayor de los propuestos, es decir 0.017.

### TRAMO DE REHABILITACIÓN Y SOBREELEVACIÓN DEL KM 82+840 AL KM 83+020 (180 M)

Para el tramo de canal de este proyecto del km 82+840 Al km 84+445, se ha propuesta la reconstrucción del actual canal a partir del km 83+020, (180 m después desde el inicio ó arranque) de manera que la sobre elevación de éste tramo inicial debe realizarse considerando la rehabilitación de las losas actuales tanto en taludes como en la plantilla, y sobre elevando los primeros 200 m de la manera tradicional como se ha venido realizando, sobre elevando 1.5 m con camino de 6 m en la margen izquierda y camino de 4.5 m en la margen derecha.

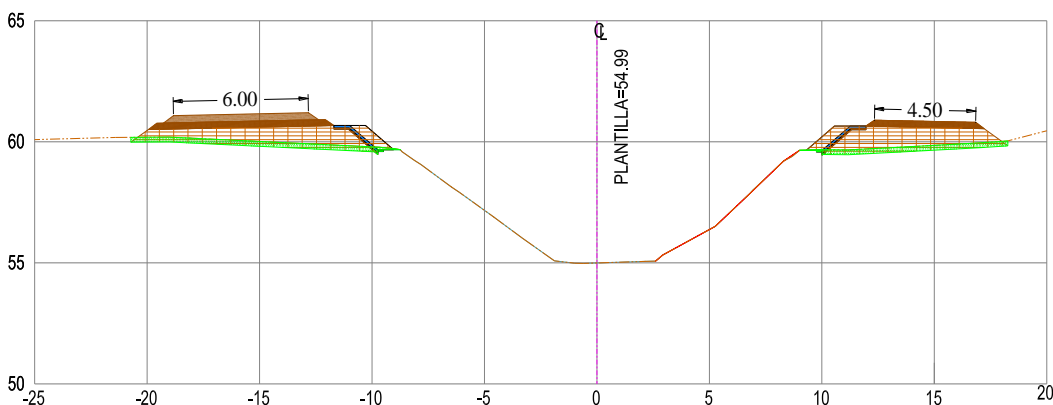


Figura 4.8 Sección de construcción en el primer tramo del km 82+840 al 83+040.

El procedimiento constructivo de éste tramo se presenta con mayor detalle en los planos anexos del proyecto.



## TRAMO DE RECONSTRUCCIÓN Y SOBRE ELEVACIÓN DEL KM 83+040 AL KM 84+445 (1,425 M)

En éste tramo en particular se ha considerado en el modelo, reconstruir de nuevo todo el canal debido al mal estado de las losas, por lo que se propuso un canal con sección simple y no compuesta, con las siguientes características hidráulicas:

CALCULO DEL TIRANTE NORMAL EN  
CANAL TRAMO BLANCO CONSIDERANDO  
EL GASTO DE DISEÑO

CANAL	
SECCION	Trapezial
PLANTILLA	6.000m
TALUD	1.250
GASTO	80.500m <sup>3</sup> /s
RUGOSIDAD	0.019 adim
PENDIENTE	0.000200m/m
ACEL.	
GRAVEDAD	9.810m/s <sup>2</sup>
CALCULOS	
So <sup>1/2</sup>	0.014
1/n	52.632
Q*n/So <sup>1/2</sup>	108.152
Y	<b>4.726 m</b>
Area	56.275 m <sup>2</sup>
Perimetro	21.131 m
Rh	2.663 m
Rh <sup>2/3</sup>	1.921 m
Area*Rh <sup>2/3</sup>	108.123 m <sup>2</sup>
SOLVER	4.726 m
Velocida media canal	1.43 m/s
Número Froude	0.28



Figura 4.9 Datos hidráulicos del canal propuesto para la reconstrucción del tramo del km 83+020 al km 84+445.

Se propone un canal de 6 m de plantilla, talud de 1.25 a 1, altura de 6.3 m, lo que sobreeleva al canal original en 1.5 m para un gasto máximo de diseño de 80.5 m<sup>3</sup>/s



**Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Quinta etapa)**

En ambos tramos el tirante de operación es en promedio de 5.1 m, con un bordo libre de 0.6 m, una altura de revestimiento de sobre elevación promedio es de 1.5 m a lo largo de todo el tramo.

A continuación presentamos los resultados del modelo:

**Tabla 4.2 Resultados del modelo para determinar niveles de operación.**

ESTACION	BORDO IZQ.	HOMBRO IZQ.	PLANTILLA	HOMBRO DERECHO	BORDO DERECHO	GASTO	NIVEL OPERACIÓN	BORDO PROYECTO	SOBREELEVACIÓN MI	SOBREELEVACIÓN MD	LIBRE BORDO	TIRANTE
082+820.00	60.471	59.871	55.161	60.772	61.372	88.000	61.225	61.825	1.95	1.05	0.600	6.06
082+840.00	61.186	60.586	55.157	60.449	61.049	88.000	61.221	61.821	1.24	1.37	0.600	6.06
082+860.00	61.472	60.872	55.152	60.498	61.098	88.000	61.217	61.817	0.95	1.32	0.600	6.07
082+880.00	61.448	60.848	55.148	60.442	61.042	88.000	61.213	61.813	0.97	1.37	0.600	6.07
082+900.00	61.435	60.835	55.143	60.058	60.658	88.000	61.209	61.809	0.97	1.75	0.600	6.07
082+920.00	61.256	60.656	55.139	60.322	60.922	88.000	61.205	61.805	1.15	1.48	0.600	6.07
082+940.00	61.069	60.469	55.134	59.941	60.541	88.000	61.201	61.801	1.33	1.86	0.600	6.07
082+960.00	61.303	60.703	55.130	59.653	60.253	88.000	61.197	61.797	1.09	2.14	0.600	6.07
082+980.00	61.370	60.77	55.125	60.013	60.613	88.000	61.193	61.793	1.02	1.78	0.600	6.07
083+000.00	61.328	60.728	55.121	60.008	60.608	88.000	61.189	61.789	1.06	1.78	0.600	6.07
083+020.00	61.099	60.499	55.116	60.109	60.709	88.000	61.185	61.785	1.29	1.68	0.600	6.07
083+040.00	60.943	60.343	55.112	60.074	60.674	88.000	61.181	61.781	1.44	1.71	0.600	6.07
083+060.00	60.985	60.385	55.107	60.254	60.854	88.000	61.177	61.777	1.39	1.52	0.600	6.07
083+080.00	60.943	60.343	55.103	60.324	60.924	88.000	61.173	61.773	1.43	1.45	0.600	6.07
083+100.00	60.876	60.276	55.098	60.351	60.951	88.000	61.169	61.769	1.49	1.42	0.600	6.07
083+120.00	60.951	60.351	55.094	60.444	61.044	88.000	61.165	61.765	1.41	1.32	0.600	6.07
083+140.00	61.043	60.443	55.089	60.449	61.049	88.000	61.161	61.761	1.32	1.31	0.600	6.07
083+160.00	61.091	60.491	55.085	60.33	60.930	88.000	61.157	61.757	1.27	1.43	0.600	6.07
083+180.00	61.053	60.453	55.080	60.256	60.856	88.000	61.153	61.753	1.30	1.50	0.600	6.07
083+200.00	60.934	60.334	55.076	60.156	60.756	88.000	61.149	61.749	1.42	1.59	0.600	6.07
083+220.00	60.747	60.147	55.071	60.11	60.710	88.000	61.145	61.745	1.60	1.64	0.600	6.07
083+240.00	60.968	60.368	55.067	60.007	60.607	88.000	61.141	61.741	1.37	1.73	0.600	6.07
083+260.00		60.439		59.817			61.137	61.737			0.600	



**Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Quinta etapa)**

	61.039		55.062		60.417	88.000			1.30	1.92		6.08
083+280.00	60.601	60.001	55.058	59.841	60.441	88.000	61.133	61.733	1.73	1.89	0.600	6.08
083+300.00	60.263	59.663	55.053	59.79	60.390	88.000	61.129	61.729	2.07	1.94	0.600	6.08
083+320.00	60.851	60.251	55.049	59.706	60.306	88.000	61.125	61.725	1.47	2.02	0.600	6.08
083+340.00	60.948	60.348	55.044	59.879	60.479	88.000	61.121	61.721	1.37	1.84	0.600	6.08
083+360.00	60.649	60.049	55.040	59.866	60.466	88.000	61.117	61.717	1.67	1.85	0.600	6.08
083+380.00	60.997	60.397	55.035	59.883	60.483	88.000	61.113	61.713	1.32	1.83	0.600	6.08
083+400.00	61.014	60.414	55.031	60.002	60.602	88.000	61.109	61.709	1.30	1.71	0.600	6.08
083+420.00	61.020	60.42	55.026	60.106	60.706	88.000	61.105	61.705	1.29	1.60	0.600	6.08
083+440.00	61.031	60.431	55.022	59.78	60.380	88.000	61.101	61.701	1.27	1.92	0.600	6.08
083+460.00	61.049	60.449	55.017	59.647	60.247	88.000	61.097	61.697	1.25	2.05	0.600	6.08
083+480.00	61.077	60.477	55.013	59.823	60.423	88.000	61.093	61.693	1.22	1.87	0.600	6.08
083+500.00	61.300	60.7	55.008	59.931	60.531	88.000	61.089	61.689	0.99	1.76	0.600	6.08
083+520.00	61.194	60.594	55.004	60.12	60.720	88.000	61.085	61.685	1.09	1.57	0.600	6.08
083+540.00	60.342	59.742	54.999	60.047	60.647	88.000	61.081	61.681	1.94	1.63	0.600	6.08
083+560.00	60.683	60.083	54.995	60.108	60.708	88.000	61.077	61.677	1.59	1.57	0.600	6.08
083+580.00	61.267	60.667	54.990	60.018	60.618	88.000	61.073	61.673	1.01	1.66	0.600	6.08
083+600.00	61.479	60.879	54.986	59.893	60.493	88.000	61.069	61.669	0.79	1.78	0.600	6.08
083+620.00	61.282	60.682	54.981	59.671	60.271	88.000	61.065	61.665	0.98	1.99	0.600	6.08
083+640.00	61.326	60.726	54.977	60.117	60.717	88.000	61.061	61.661	0.94	1.54	0.600	6.08
083+660.00	60.439	59.839	54.972	60.383	60.983	88.000	61.057	61.657	1.82	1.27	0.600	6.09
083+680.00	60.467	59.867	54.968	60.308	60.908	88.000	61.053	61.653	1.79	1.35	0.600	6.09
083+700.00	60.263	59.663	54.963	60.112	60.712	88.000	61.049	61.649	1.99	1.54	0.600	6.09
083+720.00	60.181	59.581	54.959	60.348	60.948	88.000	61.045	61.645	2.06	1.30	0.600	6.09
083+740.00	60.008	59.408	54.954	60.142	60.742	88.000	61.041	61.641	2.23	1.50	0.600	6.09
083+760.00	59.898	59.298	54.950	60.425	61.025	88.000	61.037	61.637	2.34	1.21	0.600	6.09
083+780.00	59.680	59.08	54.945	60.413	61.013	88.000	61.033	61.633	2.55	1.22	0.600	6.09
083+800.00	60.210	59.61	54.941	60.351	60.951	88.000	61.029	61.629	2.02	1.28	0.600	6.09
083+820.00	60.264	59.664	54.936	60.28	60.880	88.000	61.025	61.625	1.96	1.35	0.600	6.09
083+840.00	59.960	59.36	54.932	60.432	61.032	88.000	61.021	61.621	2.26	1.19	0.600	6.09
083+860.00	60.404	59.804	54.927	60.538	61.138	88.000	61.017	61.617	1.81	1.08	0.600	6.09
083+880.00	60.566	59.966	54.923	60.553	61.153	88.000	61.013	61.613	1.65	1.06	0.600	6.09



**Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Quinta etapa)**

083+900.00	60.822	60.222	54.918	60.489	61.089	88.000	61.009	61.609	1.39	1.12	0.600	6.09
083+920.00	60.823	60.223	54.914	60.429	61.029	88.000	61.005	61.605	1.38	1.18	0.600	6.09
083+940.00	60.696	60.096	54.909	60.271	60.871	88.000	61.001	61.601	1.51	1.33	0.600	6.09
083+960.00	60.810	60.21	54.905	60.232	60.832	88.000	60.997	61.597	1.39	1.37	0.600	6.09
083+980.00	61.052	60.452	54.900	60.158	60.758	88.000	60.993	61.593	1.14	1.44	0.600	6.09
084+000.00	60.684	60.084	54.896	60.193	60.793	88.000	60.989	61.589	1.51	1.40	0.600	6.09
084+020.00	60.657	60.057	54.892	60.248	60.848	88.000	60.985	61.585	1.53	1.34	0.600	6.09
084+040.00	60.627	60.027	54.887	60.199	60.799	88.000	60.981	61.581	1.55	1.38	0.600	6.09
084+060.00	60.755	60.155	54.883	60.124	60.724	88.000	60.977	61.577	1.42	1.45	0.600	6.09
084+080.00	60.330	59.73	54.878	60.007	60.607	88.000	60.973	61.573	1.84	1.57	0.600	6.10
084+100.00	60.443	59.843	54.874	59.942	60.542	88.000	60.969	61.569	1.73	1.63	0.600	6.10
084+120.00	60.378	59.778	54.869	60.017	60.617	88.000	60.965	61.565	1.79	1.55	0.600	6.10
084+140.00	60.578	59.978	54.865	60.082	60.682	88.000	60.961	61.561	1.58	1.48	0.600	6.10
084+160.00	60.659	60.059	54.860	60.032	60.632	88.000	60.957	61.557	1.50	1.53	0.600	6.10
084+180.00	60.674	60.074	54.856	59.966	60.566	88.000	60.953	61.553	1.48	1.59	0.600	6.10
084+200.00	60.688	60.088	54.851	60.06	60.660	88.000	60.949	61.549	1.46	1.49	0.600	6.10
084+220.00	60.599	59.999	54.847	60.078	60.678	88.000	60.945	61.545	1.55	1.47	0.600	6.10
084+240.00	60.545	59.945	54.842	60.049	60.649	88.000	60.941	61.541	1.60	1.49	0.600	6.10
084+260.00	60.244	59.644	54.838	60.01	60.610	88.000	60.937	61.537	1.89	1.53	0.600	6.10
084+280.00	60.383	59.783	54.833	59.588	60.188	88.000	60.933	61.533	1.75	1.95	0.600	6.10
084+300.00	60.711	60.111	54.829	59.898	60.498	88.000	60.929	61.529	1.42	1.63	0.600	6.10
084+320.00	60.493	59.893	54.824	59.933	60.533	88.000	60.925	61.525	1.63	1.59	0.600	6.10
084+340.00	60.709	60.109	54.820	60.07	60.670	88.000	60.921	61.521	1.41	1.45	0.600	6.10
084+360.00	60.671	60.071	54.815	60.063	60.663	88.000	60.917	61.517	1.45	1.45	0.600	6.10
084+380.00	60.609	60.009	54.811	59.916	60.516	88.000	60.913	61.513	1.50	1.60	0.600	6.10
084+400.00	60.312	59.712	54.806	59.796	60.396	88.000	60.909	61.509	1.80	1.71	0.600	6.10
084+420.00	60.568	59.968	54.802	59.75	60.350	88.000	60.905	61.505	1.54	1.76	0.600	6.10
084+440.00	61.251	60.651	54.797	59.668	60.268	88.000	60.901	61.501	0.85	1.83	0.600	6.10
084+460.00	61.251	60.651	54.797	59.988	60.588	88.000	60.865	61.497	0.85	1.51	0.632	6.07
								<b>promedio</b>	<b>1.48</b>	<b>1.56</b>	<b>0.60</b>	<b>6.08</b>
								<b>mediana</b>	<b>1.44</b>	<b>1.54</b>	<b>0.60</b>	<b>6.08</b>
								<b>Selecciona r</b>	<b>1.50</b>	<b>1.50</b>		

Nota: cotas en msnm.

La siguiente figura muestra la sección tipo del tramo sobreelevado



Figura 4.10 Sección de construcción en el primer tramo del km 82+840 al 83+040.

De acuerdo a los datos del modelo se tiene un tirante promedio de 6.08 m, lo cual indica que es necesario sobreelevar la sección, con esta sobreelevación se determinó la configuración del canal. Los datos anteriores indican que la altura del revestimiento actual se incrementa de 4.80 m hasta 6.30 m en promedio a lo largo del tramo a considerar.

En esta sección del canal el canal presenta un ancho de plantilla de 6.00 m con taludes de 1.25:1, mismo que se considera en la sobreelevación.

La dimensión del bordo libre y sobre bordo se obtiene de las recomendaciones del manual de zonas de riego de la extinta Secretaria de Recursos Hidráulicos plasmado en el siguiente nomograma.



### Bordo libre en canales revestidos

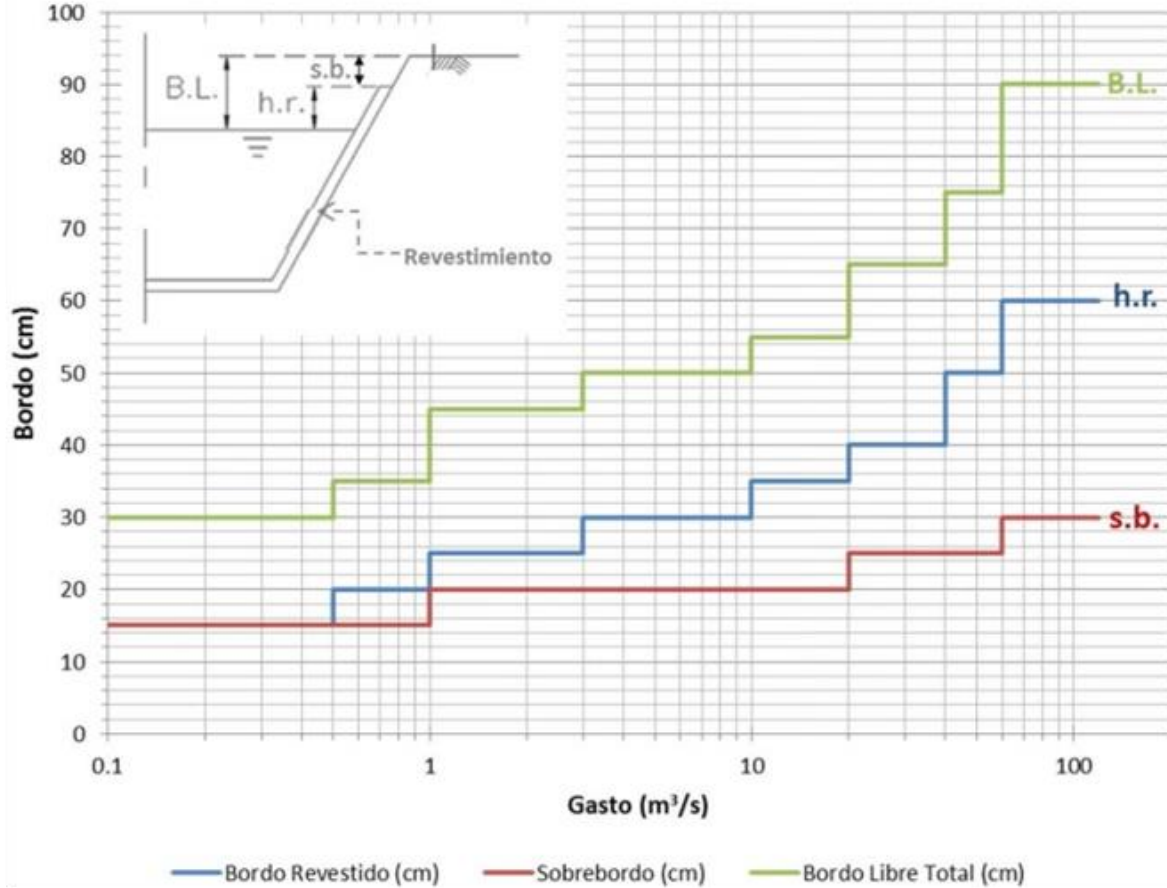


Figura 4.11 Bordo libre en canales revestidos.

Finalmente esta geometría se dibuja en las secciones transversales del kilómetro 82+840 al 83+120 y del km 83+120 al km 84+445 levantadas a cada 20.00 m a lo largo de los 1,605 m del tramo que se sobreelevará, con el propósito de estimar los diferentes volúmenes de obra o números generadores y elaborar los planos constructivos del proyecto.

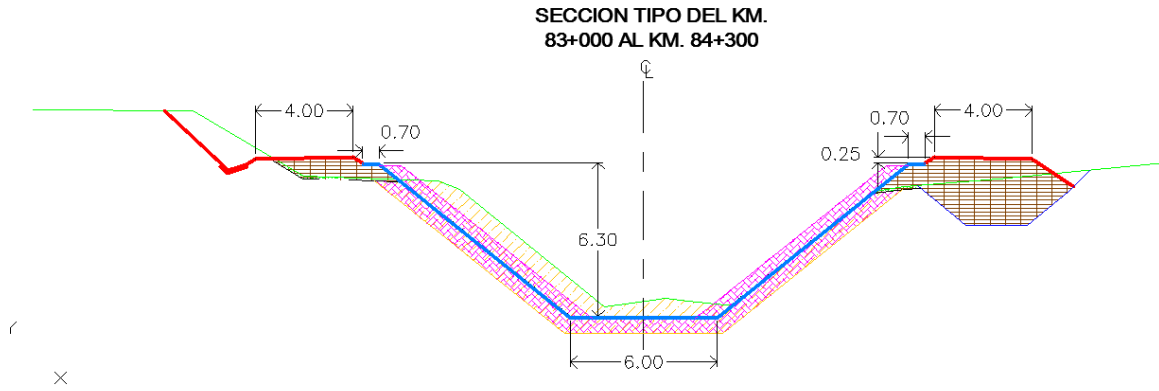


Figura 4.12 Tramo 82+840 al 83+120.

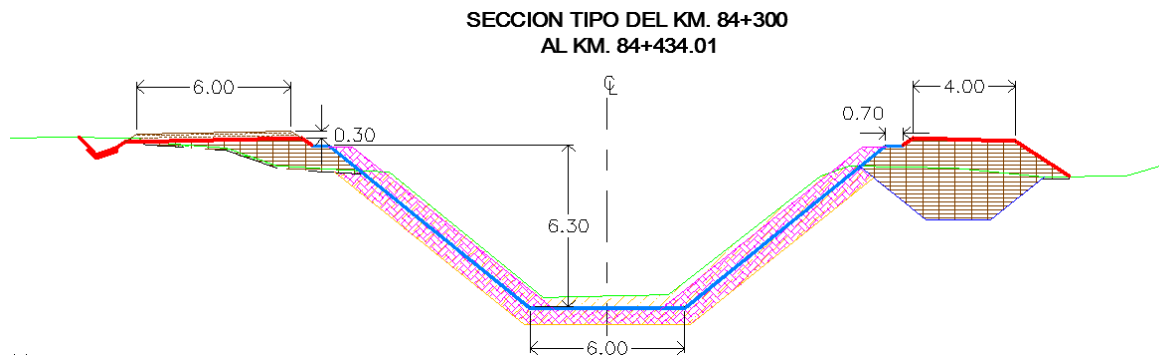


Figura 4.13 Tramo 83+120 al 84+445.

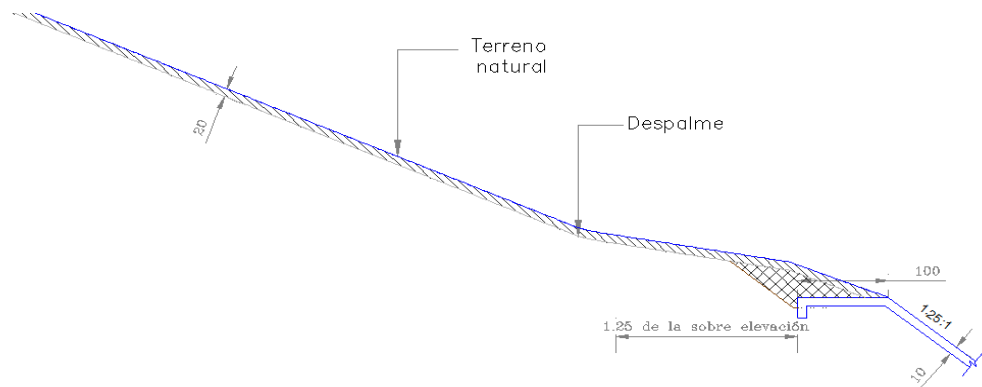
## 4.8. Procedimiento constructivo

A continuación se presenta la propuesta de procedimiento constructivo para la rehabilitación y sobreelevación del canal en el tramo del km 82+840 al km 84+445.

### 4.8.1 Sobreelevación de la sección tipo 2 y 3 (Tajo y Cuneta Margen Izquierda).

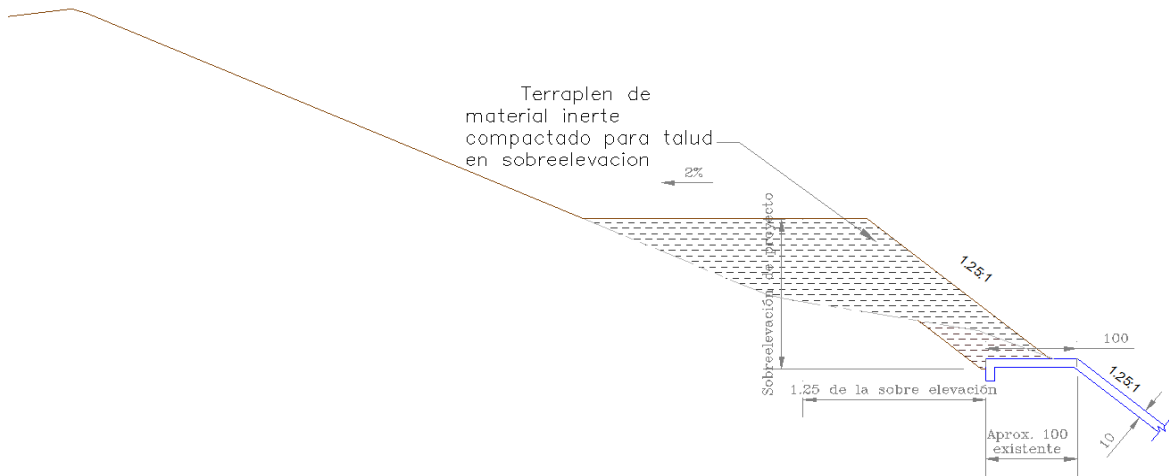
#### 1ra. Desmonte, desyerbe y limpia del terreno.

Se comienza los trabajos de limpieza con el desmonte y despalme del terreno. Después se realiza trazo y nivelación con equipo topográfico, para realizar la excavación del material para la formación de los bordos. Se hace un despalme en el bordo de canal, para remover material inestable.



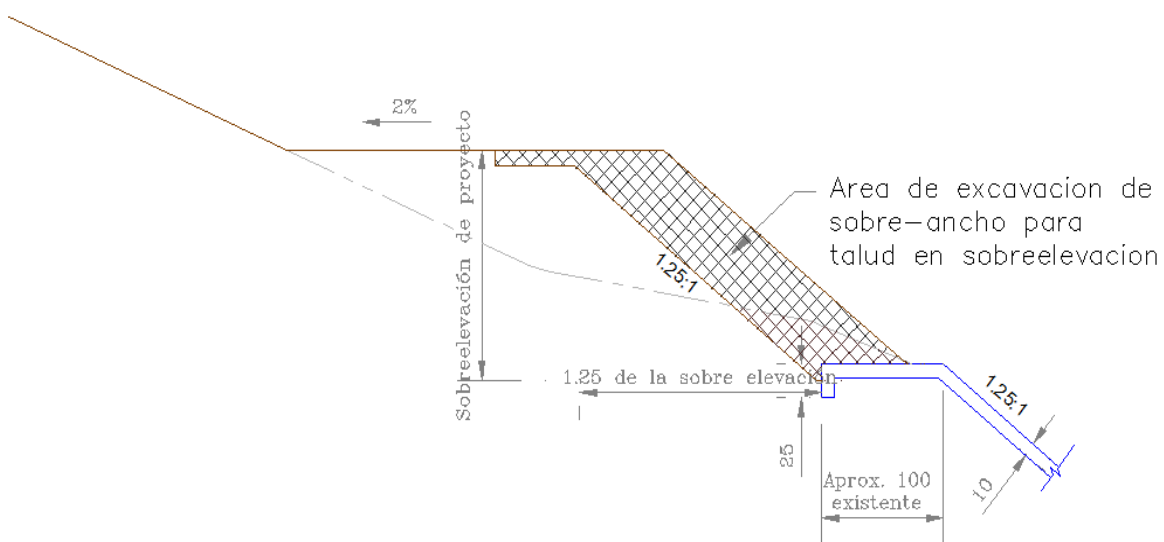
## 2da. Formación de bordos.

Formación de bordos con material inerte procedente de banco de préstamo y/o préstamo lateral, compactándose al 90% de la prueba Proctor, en capas no mayores de 20 cms. Y con la humedad que determine el laboratorio

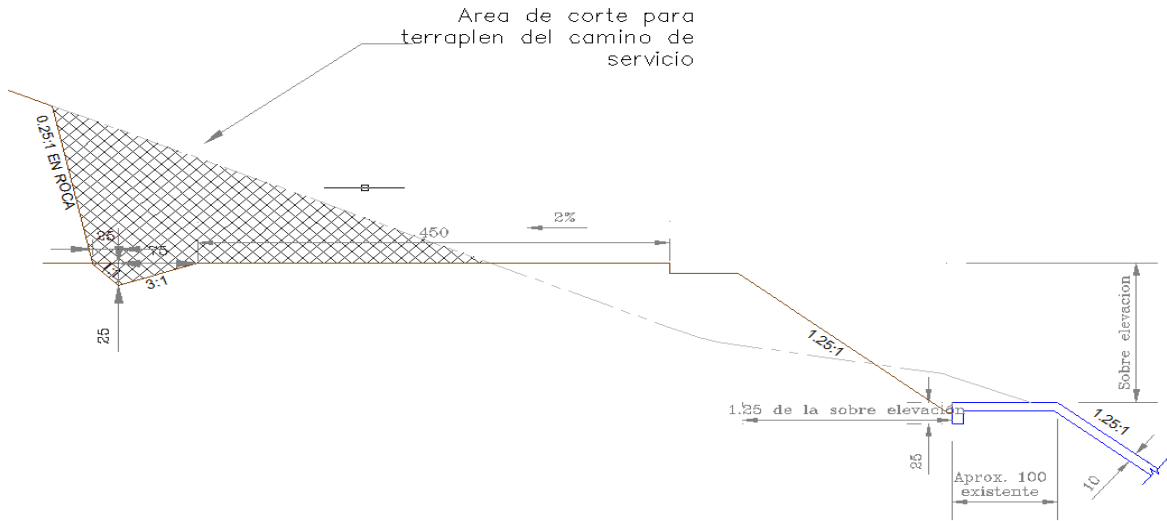


## 3ra. Excavación de material.

Excavación del material de sobre la banqueta de concreto existente y de la sobre-colocación de los terraplenes para afine de superficie sobre la que se colocara concreto de sobreelevación.

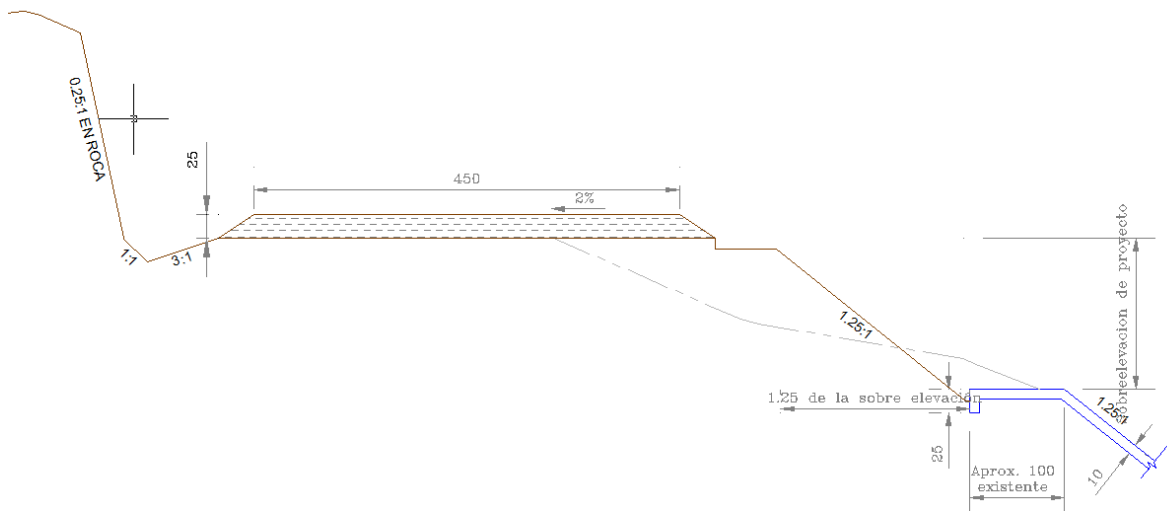


#### 4ta. Excavación en el tajo y formación de la cuneta.



#### 5ta. Formación de sobrebordo.

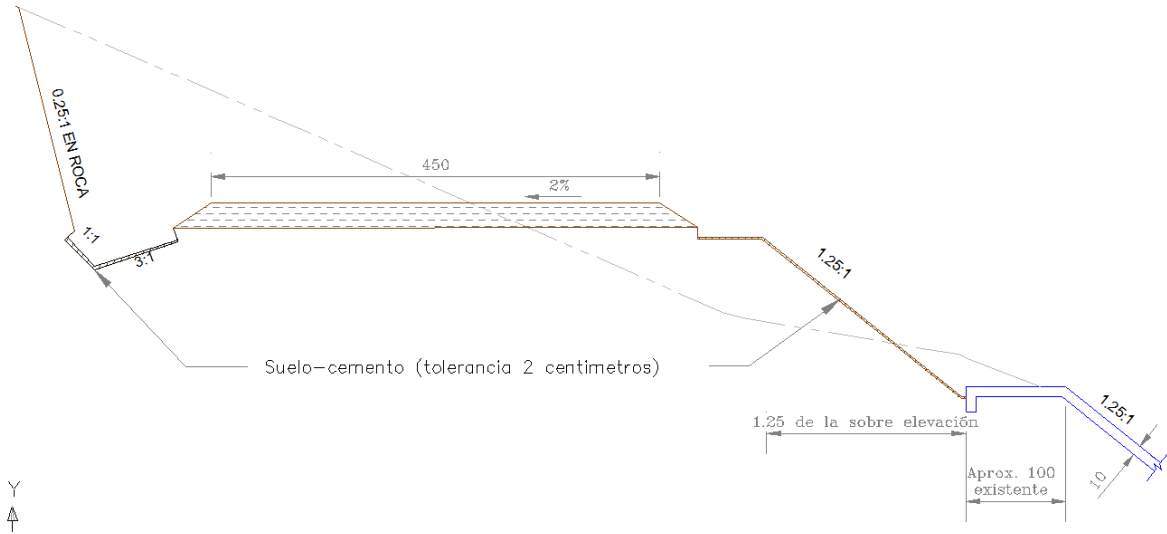
Formación de sobre bordo con material producto de excavación y/o afine y en caso de ser necesario con material de banco.





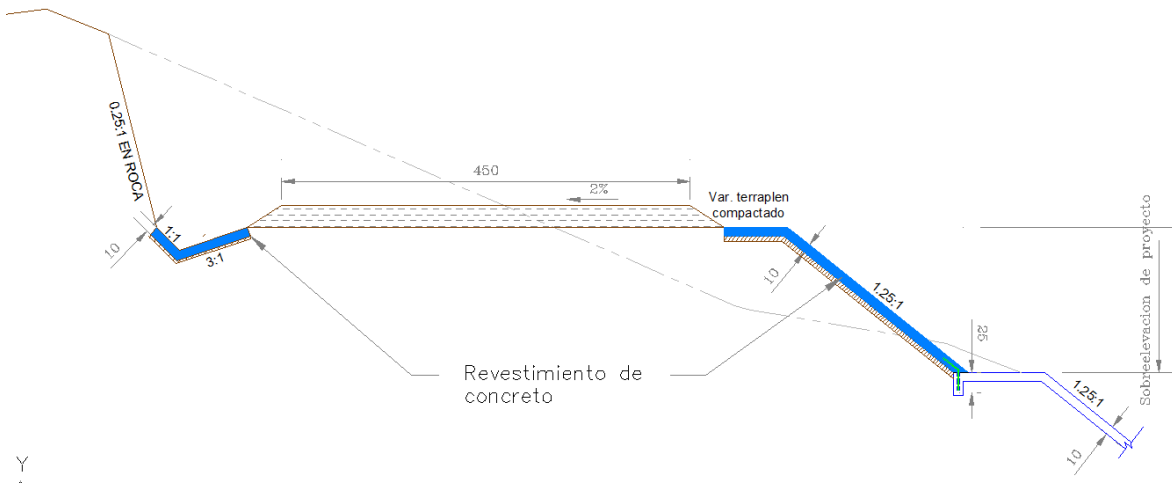
### 6ta. Colocación de suelo-cemento.

Colocación del suelo-cemento en terraplén y cuneta cuando se requiera con un espesor de 10 cms. Como máximo.



### 7ma. Colocación de concreto.

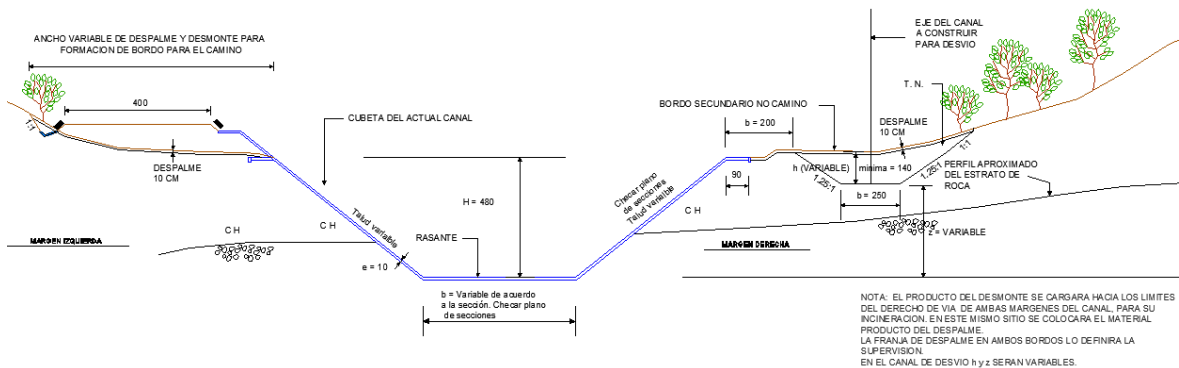
Colocación del revestimiento de concreto con un espesor de 10 cms.



## 4.8.2 Sobreelevación de la sección tipo 2 y 3 (Tajo y Cuneta Margen Derecha).

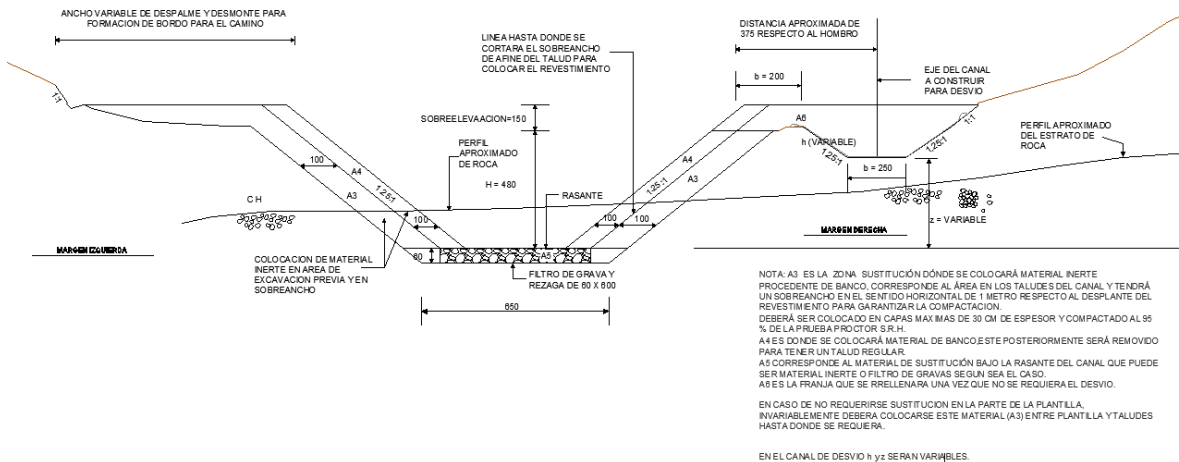
### 1ra. Desmote, desyerbe y limpia del terreno.

Se comienza los trabajos de limpieza con el desmote y despalme del terreno. Después se realiza trazo y nivelación con equipo topográfico, para realizar la excavación del material para la formación de los bordos. Se hace un despalme en el bordo de canal, para remover material inestable.



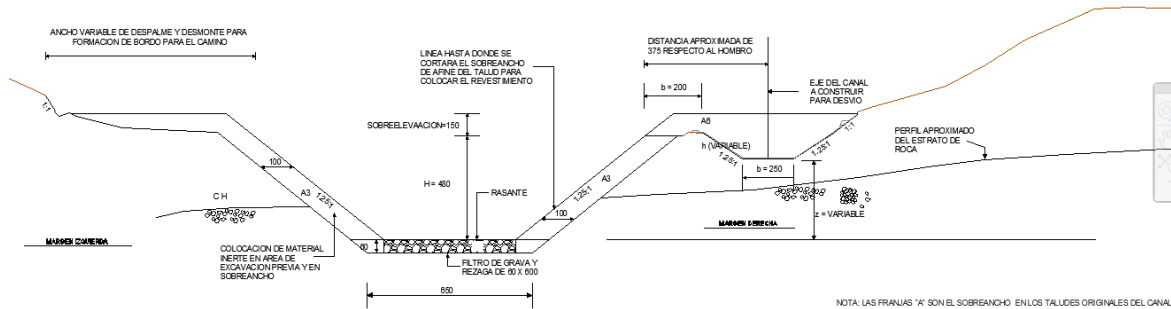
### 2da. Formación de bordos.

Formación de bordos con material inerte procedente de banco de préstamo y/o préstamo lateral, compactándose al 90% de la prueba Proctor, en capas no mayores de 20 cms. Y con la humedad que determine el laboratorio



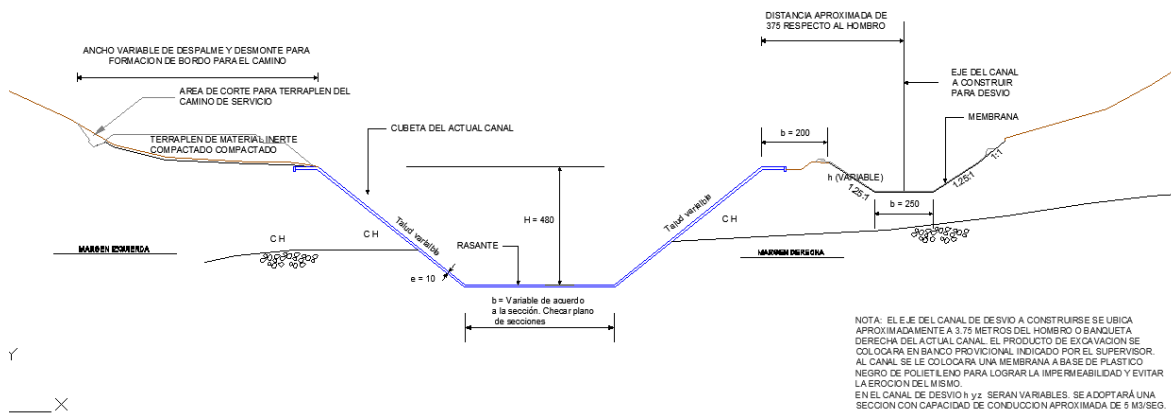
### 3ra. Excavación de material.

Excavación del material de sobre la banqueta de concreto existente y de la sobrecolocación de los terraplenes para afine de superficie sobre la que se colocara concreto de sobreelevación.



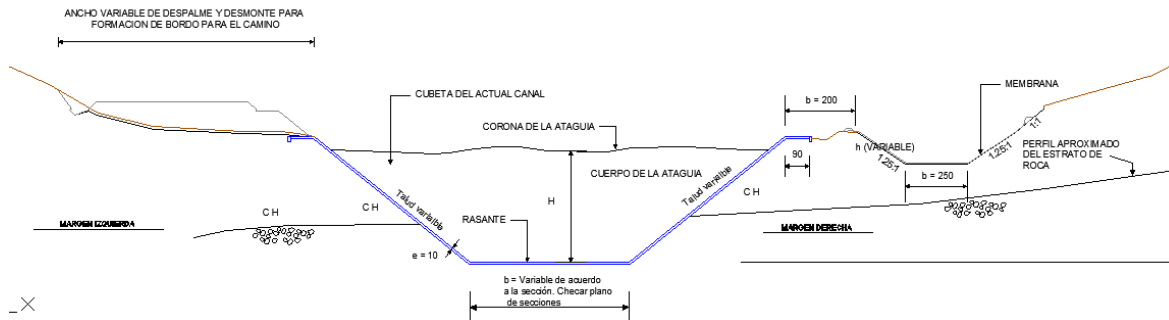
7a ETAPA.- EXCAVACION DE SOBREENCHO, AFINE DE TALUDES Y PLANTILLA PARA ALOJAR CONCRETO DE REVESTIMIENTO.

### 4ta. Excavación en el tajo y formación del canal de desvío.



## 5ta. Colocación de ataguías.

Las ataguías se construirán en los sitios y con los materiales aprobados por la supervisión, h variable. La altura está en función del nivel de aguas esperado.

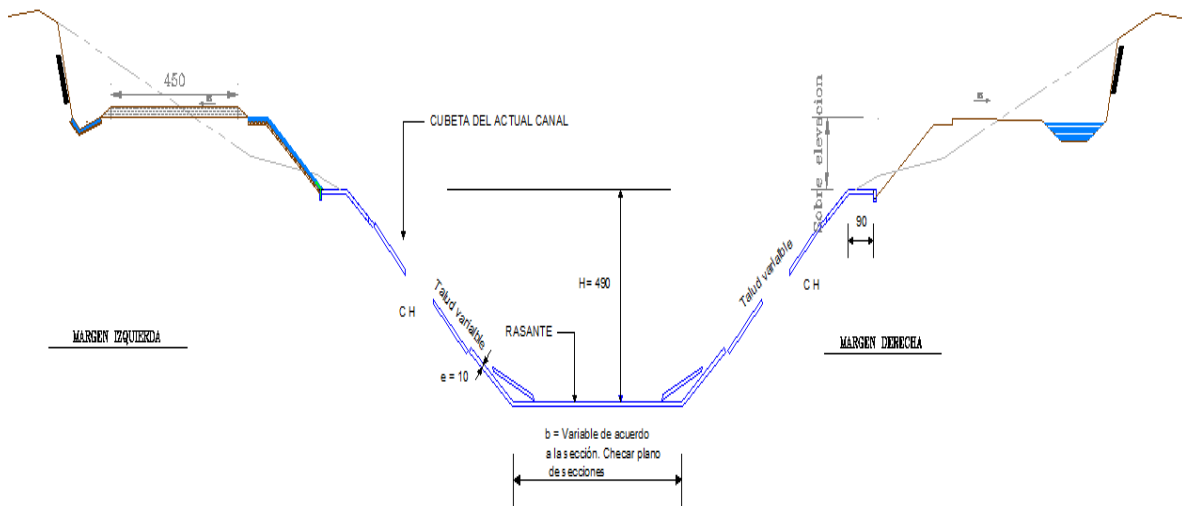


### 4.8.3 Rehabilitación y/o reconstrucción de la cubeta actual.

#### 1ra. Vaciado del canal y remoción de losas dañadas.

Las losas dañadas a lo ancho y largo del tramo de canal a rehabilitar, deberán ser plenamente identificadas y para su remoción, deberá contarse con la aprobación por parte de la supervisión. En esta actividad quedan incluidas además de la remoción, las maniobras necesarias para su extracción y transporte hasta el sitio autorizado para su depósito a una distancia máxima de 3 kilómetros.

En el canal de desvío h y z serán variables.



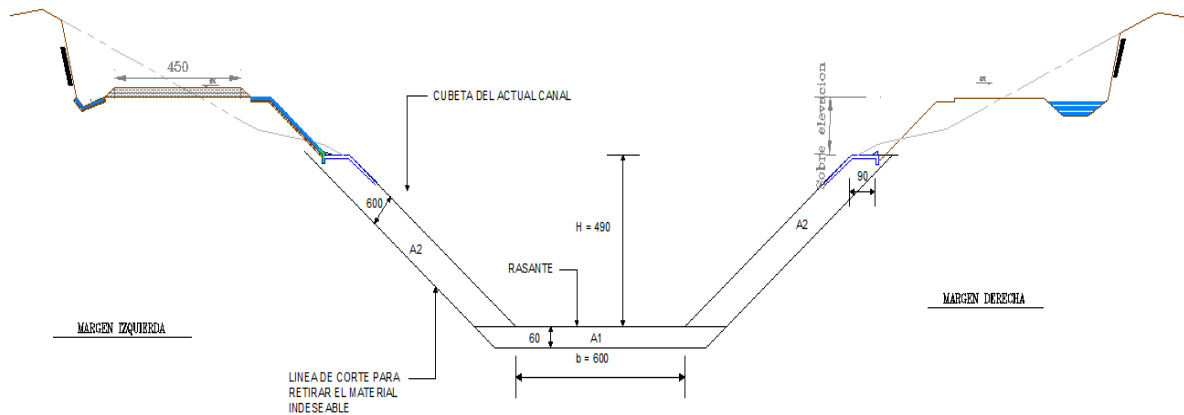
## 2da. Excavaciones para sustitución de material indeseable.

A1 corresponde al área de excavación hasta 60 cm por debajo de la rasante del canal.  
A2, corresponde al área de excavación en taludes del canal existente para sustitución de materiales no apto para construcción del canal. La tolerancia de estas excavaciones será de 5 centímetros en más o en menos.

En los tramos con presencia de roca solo se harán excavaciones para sustitución en la zona A2 y su estrato queda limitado en el subsuelo, por la línea del perfil de roca. El material producto de excavación podrá emplearse para construir un camino provisional y el excedente se transportara y se depositará en el sitio indicado por la supervisión a una distancia mínima de 5 kilómetros. **A5**, representa la capa de material existente que deberá ser removido o escarificado con un espesor máximo de 20 cm.

Aplicando humedad y energía de compactación para ligar las nuevas capas de sobreelevación. En el canal de desvío h y z serán variables.

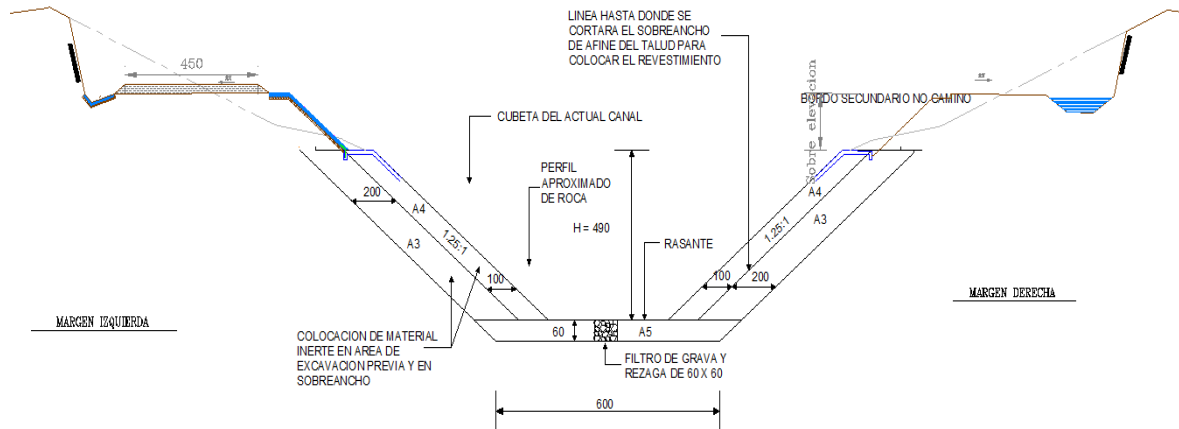




### 3ra. Colocación de material inerte para Sustitución incluye colocación de filtros.

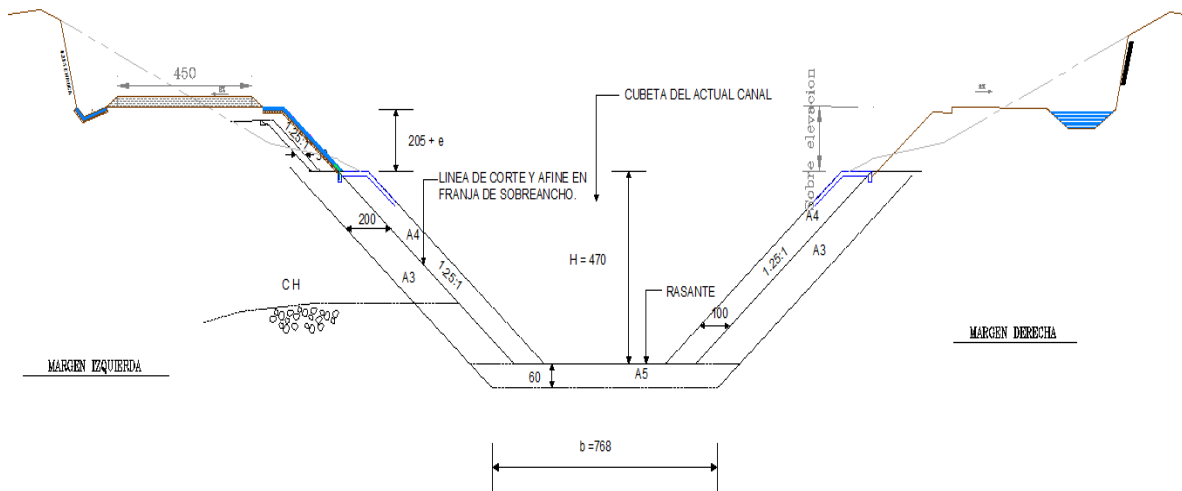
Representa el área del bordo sobre elevado en ambas márgenes lo cual se hará con material inerte procedente de banco. En el proceso de esta sobreelevación, antes de colocar la primera capa que será de 20 centímetros de espesor, deberá previamente escarificarse y aplicar humedad al bordo existente, la colocación de material en las etapas subsecuentes será de 30 cm.

De espesor. En todos los casos se aplicará la humedad y energía de compactación requeridas de acuerdo a especificaciones y/o las ordenes de la supervisión, el corte y afine para desplante del revestimiento en la cubeta del canal, deberá garantizar el espesor de 10 cm. Aceptando una sobre excavación hasta de dos centímetros, a la cual se le colocará suelo-cemento, siempre que esto no sea sistemático previa aprobación por parte de la supervisión.



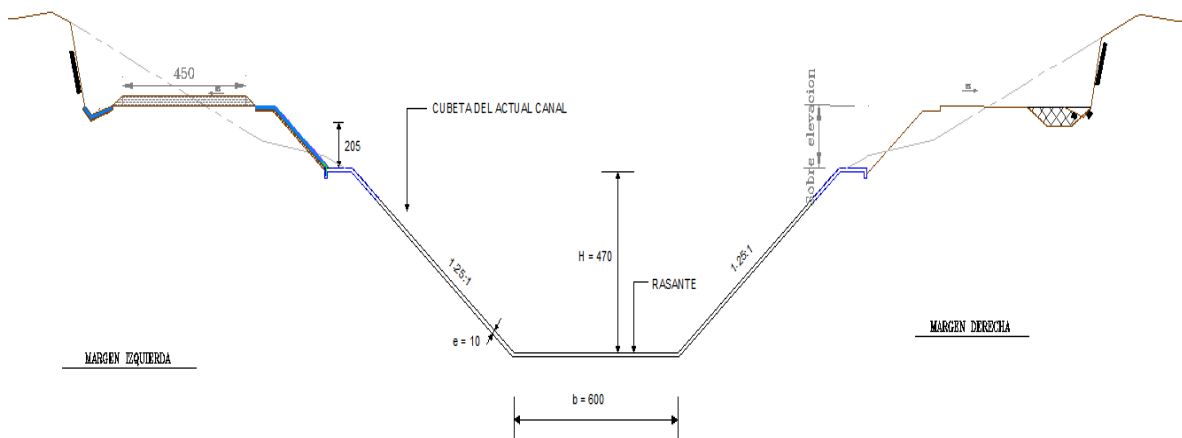
#### 4ta. Afine de taludes (con material de banco, compactado al 90% Proctor).

Representa el área del bordo sobre elevado en ambas márgenes lo cual se hará con material inerte procedente de banco. En el proceso de esta sobreelevación, antes de colocar la primera capa que será de 20 centímetros de espesor, deberá previamente escarificarse y aplicar humedad al bordo existente, la colocación de material en las etapas subsecuentes será de 30 cm. De espesor. En todos los casos se aplicará la humedad y energía de compactación requeridas de acuerdo a especificaciones y/o las órdenes de la supervisión, el corte y afine para desplante del revestimiento en la cubeta del canal, deberá garantizar el espesor de 10 cm. Aceptando una sobre excavación hasta de dos centímetros, a la cual se le colocará suelo-cemento, siempre que esto no sea sistemático previa aprobación por parte de la supervisión.

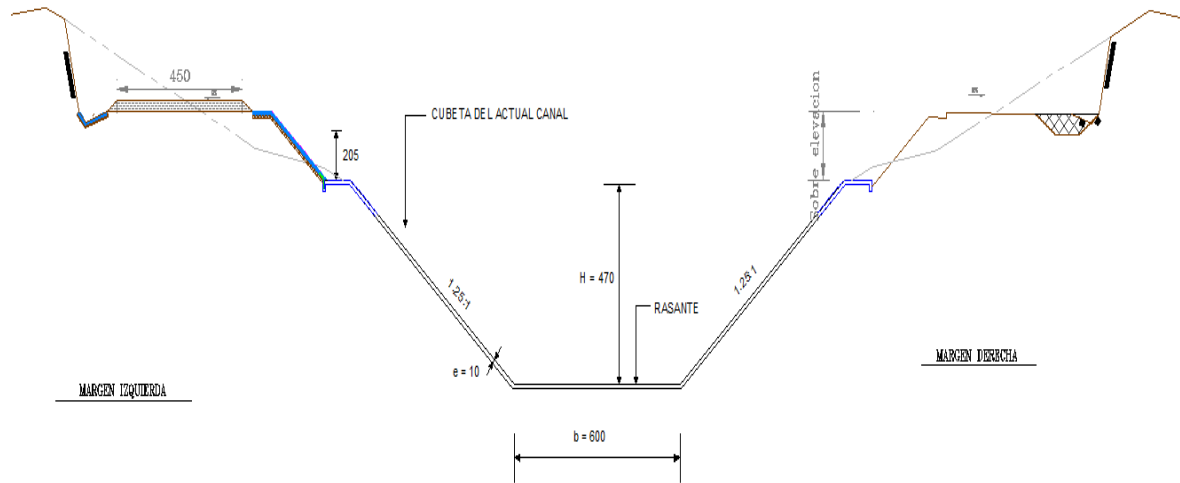


**5ta.- Colocación de concreto hidráulico  $f'c=140 \text{ kg/cm}^2$  en cubeta del canal incluye colocación de sello en juntas.**

Para el revestimiento del canal se empleará concreto de  $f'c=140 \text{ kg/cm}^2$ , y su colocación se hará revistiendo primero la plantilla con losas máximo de 3x4 metros coladas alternamente entre sí, dejando juntas o ranurado para el colocado de sello de contracción con material asfáltico. Las losas extremas de la plantilla hacia ambos taludes deberán prolongarse hacia estos cuando menos 30 centímetros dejando juntas de contracción, desde donde se continuará con el revestimiento de ambos taludes con losas de 3 x 4 metros, dejando también juntas y colocando sello.



## 6.- Remoción de ataguías, relleno del canal de desvío y formación de cuneta.

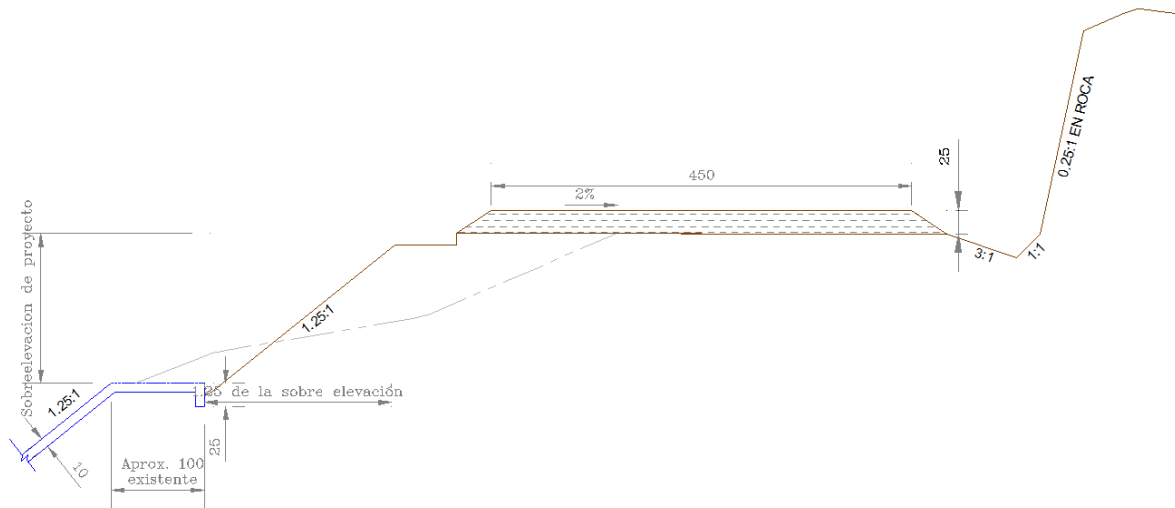


Nota: acotaciones en centímetros, el laboratorio de la residencia determinara en el campo las zonas en que se localice material rocoso.

#### 4.8.4 Continúa la sobreelevación de la sección tipo 2 y 3 (Tajo y Cuneta Margen Derecha).

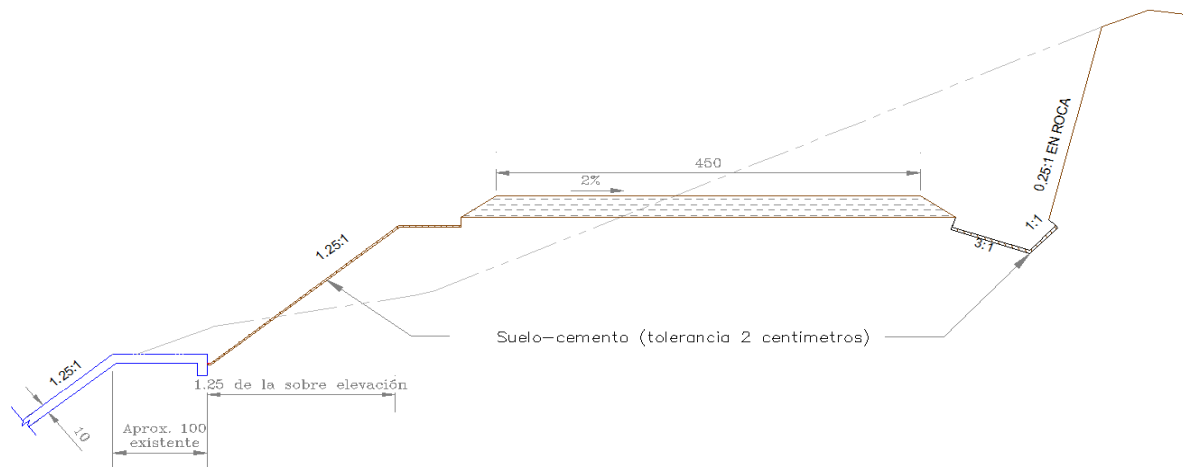
##### 1ra. Formación de sobrebordo.

Formación de sobre bordo con material producto de excavación y/o afine y en caso de ser necesario con material de banco.



##### 2da. Colocación de suelo-cemento.

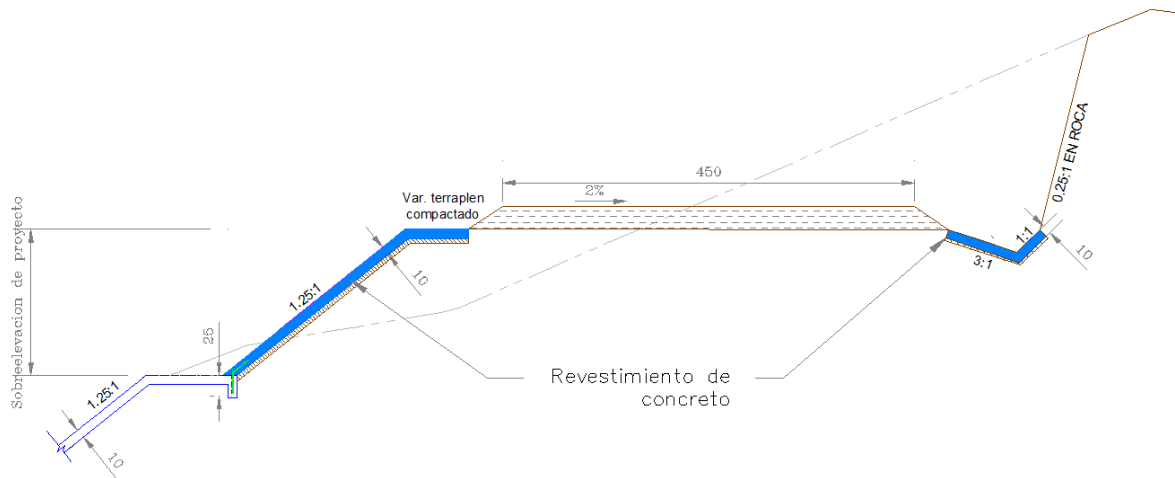
Colocación del suelo-cemento en terraplén y cuneta cuando se requiera con un espesor de 10 cms. Como máximo.





### 3ta. Colocación de concreto.

Colocación del revestimiento de concreto con un espesor de 10 cms.





## 4.9. Catálogo de conceptos y presupuesto base

El costo estimado es de \$ 31,792,677.81 (SON TREINTA Y UN MILLONES SETECIENTOS NOVENTA Y DOS MIL SEISCIENTOS SETENTA Y SIETE PESOS 81/100 M.N).

Tabla 4.3 Catálogo de conceptos y presupuesto del tramo de sobreelevación del CPH.

CONAGUA COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA		CONCURSO No.				
Subdirección General de Infraestructura Hidroagrícola Organismo de Cuenca Pacífico Norte		RMDR: REHABILITACION Y SOBREELEVACION DEL CANAL PRINCIPAL HUMAYA DEL KM 77+720 AL KM 79+420 (CADENAMIENTO DEL DISTRITO DE RIEGO) + KM 82+840 AL KM 84+445 (CADENAMIENTO DEL ESTUDIO) DISTRITO DE RIEGO 010 CULIACAN-HUMAYA, MUNICIPIO DE MOCORITO, ESTADO DE SINALOA.				
CATALOGO DE CONCEPTOS, CANTIDADES DE TRABAJO Y PRESUPUESTO DEL PAQUETE DE CONCURSO						
CLASIFICACION	CONCEPTO E N U N C I A D O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO CON LETRA (\$)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)
<b>SOBREELEVACION DEL CANAL PRINCIPAL HUMAYA</b>						
2.1.-	<b>TERRACERIAS</b>					
2.1.1.a.	Desmonte, desentrañe, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción, en cualquier tipo y cantidad de vegetación, en el área de desplante de bordos o terraplenes y zonas destinadas a préstamo de banco.	Ha.	4.120	OCHOMIL TRESCIENTOS VEINTISIETE PESOS 65/100 M.N.	8,327.65	34,309.92
2.1.1.2.a.	Desplante de material no apto para cimentación y/o desplante de terraplenes y zonas destinadas a préstamo de banco.	M <sup>3</sup>	1,279.95	NUEVE PESOS 07/100 M.N.	9.07	11,609.15
2.1.1.2.b.	Repleno del material producto del desplante a que se refiere el concepto 2.1.1.2.a.	M <sup>3</sup>	1,279.95	SIETE PESOS 24/100 M.N.	7.24	9,266.84
2.1.2.-	<b>EXCAVACIONES</b>					
2.1.2.1.a.	Excavación en material común, para formar la cubeta del canal, incluye el acarreo en el primer kilómetro a depósito temporal y/o sitio de utilización.	M <sup>3</sup>	96,479.68	CUARENTA Y CUATRO PESOS 00/100 M.N.	44.00	4,245,105.92
2.1.2.2.a.	Excavación en material común, en los tajos, incluye el acarreo en el primer kilómetro a depósito temporal y/o sitio de utilización.	M <sup>3</sup>	10,275.00	TREINTA Y CUATRO PESOS 08/100 M.N.	34.08	350,172.00
2.1.2.2.b.	Excavación en roca en tajos, incluye el acarreo en el primer kilómetro a depósito temporal.	M <sup>3</sup>	1,929.59	DOSCIENTOS UN PESOS 20/100 M.N.	201.19	388,214.94
2.1.2.4.a.	Excavaciones en material común, en préstamo de banco, para la formación de bordos o terraplenes y rellenos compactados, no incluye acarreo.	M <sup>3</sup>	69,656.15	Diecinueve pesos 74/100 M.N.	19.74	1,375,012.40
2.1.2.4.b.	Excavaciones en material común en préstamo de banco, en conglomerado y/o de rocas alteradas, para la formación de revestimiento de caminos, no incluye acarreo.	M <sup>3</sup>	589.17	VEINTINUEVE PESOS 38/100 M.N.	29.38	17,309.81
2.1.2.6.a.	Excavaciones en material común en préstamo de banco, para la obtención de agregados para la elaboración de concretos, no incluye acarreo.	M <sup>3</sup>	6,507.79	CIENTO CINCUENTA Y SIETE PESOS 00/100 M.N.	157.00	1,021,723.41
2.1.3.-	<b>CONSTRUCCION DE BORDOS Y TERRAPLENES</b>					
2.1.3.1.a.	Terraplén compactado al 95 + - 2% de la prueba proctor (SRH), para bordos y caminos, formados con material obtenido de préstamo y/o excavaciones previas, no incluye acarreo.	M <sup>3</sup>	69,656.15	TREINTA Y NUEVE PESOS 35/100 M.N.	39.35	2,740,969.50
2.1.3.1.b.	Revestimiento de caminos, formados con material obtenido de banco, no incluye acarreo.	M <sup>3</sup>	552.00	VEINTINUEVE PESOS 45/100 M.N.	29.45	16,256.40
2.1.3.a.1.	Costo por regalías, derechos o concesiones por explotación de préstamo de banco, para la formación de bordos o terraplenes, rellenos compactados y revestimientos de caminos	M <sup>3</sup>	70,245.32	Dieciocho pesos 01/100 M.N.	18.01	1,265,118.21
2.1.3.a.2.	Costo por regalías, derechos o concesiones por explotación de préstamo de banco, para la obtención de agregados para la elaboración de concretos	M <sup>3</sup>	6,507.79	Dieciocho pesos 01/100 M.N.	18.01	117,205.34
2.1.3.4.	<b>ACARREOS DE TERRACERIAS Y AGREGADOS PARA LA FABRICACION DE CONCRETOS.</b>					
2.1.3.4.a.1.	Acarreo de los materiales producto de las excavaciones de los conceptos 2.1.2.4.a y 2.1.2.4.b., en el primer kilómetro, incluye el costo del abundamiento del material.	M <sup>3</sup>	70,245.32	Diecisiete pesos 55/100 M.N.	17.55	1,232,805.37
2.1.3.4.a.2.	Acarreo de los materiales producto de las excavaciones de los conceptos 2.1.2.4.a y 2.1.2.4.b., en los kilómetros subsecuentes al primero, incluye el costo del abundamiento del material.	MP-KM	2,208.00	OCHO PESOS 78/100 M.N.	8.78	19,386.24
2.1.3.4.b.1.	Acarreo de los agregados producto de las excavaciones del concepto 2.1.2.6.a., para la fabricación de concretos, en el primer kilómetro, incluye el costo del abundamiento del material.	MP	6,507.79	Diecisiete pesos 55/100 M.N.	17.55	114,211.76
2.1.3.4.b.2.	Acarreo de los agregados producto de las excavaciones del concepto 2.1.2.6.a., para la fabricación de concretos, en los kilómetros subsecuentes al primero, incluye el costo del material abundado.	MP-KM	351,420.79	OCHO PESOS 78/100 M.N.	8.78	3,085,474.53
2.2.	<b>REVESTIMIENTOS DE CONCRETO</b>					
2.2.1.1.a.	Fabricación y colocación de concreto para Revestimiento del canal de f'c = 150 kg/cm2, incluye el suministro de cemento, aditivo retardante (en su caso), no incluye el suministro y colocación de cerchas (cimbra) de canal de lámina doblada (PTR) DE 4".	M <sup>2</sup>	4,126.55	MIL SETECIENTOS CUARENTA PESOS 73/100 M.N.	1,740.73	7,183,208.38
2.2.1.1.b.	Suministro y colocación de cercha de PTR 4" (cerchado), acabado y colocación de membrana de curado para el revestimiento del canal.	M <sup>2</sup>	6,334.55	CIENTO SESENTA Y CINCO PESOS 41/100 M.N.	165.41	1,047,797.92
2.2.1.1.d.	Estabilización de taludes y rellenos con suelo cemento con suministro de cemento.	M <sup>3</sup>	100.00	OCHOCIENTOS SIETE PESOS 29/100 M.N.	807.29	80,729.00
2.2.1.1.f.	Fabricación y colocación de concreto hidráulico de f'c=150 kg/cm2 para la reparación de losas en la cubeta actual del canal del km 82+840 al km 83+000.		96.00	MIL SETECIENTOS CUARENTA PESOS 73/100 M.N.	1,740.73	167,110.08
2.2.1.2.a.	Fabricación y colocación de concreto para revestimiento de cunetas, de f'c = 150 kg/cm2, incluye el suministro de cemento, y aditivo retardante (en su caso), no incluye el suministro y colocación de cerchas (cimbra) de canal de lámina doblada (PTR) DE 4".	M <sup>2</sup>	151.03	MIL SETECIENTOS CUARENTA PESOS 73/100 M.N.	1,740.73	262,902.45
2.3.5.-	<b>CONCEPTOS DIVERSOS.</b>					
2.3.5.0.b	Filtro de grava y/o rezaga en plantilla de canal.	M <sup>2</sup>	1,032.49	DOSCIENTOS TRECE PESOS 56/100 M.N.	213.56	220,498.56
2.3.5.0.c.	Suministro y colocación de tubo de p.v.c. de 6.35 centímetros (2 1/2") de diámetro nominal para floraderos	pz	500.00	TREITA Y TRES PESOS 94/100 M.N.	33.94	16,970.00
2.3.5.1. a.	Suministro y colocación de sello en juntas de contracción en losas del revestimiento del canal.	ML	24,419.40	VEINTIOCHO PESOS 77/100 M.N.	28.77	702,546.14
2.4.8.1.	Demolición de estructuras de concreto	M <sup>3</sup>	2,611.85	CUATROCIENTOS CUARENTA Y SEIS PESOS 65/100 M.N.	446.65	1,166,582.80
2.4.8.1.b.	Colocación y remoción de ataguías	M <sup>2</sup>	1,822.28	CUARENTA Y DOS PESOS 02/100 M.N.	42.02	76,572.21
2.4.8.1.e.	Bombeo de 12" (Bomba Charquera)	HE	360.00	SEISCIENTOS VEINTITRES PESOS 36/100 M.N.	623.36	224,409.60
2.6.1.2.b.	Bomba de 102 mm. (4") de diámetro.	HE	360.00	CIENTO CUARENTA Y TRES PESOS 15/100 M.N.	143.15	51,534.00
2.6.1.2.c.	Suministro, colocación y retiro de polietileno calibre 600 para desvío de cauce.	M2	15,500.00	OCHO PESOS 71/100 M.N.	8.71	135,005.00
2.8.1.1.a.	Remoción de cerco perimetral estándar en cercos, a base de postes de madera y/o galvanizado (metálico) y alambres de púas, incluye material, mano de obra y todo lo necesario.	ML	200.00	VEINTINUEVE PESOS 21/100 M.N.	29.21	5,842.00
2.8.1.1.b.	Colocación de cerco perimetral estándar en cercos, a base de postes de madera y/o galvanizado (metálico) y alambres de púas, incluye material, mano de obra y todo lo necesario.	ML	200.00	CIENTO OCHO PESOS 10/100 M.N.	108.10	21,620.00
<b>IMPORTE TOTAL DE LA PROPOSICION:</b>					<b>SUBTOTAL=</b>	<b>27,407,480.87</b>
I.V.A. =					I.V.A. =	4,385,196.94
<b>TOTAL DE LA PROPOSICION:</b>						<b>\$ 31,792,677.81</b>
<b>FECHA:</b>						
<b>NOMBRE DE LA EMPRESA</b>						
<b>NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE LEGAL</b>						
					<b>COSTO/KILOMETRO</b>	<b>1.61</b>
					<b>LONGITUD</b>	<b>19,808,522.00</b>



**4.10. Anexo de realización de 16 sondeos del km 83+000 al km 84+400 del Canal Principal Humaya en el Distrito de Riego 010 Culiacán-Humaya, Sinaloa.**