

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE BOLÍVAR
ESCUELA DE CIENCIAS DE LA TIERRA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MODELO DE CIERRE DEL RÍO CARONÍ PROPUESTO POR C.V.G. EDELCA Y EL PLANTEADO POR EL CONSORCIO OIV TOCOMA, ENTRE LAS PROGRESIVAS (0+618 A LA 1+350) DE LA PRESA DERECHA, EN LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA MANUEL PIAR “TOCOMA” UBICADA EN EL MUNICIPIO CARONÍ.

**TRABAJO FINAL DE
GRADO PRESENTADO POR
LOS BACHILLERES
ALCANTARA G. HECTOR J.
Y MANTILLA S. RICARDO
J. PARA OPTAR AL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL**

CIUDAD BOLÍVAR, FEBRERO DE 2011

HOJA DE APROBACIÓN

Este trabajo de grado, titulado “ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MODELO DE CIERRE DEL RÍO CARONÍ PROPUESTO POR C.V.G. EDELCA Y EL PLANTEADO POR EL CONSORCIO OIV TOCOMA, ENTRE LAS PROGRESIVAS (0+618 A LA 1+350) DE LA PRESA DERECHA, EN LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA MANUEL PIAR “TOCOMA” UBICADA EN EL MUNICIPIO CARONÍ”, presentado por los bachilleres HECTOR JOSE ALCANTARA GARCIA y RICARDO JAVIER MANTILLA SAAVEDRA, ha sido aprobado de acuerdo a los reglamentos de la Universidad de Oriente, por el jurado integrado por los profesores:

Nombre	Firma
<u>Giovanni Grieco</u> (Tutor)	_____
<u>Jesús Martínez</u> (Jurado)	_____
<u>Mario Castro</u> (Jurado)	_____

Profesor Jacques Edlibi
Jefe del Departamento de Ingeniería Civil

Ciudad Bolívar, Febrero de 2011

DEDICATORIA

En primer lugar a Dios Todopoderoso, por darme vida y salud, y a mi familia, por haberme prestado apoyo desde el inicio de éste trabajo de investigación.

Héctor Alcántara.

DEDICATORIA

A mis padres Doris Saavedra y Luis Mantilla por apoyarme siempre en mi carrera y ser mi fuente de apoyo en todo momento, por estar allí cuando más los necesité y por sus buenos consejos, a Dios por escucharme siempre, no abandonarme cuando más lo necesite y por permitirme lograr las metas que me propuse durante este periodo de mi vida y a la Universidad de Oriente por formarme dentro de esta gran casa en mis años de preparación como profesional.

Ricardo Mantilla.

AGRADECIMIENTOS

En primer término, a mi Dios Todopoderoso por mostrarme el camino del bien, y ayudarme a cumplir ésta meta de muchas planteadas.

A mi madre Ramona García, y a mi padre Héctor Alcántara, por haberme traído a la vida, y proporcionarme una educación integral, provista de excelentes valores. A mi hermana Niefrancis Alcántara, a mi abuela Carmen Josefina que en paz descanse, por sus bendiciones hacia mi persona, a mi tía Francisca de Alfaro por su apoyo incondicional y en general a todos los familiares y personas que me han prestado su colaboración para la ejecución de éste trabajo de investigación.

A mi tutor industrial, el Ingeniero Newton Abrão, por su colaboración en el planteamiento del tema de investigación. A la señora María Restrepo, y a mis compañeros de trabajo del departamento de Tierra y Roca de la margen derecha, del Consorcio OIV Tocomá, por el apoyo brindado en el periodo de pasantías.

A la Universidad de Oriente por haberme proporcionado de conocimientos en todos estos años, en especial a todo el personal que conforma el Departamento de Ingeniería Civil. A mi tutor académico, el profesor Giovanni Grieco, por haber compartido conocimientos y aprendizajes en estos años de estudio y ayudarme a cumplir esta meta.

Héctor Alcántara.

AGRADECIMIENTOS

A Dios Todopoderoso por guiarme en el camino del éxito y culminación de mi carrera. A mis padres, familiares y amigos, por depositar toda la confianza y apoyo incondicional en la realización de mi trabajo de grado para lograr obtener mi título de ingeniero civil, muchas gracias a todos.

A José David, que con dos años de edad y aunque no sepa leer y escribir, conté con su amor y cariño que me motivaron a seguir adelante en los momentos más difíciles de este periodo, Dios te bendiga.

Al consorcio OIV TOCOMA, por el apoyo incondicional prestado por todo el personal tanto obrero como empleado que hizo posible esta investigación y por el aporte de todas las atenciones que corresponden a estadía y transporte, aparte de toda la información que fue suministrada para los fines de este proyecto.

Al Ingeniero Mauro Martins, por su gran apoyo y dedicación en la realización de este proyecto de investigación, en su papel como tutor industrial, guía en los frentes de trabajo y gran amigo.

Al profesor Giovanni Grieco, por guiarme y orientarme en todo lo que respecta al área de hidráulica, correcciones y revisiones de este trabajo y aportes de material bibliográfico.

Ricardo Mantilla.

RESUMEN

En este trabajo de grado se planteó como objetivo general, “Comparar el modelo de cierre del río Caroní propuesto por C.V.G. EDELCA y el planteado por el consorcio OIV Tocomá, entre las progresivas (0+618 a la 1+350), de la presa derecha, en la central hidroeléctrica Manuel Piar “Tocomá”, ubicada en el municipio Caroní”. El nivel de investigación es de tipo descriptivo y con un diseño bibliográfico. En un principio se estableció un marco referencial constituido por antecedentes y bases teóricas para dar sustento a todo lo concerniente a los modelos de cierre de río. Luego se realizó un diagnóstico de la situación actual de los requisitos previos para iniciar con las actividades de desvío y en consecuencia cierre de río Caroní. Se procedió a describir tanto el modelo de cierre simple como el modelo de cierre doble. En la metodología de cierre simple, se presentaron dos alternativas, la primera consta del cierre aguas arriba (Avance de la ataguía C2) y la segunda comprende el cierre aguas abajo (Avance de la ataguía D2). Ambas alternativas arrojaron valores muy parecidos, por tal motivo se consideró la condición de cierre aguas arriba, por medio del avance de la ataguía D2, debido a efectos constructivos. La metodología de cierre doble consistió en la construcción de la ataguía D2 partiendo desde la margen izquierda hacia la margen derecha, luego se procedió con el avance simultáneo de las ataguías C y D desde la margen derecha hacia la margen izquierda hasta conformar el anillo. Se obtuvo que con la aplicación de la metodología de cierre doble se presentaron valores de velocidades, niveles y desniveles menores que con la aplicación de la metodología de cierre simple. En el caso de la metodología de cierre doble se logró realizar el cierre con material 3B (Rocas de 5 toneladas), mientras que con la metodología de cierre simple se logró mediante el uso de la correlación de la potencia específica, rocas de hasta 34 toneladas.

CONTENIDO

	Página
HOJA DE APROBACIÓN	II
DEDICATORIA	III
AGRADECIMIENTOS	V
RESUMEN	VII
CONTENIDO	VIII
LISTA DE FIGURAS	XI
LISTA DE TABLAS	XIII
LISTA DE APÉNDICES	XIV
LISTA DE ANEXOS	XVII
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I SITUACIÓN A INVESTIGAR	4
1.1 Planteamiento del problema.....	4
1.2 Objetivos de la investigación.....	7
1.2.1 Objetivo general.....	7
1.2.2 Objetivos específicos.....	7
1.3 Justificación de la investigación.....	7
1.4 Alcance.....	8
CAPÍTULO II GENERALIDADES	9
2.1 Reseña histórica de la empresa.....	9
2.2 Descripción de la empresa.....	10
2.2.1 Objetivos.....	12
2.2.2 Misión.....	12
2.2.3 Estructura organizativa.....	13
2.3 Descripción general del proyecto hidroeléctrico Manuel Piar “Tocoma”.....	13
2.3.1 Localización del Proyecto.....	14
2.3.2 Análisis de Alternativas.....	14
2.3.3 Componentes del proyecto complejo hidroeléctrico Tocoma.....	17
2.3.4 Caracterización del medio físico-biótico.....	19
2.4 Descripción de los macrocomponentes del proyecto.....	24
2.4.1 Presa de enrocamiento izquierda.....	24

2.4.2 Presa principal (Casa de maquina).....	25
2.4.3 Presas de transición	27
2.4.4 Aliviadero	27
2.4.5 Presa de tierra y enrocamiento derecha	28
2.4.6 Otros trabajo y vialidad.....	29
2.5 Datos significativos del Proyecto Hidroeléctrico Manuel Piar “Tocoma”	29
CAPÍTULO III MARCO TEÓRICO.....	34
3.1 Antecedentes de la investigación	34
3.2 Bases teóricas	35
3.2.1 Presa	35
3.2.2 Generalidades de la evaluación del sitio de la presa	50
3.2.3 Investigaciones geológicas y geotécnicas.....	51
3.2.4 Investigaciones de las cimentaciones.....	54
3.2.5 Desvío del río durante la construcción de la presa.....	58
3.2.6 Proyecto de la obras de desvío	61
3.3 Definición de términos básicos.....	69
CAPÍTULO IV METODOLOGÍA DE TRABAJO	71
4.1 Nivel de la investigación	71
4.2 Diseño de la investigación.....	72
4.3 Población y muestra.....	72
4.3.1 Población	72
4.3.2 Muestra	73
4.4 Técnicas de recolección de datos	74
4.4.1 Observación directa.....	75
4.4.2 Entrevista no estructurada.....	75
4.4.3 Revisión literaria	76
4.5 Técnicas de procesamiento y análisis de datos	76
4.5.1 Análisis cualitativo de los datos	77
4.5.2 Análisis cuantitativo de los datos	77
4.6 Flujograma de la metodología y su descripción.....	79
4.6.1 Flujograma de la metodología	79
4.6.2 Descripción del flujograma	81

CAPÍTULO V ANÁLISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS..... 83

5.1 Diagnosticar la situación actual del proyecto, en relación a los pre-requisitos para iniciar las actividades de cierre de río Caroní 83

 5.1.1 Condiciones aguas arriba..... 83

 5.1.2 Condiciones aguas abajo..... 89

5.2 Describir el modelo de cierre simple del río Caroní propuesto por C.V.G. EDELCA..... 94

 5.2.1 Características generales del ensayo 97

 5.2.2 Cierre aguas arriba 99

 5.2.3 Cierre aguas abajo102

5.3 Describir el modelo hidráulico optimizado planteado por el consorcio O.I.V. TOCOMA.....104

 5.3.1 Características generales del ensayo104

 5.3.2 Generalidades del modelo hidráulico optimizado.....104

5.4 Analizar las ventajas y desventajas del modelo de cierre simple del río Caroní propuesto por C.V.G. EDELCA y el modelo hidráulico optimizado planteado por el consorcio O.I.V. TOCOMA114

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... 119

REFERENCIAS 122

LISTA DE FIGURAS

	Página
2.1 Ubicación de la central hidroeléctrica Manuel Piar (Consortio OIV Tocomá, 2010).....	11
2.2 Localización del complejo hidroeléctrico Tocomá (AmbioConsult, C.A.).....	15
2.3 Alternativas de ubicación planteadas (EDELCA, 1998).....	16
2.4 Ubicación de los componentes principales del proyecto (EDELCA, 1998).....	17
2.5 Ubicación de las ataguías (EDELCA, 1998).....	19
2.6 Área de influencia del proyecto (EDELCA, 2000).....	20
2.7 Sección presa de enrocado con pantalla de concreto (EDELCA, 2008)...	26
2.8 Sección típica de casa de máquinas (EDELCA, 2008).....	26
2.9 Sección típica del aliviadero (EDELCA, 2008).....	27
2.10 Sección de la presa de tierra (EDELCA, 2008).....	28
3.1 Rellenos de tierra y enrocado en la construcción de presas (Novak, 2001).....	37
3.2 Principales variantes de presas de relleno de tierra-enrocado (Novak, 2001).....	38
3.3 Principales variantes de presas de enrocado (Novak, 2001).....	41
3.4 Principales variantes de la presas de concreto (Novak, 2001).....	44
3.5 Variantes adicionales de presas de concreto (Novak, 2001).....	46
3.6 Obras de desvío en pequeñas presas de tierra (Bolinaga, 1999).....	62
3.7 Obras de desvío haciendo uso del conducto de toma en pequeñas presas de tierra (Bolinaga, 1999).....	63
3.8 Esquema típico de obra de desvío para cualquier tipo de presa, haciendo uso de túneles de desvío (Bolinaga, 1999).....	65
3.9 Esquema típico de obras de desvío para presas de concreto en grandes ríos (Bolinaga, 1999).....	67
3.10 Control de basura en obras de desvío (Bolinaga, 1999).....	68
4.1 Componentes principales del proyecto (EDELCA, 1998).....	73
4.2 Presa derecha de tierra y roca (Consortio OIV TOCOMA, 2010).....	74
4.3 Flujograma de la investigación.....	80
5.1 Ataguía B.....	84
5.2 Ataguía A1.....	84
5.3 Presa Izquierda.....	85
5.4 Presa intermedia.....	85
5.5 Presa derecha.....	86
5.6 Aliviadero aguas arriba.....	87
5.7 Aliviadero, desmontaje de grúas.....	87

5.8	Sistema de achique.....	88
5.9	Construcción de muelle en la margen izquierda.....	88
5.10	Presa derecha monolito 18E.....	89
5.11	Canal de descarga.....	90
5.12	Patio de acopio de la cantera 3B.....	90
5.13	Nuevo tendido eléctrico.....	92
5.14	Construcción de la ataguía A6.....	93
5.15	Dique tapón (Consorcio OIV Tocomá, 2010).....	93
5.16	Cierre aguas arriba (EDELCA, 2008).....	94
5.17	Cierre aguas abajo (EDELCA, 2008).....	95
5.18	Situación aguas arriba (EDELCA, 2008).....	96
5.19	Situación aguas abajo (EDELCA, 2008).....	96
5.20	Modelo Físico a escala 1:80 (EDELCA, 2008).....	97
5.21	Ubicación de las estaciones de medición aguas arriba (EDELCA, 2008).....	98
5.22	Ubicación de las estaciones de medición aguas abajo (EDELCA, 2008).....	98
5.23	Cierre aguas arriba (EDELCA, 2008).....	99
5.24	Cierre aguas abajo (EDELCA, 2008).....	103
5.25	Remoción de la ataguía A1 (Consorcio OIV TOCOMA, 2010).....	105
5.26	Avance de la ataguía D2 (Consorcio OIV Tocomá, 2010).....	106
5.27	Ubicación de estaciones de medición de niveles y velocidades en primer desvío del río (Consorcio OIV Tocomá, 2010).....	107
5.28	Avance de la ataguía D2 desde la etapa 1 hasta la etapa 6 (Consorcio OIV Tocomá, 2010).....	109
5.29	Ubicación de estaciones de medición de niveles y velocidades en segundo desvío del río (Consorcio OIV Tocomá, 2010).....	111
5.30	Configuración de avances simultáneos entre las ataguías C2/D2.....	112
5.31	Rosario y collares (Consorcio OIV Tocomá, 2010).....	113

LISTA DE TABLAS

		Página
2.1	Datos del embalse del proyecto Tocomá (EDELCA, 2008).....	29
2.2	Datos de la presa de enrocamiento izquierda del proyecto Tocomá (EDELCA, 2008).....	30
2.3	Datos de las estructuras de toma del proyecto Tocomá (EDELCA, 2008).....	30
2.4	Datos de la casa de máquinas y nave de montaje del proyecto Tocomá (EDELCA, 2008).....	30
2.5	Datos de las presas de concreto del proyecto (EDELCA, 2008).....	31
2.6	Datos de la presa de tierra y enrocamiento derecha (EDELCA, 2008).....	31
2.7	Datos del aliviadero del proyecto Tocomá (EDELCA, 2008).....	31
2.8	Datos de las turbinas del proyecto Tocomá (EDELCA, 2008).....	32
2.9	Datos de los generadores del proyecto Tocomá (EDELCA, 2008).....	32
2.10	Datos de las grúas puente del proyecto Tocomá (EDELCA, 2008).....	32
2.11	Datos de las grúas pórtico del proyecto Tocomá (EDELCA, 2008).....	33
2.12	Datos del canal de descarga del proyecto Tocomá (EDELCA, 2008).....	33
5.1	Relación de rocas acopiadas en el patio 3A.....	91
5.2	Relación de rocas acopiadas en el patio 3B.....	91
5.3	Relación total entre los patios 3A y 3B, correspondiente a la margen derecha.....	91
5.4	Relación de rocas acopiadas en el canal de descarga.....	91
5.5	Relación total en el canal de descarga, correspondiente a la margen izquierda.....	92
5.6	Valores de potencia específica y peso de roca, con el avance de la ataguía C2.....	102
5.7	Avance de las ataguías C2/D2 desde la margen derecha a la margen izquierda.....	110
5.8	Análisis FODA de la metodología de cierre simple.....	115
5.9	Análisis FODA de la metodología de cierre doble.....	117

LISTA DE APÉNDICES

	Página
A NIVELES, VELOCIDADES Y DESNIVELES DURANTE EL CIERRE SIMPLE.....	124
A.1 Curva de Descarga de los 18 Ductos de Fondo del Aliviadero (EDELCA, 2008).....	125
A.2 Niveles de agua en la margen izquierda (EDELCA, 2008).....	126
A.3 Niveles de agua en la margen derecha (EDELCA, 2008).....	127
A.4 Velocidad en la punta de la ataguía C2 (EDELCA, 2008).....	128
A.5 Variación de los niveles en la punta de la ataguía C2 (EDELCA 2008)..	129
A.6 Descarga por 18 ductos y boquete de la ataguía C2 (EDELCA, 2008).	130
A.7 Valores de potencia específica y peso de rocas de la ataguía C2 (EDELCA, 2008).....	131
A.8 Niveles de agua en la margen derecha (EDELCA, 2008).....	132
A.9 Niveles de agua en la margen derecha, con el avance de la ataguía D2 (EDELCA, 2008).....	133
A.10 Velocidad en la punta de la ataguía D2 (EDELCA, 2008).....	134
A.11 Variación de niveles en la punta de la ataguía D2 (EDELCA, 2008)..	135
A.12 Descarga por los 18 ductos y boquete de la ataguía D2 (EDELCA)...	136
A.13 Valores de potencia específica y pesos de roca en la punta de la ataguía D2 (EDELCA, 2008).....	137
B NIVELES Y VELOCIDADES REGISTRADOS DURANTE EL CIERRE DOBLE.....	138
B.1 Niveles en estaciones durante avance de ataguía D2 desde margen izquierda (Consortio OIV Tocomá, 2010).....	139
B.2 Niveles en estaciones durante avance de ataguía D2 desde margen derecha (Consortio OIV Tocomá, 2010).....	140
B.3 Niveles en estaciones durante avance de ataguía C2 desde margen derecha (Consortio OIV Tocomá, 2010).....	141
B.4 Niveles en estaciones durante avance de ataguía C2 desde margen derecha (Consortio OIV Tocomá, 2010).....	142
B.5 Velocidades en los espolones durante el avance de la ataguía D2 desde margen izquierda (Consortio OIV Tocomá, 2010).....	143
B.6 Velocidades en los espolones durante el avance de la ataguía D2 desde margen derecha (Consortio OIV Tocomá, 2010).....	144
B.7 Velocidades en los espolones durante el avance de la ataguía C2 desde margen derecha (Consortio OIV Tocomá, 2010).....	145

B.8 Velocidades en los espolones durante el avance simultaneo de las ataguías C2 y D2 desde margen derecha (Consortio OIV Tocomá, 2010).....	146
C METODOLOGÍA DEL MODELO HIDRÁULICO OPTIMIZADO.....	147
C.1 Boquete inicial (Consortio OIV Tocomá 2010).....	148
C.2 Avance de 150m desde el espolón de margen izquierda en la ataguía D (Consortio OIV Tocomá 2010).....	149
C.3 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+375 hasta la 0+300 en la ataguía D (Consortio OIV Tocomá 2010).....	150
C.4 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+300 hasta la 0+250 en la ataguía D (Consortio OIV Tocomá 2010).....	151
C.5 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+375 hasta la 0+175 en la ataguía C (Consortio OIV Tocomá 2010).....	152
C.6 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+175 hasta la 0+075 en la ataguía C (Consortio OIV Tocomá 2010).....	153
C.7 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+250 hasta la 0+225 en la ataguía D (Consortio OIV Tocomá 2010).....	154
C.8 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+075 hasta la 0+050 en la ataguía C (Consortio OIV Tocomá 2010).....	155
C.9 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+225 hasta la 0+200 en la ataguía D (Consortio OIV Tocomá 2010).....	156
C.10 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+050 hasta la 0+037 en la nariz de la ataguía C (Consortio OIV Tocomá 2010).....	157
C.11 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+050 hasta la 0+037 aguas debajo de la nariz en la ataguía C (Consortio OIV Tocomá 2010).....	158
C.12 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+050 hasta la 0+037 aguas arriba de la nariz en la ataguía C (Consortio OIV Tocomá 2010).....	159
C.13 Relleno desde la margen derecha en la progresiva 0+050 hasta la 0+037 en la ataguía C (Consortio OIV Tocomá 2010).....	160
C.14 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+037 hasta la 0+025 en la nariz de la ataguía C (Consortio OIV Tocomá 2010).....	161
C.15 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+037 hasta la 0+025 aguas abajo en la nariz de la ataguía C (Consortio OIV Tocomá 2010).....	162
C.16 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+037 hasta la 0+025 aguas arriba de la nariz en la ataguía C (Consortio OIV Tocomá 2010).....	163

C.17	Relleno desde la margen derecha en la progresiva 0+037 hasta la 0+025 en la ataguía C (Consorcio OIV Tocomá 2010).....	164
C.18	Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+200 hasta la 0+187 en la ataguía D (Consorcio OIV Tocomá 2010).....	165
C.19	Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+187 hasta la 0+175 en la ataguía D (Consorcio OIV Tocomá 2010).....	166
C.20	Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+025 hasta la 0+013 en la nariz de la ataguía C (Consorcio OIV Tocomá 2010).....	167
C.21	Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+025 hasta la 0+013 aguas abajo en la nariz de la ataguía C (Consorcio OIV Tocomá 2010).....	168
C.22	Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+025 hasta la 0+013 aguas arriba de la nariz en la ataguía C (Consorcio OIV Tocomá 2010).....	169
C.23	Relleno desde la margen derecha en la progresiva 0+025 hasta la 0+013 en la ataguía C (Consorcio OIV Tocomá 2010).....	170
C.24	Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+013 hasta la 0+000 en la nariz de la ataguía C (Consorcio OIV Tocomá 2010).....	171
C.25	Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+013 hasta la 0+000 aguas abajo en la nariz de la ataguía C (Consorcio OIV Tocomá 2010).....	172
C.26	Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+013 hasta la 0+000 aguas arriba de la nariz en la ataguía C (Consorcio OIV Tocomá 2010).....	173
C.27	Relleno desde la margen derecha en la progresiva 0+013 hasta la 0+000 en la ataguía C. (Consorcio OIV Tocomá 2010).....	174
C.28	Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+175 hasta la 0+150 en la ataguía D (Consorcio OIV Tocomá 2010).....	175
C.29	Cantidades preliminares totales (Consorcio OIV Tocomá 2010).....	176
C.30	Situación final en roca (Consorcio OIV Tocomá 2010).....	177
C.31	Procedimiento (Consorcio OIV Tocomá 2010).....	178
C.32	Cantidades preliminares con protección en ataguías (Consorcio OIV Tocomá 2010).....	179
C.33	Lugar de achique (Consorcio OIV Tocomá 2010).....	180
C.34	Accesos al recinto para actividades de bote. (Consorcio OIV Tocomá 2010).....	181
C.35	Remoción de ataguías (Consorcio OIV Tocomá 2010).....	182
C.36	Preparación de la fundación (Consorcio OIV Tocomá 2010).....	183

LISTA DE ANEXOS

- 1 SECCIONES TÍPICAS DE LAS ATAGUIAS C/D.
- 2 BOQUETE CORRESPONDIENTE AL TRAMO III.
- 3 INSTRUCTIVO DE TRABAJO PARA LA ELABORACION DE ROSARIOS.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad se ha podido apreciar el desarrollo acelerado de nuevas civilizaciones a nivel mundial, por tal motivo se ha generado un incremento de bienes y servicios por parte de la sociedad, manteniendo en algunos casos a los entes y empresas en bajo perfil. En relación a la demanda de energía eléctrica, el hombre ha incursionado un poco más sobre la producción de la misma, mediante el desarrollo de centrales hidroeléctricas. Generalmente las centrales hidroeléctricas además de ser utilizadas como fuente de generación de energía eléctrica, también son construidas con la finalidad de constituir embalses de almacenamiento de agua para suplir las necesidades en épocas de sequías.

En Venezuela, específicamente en el estado Bolívar ya se han desarrollado diversos complejos hidroeléctricos, entre los cuales tenemos: la central de Guri con 10.000 MW de capacidad, la central de Macagua con 2.190 MW de capacidad y la central de Caruachi con 2.160 MW de capacidad.

Actualmente en el estado Bolívar, específicamente en el municipio Caroní se está llevando a cabo la construcción del complejo hidroeléctrico Manuel Piar “Tocoma”, el cual tendrá una capacidad de 2.160 MW de potencia. Esta obra hidráulica representa el último proyecto que se estará desarrollando en el bajo Caroní, en conjunto con las centrales Guri, Macagua y Caruachi. Cabe destacar que en el complejo hidroeléctrico Manuel Piar, se encontrara regulado por el embalse de Guri, para efectos constructivos y de funcionamiento.

En el complejo hidroeléctrico Manuel Piar “Tocoma”, actualmente se están llevando a cabo un conjunto de actividades para dar inicio al segundo desvío del río Caroní, y en consecuencia el cierre del río.

Esta medida es necesaria ya que se necesita culminar la construcción de la presa derecha entre las progresivas (0+618 a la 1+350), ejecutándose en condiciones secas. Este procedimiento consiste básicamente en la construcción de la ataguía C (Aguas arriba) y la ataguía D (Aguas abajo), para conformar el anillo.

Para realizar la conformación de este anillo, existen dos modelos de cierre de río. El primer modelo de cierre es el propuesto por el ente contratante, en este caso, C.V.G. EDELCA, el cual es un modelo de cierre simple. El otro modelo de cierre es el que plantea el Consorcio O.I.V. TOCOMA, el cual es un modelo de cierre doble.

El presente trabajo tiene como objeto de investigación, realizar un análisis comparativo entre el modelo de cierre del río Caroní, propuesto por C.V.G. EDELCA con el Modelo Hidráulico Optimizado planteado por el consorcio O.I.V TOCOMA. Se considera de gran importancia el desarrollo de esta investigación ya que nos proporciona información sobre cuáles son los aspectos positivos y negativos que se consideran al momento de aplicar cada modelo de cierre. Debido a esto, es conveniente analizar todos los parámetros que se presentan al momento del cierre del río, como por ejemplo, los niveles, velocidades y desniveles del agua que se presentan en cada modelo.

En consecuencia a lo explicado anteriormente, se ha dividido la presente investigación en cinco capítulos:

El capítulo I. Situación a investigar: consta del planteamiento del problema, el objetivo general, los objetivos específicos, justificación y alcance de la investigación.

El capítulo II. Generalidades: trata sobre los aspectos generales del complejo hidroeléctrico, la ubicación, acceso y características físicas de la zona.

El capítulo III. Marco teórico: está relacionado con los antecedentes de la investigación y las bases teóricas, la cual nos permite brindarle sustentabilidad y credibilidad al tema de investigación.

El capítulo IV. Metodología de trabajo: en el cual se señala el tipo y diseño de la investigación, el flujograma de la metodología de trabajo, la población y muestra, las técnicas e instrumentos de recolección de datos, y las técnicas de procesamiento y análisis de datos.

El capítulo V. Análisis e interpretación de los resultados: en esta fase se obtienen respuestas a los objetivos planteados. En este capítulo se muestran las tablas, figuras, cálculos y datos de la investigación.

Para finalizar, se muestran las conclusiones y recomendaciones, en atención a los resultados de la investigación y de acuerdo con la secuencia de los objetivos de la investigación se estructuran las conclusiones del trabajo y a partir de dichos conclusiones se establecen las recomendaciones relacionadas con los aspectos encontrados en el estudio. También se muestran los apéndices y anexos que ayudan a una mayor comprensión de la presente investigación.

CAPÍTULO I

SITUACIÓN A INVESTIGAR

1.1 Planteamiento del problema

A nivel mundial podemos observar la gran demanda existente por parte de la población de energía eléctrica, por su parte el hombre se ha preocupado por satisfacer ciertas necesidades y requerimientos de la población, empleando el uso de centrales hidroeléctricas. La función principal de una central hidroeléctrica, es aprovechar la energía potencial que le proporciona el cauce de un río, para convertirla en energía cinética y finalmente en energía eléctrica.

En Latinoamérica, particularmente en el río Paraná en la frontera entre Brasil y Paraguay, se desarrolló en el año 1970, la central hidroeléctrica Itaipú, con una capacidad instalada de 14.000 MW, por tal motivo se considera la segunda central de generación eléctrica más grande del mundo. En 1994, la Sociedad de Ingenieros Civiles eligió la represa de Itaipú como una de las siete modernas maravillas del mundo.

En Venezuela, específicamente en el estado Bolívar, aprovechando el desnivel de la superficie del lecho rocoso del río Caroní, se han construido varias centrales hidroeléctricas, entre las cuales tenemos: la central hidroeléctrica Simón Bolívar, también llamada represa del Guri, con 10.000 MW de capacidad; la central hidroeléctrica Antonio José de Sucre, la cual se le conoce como "Macagua" con 2.190 MW de capacidad y la central hidroeléctrica Francisco de Miranda "Caruachi". Todos estos proyectos fueron llevados a cabo bajo la supervisión e inspección de C.V.G. Electrificación del Caroní (C.V.G. EDELCA).

En la actualidad se encuentra en construcción la central hidroeléctrica Manuel Piar “Tocoma” con una capacidad prevista de 2.160 MW, la cual se considera la última central hidroeléctrica que será desarrollada en el bajo Caroní.

En el complejo hidroeléctrico Manuel Piar, se lleva a cabo una serie de actividades que darán inicio al segundo desvío del río Caroní, el cual se considera uno de los más importantes eventos en el procedimiento de construcción de la represa. Este segundo desvío, nos da origen a otro evento, siendo este el cierre del río Caroní.

En el proyecto se dará inicio a las actividades de cierre del río Caroní, una vez que se haya terminado la ataguía B, ataguía A1 aguas arribas sobre elevada hasta la cota 110, presa izquierda de enrocado con su pantalla parcialmente construida hasta la cota 110, presa intermedia terminada, presa derecha encerrada dentro de la ataguía A4 construida hasta la cota 110 y parcialmente terminada ciertas estructuras de aliviadero, en este caso los 18 ductos ubicados en la parte baja del mismo.

Este cierre del río Caroní, se realiza con la finalidad de continuar con la construcción de la presa derecha. El procedimiento consiste en la construcción de las ataguías C (Aguas Arriba) y D (Aguas Abajo) para así, formar el anillo y dar inicio a las actividades de achique y limpieza respectivamente en el lecho rocoso del río.

La empresa contratante, en este caso C.V.G. Electrificación del Caroní (C.V.G. EDELCA), con una gran experiencia en el desarrollo de centrales hidroeléctricas, ha propuesto la alternativa de “cierre simple” del río Caroní. Este modelo de cierre consiste en la construcción de la ataguía C2 (Aguas arriba) en un solo sentido desde la margen derecha hasta la margen izquierda y luego la construcción de la ataguía D2 (Aguas abajo) desde la margen derecha hasta la margen izquierda. En experiencias anteriores, se ha podido observar que a medida que avanza la construcción de la ataguía, las velocidades y los niveles de agua en las estaciones aumentan y el desnivel

(Δh) se incrementa, en consecuencia la potencia específica (P_s) se ve afectada y nos trae como resultado el uso de rocas grandes, por tal motivo se requiere de maquinarias especiales.

El Consorcio O.I.V. TOCOMA, el cual es la empresa contratista, ha propuesto un modelo de cierre distinto al usado en antiguas experiencias en centrales hidroeléctricas por parte del cliente C.V.G. EDELCA. Este modelo se considera como de “cierre doble”, el cual recibe el nombre de “MODELO HIDRAULICO OPTIMIZADO”. El procedimiento de este modelo consiste en la construcción anticipada de la ataguía D2 a partir de la margen izquierda, la construcción simultanea desde la margen derecha de las ataguías C y D, y el correspondiente cierre de los últimos 75 m de ataguía C2.

El modelo de cierre doble propuesto por el contratista, nos permite controlar un poco las velocidades, niveles y desniveles (Δh) que se presentan en la construcción de las ataguías, originando el uso de rocas más pequeñas, las cuales pueden ser controladas por los equipos disponibles en el proyecto.

Después de los argumentos expuestos anteriormente, surgen las siguientes interrogantes:

¿Es necesario estudiar los modelos de cierre propuesto por C.V.G. EDELCA y el consorcio O.I.V. TOCOMA?

¿Cuáles son las ventajas y desventajas de ambos modelos?

1.2 Objetivos de la investigación

1.2.1 Objetivo general

Comparar el modelo de cierre del río Caroní propuesto por C.V.G. EDELCA y el planteado por el Consorcio O.I.V. TOCOMA, entre las progresivas (0+618 a la 1+350) de la presa derecha, en la Central Hidroeléctrica Manuel Piar “Tocoma” en el Municipio Caroní.

1.2.2 Objetivos específicos

1. Diagnosticar la situación actual del proyecto, en relación a los pre-requisitos para iniciar las actividades de cierre del río Caroní.
2. Describir el modelo de cierre simple del río Caroní propuesto por C.V.G. EDELCA.
3. Describir el modelo hidráulico optimizado planteado por el Consorcio O.I.V. TOCOMA.
4. Analizar las ventajas y desventajas del modelo de cierre simple del río Caroní propuesto por C.V.G. EDELCA y el modelo hidráulico optimizado planteado por el consorcio O.I.V. TOCOMA.

1.3 Justificación de la investigación

En el desarrollo de la central hidroeléctrica Manuel Piar “Tocoma”, el desvío y cierre del río Caroní, se considera como el segundo hito contractual más importante en la obra, por tal motivo es necesario establecer un plan de ataque para garantizar

que el desvío y cierre del río Caroní se desarrolle en términos de tiempo, disponibilidad de equipos y maquinarias, reducidos, siempre y cuando mantenga los estándares de seguridad propuesto por el cliente. Por tal motivo, esta investigación se ha emprendido para analizar los modelos de cierre del río Caroní, propuesto por el ente contratante y el ente contratista, con la finalidad de determinar cuáles son los puntos críticos, así como también, las ventajas y desventajas que presenta cada modelo de cierre de río. También se desea con esta investigación dar a conocer las innovaciones de la ingeniería, en lo que concierne a cierres de ríos en las centrales hidroeléctricas.

1.4 Alcance

La central hidroeléctrica Manuel Piar, se encuentra ubicada en nuestro país, específicamente en el sur-oriente de Venezuela, en el noreste del estado Bolívar, aproximadamente 18 km aguas abajo de la central hidroeléctrica Raúl Leoni, en la desembocadura del río Claro en el río Caroní y al sur del embalse Caruachi.

La meta de esta investigación es determinar qué modelo de cierre de río es más adecuado y económico de ejecutar. Una vez que se tenga definido que tipo de cierre se llevará a cabo, se emprenderá en su tiempo estipulado la construcción de la ataguía C (Aguas arriba) y la ataguía D (Aguas abajo), y en consecuencia definir el anillo para iniciar con las actividades de achique y limpieza en lecho del río Caroní y de la misma manera empezar con la colocación de material en la presa derecha.

El complejo hidroeléctrico Tocoma en conjunto de Guri, Caruachi y Macagua formará parte del sistema de suministro de energía más importante de Venezuela. Es por ello que la energía eléctrica es un factor determinante en el desarrollo de la economía a la hora de la ampliación e incorporación de industrias a nivel regional y nacional.

CAPÍTULO II

GENERALIDADES

2.1 Reseña histórica de la empresa

El consorcio O.I.V. Tocomá es el principal contratista civil que actualmente está construyendo la Central Hidroeléctrica Manuel Piar “Tocomá”, en el estado Bolívar. Está integrado principalmente por tres grandes constructoras, entre las cuales tenemos ODEBRECHT (un 50% de participación), IMPREGILO (Italiana, con un 40%) y VINCCLER (Venezolana, con un 10%).

ODEBRECHT es un conglomerado de empresas brasileñas en los ámbitos de la ingeniería, construcción, química y petroquímica. La empresa fue fundada en 1944 y el grupo está presente en América del Sur, América Central y el Caribe, América del Norte, África, Europa y el Oriente Medio. Exporta desde Brasil productos petroquímicos hacia más de 50 países en todos los continentes. La organización ODEBRECHT está volcada en la conservación de la unidad filosófica y en el encaminamiento estratégico de la organización. Trata de agregar calidad a la práctica del sistema empresarial de negocios, promoviendo el desarrollo de las personas y el apoyo político - estratégico al conjunto de las empresas.

IMPREGILO S.P.A es una sociedad multinacional y uno de los mayores grupos italianos del sector de la construcción y de la ingeniería. La sede principal del grupo está en Sesto San Giovanni (MI). En 2006, IMPREGILO, por dimensiones y facturación, es el principal grupo italiano del sector de la construcción, de la ingeniería, del tratamiento del agua, de las infraestructuras para el transporte, y en obras ambientales. Esta empresa cumple con el ciclo global industrial General Contracting, donde con este término se indica la capacidad del grupo societario y sus

consorcios de completar el ciclo completo de una obra: proyecto, financiación, fase de construcción, gestión de la concesión.

VINCCLER, C.A es una contratista general que participa activamente en la Industria de la Construcción desde hace más de 40 años. Su trayectoria y crecimiento están asociados al desarrollo del país, habiendo estado presente en las obras de construcción de mayor relevancia, tanto de infraestructura como de desarrollo industrial, acometidas por el sector público y privado.

Las primeras incursiones de la empresa correspondieron a obras de infraestructura desarrolladas por los planes nacionales en las áreas de vialidad, riego y electricidad. En los años 80 VINCCLER, C.A participa en la construcción de la presa de tierra y enrocamiento derecha, que forma parte de la represa Raúl Leoni, en Guri, estado Bolívar, la obra de ingeniería más importante de Venezuela y uno de los hitos mundiales en su género.

La experiencia acumulada, la magnitud y diversidad de los proyectos ejecutados, ha convertido a VINCCLER, C.A en una empresa líder en el área de la construcción en Venezuela, que le ha permitido, a su vez, asociarse con empresas nacionales e internacionales, cuando la dimensión, complejidad y especificidad de los proyectos lo ha requerido.

2.2 Descripción de la empresa

El Consorcio OIV Tocoma se enfoca en el desarrollo de la ingeniería y construcción de la Central Hidroeléctrica Manuel Piar, donde se encarga de planear, crear y ofrecer el mejor método idóneo para la efectiva construcción de las edificaciones, a las exigencias del cliente.

Esta sociedad se formó para la licitación del proyecto: central hidroeléctrica Manuel Piar “Tocoma”, debido a que la empresa contratante, en este caso, C.V.G. EDELCA, exigió como requisito indispensable la unión de dichas empresas.

Su ubicación fiscal: Av. Río Caura, Centro Empresarial. Torre Humboldt, Urb. Parque Humboldt, Caracas, Venezuela Campamento: Proyecto Tocoma Central Hidroeléctrica Manuel Piar, Carretera Vía Gurí Km 105 Municipio Angostura Bolivariano, Edo. Bolívar – Venezuela. En la figura 2.1 se aprecia la ubicación del proyecto Tocoma.

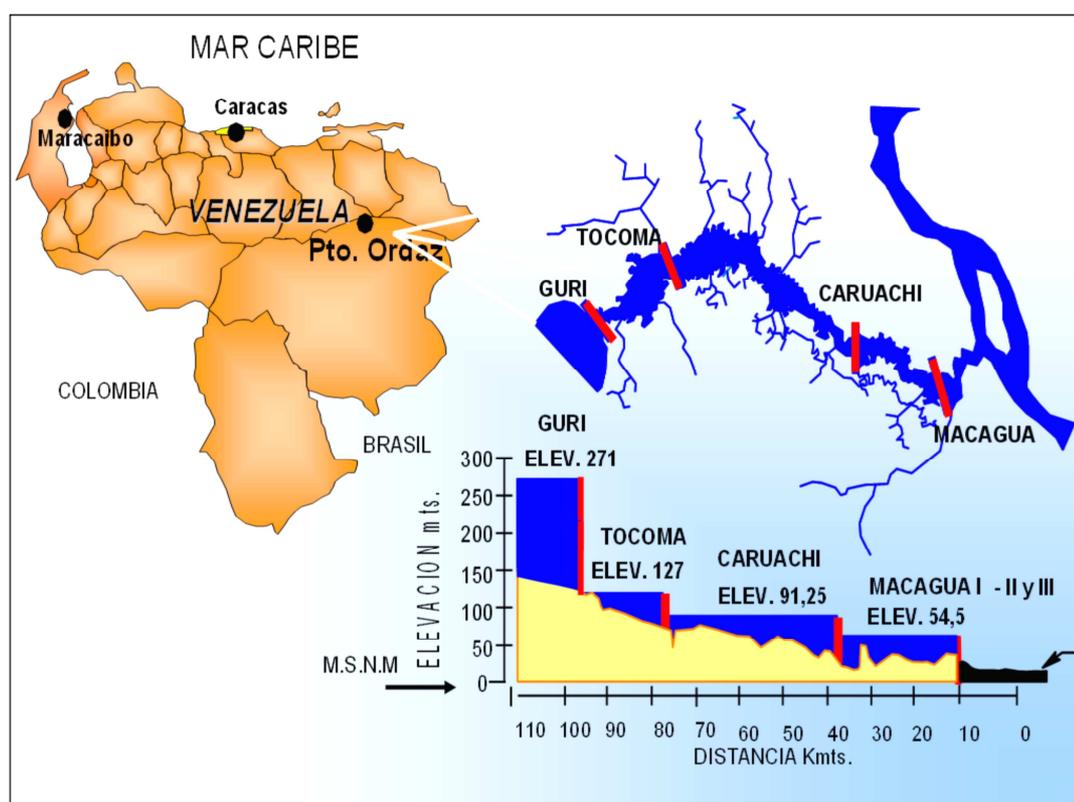


Figura 2.1 Ubicación de la central hidroeléctrica Manuel Piar (Consortio OIV Tocoma, 2010).

2.2.1 Objetivos

1. Satisfacer las necesidades de los clientes con productos y servicios que resulten en la mejora de la calidad de vida en las comunidades en que está insertada.
2. Contribuir para el desarrollo socioeconómico, tecnológico y empresarial en los sectores y países en que actúa.
3. Crear oportunidades de trabajo y de desarrollo para las personas, inclusive con reinversión de los resultados logrados.
4. Generar riquezas para el gobierno y para la sociedad, por medio de la recaudación de impuestos y aportes, y de la remuneración a los proveedores, integrantes y accionistas; asegurar el respeto permanente al medio ambiente en las acciones empresariales.

2.2.2 Misión

1. Confianza en las personas, en su capacidad y su deseo de evolucionar.
2. Satisfacción del cliente, sirviéndolo con énfasis en la calidad, la productividad, la responsabilidad comunitaria y ambiental.
3. Retorno a los accionistas del capital invertido y valorización de su patrimonio.
4. Actuación descentralizada, basada en la delegación plena y planeada para que los empresarios-socios ejerzan, con libertad y responsabilidad, sus programas de acción.

5. Sociedad entre los Integrantes, que participan de la concepción y de la realización del trabajo, y de los resultados que generan.
6. Autodesarrollo de las personas, sobre todo por medio de la educación, por el trabajo, generando el desarrollo de la organización.

2.2.3 Estructura organizativa

El Consorcio OIV Tocomá está conformada por los siguientes departamentos: Dirección, Gerencia de Ingeniería, Gerencia de Programación, Gerencia de Administración Contractual, Gerencia de Finanzas, Gerencia Comercial, Gerencia de Producción, Gerencia de Hidromecánica, Gerencia de Producción Concreto, Gerencia de Tierra y Roca, Gerencia de Gestión Calidad, Gerencia de Seguridad, Salud y Medio Ambiente; cada uno posee su respectiva área individualizada.

2.3 Descripción general del proyecto hidroeléctrico Manuel Piar “Tocomá”

El complejo hidroeléctrico Manuel Piar “Tocomá”, en conjunto con los complejos hidroeléctricos Simón Bolívar “Guri”, Francisco de Miranda “Caruachi”, Antonio José de Sucre I y II “Macagua”, integrará el sistema de suministro de energía hidroeléctrico más importante de Venezuela, supliendo las necesidades de energía eléctrica.

El proyecto Manuel Piar en Tocomá será el último por desarrollar dentro de los aprovechamientos hidroeléctricos del bajo Caroní. Está ubicado a unos 15 Km, aguas abajo de la central hidroeléctrica Simón Bolívar en Guri, muy cerca de la desembocadura del río Claro en el río Caroní.

En el sitio de Tocoma, el río Caroní se amplía a unos 2000 m. y fluye sobre los gneises graníticos característicos del Complejo Imataca del Precámbrico Inferior del Escudo de Guayana.

2.3.1 Localización del Proyecto

El proyecto complejo hidroeléctrico Tocoma se ubica en el sector sur-oriental de Venezuela, en el noreste del estado Bolívar, aproximadamente a 18 km aguas debajo de la represa Raúl Leoni, en la desembocadura del río Claro en el río Caroní y al sur del embalse Caruachi.

El área de influencia del proyecto incluye parte de los municipios Piar, Caroní, Heres, Raúl Leoni. El proyecto se localiza entre los paralelos 7°21'53" y 8°11'00" latitud norte y los meridianos 63°24'27" y 62°29'50" longitud oeste.

Hidrográficamente, el proyecto está limitado al oeste por las divisorias de la cuenca del río Claro; al este por el río Cunaguaro; al norte por el conjunto de microcuencas del sector más bajo del río Caroní que drenan al embalse Caruachi y al sur por las microcuencas que drenan al embalse Guri.

2.3.2 Análisis de Alternativas

Para la ubicación de la presa Tocoma se evaluó un tramo del río de aproximadamente 22 km, ubicado entre Caruachi y Guri. Fueron identificados tres sitios posibles de presa, denominados Tocoma, Terecay y Claro, los cuales fueron evaluados de acuerdo a sus características físicas, factibilidad del acceso, viabilidad y costo del cauce provisional, así como viabilidad ambiental. En la figura 2.2 y 2.3 se muestran la localización geográfica del proyecto y las alternativas de ubicación de la presa.

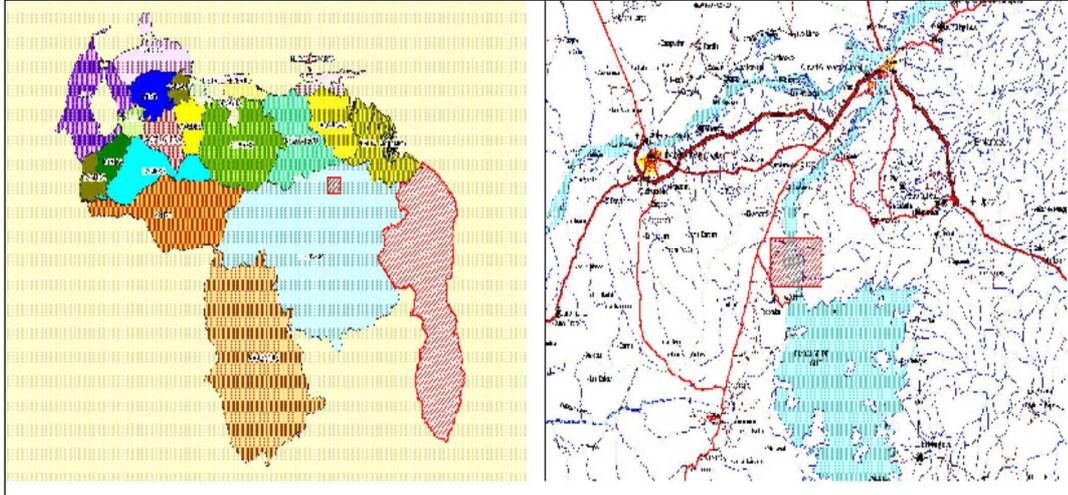


Figura 2.2 Localización del complejo hidroeléctrico Tocoma (Ambioconsult, C.A).

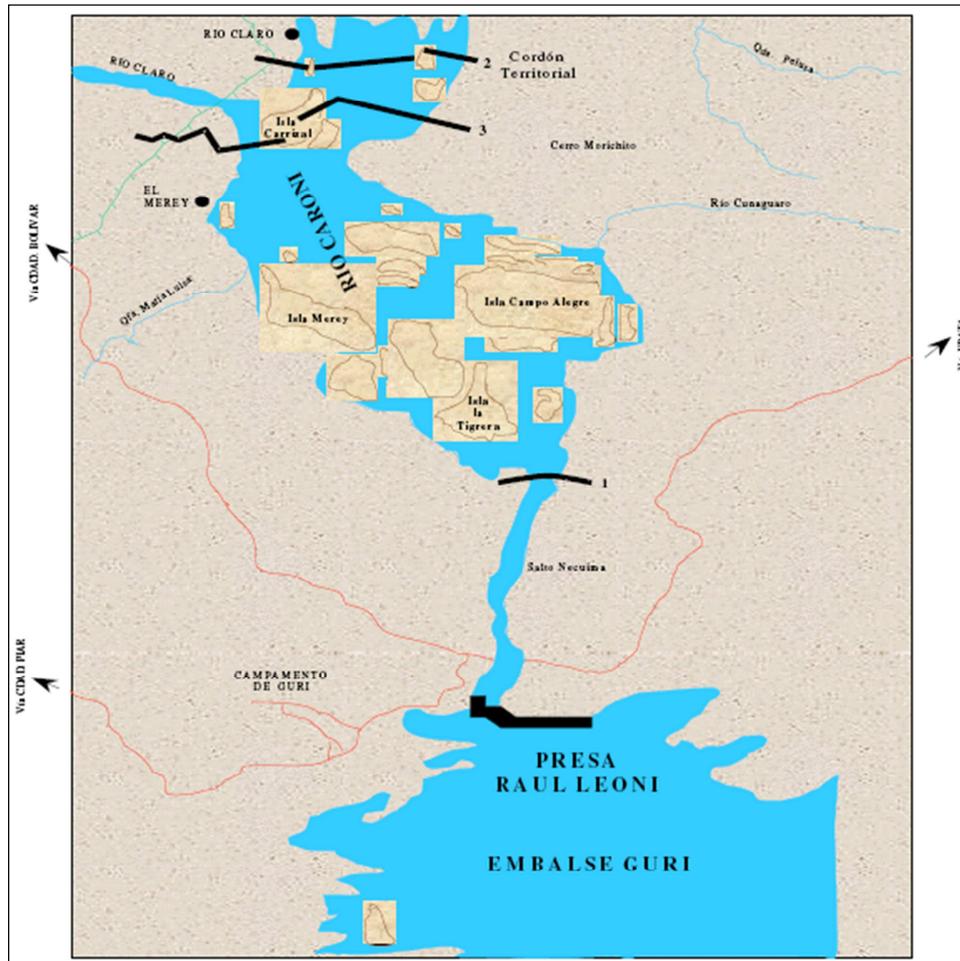


Figura 2.3 Alternativas de ubicación planteadas (EDELCA, 1998).

De acuerdo al análisis realizado, la alternativa N° 3: sitio Terecay fue la seleccionada y consiste en la ubicación del sitio de presa antes de la desembocadura del río Claro en el río Caroní, con el estribo derecho en la cordillera Terecay cruzando el río, apoyándose en varias islas, mientras que el estribo izquierdo está ubicado sobre las colinas de pendientes suaves de la margen izquierda del Caroní.

En resumen, el sitio Terecay, fue seleccionado en razón de poseer el mejor balance desde el punto de vista ambiental, económico y de viabilidad técnica. La

afectación de recursos naturales puede ser controlada en forma efectiva durante la construcción, tiene relativamente baja afectación de infraestructura por la inundación del embalse, y permite la conservación de la vegetación riparia del río Claro.

2.3.3 Componentes del proyecto complejo hidroeléctrico Tocoma

El proyecto Complejo Hidroeléctrico Tocoma está integrado por una serie de estructuras que permitirán represar las aguas del río Caroní para conducir las a través de turbinas generadoras ubicadas en la casa de máquinas con la finalidad de generar energía eléctrica. En la figura 2.4 se puede apreciar los componentes principales del proyecto.

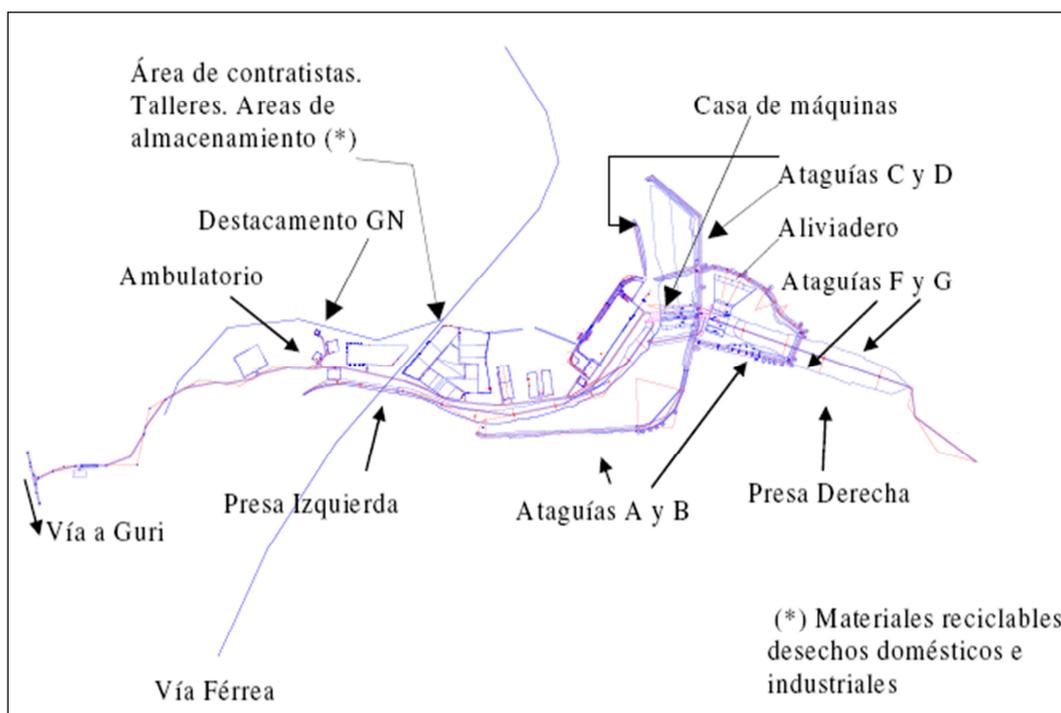


Figura 2.4 Ubicación de los componentes principales del proyecto (EDELCA, 1998).

Las obras para controlar el embalse incluirán la construcción de un aliviadero con compuertas radiales y las presas de cierre CVG Electrificación del Caroní, (CVG EDELCA) proyectos en ejecución correspondientes. La casa de máquina y la nave de montaje serán del tipo integrado con la estructura de toma.

La ubicación de la presa de tierra y enrocamiento izquierda así como la de enrocamiento con pantalla de concreto, aliviadero y casa de máquinas obedece a la optimización de las condiciones geológicas, topográficas y energéticas del proyecto. Una vez que se hayan ejecutado todas las obras, se creará un embalse a la cota 127 m.s.n.m., inundando un área de 87 Km². El proyecto tendrá 10 unidades generadoras, con una capacidad nominal por unidad de 216 megavatios cada una, para un total de 2.160 MW de capacidad instalada.

Los componentes principales que conforman el proyecto Manuel Piar en Tocomá son los siguientes, incluyendo todos los equipos electromecánicos asociados: presas de transición izquierda, intermedia y derecha; presa de tierra y enrocamiento; presa de enrocamiento con pantalla de concreto; casa de máquinas integrada a la estructura de toma, nave de montaje y sala de control; aliviadero y obras exteriores.

En el proyecto hidroeléctrico, las ataguías se construyen con la finalidad de cerrar el paso del río Caroní al río Claro y encauzarlo hacia el área donde estará ubicado el aliviadero, se construirá una ataguía o dique temporal (Ataguía A), con una cota máxima de 101 msnm. La Ataguía A cerrará el paso del agua entre la margen izquierda del río Caroní, la isla Carrizal y la isla la Pollera. La finalidad de esta ataguía es permitir el inicio de obras en la zona donde estará la casa de máquinas.

Posteriormente se hará la ataguía B, con lo cual se podrá achicar el área donde estará ubicado el aliviadero e iniciar obras en esta área.

Previo al represamiento final, se harán las ataguías C y D, las cuales permitirán concluir la excavación del canal de descarga. Posteriormente se construirá la Ataguía E (opcional, si se requiere) y se iniciará el ensamblaje de turbinas y generadores en la casa de máquinas.

Las últimas Ataguías son la F y G, las cuales crearán el represamiento final del río Caroní y permitirán la construcción de la presa derecha. La ubicación de las ataguías en encuentra en la figura 2.5.

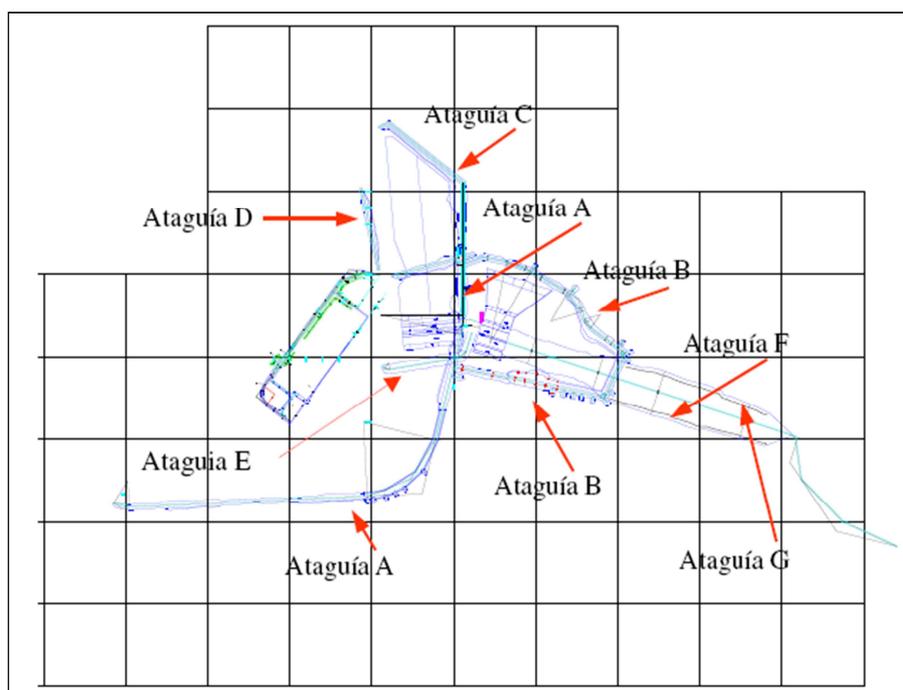


Figura 2.5 Ubicación de las ataguías (EDELCA, 1998).

2.3.4 Caracterización del medio físico-biótico

Para realizar la caracterización ambiental, en primer lugar se definieron dos (2) áreas de influencia del proyecto, una directa que coincide con el área de inundación de la represa bajo la cota 128m, y una indirecta que coincide aproximadamente con la

cuenca que drena hacia la represa Tocomá y está enmarcada dentro del ámbito espacial señalado a continuación:

1. Lado izquierdo del río Caroní: incluye el área delimitada por la margen sur del río Claro hasta su confluencia con el río Tocomá, y a partir de allí, al sur hasta la confluencia de éste con el río Tocomita, siguiendo la delimitación por la divisoria de aguas del cerro María Luisa hasta su cierre, al oeste del sitio de presa Raúl Leoni.
2. Lado derecho del río Caroní: incluye la divisoria de aguas de la Serranía Quiribay, siguiendo las correspondientes a los ríos Cunaguaro, Retumbo, Guaricoto y Quebrada Pelusa, continuando luego por la divisoria de aguas del cerro Morichito hasta el cierre con el Caroní, aguas abajo del sitio de presa Tocomá. En la figura 2.6 se muestra el área del proyecto

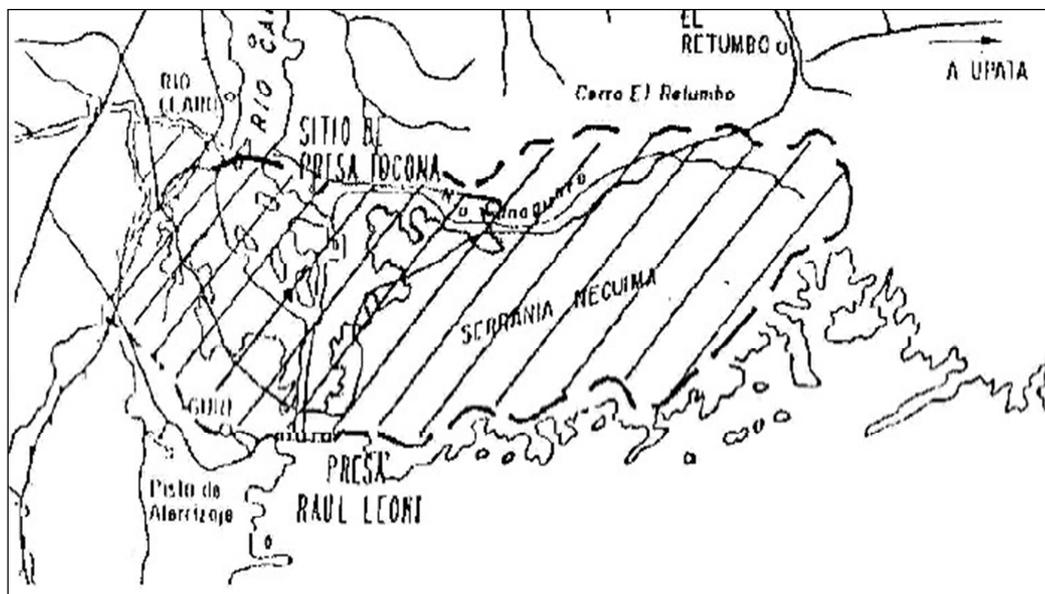


Figura 2.6 Área de influencia del proyecto (EDELCA, 2000).

2.3.4.1 Clima: el clima específico del área de influencia del proyecto se basó en el análisis de los registros de la estación climatológica Guri-Las Babas, la cual fue considerada como patrón.

En general, la distribución de la precipitación en el área presenta un valor máximo en el año, que normalmente se registra en el mes de julio con promedio de 222 mm y el mínimo valor se presenta en marzo con valor promedio cercano a 23 mm. El promedio de la precipitación es de 1303 mm anuales.

Las temperaturas en el área son de aproximadamente 26,3 °C para la media anual, 31°C la máxima media anual y 21,2°C la mínima media anual. La variación anual de la humedad relativa media es de aproximadamente 78 %.

La insolación presenta un promedio anual aproximadamente de 225 horas de sol al año y la radiación media un promedio anual de aproximadamente 10.987 cal/cm².

Anualmente la evaporación alcanza valores de 2.614 mm aproximadamente. La velocidad del viento es en promedio 3.3 m/s y la dirección prevaleciente es ESE entre los meses de abril y noviembre y ENE entre los meses diciembre y abril.

2.3.4.2 Hidrografía e hidrología: la distancia que recorre el río Caroní entre las presas de Guri y Caruachi es de aproximadamente de 59 km con dirección predominante sur-norte. En este tramo, el río Caroní se caracteriza por presentar numerosos raudales e islas, y una marcada sinuosidad de riberas como respuesta a la geología fallada y plegada que le otorga al Caroní, un carácter de río encajado. La descripción hidrográfica presentada en el EIA, abarca las características generales de la red de drenaje, colectores principales y parámetros físicos más importante de las subcuencas involucradas en el área de estudio.

Los datos de caudal del río Caroní tomados de la estación Caroní-Guri ubicada antes de la presa, con un período de registro de 48 años (1950-1998), se pueden considerar muy aproximados a lo que se espera en el sitio de presa de Tocoma debido a la corta distancia entre ambas presas. El valor promedio anual del caudal es 4.814 m³/s, con una desviación estándar de 705 m³/s, siendo el caudal máximo promedio de 6.260 m³/s, con un caudal pico de 12.771 m³/s en el mes de julio. El mínimo promedio es de 3.514 m³/s, apreciándose un caudal mínimo mensual de 215,6 m³/s en el mes de marzo.

Es importante destacar que un gasto promedio de 5.000 m³/s y un tiempo de renovación de aproximadamente 8 días, como lo indica estudios realizados por EDELCA, favorecerá a las zonas lénticas del futuro embalse Tocoma para el desarrollo de la ictiofauna dependiendo de la cantidad de nutrientes en el agua.

2.3.4.3 Limnología:

1. Parámetros físicos-químicos

El complejo fluvial Caroní-Paragua, como hoya hidrográfica, conforma uno de los sistemas de aguas “negras” más grandes del Neotrópico (95.000 Km²). Estas aguas se caracterizan por poseer una abundancia de sustancias húmicas y fúlvicas, lo que constituye una condición natural de los tributarios del río Orinoco por su margen derecha.

La interposición de las represas Guri y Macagua en el río Caroní, ha introducido modificaciones en características naturales del río Caroní, al transformarlo de un cuerpo de agua lótico (río) a uno léntico (lago) en dos tramos de su recorrido. Los embalses se comportan limnológicamente como “lagos”, que

propician procesos hidrodinámicos propios y modifican la movilidad, cantidad y dinámica de las sustancias presentes en las aguas.

La temperatura muestra una tendencia al calentamiento conforme las aguas del río Caroní fluyen hacia el Orinoco. Los reportes señalan que el represamiento en Guri crea un efecto de calentamiento de las aguas, aguas abajo del mismo; asimismo, siendo un embalse de gran profundidad, en éste pueden hallarse variaciones en la columna de agua y estratificación térmica en ciertas épocas del año.

Los niveles de oxígeno disuelto son elevados en general en los cauces de los ríos Caroní y Paragua. Una vez que las aguas llegan al sitio de represamiento en Guri, siendo un embalse de gran tamaño (32 m Prof. prom., 180 m Prof. Máxima), se hace propicia una dinámica diferente con patrones temporales y espaciales complejos de variación de oxígeno en el agua.

Las aguas del sector exhiben baja transparencia, lo que se atribuye principalmente a la absorción de luz por la gran cantidad de sustancias disueltas y coloidales limno-húmicas que proporcionan el color natural de estas aguas.

2. Parámetros Biológicos

Las características de la comunidad biológica están íntimamente relacionadas con las condiciones físicas, químicas e hidrológicas del cuerpo de agua. En este sentido, las características limnológicas mencionadas hacen de las aguas del río Caroní, ambientes acuáticos pobres en nutrientes, diversidad y cantidad de organismos acuáticos, comportándose como ambientes oligotróficos típicos. De hecho, la producción primaria en el sistema Caroní-Paragua es muy baja, lo cual se relaciona con la baja concentración de nutrientes y pobre penetración de luz.

2.3.4.4 Basamento de la cuenca: el basamento de la cuenca está compuesto principalmente por rocas precámbricas del escudo de Guayana, cuyas edades radiométricas oscilan entre 3.500 y 900 millones de años. Tres de las cuatro unidades litoestratigráficas del escudo de Guayana son cruzadas por los ríos Caroní y Paragua; el complejo de Imataca (facies de granulita-anfibolita) en la cuenca baja; la provincia de Pastora (rocas verdes) en la parte norte de la cuenca media y la provincia de Roraima (cuarcitas y conglomerados) en las cuencas media y alta.

2.3.4.5 Vegetación: la vegetación de la zona del proyecto Tocomá es propia de un clima tropófilo macrotérmico, consistente de bosques no inundables, bajos a medios que alternan con sabanas arbustivas y bosques ribereños en las orillas del río Caroní y las islas. La pronunciada estación seca en el área del Bajo Caroní, produce un complejo mosaico de bosques caducifolios y semisiempreverdes, estos últimos presentes en zonas montañosas y otros sitios con una mayor capacidad de retención de agua. La vegetación en el área de influencia del proyecto es variada y ha estado sometida a un fuerte proceso de intervención y de sucesión. La intervención antrópica más común es la pecuaria, existen también otras modalidades relacionadas con la agricultura, la explotación forestal, de carbón y minería.

2.4 Descripción de los macrocomponentes del proyecto

2.4.1 Presa de enrocamiento izquierda

La presa de enrocamiento izquierda contará con una pantalla de concreto y estará fundada sobre roca. Se tiene previsto construir una presa de enrocamiento con pantalla de concreto, por la necesidad de utilizar los materiales provenientes de las excavaciones requeridas para las estructuras principales y el canal de descarga y por la dificultad de disponer de material arcilloso en cantidades suficientes, en la margen

izquierda. La utilización de suelos en la margen izquierda estaría asociada al acarreo de materiales desde préstamos ubicados aguas arriba de la presa izquierda.

2.4.2 Presa principal (Casa de maquina)

La presa principal estará conformada por seis (6) monolitos dobles de 60 metros de ancho, 5 de los cuales contendrán las estructuras de toma y el restante a la nave de montaje. La presa principal tendrá una altura de 65 metros y una longitud de 360 metros. En la cresta, cuya elevación será de 130, 00 m.s.n.m. y a todo lo largo de las presas, está prevista una carretera de servicio

La Casa de Máquinas, integrada a la estructura de toma, estará constituida por cinco (5) monolitos de 60 m de ancho cada uno, que albergarán a diez (10) unidades generadoras (2 Unidades por monolito).

La casa de máquinas cumplirá además la función de presa principal. La junta de contracción que separa a cada monolito estará parcialmente provista de trabas para optimizar su comportamiento estructural si se requiere. Adicionalmente, la casa de máquinas incluirá en su extremo al edificio de operación y control. En la figura 2.7 y 2.8 se muestra la sección de la presa de enrocado con pantalla de concreto y sección típica de casa de máquinas.

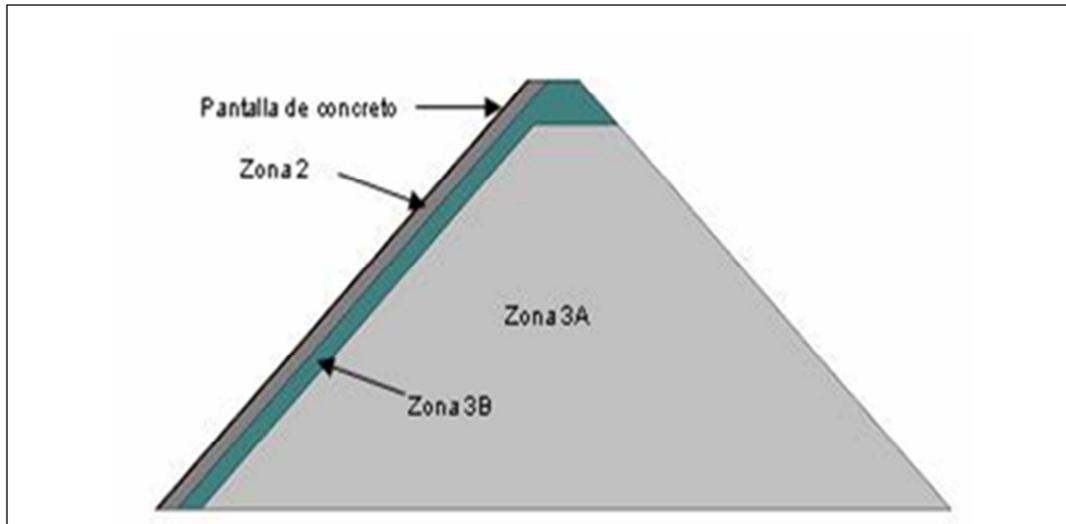


Figura 2.7 Sección presa de enrocado con pantalla de concreto (EDELCA, 2008).

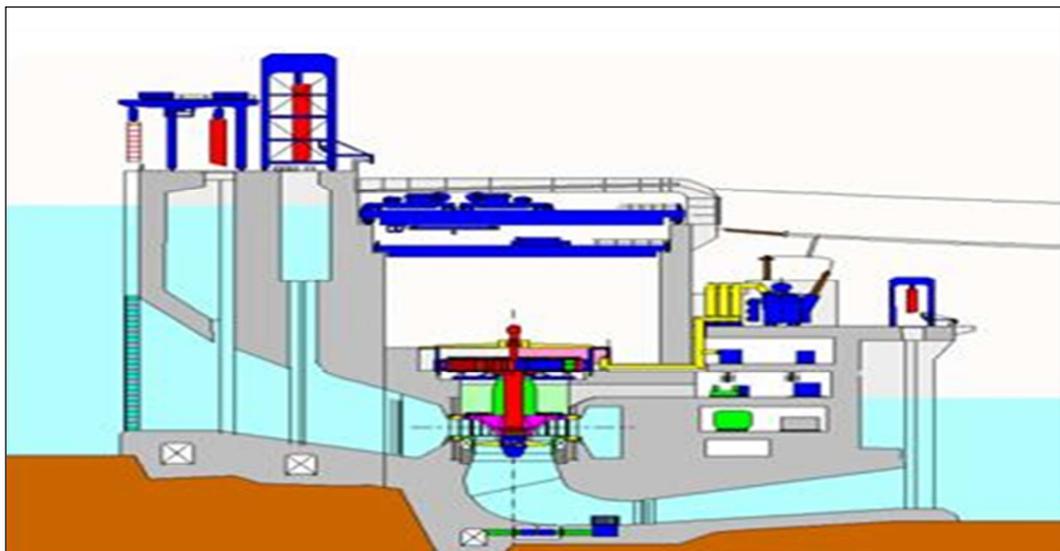


Figura 2.8 Sección típica de casa de máquinas (EDELCA, 2008).

2.4.3 Presas de transición

La Presa de transición izquierda estará ubicada entre la presa de enrocamiento con pantalla de concreto y la nave de montaje; constará de (tres) monolitos de los cuales dos (2) tendrán 18 m cada uno y uno de 30 m, medidos a lo largo de la línea base. La presa de transición intermedia estará ubicada entre la casa de máquinas y el aliviadero, tendrá una longitud de 70 m. y constará de tres (3) monolitos uno (1) de ellos en forma de "cuña". La presa de transición derecha, ubicada entre el aliviadero y la presa de enrocamiento derecha, constará de cinco (5) monolitos transversales de geometría variable.

2.4.4 Aliviadero

El Aliviadero tendrá una capacidad de descarga de 28.750 m³/s, con una longitud de 175,86 m., nueve (9) compuertas radiales con descarga de superficie de 15,24 m de ancho por 21,66 m de altura, con la ojiva a la elevación 106,30 m y 18 ductos de fondo de 5,50 m de ancho por 9,00 m. En la figura 2.9 se puede apreciar la sección típica del aliviadero

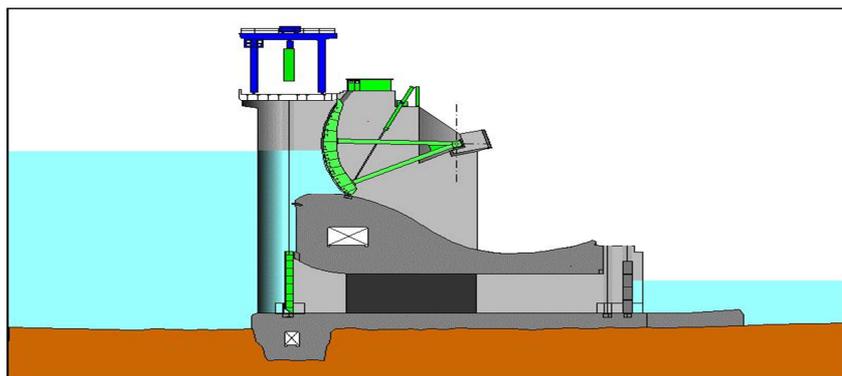


Figura 2.9 Sección típica del aliviadero (EDELCA, 2008).

2.4.5 Presa de tierra y enrocamiento derecha

La primera etapa del cierre dejará una abertura en principio de 900 m en el estribo derecho para pasar el máximo flujo de 14.000 m³/s controlado por Guri. Para cerrar la abertura será construida una ataguía aguas arriba y otra, aguas abajo en dicha sección, en el medio de las cuales será construida una presa de tierra con filtro de chimenea.

Un aspecto a considerar será la presencia de lastra y arena en la fundación, la cual varía de unos pocos centímetros a unos 3,0 metros de espesor y su remoción será necesaria en la fundación de los materiales impermeables y filtros. En la figura 2.10 se puede observar la sección de la presa de tierra.

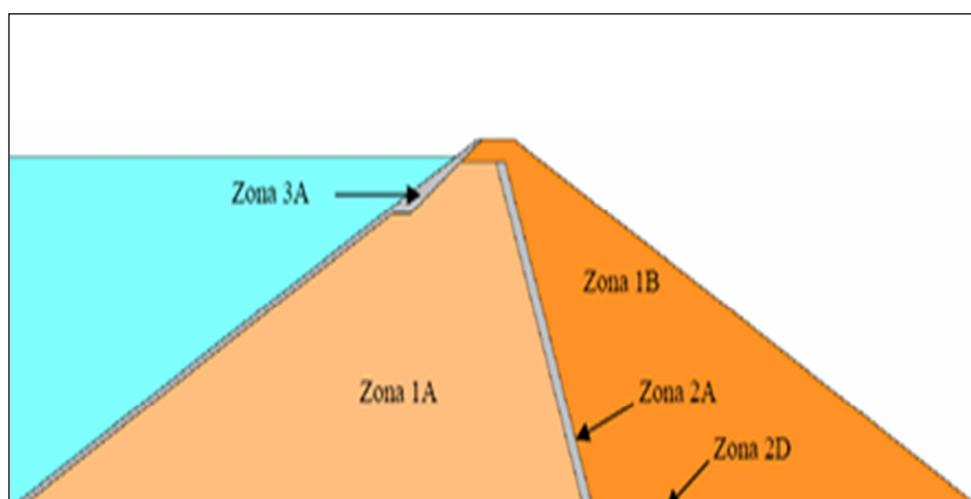


Figura 2.10 Sección de la presa de tierra (EDELCA, 2008).

2.4.6 Otros trabajos y vialidad

Adicionalmente, están previstas la excavación de un canal de descarga aguas abajo de la casa de máquinas y la construcción de un patio de distribución en la margen izquierda del río, aguas abajo de la desembocadura del río Claro en el río Caroní.

El acceso terrestre al área de Tocoma se realizará desde la Carretera Nacional km. 70 Guri, aproximadamente seis kilómetros antes de la alcabala de entrada a la Central Hidroeléctrica Simón Bolívar en Guri. El acceso tendrá 6,7 Km. hasta el sitio de la obra.

2.5 Datos significativos del Proyecto Hidroeléctrico Manuel Piar “Tocoma”

Las presentes tablas 2.1, 2.2, 2.3, 2.4, 2.5, 2.6, 2.7, 2.8, 2.9, 2.10, 2.11, 2.12 y 2.13, muestran los datos más relevantes del Proyecto Hidroeléctrico Manuel Piar “Tocoma”.

Tabla 2.1 Datos del embalse del proyecto Tocoma (EDELCA, 2008).

Embalse	
Nivel de operación normal	127 m.s.n.m.
Creciente máxima probable	28.750 m ³ /s
Volumen del embalse	1770 x 10 ⁶ m ³
Área del embalse	87,34 km ²

Tabla 2.2 Datos de la presa de enrocamiento izquierda del proyecto Tocomá (EDELCA, 2008).

Presa de enrocamiento izquierda con pantalla de concreto	
Longitud	3.760 m
Elevación de la cresta	130,00 m.s.n.m.
Máxima altura sobre la fundación	55 m
Volumen de relleno	5 x 106 m ³

Tabla 2.3 Datos de las estructuras de toma del proyecto Tocomá (EDELCA, 2008).

Estructuras de toma (Integradas a la casa de máquinas)	
Longitud	300 m
Número de monolitos	5
Número de canales	30
Número de compuertas	9
Tamaño de compuertas (ancho x alto)	5,8 x 16,5 m

Tabla 2.4 Datos de la casa de máquinas y nave de montaje del proyecto Tocomá (EDELCA, 2008).

Casa de máquinas y nave de montaje	
Tipo	Integrada a la Estructura de Toma
Longitud	360
Monolitos de nave de montaje	1
Número de monolitos	5
Número de unidades	10

Tabla 2.5 Datos de las presas de concreto del proyecto (EDELCA, 2008).

Presas de concreto	
Tipo de presa	Gravedad
Elevación de la cresta	130 m.s.n.m.
Altura máxima sobre fundación	65 m
Longitud total de presas	270 m

Tabla 2.6 Datos de la presa de tierra y enrocamiento derecha (EDELCA, 2008).

Presa de tierra y enrocamiento derecha	
Longitud	1.835 m
Elevación de la cresta	130,00 m.s.n.m.
Máxima altura sobre fundación	55 m

Tabla 2.7 Datos del aliviadero del proyecto Tocomá (EDELCA, 2008).

Aliviadero	
Tipo	Creager
Longitud	175,86 m
Elevación de la cresta	106,30
Número de canales	3
Tipo de compuertas	Radial
Tamaño compuertas (alto x ancho)	21,66 x 15,24m
Número de ductos de fondo	18
Capacidad a carga normal	27,820 m ³ /s
Capacidad máxima	28.750 m ³ /s

Tabla 2.8 Datos de las turbinas del proyecto Tocomá (EDELCA, 2008).

Turbinas	
Número	10
Tipo	Kaplan
Capacidad Nominal	216 MW
Caída Nominal	34,65 m

Tabla 2.9 Datos de los generadores del proyecto Tocomá (EDELCA, 2008).

Generadores	
Número	10
Tipo	Paraguas
Capacidad	230 MVA

Tabla 2.10 Datos de las grúas puente del proyecto Tocomá (EDELCA, 2008).

Grúas puente	
Casa de Máquinas – Principal (Una)	800 t
Casa de Máquinas – Auxiliar (Dos)	80 t

Tabla 2.11 Datos de las grúas pórtico del proyecto Tocomá (EDELCA, 2008).

Grúas pórtico	
Toma - Principal (Una)	3 x 170 t
Toma - Auxiliar (Una)	40 t
Tubos de Aspiración (Una)	40 t
Aliviadero (Una)	40 t

Tabla 2.12 Datos del canal de descarga del proyecto Tocomá (EDELCA, 2008).

Canal de descarga	
Longitud Total	1.000 m
Ancho	300 m

CAPÍTULO III

MARCO TEÓRICO

3.1 Antecedentes de la investigación

En Abril del 2008, se realizó una investigación en el Departamento de Hidráulica de EDELCA titulado: “Proyecto Tocomá, niveles y velocidades del agua durante la segunda etapa de desvío del río Caroní”. Esta investigación se realizó en un modelo físico a escala 1:80, representando todos los parámetros del proyecto como los materiales de las estructuras principales del proyecto, calibración de los mismos y el comportamiento hidráulico. Se llevó a cabo en el modelo dos alternativas de cierre, en la cual la primera consistía en el avance de la ataguía C (Aguas Arriba) desde la margen derecha hasta la margen izquierda, y la segunda alternativa consistía en el avance de la ataguía D (Aguas abajo) desde de la margen derecha hasta la margen izquierda. Ambas alternativas presentaron resultados similares en relación a los valores de velocidad y niveles de agua, concluyendo que la mejor alternativa de cierre, era la alternativa de cierre aguas arriba, es decir, la ataguía C, por ofrecer mayores ventajas desde el punto de vista constructivo (p. 28).

En julio de 2010, el Dr. Nelson L. de S. Pinto, realizó una investigación titulada: “Central Hidroeléctrica Manuel Piar- Optimización del Cierre del Río en Tocomá”. En este trabajo de investigación también se realizó ensayos en un modelo físico a escala 1:80, representando todos los parámetros del proyecto.

Este modelo de cierre consiste en la construcción anticipada de la ataguía D2 desde la margen izquierda, la construcción simultánea desde la margen derecha de las ataguías C y D, y el correspondiente cierre de los últimos 75 m de ataguía C2. Se concluyó que la metodología de cierre doble, proporciona condiciones de niveles y

velocidades más favorables, el cual permite utilizar tamaños de rocas producidos en la obra con rendimientos satisfactorios en relación a la disponibilidad de maquinarias y equipos disponibles en el proyecto (p.40).

Cabe destacar que el punto de partida de esta investigación, está basado en la comparación del modelo de cierre simple de C.V.G. EDELCA y el modelo hidráulico optimizado del consorcio O.I.V. Tocomá.

3.2 Bases teóricas

3.2.1 Presa

Según Bolinaga (1999): “Una presa es una estructura hidráulica que se construye con la finalidad de crear un embalse para regular los escurrimientos de un río o bien, con el propósito de desviar sus aguas fuera de su cauce natural. Usualmente, las presas se construyen a través de los valles por donde corren los ríos y el área por ellas ocupada recibe el nombre de sitio de presa” (p.145).

3.2.1.1 Filosofía estructural y tipos genéricos de presa: el propósito principal de una presa puede definirse como el de proveer retención y almacenamiento de agua de una manera segura. Si los efectos de la sedimentación o limitaciones similares, dependientes del tiempo en su utilidad operacional, no se toman en cuenta, no hay un periodo de diseño estructural nominal para las presas. Como corolario de este hecho, cualquier presa debe representar una solución de diseño específica para las circunstancias del lugar por tanto, el diseño debe representar un equilibrio óptimo entre las consideraciones técnicas locales y las económicas en el momento de la construcción.

Los embalses se pueden clasificar fácilmente de acuerdo con su propósito principal, es decir, irrigación, suministro de agua, generación hidroeléctrica, regulación de ríos, control de inundaciones, etc. Los tipos de presa son numerosos y su clasificación es, a menudo, definida con menor claridad. Dependiendo de los principales materiales de construcción utilizados, es posible hacer una amplia clasificación inicial en dos grupos.

❖ Presas de relleno: se construyen con terraplenes de suelos o enrocados. Las pendientes de los paramentos aguas arriba y aguas abajo son similares y con un ángulo moderado, lo que produce una sección ancha y un volumen de construcción grande con respecto a su altura.

❖ Presas de concreto: se construyen con concreto macizo. Los taludes de los paramentos son diferentes, en general muy fuertes aguas abajo y casi verticales aguas arriba. Estas presas tienen perfiles relativamente esbeltos según el tipo.

3.2.1.2 Tipos y características de presas de relleno: las presas de relleno pueden definirse como una presa construida a partir de materiales de relleno naturales excavados u obtenidos en los alrededores. Los materiales disponibles se utilizan para sacar el mejor provecho de sus características como volumen de relleno de ingeniería en las diversas zonas dentro de la sección de la presa. Los materiales naturales de relleno se colocan y se compactan sin la adición de ningún ente ligador, utilizando una planta mecánica de gran capacidad. En consecuencia, la construcción de los terraplenes es un proceso casi continuo y bastante mecanizado que utiliza intensivamente equipos pero no mano de obra.

Las presas de relleno pueden clasificarse en términos generales, como presas de relleno de tierra o de enrocado. La división entre estas dos variantes no es absoluta, muchas presas utilizan materiales de relleno de ambos tipos dentro de zonas

internas apropiadamente designadas. La relación conceptual entre materiales de relleno de tierra y de enrocado, empleada en presas de relleno.

Las presas de relleno secundarias y una pequeña minoría de las más grandes pueden emplear una sección homogénea, pero en la mayoría de los casos se emplea una zona o un núcleo impermeable, combinado con espaldones de soporte que pueden ser de un material de relativa permeabilidad. El propósito de estos últimos es totalmente estructural, para proporcionar estabilidad al material impermeable y a la sección como un todo. En la figura 3.1 se muestra los rellenos en presa.

Las presas de relleno pueden ser de muchos tipos, según como se utilicen los materiales disponibles. La clasificación inicial de relleno de tierra o enrocado suministra una base conveniente para considerar las principales variantes empleadas.

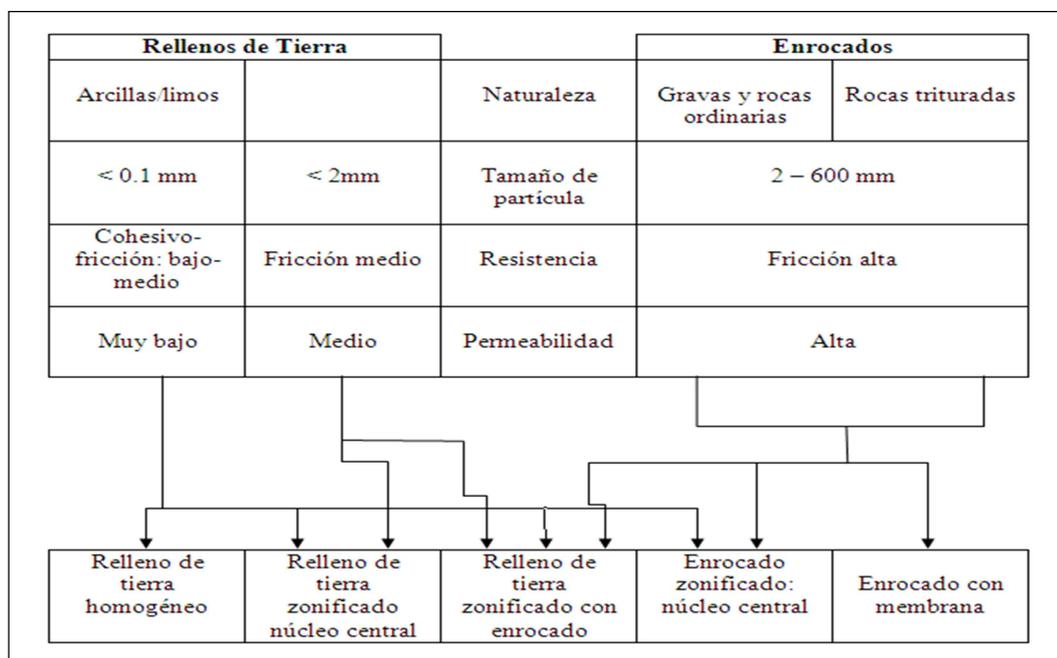


Figura 3.1 Rellenos de tierra y enrocado en la construcción de presas (Novak, 2001).

❖ Presas de relleno de tierra. Una presa puede denominarse de relleno de tierra si los suelos compactados representan más de 50% del volumen colocado de material. Una presa de relleno de tierra se construye principalmente con suelos seleccionados cuidadosamente para la ingeniería, de compactación uniforme e intensiva en capas más o menos delgadas y con un contenido de humedad controlada. Secciones esquemáticas de algunas de las variantes más comunes de este tipo de presas se presentan en la figura 3.2.

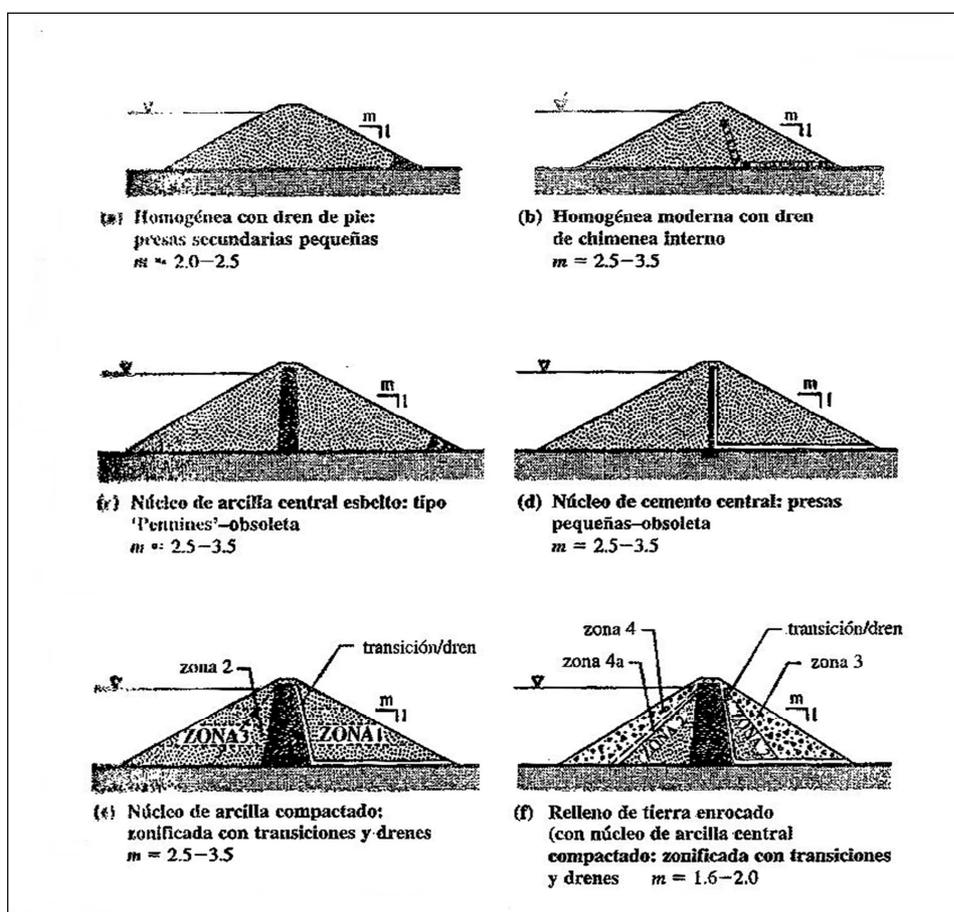


Figura 3.2 Principales variantes de presas de relleno de tierra-enrocado (Novak, 2001).

❖ Presas de enrocado. La sección de las presas de enrocado incluye un elemento impermeable discreto de relleno de tierra compactada, concreto esbelto o una membrana bituminosa. La designación como "presa de enrocado" es apropiada cuando más de 50% del material de relleno se pueda clasificar como roca, es decir, material friccional de granulometría gruesa. La práctica moderna es especificar un enrocado bien graduado, de alta compactación en capas más bien delgadas mediante un equipo pesado. En esencia, el método de construcción es, por tanto, similar al de una presa de relleno de tierra.

Los términos presa de "enrocado zonificado" o presa de "relleno de tierra-enrocado" se utilizan para describir presas de enrocado que incorporan zonas relativamente anchas de material impermeable de relleno de tierra compactado. Las presas de enrocado que emplean una membrana delgada aguas arriba, concreto reforzado u otros materiales se denominan "presas de enrocado con cubierta"

Secciones representativas de diferentes tipos de presas de enrocado se presentan en la figura 3.3. Se deben comparar con los perfiles geométricos representativos indicados en las secciones de las figuras 3.2 y 3.3. El ahorro en la cantidad de relleno enrocado por utilizar en una presa de altura dada es considerable, lo cual se debe a la naturaleza de fricción del enrocado que causa una resistencia al corte relativamente grande y por la alta permeabilidad, que implica la virtual eliminación de problemas de presión de agua en los poros. Las variantes de presas de relleno de tierra y de enrocado que se emplean en la práctica son demasiado numerosas para identificarlas todas individualmente.

Las presas de relleno poseen muchos méritos sobresalientes que se combinan para asegurar su dominio como tipo genérico. Los más importantes pueden sintetizarse de la siguiente manera:

1. Su conveniencia en todo tipo de sitios, desde valles anchos hasta cañones con laderas relativamente pendientes.
2. Su adaptabilidad a un rango amplio de condiciones de cimentación: desde rocas competentes hasta suelos blandos y compresibles o formaciones de suelos relativamente permeables.
3. El uso de materiales naturales, minimizando la necesidad de importar o transportar al sitio grandes cantidades de material procesado o cemento.
4. Siempre y cuando se satisfagan los criterios esenciales, el diseño es flexible en extremo y se acomoda con facilidad a diferentes materiales de relleno, por ejemplo, en tierra y/o enrocados, si se zonifican apropiadamente en su interior.
5. El proceso de construcción es de gran mecanización y continuo.
6. Principalmente como consecuencia del ítem anterior, los costos unitarios en términos reales de los rellenos de tierra y enrocados se han incrementado con mayor lentitud que los del concreto macizo.
7. Si se diseñan apropiadamente, las presas de relleno pueden acomodarse en forma segura a un grado apreciable de asentamiento-deformación sin exponerse a fraccionamientos serios y posibles fallas.

Las desventajas relativas de las presas de relleno son pocas. La más importante incluye su inherente gran susceptibilidad al daño o la destrucción por rebose, por lo que es necesario asegurar el alivio de las inundaciones mediante un vertedero separado, y la vulnerabilidad a filtraciones ocultas y la erosión interna de la presa a su cimentación.

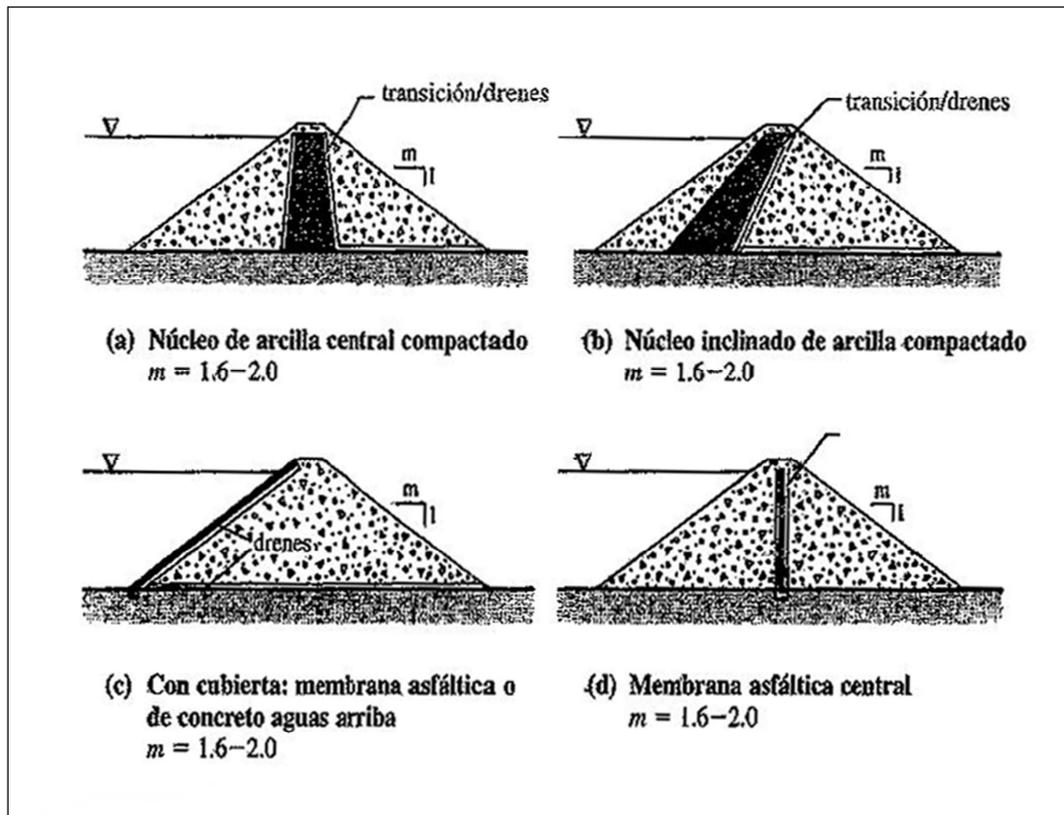


Figura 3.3 Principales variantes de presas de enrocado (Novak, 2001).

3.2.1.3 Tipos y características de presas de concreto: en muchas de las primeras presas se empleó con éxito la mampostería ordinaria mampostería al azar. En la segunda parte del siglo XIX, la mampostería se utilizó en la construcción de presas altas de acuerdo con los primeros criterios racionales de presas diseño. La mampostería ciclópea (es decir de piedras hasta de 10 t de masa de concreto individual mezcladas en un mortero) se utilizó generalmente con mampostería ordinaria con las caras por su durabilidad y apariencia (Binnie, 1987b). Como se muestra en la figura 3.4 el concreto macizo, en un principio sin la construcción de juntas transversales de contracción, empezó a desplazar el uso de la mampostería en la construcción de grandes presas que no fueran de relleno, alrededor de 1900, por razones económicas y también por las facilidades en la construcción de perfiles más

complejos como el arco, Los primeros concretos utilizados empleaban grandes piedras como "áridos gruesos" (mampostería ciclópea). Desde 1950, el concreto utilizado incorporó cada vez más aditivos minerales como cenizas pulverizadas o escoria para intentar reducir problemas térmicos y disminuir los crecientes costos.

Las principales variantes de presas modernas de concreto se definen a continuación:

❖ Presas de gravedad: una presa de gravedad depende por completo de su propio peso para su estabilidad. Su perfil es en esencial triangular, con la geometría que se indica en el esquema en la figura 3.4 (a), para asegurar estabilidad y evitar esfuerzos excesivos en la presa o su cimentación. Algunas presas de gravedad son ligeramente curvas por razones estéticas o de otro tipo, sin confiar en la acción del arco para su estabilidad. Cuando se introduce deliberadamente un pequeño grado de acción de arco en el diseño, permitiendo un perfil mucho más delgado, debe emplearse el término de presa de arco-gravedad.

❖ Presas de contrafuerte: el concepto estructural de las presas de contrafuerte consiste en un paramento continuo aguas arriba soportado a intervalos regulares por un contrafuerte aguas abajo. Las presas de contrafuerte macizo o de cabeza sólida, como se ilustra en las figuras 3.4 (b) y 3.4 (c), son las variantes modernas más notables de este tipo y, para propósitos conceptuales, pueden considerarse como una versión aligerada de la presa de gravedad.

❖ Presas de arco: las presas de arco tienen una considerable curvatura aguas arriba. Estructuralmente trabajan como un arco horizontal, transmitiendo la mayor parte de la carga de agua a los estribos o laderas del valle y no al lecho del valle. Un arco relativamente simple, es decir, solo con curvatura horizontal y un radio constante aguas arriba, se muestra en la figura 3.4 (d). En términos estructurales es más

eficiente que las presas de gravedad o las de contrafuerte, al reducir de manera considerable el volumen de concreto requerido. Una derivación particular de la presa de arco simple es la presa de bóveda o arco de doble curvatura [figura 3.4 (e)]. La presa de bóveda emplea curvaturas complejas tanto en los planos verticales como en los horizontales. Es la más sofisticada de las presas de concreto y su estructura es en esencia un domo o concha, sumamente económica en concreto. La estabilidad de los estribos es importante para la integridad estructural y la seguridad, tanto para la bóveda como para el arco simple.

❖ Otras presas de concreto: un gran número de variantes menos comunes de los tipos mayores de presas de concreto se muestra en la figura 3.4. En la figura 3.5 se incluyen la presa de gravedad aligerada, contrafuerte con cubierta, arco múltiple y bóvedas múltiples. Los nombres son autoexplicativos, y su parentesco estructural como derivaciones de alguno de los otros tipos principales es evidente a partir de las figuras.

Las características de las presas de concreto se resumen a continuación teniendo en cuenta los tipos principales, es decir, presas de gravedad, de contrafuerte macizo y de arco o bóveda. Algunas características son compartidas por todos o la mayoría de estos tipos; sin embargo, muchas son específicas a las variantes particulares. Entre las ventajas que comparten la mayoría de las presas de concreto están las siguientes:

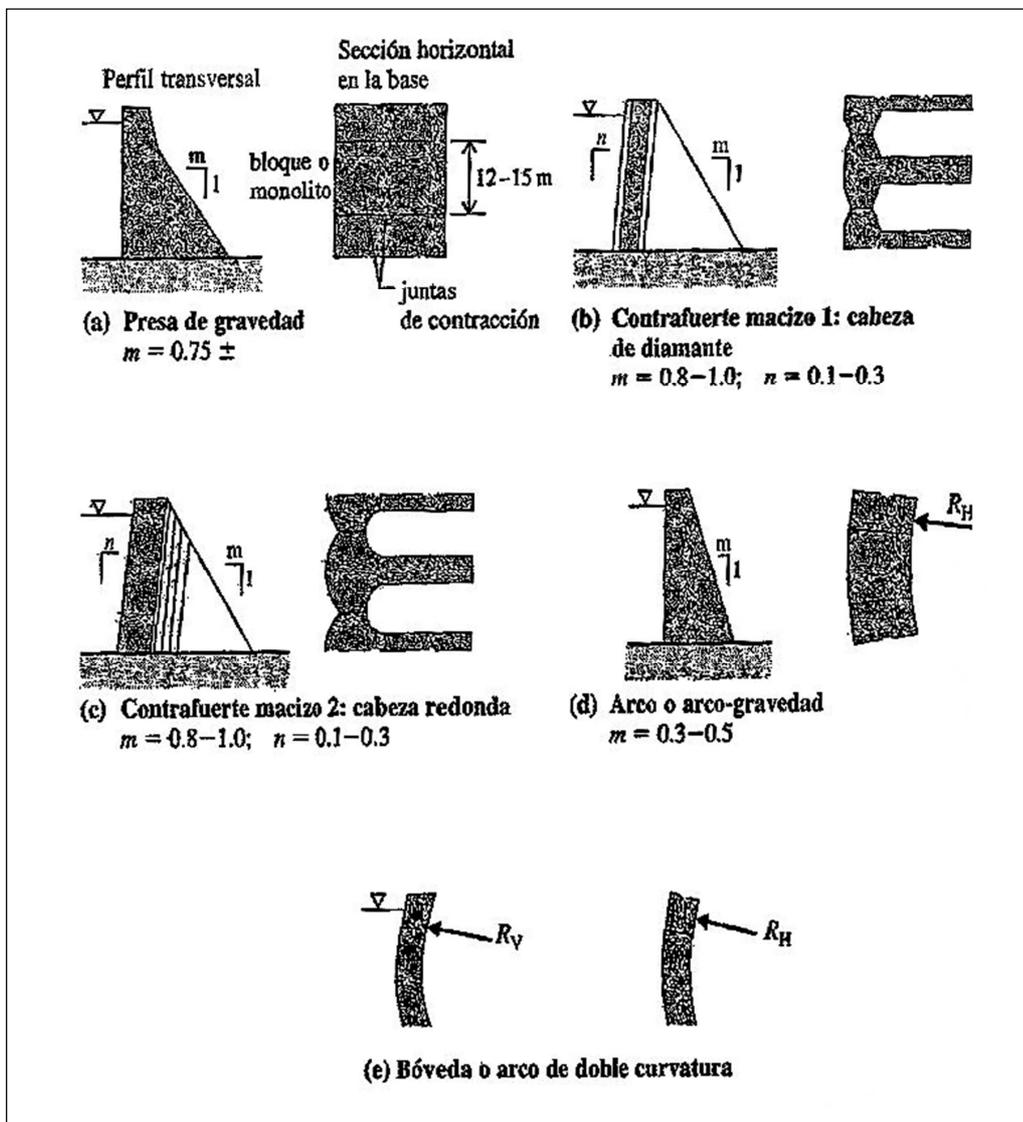


Figura 3.4 Principales variantes de la presas de concreto (Novak, 2001).

1. Exceptuando las presas de arco y bóveda, las presas de concreto son apropiadas para valles tanto de topografía ancha como angosta, siempre y cuando se tenga una roca competente de cimentación que sea accesible y a una profundidad moderada.

2. Las presas de concreto no son sensibles a los reboses debido a condiciones extremas de inundaciones (en contraste con las presas de relleno).
3. Como corolario al segundo punto, todas las presas de concreto pueden acomodar un vertedero de cresta, si es necesario en toda su longitud, siempre y cuando se tomen medidas para controlar la erosión aguas abajo y la posible socavación bajo la presa.
4. Las tuberías de salida, las válvulas y otras obras complementarias se pueden albergar de manera fácil y segura en cámaras o galerías dentro de la presa.
5. La habilidad inherente para soportar perturbaciones sísmicas sin colapsos catastróficos es generalmente alta.

Las características específicas de cada tipo se determinan, en gran medida, por las diferencias en el modo de operación estructural asociado con las variantes de las presas de concreto. En el caso de las presas de gravedad y de contrafuerte, por ejemplo, la respuesta estructural dominante es la acción vertical como voladizo. La reducida área de contacto aguas abajo de las presas de contrafuerte impone esfuerzos locales significativamente más altos sobre las cimentaciones que para una estructura de gravedad equivalente. En consecuencia, una característica de las presas contrafuerte es ser más exigentes en la calidad requerida de la roca de cimentación subyacente. En la figura 3.5 se muestra otros tipos de presas de concreto.

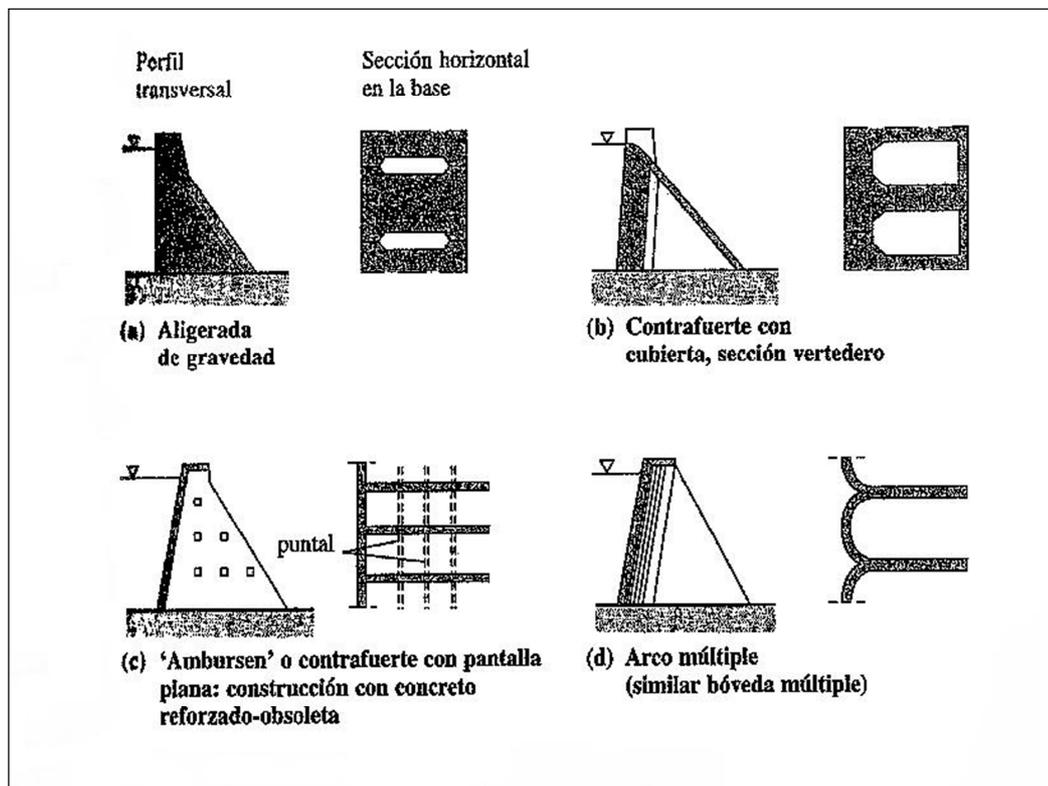


Figura 3.5 Variantes adicionales de presas de concreto (Novak, 2001).

El comportamiento estructural de las variantes más sofisticadas de arco y bóveda de una presa de concreto es predominantemente una acción de arco, con acción secundaria vertical de voladizo. Este tipo de presas depende en su totalidad de la integridad de la roca de los estribos y de su capacidad de resistir los empujes del arco sin deformaciones excesivas. En consecuencia, es característico que las presas de arco y bóveda sean consideradas apropiadas solo en una minoría de sitios, valles más o menos angostos, de altas pendientes o cañones, es decir, sitios con una relación ancho-alto a nivel de la cresta de la presa que en general no exceda la relación 4-5.

Una comparación de las características generales de las presas de concreto y las presas de relleno sugiere las siguientes desventajas para las primeras:

1. Las presas de concreto son relativamente exigentes con respecto a las condiciones de cimentación y requieren rocas firmes.
2. Las presas de concreto requieren materiales naturales procesados de calidad y cantidad apropiadas para el agregado, además, transportar al sitio y almacenar cemento y otros materiales.
3. La construcción tradicional en concreto macizo es relativamente lenta, intensiva en mano de obra y discontinua y requiere ciertas habilidades, por ejemplo, encofrado y mezcla del concreto.
4. Los costos unitarios totales para las presas de concreto macizo, por ejemplo, el costo por metro cúbico, son mucho más altos que en las de relleno. Aunque los volúmenes de concreto que se requieren en una presa de una altura dada son mucho menores, estos costos rara vez se equilibran.

3.2.1.4 Vertederos, desagües y obras complementarias: las presas requieren ciertas estructuras e instalaciones complementarias para realizar sus funciones operacionales en forma segura y efectiva. En particular, debe tenerse en cuenta el paso seguro de las crecientes extremas, el vaciado controlado y la descarga de agua en cumplimiento de los propósitos del embalse.

Los vertederos y las obras complementarias son, por tanto, obras esenciales. Otras instalaciones complementarias se incorporan cuando sea necesario para el propósito de la presa y de acuerdo con su tipo.

❖ Vertederos: el propósito de un vertedero es pasar el agua de las inundaciones de una manera segura aguas abajo cuando el embalse está lleno. Tiene dos componentes principales el vertedero de control y el canal del vertedero, cuyo

propósito es conducir los canales de inundación de una manera segura aguas abajo de la presa. Puede incorporar cuenco amortiguador o cualquier otra estructura de disipación de energía. La capacidad del vertedero debe acomodar la inundación máxima de diseño, el nivel del vertedero estará determinado por el máximo nivel de retención de la presa, es decir, el máximo nivel de agua (NNA).

De ordinario, los vertederos son libres, es decir, funcionan automáticamente cuando el agua se eleva por encima del nivel normal de agua, pero pueden controlarse mediante compuertas. En algunos casos se proporciona una capacidad adicional de vertedero de emergencia mediante un tapón fusible, es decir, una orilla erosionable subsidiaria diseñada para ser arrastrada por el agua cuando se alcance nivel de inundación extremo predeterminado. Se pueden prever alternativas de emergencia, consistentes en compuertas giratorias diseñadas para ser volteadas por la presión hidrostática en condiciones de crecientes extremas. Casi siempre las presas de concreto incorporan un vertedero de cresta o de caída libre, pero las presas de relleno en general requieren una estructura de vertedero de pozo independiente o un canal lateral adyacente a la presa.

❖ Obras de desagües: las estructuras de desagüe controlado se requieren para permitir la evacuación del agua cuando operacionalmente sea necesario. Se debe tener en cuenta la necesidad de acomodar todas las obras de tuberías y la tubería forzada con sus válvulas y compuertas de regulación asociadas. Estos dispositivos pueden acomodarse con facilidad dentro de una presa de concreto. Para presas de relleno es una práctica normal proveer una estructura de control externa o torre de válvulas, que puede estar bastante separada de la presa, para controlar la entrada a un túnel de desagüe o a una alcantarilla.

En la mayoría de las presas una descarga de fondo proporciona una medida adicional de control y, cuando sea posible permitirá el vaciado del embalse. Una

descarga de fondo debe tener una capacidad tan alta como sea factible. En la mayoría de los casos es necesario utilizar válvulas especiales de desagüe y/o estructuras para evitar posibles daños al lecho de la corriente y a las orillas aguas abajo de la presa.

❖ **Desviación de Ríos:** esta medida es necesaria para permitir que la construcción se ejecute en condiciones secas. El túnel de desagüe puede adaptarse temporalmente para dicho propósito durante la construcción, y después emplearse como una estructura de descarga cuando la presa este completa. Si no existe tal túnel de capacidad adecuada, es necesario tomar medidas alternativas adicionales, que pueden involucrar la construcción de ataguías temporales aguas arriba o aguas abajo o, en el caso de presas de concreto, omitir un bloque para dejar una brecha temporal o túnel a través de la estructura.

❖ **Rastrillos:** las infiltraciones por debajo y por los costados de una presa deben controlarse. Esto se logra mediante la construcción de un rastrillo (trinchera) por debajo de la estructura, el cual puede ser continuado si es necesario, en cualquiera de los costados. En general, los rastrillos en las presas de relleno se forman con dentellones anchos rellenos con arcilla compactada, si un estrato impermeable yace a profundidades moderadas, o con inyecciones a profundidades más grandes. Los rastrillos con pantallas de inyección se forman usualmente en la cimentación de roca bajo presas de concreto.

❖ **Drenaje interno:** en el interior de cualquier presa siempre se presentan infiltraciones. Los flujos de infiltración y sus presiones internas resultantes deben dirigirse y controlarse. Los sistemas de drenaje interno para este propósito son un aspecto esencial de todas las presas modernas. En las presas de relleno, el drenaje se efectúa mediante zonas permeables localizadas apropiadamente, las cuales conducen a tapices de drenaje horizontales o desagües. En las presas de concreto se forman drenajes verticales en el interior del paramento de aguas arriba, y la presión de

filtración se alivia en una galena interna o en un desagüe de drenaje. En el caso de presas de arco, las presiones de infiltración en la roca de los estribos se alivian con frecuencia por sistemas de drenajes perforados y/o ventanas de drenaje o túneles.

❖ Galerías internas y pozos: además de funcionar como drenajes longitudinales para efectuar el control local de infiltraciones, las galerías y los pozos se utilizan como medios para permitir la inspección interna, particularmente en presas de concreto. Las galerías, los pozos y cualquier cámara asociada para colocar las válvulas o compuertas de descarga también puede utilizarse para acomodar instrumentación con propósitos de monitoreo estructural y de vigilancia.

3.2.2 Generalidades de la evaluación del sitio de la presa

La Viabilidad del sitio de la presa, identificado y recomendado en el estudio de factibilidad debe establecerse, para lo cual se conducen extensas investigaciones que confirmen si el sitio puede desarrollarse a la escala deseable con un costo aceptable. La naturaleza de las formaciones de roca y suelos que sean decisivas para la integridad de la cimentación, deben determinarse mediante la exploración del subsuelo. Se hace énfasis en la confirmación de la geología y de las características geotécnicas del sitio y en la evaluación de las fuentes de los materiales de construcción.

La calidad de la cimentación se determina por la estabilidad, la capacidad portante deformabilidad y la impermeabilidad efectiva. Todos estos aspectos se valoran con respecto al tipo y el tamaño de la presa propuesta.

En el caso de un sitio difícil, el programa de evaluación puede prolongarse y ser costoso. Los gastos pueden ser del orden de 1% hasta, excepcionalmente, 2.5 o 3% de los costos anticipados de la presa. El alcance de los aspectos individuales de una

investigación refleja circunstancias únicas del sitio. La investigación también puede relacionarse con el tipo específico de presa si las condiciones del sitio restringen las opciones, por ejemplo, la profundidad de las sobrecargas.

En paralelo con estas investigaciones, se requieren estudios extensos y detallados a fin de establecer la localización y la extensión de las fuentes para los materiales potenciales de construcción en sitios razonablemente próximos. El interés puede abarcar desde materiales impermeables de suelos cohesivos hasta arenas y gravas apropiadas en los rellenos permeables o como agregados del concreto. También se puede obtener roca triturada de las excavaciones realizadas en los trabajos subterráneos asociados al proyecto.

Asimismo, las consideraciones económicas y los costos de los materiales de construcción condicionan la viabilidad general del sitio. La sismicidad, los costos de las instalaciones de acceso y otras restricciones locales que incluyen aspectos ambientales influyen también en las decisiones.

En resumen, las investigaciones sobre el sitio de la presa requieren de una planeación cuidadosa y una inversión considerable de tiempo y recursos. Cuando sea posible, técnicas de ensayos in situ y de campo deben emplearse para complementar el programa de laboratorio; La interpretación apropiada de la información geológica y geotécnica demanda una cooperación cercana entre el ingeniero geólogo, el especialista en geotecnia y el ingeniero de presas.

3.2.3 Investigaciones geológicas y geotécnicas

1. La investigación geológica y geotécnica de un sitio de presa seleccionado para una evaluación detallada está dirigida a determinar la estructura geológica, la estratigrafía, las fallas, los pliegues de los esquistos y las diaclasas, y para establecer las

condiciones del terreno y del agua subterránea adyacentes al sitio de la presa, incluyendo los estribos

2. Los objetivos generales de estas y otras investigaciones similares son:

(a) Determinar los parámetros de ingeniería que puedan utilizarse de manera segura para evaluar la estabilidad de la cimentación de la presa y, en fundaciones compresibles, como suelos, estimar el asentamiento y la deformación probables.

(b) Determinar los patrones de infiltración y los parámetros necesarios para valorar el régimen probable de infiltración, incluyendo cantidades y presiones.

(c) Confirmar la integridad de contención del cuenco del embalse y la estabilidad de sus orillas. La importancia relativa de a, b, c depende del sitio y del tipo propuesto de presa. Un cuarto objetivo general es:

(d) Confirmar la naturaleza, conveniencia y disponibilidad de los materiales de construcción naturales, incluyendo la determinación de parámetros de diseño para materiales de relleno, etc.

Algunos de los aspectos generales que pueden identificarse y definirse en el curso de la investigación del sitio son: las interfaces entre suelo y roca, las condiciones de agua subterránea y los terrenos con inestabilidades o cavernas, por ejemplo, formaciones cársticas y todas las discontinuidades significativas, como en rocas, zonas fragmentadas, fisuradas o roca altamente fracturada y el espaciamiento, además de otras características de las superficies de estratificación y las diaclasas dentro del macizo de roca.

3. Las características principales de esta fase de investigación son:

- (a) Una relación meticulosa de los afloramientos naturales y de excavación y registro de perforaciones.
- (b) Una correlación cuidadosa entre los afloramientos, perforaciones y otros datos.
- (c) La excavación de galerías y perforaciones de sondeo, pozos y ventanas de reconocimiento que se consideren necesarios.

En esta etapa se pueden conducir programas de ensayos geofísicos y pruebas in situ más extensos, con la intención de ampliar y validar la información de las perforaciones y del laboratorio. Un propósito adicional de estas pruebas de campo en este momento es la confirmación del régimen natural de las aguas subterráneas, por ejemplo mediante la instalación de piezómetros, pruebas de bombeo, etcétera.

Se utilizan ampliamente sondas rotativas y técnicas de tomas de núcleos. Para establecer la estructura vertical de la roca y para confirmar su calidad. La recuperación de los núcleos provee un índice burdo pero útil de la calidad de la roca, en términos de la designación de la calidad de la roca (OCR) (es decir, el porcentaje de núcleos recuperados con una longitud de 10 cm respecto a la profundidad total de la perforación; $DCR > 70$ indica en general una roca firme). Las pruebas in situ, por ejemplo para permeabilidad, resistencia y deformabilidad, se utilizan para estimar las características de la roca maciza y se prefieren sobre las pruebas de laboratorio de pequeñas escalas, cuando sea posible. Todos los núcleos se registran de manera sistemática y lo ideal es que se almacenen indefinidamente. Las técnicas de perforación, el muestreo y el ensayo son en esencia los mismos que se emplean en la práctica convencional de investigaciones de campo.

4. La evaluación del riesgo sísmico en una presa importante requiere la identificación de la estructura geológica regional, prestando atención particular a los complejos de

fallas. A partir del estudio de los registros históricos y del reconocimiento de campo se establecerá la actividad o inactividad sísmica en la historia geológica reciente. Si los registros históricos de los epicentros aparentes pueden asociarse con las estructuras geológicas existentes, es posible hacer una valoración probabilística del riesgo sísmico en función de las intensidades específicas del evento. En ausencia de información histórica confiable será necesario monitorear la actividad micro-sísmica como base para la predicción probabilística de los eventos sísmicos mayores. Cualquiera de los dos procesos es impreciso y solamente proporciona una estimación del orden del riesgo sísmico. Como medida de reaseguramiento contra la sismicidad se sugiere que la mayoría de las presas hechas con buenos diseños sobre cimentaciones sólidas pueden aceptar un evento sísmico moderado con aceleraciones picos superiores a 0.2g, sin daño fatal.

Las presas construidas sobre suelos no cohesivos saturados de baja densidad, como limos o arenas están, sin embargo, sujetas a algún riesgo de falla debido a la presión de agua en los poros que se genera y a la licuefacción, con la consecuente pérdida de estabilidad.

3.2.4 Investigaciones de las cimentaciones

La calidad de la cimentación de un sitio de presa debe valorarse en términos de estabilidad, capacidad portante, compresibilidad (suelos) o deformabilidad (rocas) y la permeabilidad efectiva de la masa. Las técnicas de investigación que deberán adoptarse dependen de la geomorfología y la geología del sitio específico.

3.2.4.1 Presas sobre arcillas rígidas de buena calidad y rocas meteorizadas: en depósitos extensos y uniformes de arcillas de buena calidad es poco probable que las percolaciones serias sean un problema. Es importante, sin embargo, identificar y considerar la influencia de estratificaciones delgadas y horizontes más permeables

que puedan estar presentes, por ejemplo lentes de limo, laminaciones finas, etc. Se requiere muchísimo cuidado al examinar las muestras recuperadas para detectar tales aspectos. La evaluación de los parámetros apropiados de resistencia al corte, para usarlos en el diseño, es de una gran importancia para cimentaciones en rocas, la identificación precisa del perfil de meteorización de la roca puede ser difícil. La determinación in situ de los parámetros de resistencia al corte es necesaria; se utilizan pruebas de carga con placas en pozos o ventanas de exploración, o pruebas con dilatómetro o presurómetro conducidas dentro de las perforaciones. Estas técnicas son apropiadas en particular para rocas más suaves que contengan fracturas muy finas y espaciadas muy cercanamente.

3.2.4.2 Presas sobre cimentaciones cohesivas suaves: en general, la presencia de depósitos de arcillas compresibles y suaves asegura que la filtración no requiera una mayor consideración.

La consistencia suave de las arcillas puede requerir el uso de técnicas especiales de muestreo. En tales situaciones, el muestreo continuo o las técnicas de ensayos del penetrómetro in situ ofrecen ventajas. Las consideraciones de estabilidad y asentamiento requerirán la determinación del esfuerzo de corte drenado y los parámetros de consolidación para la arcilla.

3.2.4.3 Presas sobre cimentaciones permeables: los problemas asociados con las filtraciones son dominantes cuando la presa esta cimentada sobre terrenos relativamente permeables. En una alta proporción de estos las condiciones del suelo son muy complejas, con horizontes permeables o permeables presentes e intermezclados.

3.2.4.4 Presas sobre cimentaciones en roca: la naturaleza de la investigación depende de si se propone una presa de relleno o de concreto. Mientras la decisión este abierta,

las investigaciones deben cubrir ambas opciones. Ambas requieren entender por completa la geología del sitio.

❖ Presas de concreto: la estabilidad de la cimentación de las presas de concreto requiere una evaluación cuidadosa de la frecuencia, orientación y naturaleza de las discontinuidades de la roca, además de las características del material de relleno, como arcillas, etc. La toma de muestras mediante equipo rotatorio se usa ampliamente, pero también es necesario evaluar la confiabilidad estructural de la roca en una escala macroscópica mediante sondeos y ventanas de reconocimiento. Estas últimas pueden ser utilizadas luego en las Inyecciones o como galerías permanentes de drenaje. La estabilidad de los estribos y su deformabilidad son muy importantes en todos los tipos de presas de concreto en valles angostos con costados pendientes, y en particular, si el diseño considera algún grado de acción de arco. Por tanto, investigaciones detalladas deberán extenderse a los estribos, en especial a la posibilidad de inestabilidades de bloque o cuña a gran escala.

Los ensayos de permeabilidad in situ se conducen, en general, mediante sondeos, pero la interpretación apropiada de la información de permeabilidad de campo puede ser muy compleja.

❖ Presas de relleno: la infiltración en las cimentaciones es menos crítica que para las presas de concreto puesto que las trayectorias de infiltración son mucho más largas. En general, la resistencia al corte en las discontinuidades es de menor importancia, pero la deformabilidad y el asentamiento involucran la determinación del módulo elástico etc., lo que puede ser una consideración importante si se contempla un relleno con cubierta, por ejemplo, con membranas aguas arriba.

La resistencia al corte de las discontinuidades, el módulo elástico y otros parámetros relacionados con la roca, se determinan mejor en ensayos a gran escala in

situ si se pueden practicar y complementar con ensayos apropiados de laboratorio. En el laboratorio se pueden determinar los módulos utilizando especímenes de roca intacta recuperada de las perforaciones, o por ensayos de carga puntual, etc.

El factor de reducción está relacionado con el espaciamiento de la fractura y otras características físicas y geológicas, incluyendo el grado de meteorización. En algunas circunstancias, puede ser tan bajo como 0.1; en otras, puede ser 0.5 o más.

La durabilidad de la roca utilizada en el enrocado o en el revestimiento deberá evaluarse cuando se contemple una presa de relleno, lo cual requerirá ensayos químicos, de desgaste y de meteorización acelerada para estudiar la degradación a largo plazo.

3.2.4.5 Presas sobre materiales cársticos (rocas de carbonates, etc.): la presencia de cavidades extensas debidas a soluciones y fisuras hace que tales sitios sean particularmente difíciles. Es esencial establecerla amplitud de las características cársticas y su configuración respecto a la continuidad de los vacíos. Los estudios geológicos pueden ser útiles para interpretaciones iniciales de las formas cársticas y como guía para la planeación de una investigación más detallada. Las interpretaciones aéreas a menudo revelan cavidades cársticas poco profundas y, también, los métodos geofísicos son de gran valor. Será necesario confirmar el tamaño y la naturaleza de todas las características identificadas al comienzo mediante técnicas geofísicas u otras indirectas mediante perforaciones y otros métodos de investigación directos.

3.2.4.6 Selección del tipo de presa: el tipo óptimo de presa para un sitio específico se determina con las estimaciones de costo y el programa de construcción para todas las soluciones diseñadas que sean técnicamente válidas. Donde las circunstancias del sitio ofrezcan alternativas viables, es conveniente que las opciones se mantengan

abiertas, evaluando las implicaciones de cada una de ellas con respecto a los recursos, programación y costos, hasta que sea evidente la solución óptima. También puede ser necesario, tener en cuenta consideraciones sociopolíticas y ambientales menos tangibles en la determinación de esa solución.

A continuación se detallan cuatro consideraciones de importancia cardinal.

❖ Gradiente hidráulico: el valor nominal del gradiente hidráulico i para infiltración bajo, alrededor o a través de la presa, varía por lo menos en un orden de magnitud de acuerdo con su tipo.

❖ Esfuerzo en la cimentación: los esfuerzos nominales transmitidos a la cimentación varían bastante con el tipo de presa.

❖ Deformación de la cimentación: ciertos tipos de presas se acomodan mejor sin un daño severo, a deformaciones y asentamientos significativos en la cimentación.

❖ Excavación de la cimentación: consideraciones económicas establecen que los volúmenes de excavación y la preparación de la cimentación deben minimizarse.

3.2.5 Desvío del río durante la construcción de la presa

Para la construcción de una presa es necesario disponer del sitio de las obras seco; es decir, deben desviarse las aguas del río del lugar de los trabajos. El conjunto de obras que cumple ese objetivo se denomina obras de desvío.

Las obras de desvío son importantísimas aún bajo su carácter provisional y pueden llegar a condicionar buena parte o el total de las obras de embalse. Esta aseveración toma mayor validez a medida que el no involucrado aumenta en

magnitud y perennidad de caudales. Su diseño es una invitación al uso de la imaginación y de la experiencia de los ingenieros proyectistas y constructores. Su tratamiento como capítulo aparte, a pesar de su cortedad pretende enfatizar su importancia, porque frecuentemente ellas condicionan las obras de toma, e inclusive, con menor frecuencia, las de alivio y hasta la propia presa.

3.2.5.1 Riesgos aceptables: la primera variable que se debe considerar es la cantidad de agua que se debe retirar del sitio, que dicho en otras palabras, equivale a determinar la capacidad hidráulica de dichas obras. Lo anterior implica: conocer la crecida del río que debe manejarse sin que se causen daños inaceptables en las obras en construcción.

Una crecida es un evento aislado aleatorio y, en consecuencia, está ligado a la probabilidad de ocurrencia (periodo de retorno T). Las obras de desvío son pues obras de protección (control de crecidas), aunque con una vida útil corta e igual al periodo de construcción de la presa. En realidad, sirven hasta el momento en que la presa, aunque no terminada, pueda almacenar agua suficiente para eliminar los riesgos.

El riesgo que se puede aceptar para determinar la creciente, depende de varios factores, entre los cuales merece destacar:

- ❖ Importancia y magnitud de las obras que se van a construir: si durante la construcción, la capacidad de las obras de desvío es sobrepasada, se producirán daños en las obras de embalse en construcción, que podrán ser mayores mientras la magnitud de ellas; sea mayor; pero, adicionalmente y aún más importante, es que esos daños pueden ocasionar retraso en la terminación del proyecto.

- ❖ El periodo de construcción de las obras de embalse: este aspecto es condicionante, por cuanto, mayor sea dicho periodo, más grande será la probabilidad de que una crecida igual o mayor a la seleccionada ocurra o viceversa.

❖ La confiabilidad de los datos hidrológicos: la importancia que tiene en todo estudio hidrológico probabilístico, la longitud y consistencia del registro histórico base. Si la información disponible es deficiente, se deberá ser más prudente en la selección de T_r .

❖ La magnitud de las obras de desvío: pueden existir ocasiones en las que dar una protección adicional represente muy poco costo extra en las obras de desvío, pero, también pueden ocurrir situaciones donde el costo de las obras de desvío sea tan alto, que obligue necesariamente a la aceptación de riesgos mayores o a modificar el programa de construcción.

❖ Riesgo a ser aceptado por los contratistas: frecuentemente, en el proceso de licitación u otorgamiento de la construcción de las obras de embalse, se deja libertad a los contratistas, dentro de niveles razonables, para proponer la solución de desvío a su cuenta y riesgo. En estos casos influye el riesgo que ellos estén dispuestos a correr.

Es imposible dar una recomendación general para seleccionar el valor de T_r de la crecida de diseño de las obras de desvío, sino que en cada caso debe procederse de acuerdo a los puntos anteriores. En Venezuela, ha sido común, para presas de pequeño y mediano tamaño, elegir valores de T_r entre 10 y 20 años; lo cual significa, por ejemplo, que en un periodo de 2 años de construcción, la probabilidad de que una crecida para esos periodos sea igualada o sobrepasada sería de 19% y 9.75% respectivamente.

3.2.6 Proyecto de la obras de desvío

3.2.6.1 Consideraciones generales: no es posible dar normas generales para proyectar las obras, pero si se pueden comentar algunos factores que inciden en el proyecto respectivo:

- ❖ Magnitud de la protección: cuantía de la crecida T_f a ser manejada sin causar daños.

- ❖ Tipo de presa: en una presa de tierra no es aconsejable que las aguas la sobrepasen durante su construcción, mientras que una de concreto puede razonablemente aceptar que el agua pase a través de ella; también, en una de enrocado si se prevé esa eventualidad en el proyecto.

- ❖ Disposición de las obras de embalse: las ubicaciones de la presa, la central Hidroeléctrica, el aliviadero y la toma, influyen también, en la selección. Como ya se ha mencionado, la utilización posterior de las obras de desvío, como tomas o aliviaderos puede ser determinante.

- ❖ Las características geológicas y topográficas: por cuanto ellas influyen en la disposición anterior y en las obras de desvío, por ejemplo, si tienen túneles y ataguías.

3.2.6.2 Soluciones en presas de tierra sobre ríos pequeños: en aquellas ocasiones donde va a construirse una presa relativamente pequeña, en un río de poco caudal y en un valle razonablemente ancho, puede adoptarse soluciones similares a la indicada en la figura 3.6.

Como se observa, la obra de desvío consiste en un canal lateral y en un pequeño dique ataguía que seca al área de construcción. Posteriormente, la parte de la presa

que va sobre el canal puede construirse en un verano, teniendo cuidado de que el agua que se vaya almacenando, aunque sea poca, no suba más rápidamente que el relleno de la segunda etapa del terraplén.

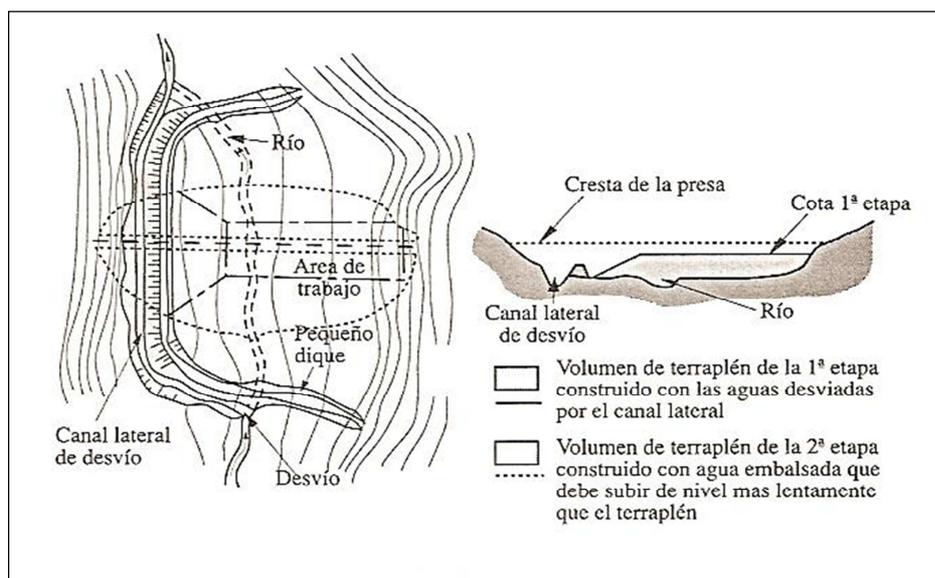


Figura 3.6 Obras de desvío en pequeñas presas de tierra (Bolinaga, 1999).

En algunos casos, si los caudales de invierno (época de lluvia) son mayores que la capacidad del canal lateral, se construye el dentellón de la presa conjuntamente con el canal y durante la temporada de lluvias, se deja pasar el agua sobre él, previa protección. En el verano siguiente se termina la presa.

Puede hacerse una variante del sistema anterior cuando existe un conducto de toma que va dentro del cuerpo de la presa. El canal lateral se construye para gastos muy pequeños (estiaje) y al mismo tiempo se hace el conducto y una porción del terraplén de la presa; luego en el invierno, se desvía el agua por el conducto y se construye el terraplén restante. Nuevamente, hay que tener cuidado con la rapidez de incremento de las aguas respecto a la del terraplén. En la figura 3.7, se ilustra el desvío haciendo el uso del conducto de toma.

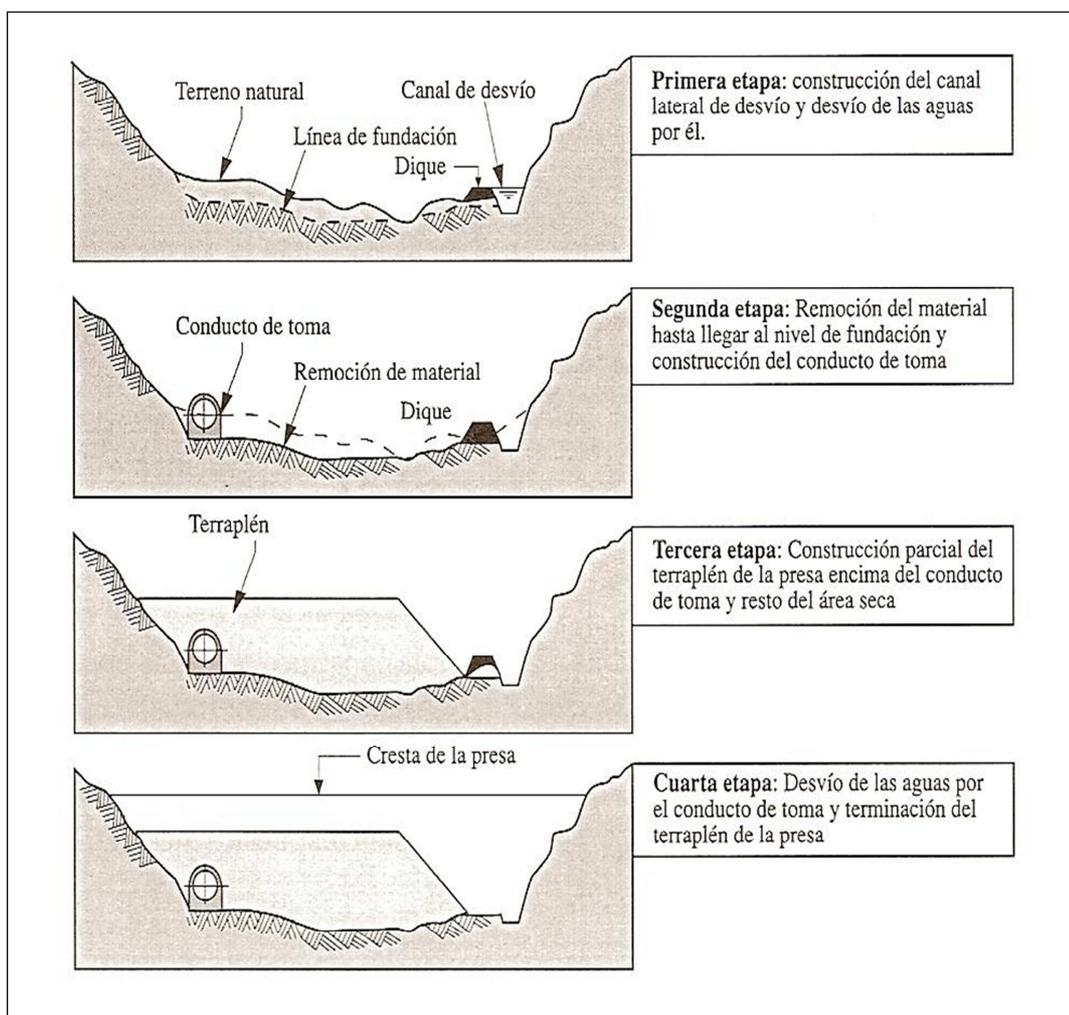


Figura 3.7 Obras de desvío haciendo uso del conducto de toma en pequeñas presas de tierra (Bolinaga, 1999).

3.2.6.3 Soluciones con túneles y ataguías: el planteamiento de desvío más usual en presas de tierra o similares y también en presas de concreto, de mediano a gran tamaño, en valles relativamente estrechos, es el empleo de túneles excavados en los estribos, que luego pueden ser utilizados como tomas o aliviaderos, complementados con ataguías aguas arriba y abajo del sitio de la presa (contraataguía).

En este tipo de diseño se juega con el tamaño relativo de túneles y ataguías y

con el riesgo que se corte, si estas últimas son sobrepasadas por las aguas que entonces entrarían al lugar de los trabajos.

Las ataguías son presas pequeñas que, por su efímera vida, pueden ser proyectadas con factores de seguridad mucho menores. En algunos proyectos de presa de tierra o enrocado, se ha empleado la modalidad de que las ataguías queden incorporadas al cuerpo principal de la presa, en cuyo caso deberán tomarse previsiones más rigurosas de diseño.

Si la presa es de concreto puede dársele tanto al túnel como a la ataguía dimensiones más modestas, que para otro tipo de presas, permitiendo que las aguas circulen sobre el cuerpo principal de la presa en construcción.

Las ataguías normalmente son de materiales sueltos heterogéneos, enrocado o de ambos materiales, pero también, se emplean ataguías de concreto o de tablaestacados. Todo depende, tanto de los aspectos económicos como de la disponibilidad de materiales y del espacio físico de ubicación de las ataguías. En la figura 3.8 se puede observar el esquema de desvío por medio de túneles de desvío.

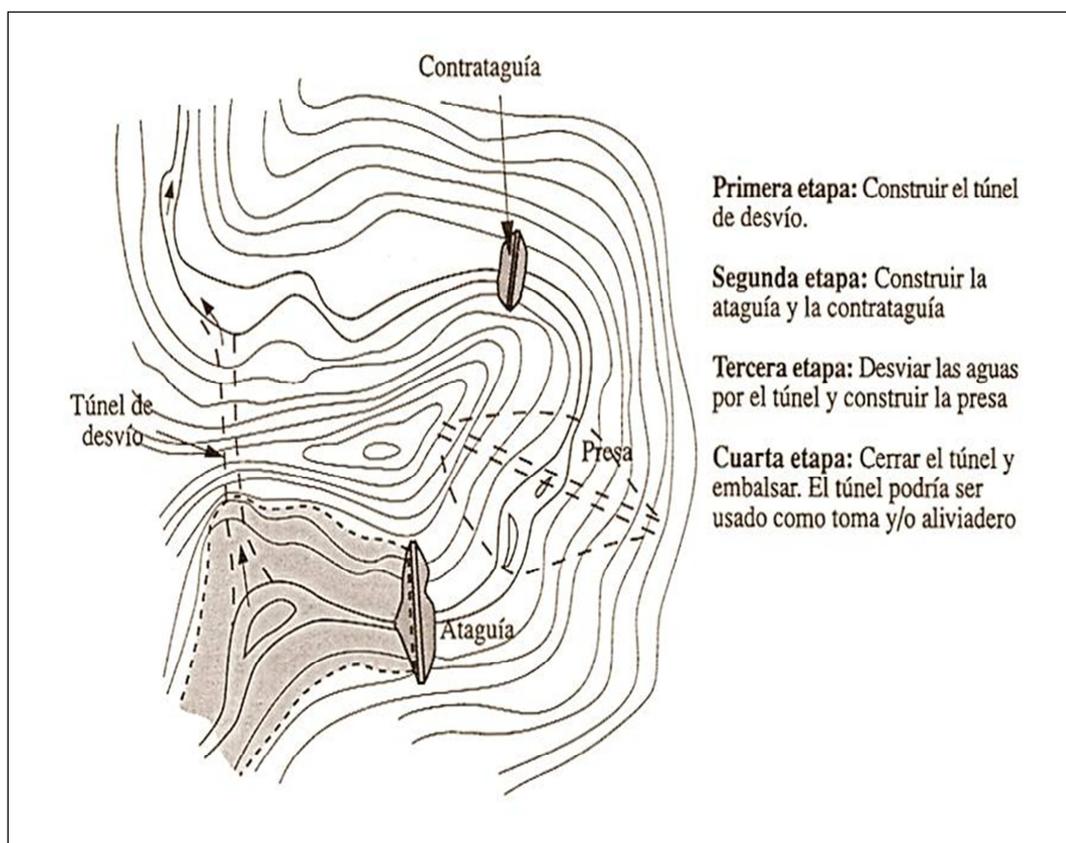


Figura 3.8 Esquema típico de obra de desvío para cualquier tipo de presa, haciendo uso de túneles de desvío (Bolinaga, 1999).

3.2.6.4 Soluciones en grandes ríos: cuando los caudales que se deben desviar son considerables, la construcción de túneles puede resultar demasiado costosa y son necesarios otros planteamientos.

Una solución sería una similar a la utilizada en la presa Guri en el río Caroní, en Venezuela. Este tipo de esquema consiste en una ataguía mediante la cual se cierra parte del cauce del río, para construir allí, parcialmente, la presa. Para ello, se ha ampliado previamente el cauce en el estribo opuesto, de forma de dejar pasar las aguas. Dentro del cuerpo de la presa se dejan vías de agua de dimensiones suficientes para manejar, posteriormente el gasto de desvío.

A continuación una vez que la altura de la presa en la zona seca ha llegado a un nivel suficiente de acuerdo con los volúmenes necesarios que se han de almacenar se destruyen las ataguías y el agua pasa a través de la presa, de seguida se levantan ataguías en el otro lado del cauce y se termina la construcción. Finalmente, se cierran las vías de agua, para lo cual se hace necesario haber dejado las previsiones necesarias, por ejemplo, compuertas.

En ciertas situaciones, puede permitirse que el agua, además de pasar por los ductos dejados en el cuerpo de la presa, fluya por encima de este. Esto se ha empleado con frecuencia en presas de concreto y podría emplearse, tomando las previsiones del caso, en presas de enrocado. En el caso de presas de concreto, lo que se hace en estas situaciones, es ir levantando la presa en monolitos alternos y a través de las zonas bajas pasa el agua.

Cuando el río es de relativa alta velocidad, estas soluciones encuentran dificultades importantes, tanto para la construcción de las ataguías, como para el cierre de las vías de agua a través de la presa.

En la mayoría de las situaciones, particularmente en grandes ríos, es aconsejable la construcción de modelos hidráulicos de las obras de desvío. En la figura 3.9 se muestra el esquema de obras de desvío en grandes ríos.

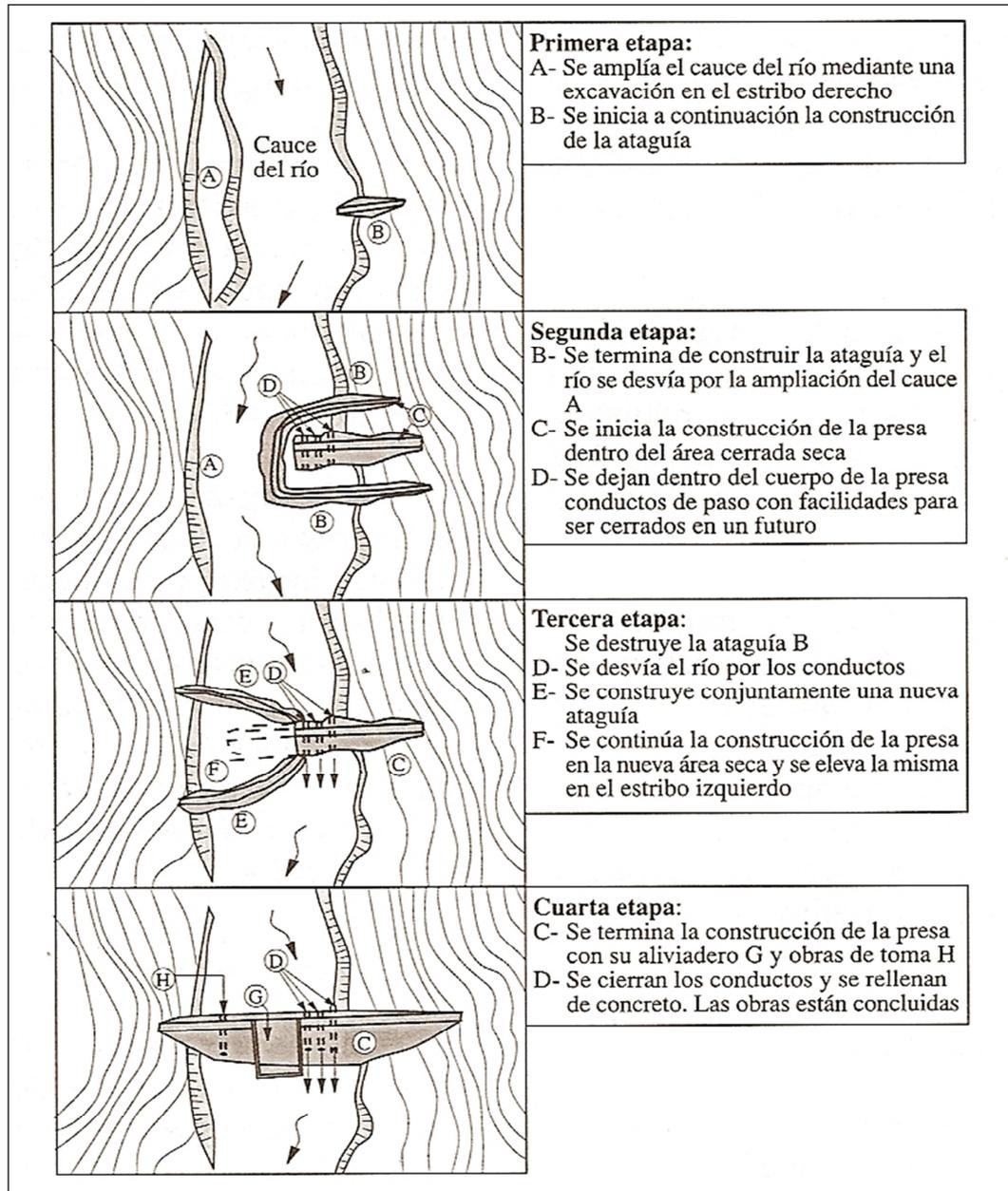


Figura 3.9 Esquema típico de obras de desvío para presas de concreto en grandes ríos (Bolinaga, 1999).

3.2.6.5 Control de basura: en el funcionamiento de las obras de desvío debe evitarse que los conductos (túneles, orificios, etc.), se taponen con troncos, ramas y otras

basuras que son normalmente acarreadas por las crecidas, especialmente en cuencas de vegetación abundante y con tala. No debe bajo ningún concepto, colocarse enrejados de protección, pues ello solo contribuirá a un taponamiento más rápido. En general, se pueden dar las siguientes recomendaciones:

1. Si se deforesta el vaso de almacenamiento, se deben quemar o retirar los árboles del curso de las aguas.
2. Diseñar los conductos de desagüe de tal forma que puedan pasar a través de ellos troncos y otras basuras. En este sentido, la clave reside en la configuración de la entrada, que debe ser de diseño abocinado para que los troncos no se detengan.
3. Establecer una línea de protección mediante flotadores anclados unidos por cables, que impida que se acerque la basura a la entrada de los conductos, como se observa en la Figura 3.10.

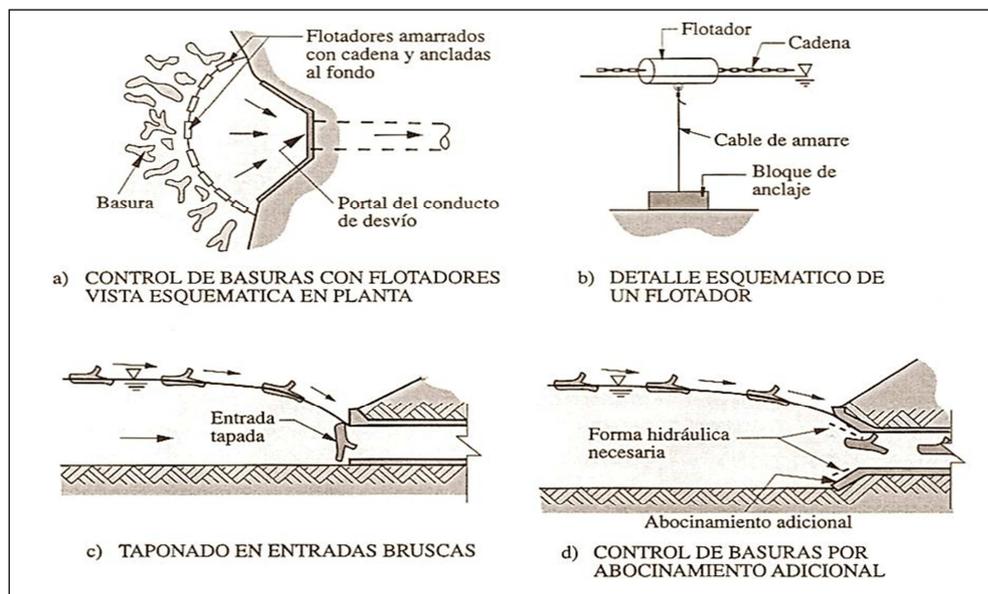


Figura 3.10 Control de basura en obras de desvío (Bolinaga, 1999).

3.3 Definición de términos básicos

Aliviadero: vertedero de aguas sobrantes embalsadas o canalizadas.

Ataguía: macizo de tierra arcillosa u otro material impermeable, para atajar el paso del agua durante la construcción de una obra hidráulica.

Achique: acción y efecto de achicar (extraer agua).

Boquete: entrada estrecha de un lugar.

Caudal: cantidad de agua que mana o corre.

Contractual: procedente del contrato o derivado de él.

Construcción: acción de fabricar, edificar, hacer de una nueva planta una obra de arquitectura o ingeniería, un monumento o general cualquier obra pública.

Cimentación: es la parte de la estructura de la presa, a través de la cual se transmiten las cargas al terreno, tanto las producidas por la presión hidrostática como las del peso propio de la estructura.

Ducto: conducto, canal, tubería.

Desvío: desviación (|| acción y efecto de desviar).

Embalse: gran depósito que se forma artificialmente, por lo común cerrando la boca de un valle mediante un dique o presa, y en el que se almacenan las aguas de un río o

arroyo, a fin de utilizarlas en el riego de terrenos, en el abastecimiento de poblaciones, en la producción de energía eléctrica, etc.

Hito: persona, cosa o hecho clave o fundamental dentro de un ámbito o contexto.

Macrocomponente: estructura o sistema máximo, que engloba a otros menores interrelacionados.

Modelo: arquetipo o punto de referencia para imitarlo o reproducirlo.

Presa: muro grueso de piedra u otro material que se construye a través de un río, arroyo o canal, para almacenar el agua a fin de derivarla o regular su curso fuera del cauce.

Proyecto: es la representación de la obra a construir, con la indicación de su precio y demás detalles, por medio de dibujos (planos) y de un texto de especificaciones técnicas sobre la calidad de los materiales y de la mano de obra, así como de las características de los equipos y de los métodos de construcción que debe utilizar el constructor para ejecutarla de acuerdo con los requerimientos de su diseñador.

CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA DE TRABAJO

4.1 Nivel de la investigación

En primer término, se realizó un diagnóstico de la situación actual en relación a los requisitos previos necesarios para iniciar con las actividades del segundo desvío del río Caroní, en el desarrollo de la central hidroeléctrica Manuel Piar “Tocoma”, para luego ser analizado y descrito tanto el modelo de cierre simple que propone el cliente C.V.G. EDELCA, como el modelo de cierre doble que plantea el contratista O.I.V. TOCOMA. En consecuencia se estableció mediante el análisis comparativo las ventajas y desventajas que ofrece cada modelo de cierre, estudiando ciertas características y parámetros determinantes, como por ejemplo, las velocidades, niveles y desniveles que se presentan en las estructuras hidráulicas. De tal forma que el nivel de investigación predominante en la investigación es descriptivo; tal como lo expresa Sabino C.

Según Sabino C, (1992): “En la investigación descriptiva su preocupación primordial radica en describir algunas características fundamentales de conjuntos homogéneos de fenómenos. Las investigaciones descriptivas utilizan criterios sistemáticos que permiten poner de manifiesto la estructura o el comportamiento de los fenómenos en estudio, proporcionando de ese modo información sistemática y comparable con la de otras fuentes” (p. 47).

De la misma manera Tamayo (2003): “La investigación descriptiva comprende la descripción, registro, análisis e interpretación de la naturaleza actual, y la composición o procesos de los fenómenos” (p. 46).

4.2 Diseño de la investigación

Para dar inicio a esta investigación se realizó una recopilación de información y datos referentes a los modelos de cierres planteados por ambos entes. Cabe destacar que tanto el modelo de cierre simple como el modelo hidráulico optimizado ya habían sido estudiados por otros investigadores, por esta razón toda la información recolectada ha sido elaborada y procesada, en consecuencia la presente investigación se encuentra en el contexto de un diseño bibliográfico.

Según Sabino C, (1992):”En los diseños de campo los datos de interés se recogen en forma directa de la realidad, mediante el trabajo concreto del investigador y su equipo. Estos datos, obtenidos directamente de la experiencia empírica, son llamados primarios, denominación que alude al hecho de que son datos de primera mano, originales, producto de la investigación en curso sin intermediación de ninguna naturaleza. Cuando, a diferencia de lo anterior, los datos a emplear han sido ya recolectados en otras investigaciones y son conocidos mediante los informes correspondientes nos referimos a datos secundarios, porque han sido obtenidos por otros y nos llegan elaborados y procesados de acuerdo con los fines de quienes inicialmente los obtuvieron y manipularon. Como estas informaciones proceden siempre de documentos escritos, pues esa es la forma uniforme en que se emiten los informes científicos, damos a estos diseños el nombre de bibliográficos” (p.68).

4.3 Población y muestra

4.3.1 Población

La presente investigación involucra en su totalidad al proyecto hidroeléctrico Manuel Piar “Tocoma”, en el cual se destacan como componentes principales del proyecto: casa de máquinas, aliviadero, presa izquierda y presa derecha como se

puede observar en la figura 4.1. Por la tanto, se considera que este conjunto de elementos forman parte del universo de estudio.

Según, Balestrini (2006), Desde el punto de vista estadístico, una población o universo puede estar referido a cualquier conjunto de elementos de los cuales pretendemos indagar y conocer sus características, o unas de ellas, y para el cual serán válidas las conclusiones obtenidas en la investigación, (p. 137).

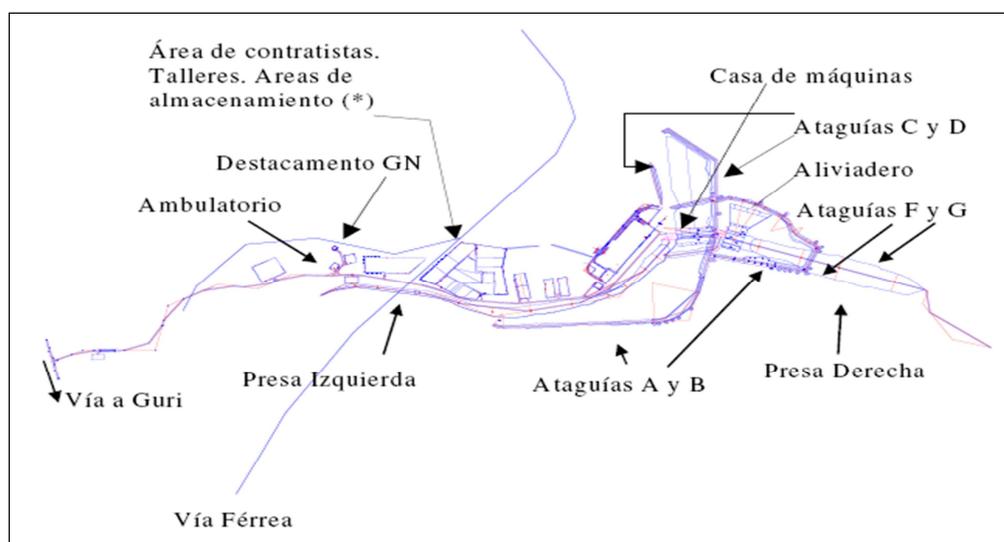


Figura 4.1 Componentes principales del proyecto (EDELCA, 1998).

4.3.2 Muestra

En la presente investigación, el objeto de estudio se simplificó en la presa derecha del Proyecto Hidroeléctrico Manuel Piar “Tocoma”, específicamente en el tramo III, el cual se encuentra comprendido entre las progresivas (0+618 a la 1+350), la cual se aprecia en la figura 4.2. Tal como lo define, Sabino (1992), “Una muestra, en un sentido amplio, no es más que eso, una parte del todo que llamamos universo y que sirve para representarlo” (p. 90).

Según, Balestrini (2006): “La muestra estadística es una parte de la población, o sea, un número de individuos u objetos seleccionados científicamente, cada uno de los cuales es un elemento del universo. La muestra es obtenida con el fin de investigar, a partir del conocimiento de sus características particulares, las propiedades de una población” (p.141).

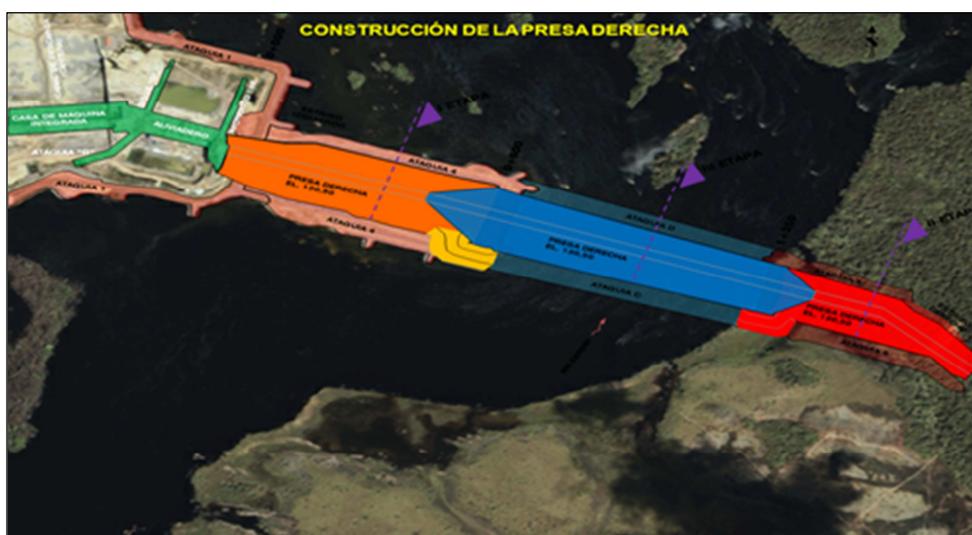


Figura 4.2 Presa derecha de tierra y roca (Consorcio OIV TOCOMA, 2010).

4.4 Técnicas de recolección de datos

Para la ejecución de este trabajo de investigación, fue necesario recurrir a la aplicación de técnicas o instrumentos para obtener información más detallada sobre la problemática presentada y conseguir respuestas a las interrogantes planteadas, de la misma manera como lo define Sabino (1992): “Un instrumento de recolección de datos es, en principio, cualquier recurso de que se vale el investigador para acercarse a los fenómenos y extraer de ellos información” (p.108).

En consecuencia, y en función de los objetivos planteados en el presente trabajo de investigación, se utilizaron diversas técnicas de recolección de datos para obtener la información requerida para el cumplimiento de los mismos.

4.4.1 Observación directa

En nuestro caso, fue necesario recorrer e inspeccionar los distintos frentes de trabajo relacionados directamente con el segundo desvío del río Caroní, entre los cuales tenemos, aliviadero tanto aguas arriba como aguas abajo, la presa izquierda, presa intermedia, presa derecha, las ataguías A1, B, 6, dique G, entre otros. Este recorrido se realizó con el fin de determinar el avance que presentan ciertas actividades, las cuales se pueden definir como primordiales para dar inicio al desvío del río en el proyecto Tocoma.

Según, Sabino (1992):“La observación consiste en el uso sistemático de nuestros sentidos orientados a la captación de la realidad que queremos estudiar” (p. 110).

4.4.2 Entrevista no estructurada

Se aplicó este instrumento de recolección de datos, para obtener una información más detallada sobre ambos modelos de cierre de río. Este instrumento nos permitió conocer los distintos puntos de vista e impresiones que tienen los profesionales en la materia, específicamente ingenieros, técnicos del departamento, tanto el personal de C.V.G. EDELCA, como el del consorcio O.I.V. Tocoma.

Según Sabino (1992): “De un modo general, una entrevista no estructurada o no formalizada es aquella en que existe un margen más o menos grande de libertad para formular las preguntas y las respuestas” (p.118).

4.4.3 Revisión literaria

La revisión literaria fue un instrumento fundamental en la recolección de información sobre la metodología de cierre de río presentadas tanto por el ente contratante como el ente contratista, además de aportarnos antecedentes de la investigación, bases teóricas y legales, que nos ayudó a dar sustentabilidad a nuestros resultados.

Según, Tamayo (2003): “la Revisión Literaria, es el fundamento de la parte teórica de la investigación, y permite conocer a nivel documental las investigaciones relacionadas con el problema planteado. Presenta la teoría del problema aplicada a casos y circunstancias concretas y similares a las que se investiga” (p.325).

4.5 Técnicas de procesamiento y análisis de datos

Después de haber recopilado toda la información bien sea tanto cualitativa como cuantitativa, se procedió a procesar y analizar la misma. Las técnicas de procesamiento y análisis de datos, en este punto se describen las distintas operaciones a las que serán sometidos los datos que se obtengan: clasificación, registro, tabulación y codificación si fuere el caso.

En lo referente al análisis, se definirán las técnicas lógicas (inducción, deducción, análisis, síntesis), o estadísticas (descriptivas o inferenciales), que serán empleadas para descifrar lo que revelan los datos que sean recogidos.

4.5.1 Análisis cualitativo de los datos

La información recopilada fue procesada, analizada y evaluada, identificando la importancia que tiene para el desarrollo de la investigación de tal forma que no exista divergencia en el estudio presentado.

Según Sabino (1992), indica sobre el procesamiento de análisis cualitativo que: “...El análisis se efectúa cotejando los datos que se refieren a un mismo aspecto y tratando de evaluar la fiabilidad de cada información...” (p.145).

4.5.1.1 Diagnostico de la situación actual del proyecto: la información recolectada sobre los requisitos previos para iniciar las actividades correspondiente al segundo desvío del río Caroní, fueron analizadas de tal manera de presentar un resumen de la misma, con la finalidad de determinar el conjunto de actividades por culminar.

4.5.1.2 Análisis de las ventajas y desventajas entre el modelo de cierre simple y el de cierre doble: la información y datos obtenidos sobre el desarrollo de cada uno de los modelo de cierre, nos permitió establecer los aspectos fuertes y débiles de ambos modelos.

4.5.2 Análisis cuantitativo de los datos

El análisis cuantitativo está comprendido por el cálculo de la potencia específica, peso de rocas, tablas y gráficas que nos indican información sobre parámetros relacionados con la velocidad, nivel y desnivel del agua a medida que se ejecuta el avance de las ataguías.

Según Sabino (1992), establece sobre el análisis cuantitativo que: “este tipo de operación se efectúa, naturalmente, con toda la información numérica resultante de la

investigación. Esta, luego del procesamiento que ya se le habrá hecho, se nos presentará como un conjunto de cuadros, tablas y medidas, a las cuales se les han calculado sus porcentajes y presentado convenientemente” (p.143).

4.5.2.1 Descripción del modelo de cierre simple propuesto por C.V.G. EDELCA: en relación a los datos cuantitativos sobre los tamaños de rocas que se requerirán para el cierre del boquete crítico, se determinará mediante las ecuaciones (4.1) y (4.2).

❖ **Potencia Específica:** el concepto de la Potencia Específica (P_s) es usado para determinar la energía potencial producida por la corriente por metro lineal, y viene dada por la expresión:

$$P_s = \frac{\rho \times Q_{Boq} \times \Delta H}{B_{Boq} \times 1000} \quad (4.1)$$

Dónde:

- ρ = Densidad del agua (Kg/m^3).
- Q_{Boq} = Caudal del agua (m^3/seg).
- ΔH = Desnivel en la punta de la ataguía (m).
- B_{Boq} = Ancho del boquete (m).

Mediante ésta expresión es posible predecir el grado de dificultad que se producirá durante la operación del cierre del río. A su vez, la Potencia Específica se asocia a un peso de roca mediante la expresión:

$$\text{Peso} = \sqrt{P_s \times g} \quad (4.2)$$

Dónde:

g = Aceleración de gravedad (m/s^2).

p_s = Potencia específica (Ton-m / s / m).

De esta forma podemos calcular los tamaños y volúmenes de roca necesarios para llevar a cabo con satisfacción el cierre del río Caroní.

4.6 Flujograma de la metodología y su descripción

El presente trabajo de investigación se ha dividido en dos grandes etapas, las cuales conducen a la elaboración del proyecto de grado. Estas etapas son: trabajo de campo y trabajo de oficina.

4.6.1 Flujograma de la metodología

En la figura 4.3 se presenta el flujograma de la investigación.

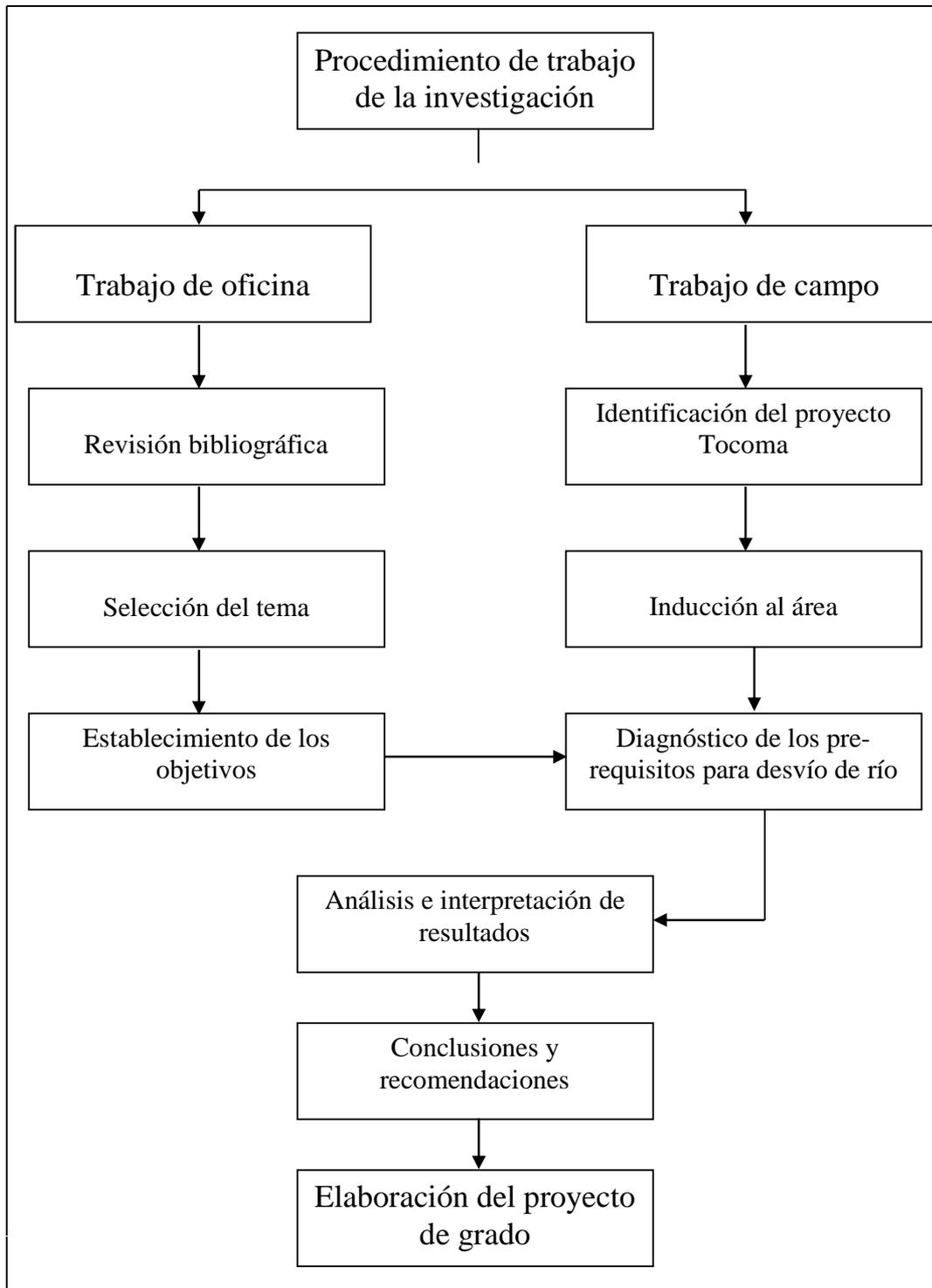


Figura 4.3 Flujograma de la investigación.

4.6.2 Descripción del flujograma

4.6.2.1 Revisión bibliográfica: en esta fase, se procedió a la búsqueda de información relacionada con la investigación, partiendo desde libros, trabajos de investigación, planos, hasta llegar a las especificaciones técnicas del proyecto.

4.6.2.2 Selección del tema: en esta fase, se incursionó más sobre el segundo hito contractual de mayor importancia en el proyecto Tocoma, conocido como, el segundo desvío del río Caroní. Una vez conocida las dos modalidades de cierre de río, se procedió a delimitar el tema de investigación, resultando el análisis comparativo entre ambos modelos.

4.6.2.3 Establecimiento de los objetivos: una vez delimitado el tema de investigación, obtuvimos nuestro objetivo general, para luego plantear todos los objetivos específicos, los cuales mediante un conjunto de procesos nos permitió dar respuesta a nuestro objetivo general.

4.6.2.4 Identificación del proyecto: se realizó una visita técnica en los diferentes frentes de trabajo, para conocer y apreciar los macrocomponentes del proyecto Tocoma.

4.6.2.5 Inducción al área: después de haber realizado la visita técnica a nivel general de todo el proyecto Tocoma, se definió un área específica de trabajo, que en este caso fue la margen derecha del proyecto, en el departamento de Tierra y Roca.

4.6.2.6 Diagnostico de los pre-requisitos para el desvío del río: se hizo un recorrido en el campo y se realizó un resumen fotográfico sobre la situación actual de las estructuras directamente relacionadas con el desvío del río.

4.6.2.7 Análisis e interpretación de resultados: en esta fase, los datos y la información obtenida fue procesada, para luego ser expresada mediante tablas y gráficas para identificar los aspectos relevantes de ambos modelos de cierre de río.

4.6.2.8 Conclusiones y recomendaciones: después de haber realizado los análisis e interpretación de los resultados, se procedió a establecer conclusiones referentes a cada uno de objetivos específicos planteados. Luego se establecieron recomendaciones para dar sustento a la investigación.

4.6.2.9 Elaboración del proyecto de grado: llevando a cabo todas y cada una de las fases del procedimiento de trabajo, se obtuvo que resultado final, la elaboración del proyecto de grado.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS

5.1 Diagnosticar la situación actual del proyecto, en relación a los pre-requisitos para iniciar las actividades de cierre de río Caroní

En esta etapa se precedió a realizar una visita técnica por los diferentes frentes de trabajo del proyecto, que se encuentran directamente relacionado con el desvío del río y en consecuencia el cierre del río Caroní. Esta inspección por el área se realizó con la finalidad de observar y determinar el avance en ciertas estructuras, necesarias para dar inicio al segundo hito contractual más importante de la construcción de la central hidroeléctrica Manuel Piar “Tocoma”. Es necesario destacar estas actividades que actualmente se desarrollan en el proyecto.

5.1.1 Condiciones aguas arriba

Para iniciar con las actividades de remoción de la ataguía A1, correspondiente a la parte aguas arriba del aliviadero entre las progresivas 0+720 y 1+080, y dar paso al agua por los 18 ductos, es necesario el avance de las siguientes estructuras:

5.1.1.1 La ataguía B: ésta ataguía como se muestra en la figura 5.1, se encuentra culminada en su totalidad.



Figura 5.1 Ataguía B.

5.1.1.2 La ataguía A1: ésta ataguía se encuentra sobre-elevada hasta la cota 110, como se puede observar en la figura 5.2.



Figura 5.2 Ataguía A1.

5.1.1.3 Presa izquierda: ésta presa de enrocado con pantalla se encuentra construida parcialmente hasta la cota 110,00 como se muestra en la figura 5.3.



Figura 5.3 Presa izquierda.

5.1.1.4 La presa intermedia: ésta presa se encuentra actualmente tiene un avance de un 70 % hasta el mes de diciembre, como se puede apreciar en la figura 5.4.



Figura 5.4 Presa intermedia.

5.1.1.5 La presa derecha: ésta presa se encuentra encerrada dentro de la ataguía A4, sobrepasa la cota 110,00 llegando a la cota 130,00 como se puede observar en la figura 5.5.



Figura 5.5 Presa derecha.

5.1.1.6 Aliviadero

- ❖ Vaciados estructurales en pilas y ojivas en su configuración mínima aprobada por EDELCA, como se ilustra en la figura 5.6.
- ❖ Guías de compuertas y ductos montados: ejecutados hasta la pila 3 y en los otros solo están los umbrales montados.
- ❖ Guías de compuertas radiales parcialmente montadas: ejecutado.
- ❖ Instalación parcial del puente de servicio: solo los monolitos 16, 17 y 18.
- ❖ Instalación y prueba de tapones metálicos, compuertas de cierre, compuertas de emergencia y compuertas de mantenimiento: las cuales no están listas, solo se ha colocado las vigas umbrales.
- ❖ Instalación parcial de las primeras secciones de las compuertas radiales: aún no ha sido ejecutado.



Figura 5.6 Aliviadero aguas arriba.

5.1.1.7 Desmontaje de las grúas de construcción: como se observa en la figura 5.7, se puede apreciar que se encuentra en proceso de desalojo.



Figura 5.7 Aliviadero, desmontaje de grúas.

5.1.1.8 Reubicación de sistema de bombeo: ésta actividad se encuentra en proceso, como se observa en la figura 5.8



Figura 5.8 Sistema de achique.

5.1.1.9 Adecuación y construcción de muelles OIV: como se observa en la figura 5.9, el muelle en la margen izquierda presenta un avance de un 65% para su culminación.



Figura 5.9 Construcción de muelle en la margen izquierda.

5.1.2 Condiciones aguas abajo

Para iniciar con las actividades de remoción de la ataguía A1, correspondiente a la parte de aguas abajo del aliviadero, entre las progresivas 1+300 a la 1+830, es necesario que se cumplan las siguientes condiciones:

5.1.2.1 Dique G: ésta estructura de concreto se encuentra culminada.

5.1.2.2 Presa derecha monolito 18E: el cual presenta un avance de un 80%, en la que se puede observar en la figura 5.10.



Figura 5.10 Presa derecha monolito 18E.

5.1.2.3 Retiro de material de bote de ataguía A1 colocado por otro contratista: aún no se inician las actividades de retiro de material de bote, limpieza gruesa y saneamiento ambiental.

5.1.2.4 Los 18 ductos de fondo ubicados en el cuerpo del aliviadero: para permitir el paso eficiente del flujo cumpliéndose de manera integral los requisitos previos, aun no se ha concretado esta actividad.

5.1.2.5 Preparación de áreas de almacenajes y acopio de rocas grandes y rosarios de rocas grandes: a través del ejercicio de estricto control de selección, clasificación y catastro de estos materiales en proceso, tanto en la margen derecha como en la margen izquierda, como se muestra en las figuras 5.11 y 5.12.



Figura 5.11 Canal de descarga.



Figura 5.12 Patio de acopio de la cantera 3B.

En las siguientes tablas, se muestra la información de las rocas acopiadas para el cierre del río tabla 5.1, 5.2, 5.3, 5.4 y 5.5.

Tabla 5.1 Relación de rocas acopiadas en el patio 3A.

Magnitud	A1	B	C	A2	A3
Volumen (m ³)	331,58	198,05	283,23	36,51	150,14
Peso (Ton)	862,10	514,92	736,41	94,91	390,37

Tabla 5.2 Relación de rocas acopiadas en el patio 3B.

Magnitud	A1	B	C	A2	A3
Volumen (m ³)	857,65	296,64	384,00	115,95	261,54
Peso (Ton)	2229,89	771,28	998,41	301,46	680,02

Tabla 5.3 Relación total entre los patios 3A y 3B,
correspondiente a la margen derecha.

Volumen total (M ³)	2915,30
Peso total (Ton)	7579,77

Tabla 5.4 Relación de rocas acopiadas en el canal de descarga.

Magnitud	A1	B	C	A2	A3
Volumen (m ³)	250,61	110,83	84,85	97,09	226,73
Peso (Ton)	651,59	288,16	220,60	252,43	589,51

Tabla 5.5 Relación total en el canal de descarga,
correspondiente a la margen izquierda.

Volumen total (M ³)	770,11
Peso total (Ton)	2002,30

5.1.2.6 Preparación de las rutas de acceso en la margen derecha: interconectando las áreas de préstamo y los acopios de materiales especiales, al teatro de las acciones del cierre del tramo III, aún no se han culminado estas actividades.

5.1.2.7 Preparación del plan de contingencia para los accesos alternos vía Guri retumbo, vía de acceso principal: aún no están en condiciones de ser transitada normalmente, es una vía rustica y no esta acondicionada.

5.1.2.8 Protección de la isla y la torre de la línea de 13,8 Kw, ubicadas aguas abajo del tramo III de la presa derecha: no se pudo hacer la protección a la isla, ya que, se procedió a un plan emergente para cambiar el trazado del tendido eléctrico que lleva energía eléctrica a la margen derecha, esta torre se la llevo el río y existe ahora una nueva torre en la margen derecha, como se puede observar en la figura 5.13.



Figura 5.13 Nuevo tendido eléctrico.

5.1.2.9 Construcción de la ataguía A6: ésta ataguía como se observa en la figura 5.14 se encuentra culminada.



Figura 5.14 Construcción de la ataguía A6.

5.1.2.10 Construcción del dique de tapón: ubicado en las adyacencias del monolito 18 y abrazo de la presa derecha izquierda: presenta un avance de 50%, como se puede observar en la figura 5.15.



Figura 5.15 Construcción del dique tapón.

5.2 Describir el modelo de cierre simple del río Caroní propuesto por C.V.G. EDELCA

Para complementar la construcción de la presa derecha, es necesario impedir el paso del agua a través del boquete existente entre la margen izquierda y la margen derecha del proyecto Tocomá y a su vez, desviar el flujo del agua por los 18 ductos ubicados en el fondo del aliviadero, por lo cual se denomina esta actividad como el segundo desvío del río Caroní, hito contractual de mayor relevancia en el desarrollo del proyecto.

En el contrato del proyecto Tocomá, se encuentra reflejado que el modelo de cierre propuesto por el cliente C.V.G. EDELCA, es el modelo de cierre simple. Este modelo consiste en el avance de la ataguía desde la margen derecha hasta la margen izquierda. Existen dos alternativas para llevar a cabo este modelo de cierre. La primera alternativa representa la construcción de la ataguía C2 aguas arriba, figura 5.16 y la segunda alternativa consiste en la construcción de la ataguía D2 aguas abajo, figura 5.17.

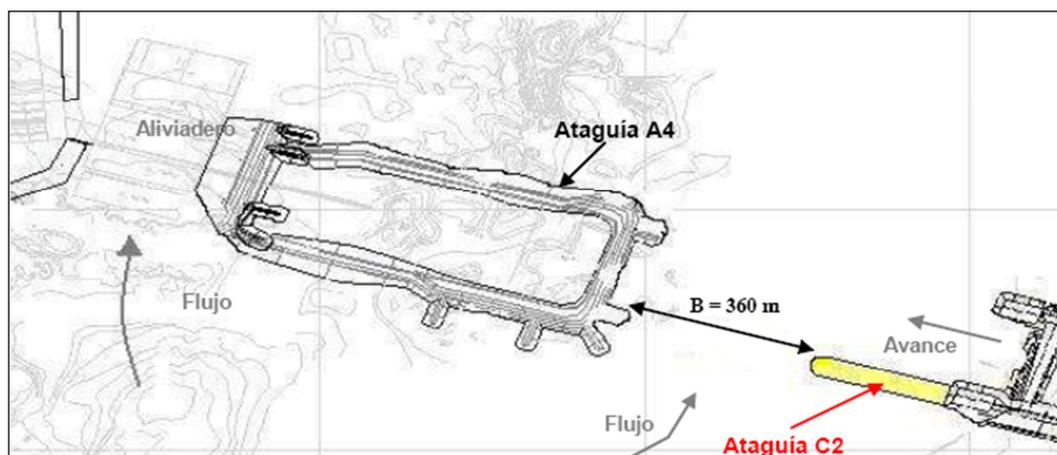


Figura 5.16 Cierre aguas arriba (EDELCA, 2008).

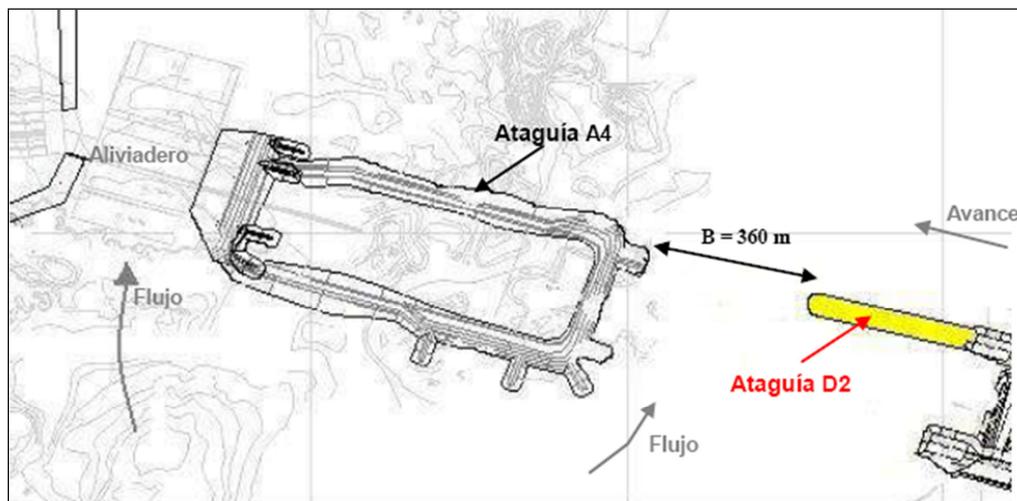


Figura 5.17 Cierre aguas abajo (EDELCA, 2008).

Ambas alternativas de cierre, fueron reproducidas en un modelo físico a escala 1:80, en el laboratorio de hidráulica en Macagua, monitoreando los valores de velocidades y niveles de agua en todas las estructuras hidráulicas, de tal manera de elegir la mejor alternativa de cierre del río Caroní.

Según las especificaciones técnicas del proyecto, como ya se comentó anteriormente, se reprodujo este cierre simple en un modelo físico, llevando a cabo un conjunto de actividades que se consideran necesarias para el cierre. Iniciando con la remoción de la ataguía A1 aguas arriba del aliviadero, desde su contacto con el PR-132 hasta el PR-140; y aguas abajo del aliviadero desde su contacto con la ataguía A4 hasta la unión con la ataguía A3. Luego se construyó la ataguía B, para ganar tiempo en la obra y la ataguía G, para dar independizar el funcionamiento hidráulico del aliviadero y casa de máquinas. Adicionalmente se representó la conexión entre la ataguía A1 y la presa de transición derecha; impermeabilización de la ataguía A4, y por último, apertura de los ductos de desvío ubicados en el cuerpo bajo del aliviadero. En las figuras 5.18 y 5.19 se muestran las condiciones aguas arriba y aguas abajo.

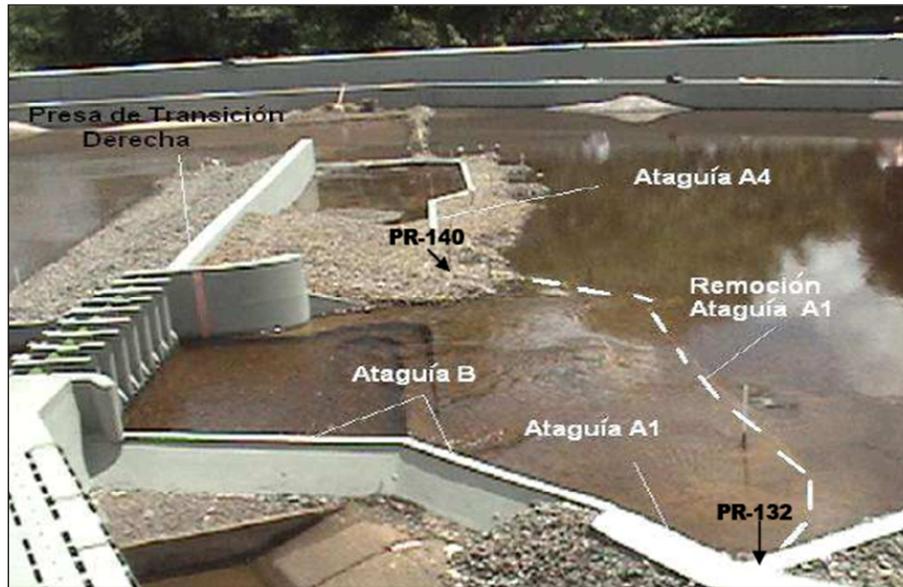


Figura 5.18 Situación aguas arriba (EDELCA, 2008).



Figura 5.19 Situación aguas abajo (EDELCA, 2008).

5.2.1 Características generales del ensayo

A continuación se presentan los parámetros bajo los cuales se llevó a cabo el desarrollo del modelo de cierre simple:

1. Modelo físico de fondo fijo no distorsionado a escala 1:80, figura 5.20.



Figura 5.20 Modelo Físico a escala 1:80 (EDELCA, 2008).

2. Calibración de los vertederos de fondo del modelo hidráulico con datos del prototipo.
3. Medición de velocidades y niveles del agua en estaciones a lo largo de las ataguías de desvío y estructuras hidráulicas, tanto en la margen derecha como la margen izquierda. Se consideró el ensayo con un caudal constante de $5000 \text{ m}^3/\text{seg}$ durante el avance de las ataguías, partiendo con un ancho inicial de boquete de 360 metros para ambas alternativas de cierre ensayadas. En las figuras 5.21 y 5.22 se muestran las ubicaciones de las estaciones tanto aguas arriba como aguas abajo.

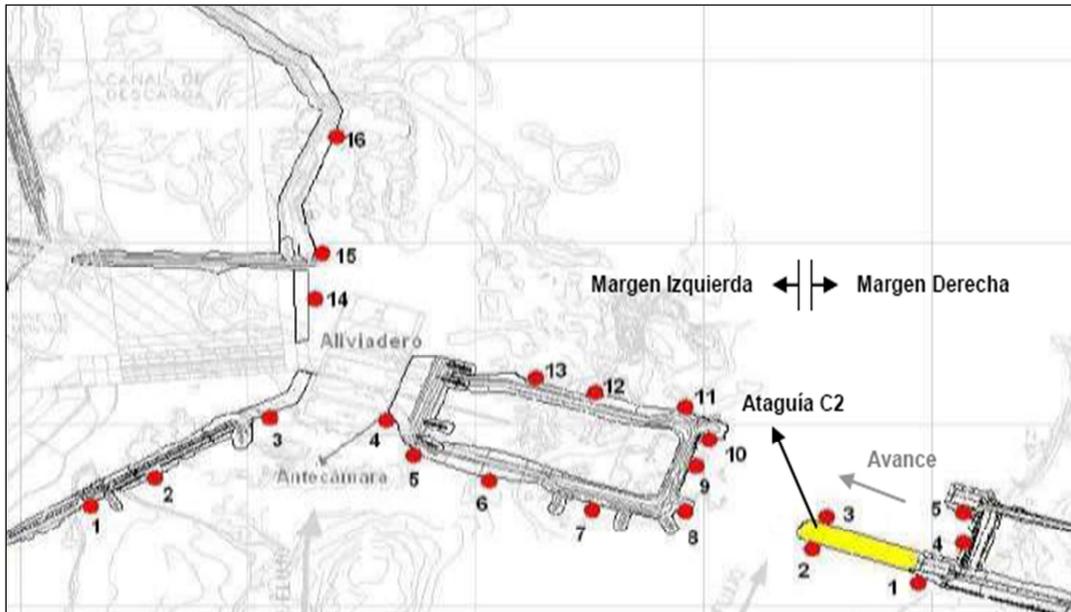


Figura 5.21 Ubicación de las estaciones de medición aguas arriba (EDELCA, 2008).

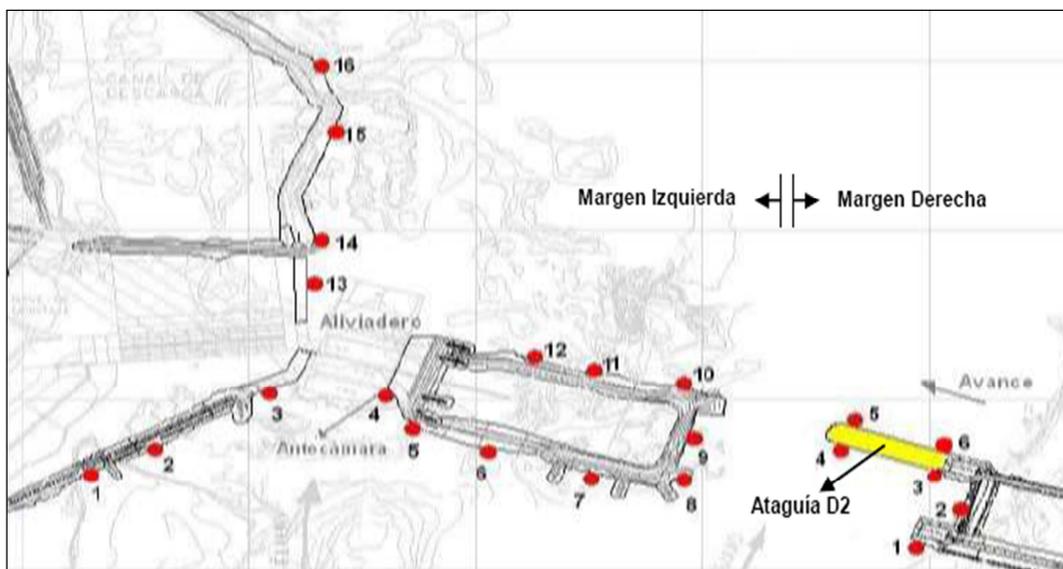


Figura 5.22 Ubicación de las estaciones de medición aguas abajo (EDELCA, 2008).

4. Después de haber logrado el desvío total de río por el aliviadero, se elaboró una curva de distribución de caudales, para ambas alternativas, a partir de la curva de descarga de los 18 ductos de fondo. En la figura 1, del apéndice A se muestra la descarga por los ductos.

5.2.2 Cierre aguas arriba

En la figura 5.23 se muestra el avance de la ataguía C2, correspondiente a la parte aguas arriba, desde la margen derecha hacia la margen izquierda, con su respectiva ubicación de las estaciones de control. Estas estaciones fueron colocadas con la finalidad de obtener información sobre los niveles y velocidades de agua que se presentan a medida que se desarrolla el avance de ataguía C2.



Figura 5.23 Cierre aguas arriba (EDELCA, 2008).

5.2.2.1 Niveles y velocidades: a medida que se producía el avance de la ataguía C2, los niveles máximos observados aguas arriba en la margen izquierda se presenta para un boquete de 20 m con una cota de 95,57 m.s.n.m en la estaciones 1 y 2, mientras que en las estaciones 6, 7 y 8 la cota máxima es de aproximadamente 96,00 m.s.n.m. En la figura 2, del apéndice A se presenta un resumen de los niveles de aguas registrados en las estaciones ubicadas en la margen izquierda.

Mientras que en la margen derecha, aguas arriba, los niveles aumentan con el avance del cierre, alcanzándose niveles máximos de 96,00 m.s.n.m en las estaciones 1 y 2 con un boquete de 20 m de ancho. Aguas abajo, ocurre lo contrario, los niveles disminuyen progresivamente con el avance del cierre partiendo desde el nivel 92,80 m.s.n.m (Estaciones 3, 4 y 5) en el boquete de 360 m de ancho hasta el nivel de 92,54 m.s.n.m (Estaciones 3, 4 y 5) para un boquete de 20 m de ancho. En la tabla 3, del apéndice A, se muestra los niveles de agua en la margen derecha.

En relación a la velocidad, se pudo apreciar, que en la punta de la ataguía C2 aumenta progresivamente a medida que avanza el cierre, arrojando los siguientes valores; 4,2 m/s para un boquete de 360 m ancho y 6,8 m/s hasta alcanzar finalmente un boquete de 20 m de ancho.

De manera análoga, se determinó que los desniveles en la punta de la ataguía C2 aumentan progresivamente a medida que se desarrolla el cierre, partiendo desde 0,8 m de desnivel (Δh) para un boquete inicial de 360 m ancho, hasta alcanzar un valor de 3,5 m desnivel (Δh) para un boquete de 20 m de ancho. En la figura 4 y 5, del apéndice A se muestran las velocidades y desniveles que se registraron a medida que se desarrollaba el avance de la ataguía C2.

5.2.2.2 Potencia específica: se estimó que durante las actividades de cierre de río, el caudal total fue de 5000 m³/seg, fluyendo entre el aliviadero y el boquete. En la figura 6, del apéndice A, se puede apreciar el caudal que existía a medida que avanza la ataguía C2, tanto en los 18 ductos del aliviadero, como en el boquete.

En tal sentido, aplicando la ecuación (4.1), obtenemos el valor de la potencia específica (P_s), para un boquete inicial de 360 m de ancho, un caudal de 2380 m³/seg y un desnivel en la punta de la ataguía de 0,80 m, se deriva lo siguiente:

$$P_s = \frac{1000 \text{ Kg/m}^3 \times 2380 \text{ m}^3/\text{seg} \times 0,8 \text{ m}}{360 \text{ m} \times 1000}$$

$$P_s = 5,2 \text{ Ton} - \text{m} / \text{s} / \text{m}$$

Luego se procede a calcular el peso de roca necesario para estas de condiciones de cierre, mediante la ecuación (4.2):

$$\text{Peso} = \sqrt{5,2 \text{ Ton} - \text{m} / \text{s} / \text{m} \times 9,8 \text{ m} / \text{s}^2}$$

$$\text{Peso} = 7,13 \text{ Ton}$$

Con este resultado, se puede interpretar que, para un boquete de 360 m de ancho, en el avance aguas arriba, se deben utilizar rocas de aproximadamente 7,13 Toneladas.

De la misma manera se calculó la potencia específica y el peso de roca requerido para las siguientes condiciones, que se encuentra resumida en la tabla 5.6.

Tabla 5.6 Valores de potencia específica y peso de roca, con el avance de la ataguía C2.

Condiciones de cierre	Potencia específica (Ton – m / s / m)	Peso de roca (Ton)
Ancho de boquete (B_{Boq}) = 100 m Caudal (Q_{Boq}) = 1260 m ³ /seg Desnivel (Δh) = 2 m	25,2	15,7
Ancho de boquete (B_{Boq}) = 20 m Caudal (Q_{Boq}) = 679 m ³ /seg Desnivel (Δh) = 3,5 m	118,8	34,1

El ensayo sobre el modelo físico proporcionó información de ciertos parámetros, entre los cuales tenemos, velocidades, niveles y caudales. Debido a estos parámetros, se determinó los valores de potencia específica y peso roca requerida para el avance a distintas amplitudes del boquete. En la figura 7, del apéndice A se puede observar los resultados finales de los valores de la potencia específica y pesos de rocas.

5.2.3 Cierre aguas abajo

La segunda alternativa de cierre simple analizada es aquella que consiste en el avance progresivo aguas abajo del boquete. Esta corresponde a la construcción de ataguía D2, como se muestra en la figura 5.24. También se puede apreciar en la figura ya mencionada, la disposición de las estaciones de control, las cuales tienen la finalidad de registrar los niveles de agua que se presenta a medida que se desarrolla el avance de la ataguía D2. También se cuenta con dispositivos para medir las velocidades.



Figura 5.24 Cierre aguas abajo (EDELCA, 2008).

5.2.3.1 Niveles y velocidades: es posible observar en la figura 7, del apéndice A, que, en la margen derecha, específicamente aguas arriba, los niveles de agua aumentan progresivamente con el cierre del boquete, presentando en las estaciones 1, 2 y 3 un valor máximo de 96,16 m.s.n.m cuando queda 20 m de boquete. En cambio aguas abajo, el nivel de agua empezó a disminuir desde la cota de 92,64 m.s.n.m en las estaciones 5 y 6 cuando se tenía un boquete de 360 m, hasta obtener una cota mínima registrada de 92,40 m.s.n.m cuando el boquete es reducido a 20 m de ancho. En la tabla 9, del apéndice A, se encuentra resumida la información de los niveles en las estaciones en la margen derecha.

En las figuras 10 y 11, del apéndice A, se puede observar los valores de las velocidades y desniveles respectivamente en la punta de la ataguía D2 durante el avance de la misma. A medida que se desarrolla el cierre del río aguas abajo, se pudo observar que las velocidades y los niveles de agua aumentan progresivamente. Para una amplitud de 20 metros de ancho, se registra una velocidad de 7,2 m/s, la cual se encuentra asociada a un desnivel de 3,7 m.

5.2.3.2 Potencia específica: de manera análoga a la alternativa aguas arriba, se calcularon los valores de potencia específica y peso de roca, con las ecuaciones (4.1)

y (4.2) respectivamente, con ayuda de la figura 12, del apéndice A. En tal sentido se puede apreciar en la figura 13, del apéndice A, que la potencia específica crítica es de 98 ton-m / s / m, la cual se encuentra asociada a un peso de roca de 31 toneladas, cuando el boquete de ha reducido a 20 m de amplitud.

En la figura 13, del apéndice A, se pueden apreciar los valores de potencia específica y peso de rocas obtenidos, para distintas amplitudes del boquete, cuando se desarrolla con el avance de la ataguía D2.

5.3 Describir el modelo hidráulico optimizado planteado por el consorcio O.I.V. TOCOMA.

5.3.1 Características generales del ensayo

Los ensayos aplicado a la metodología de cierre de río en el modelo físico a escala 1:80, se basaron bajo las premisas del Dr. Nelson Pinto. Cabe destacar que para la realización del ensayo se calibraron los vertederos aguas abajo con datos del prototipo.

La construcción de las ataguías se desarrolló simulando las condiciones del prototipo, entre los cuales se tomaron en cuenta las dimensiones de los equipos, materiales, y periodo de colocación de los mismos, con la finalidad de observar el arrastre de los materiales por influencia del río.

5.3.2 Generalidades del modelo hidráulico optimizado

La metodología de cierre doble consiste en la construcción anticipada de la ataguía D2 a partir de la margen izquierda, construcción simultanea de las ataguías C y D respectivamente, y el correspondiente cierre de los últimos 75 m de la ataguía C2,

todas las actividades ubicadas en el interior del tramo III de la presa derecha, que tendrán curso, una primera fase en la condición de primer desvío (Ataguías A1, aguas arriba y aguas abajo sin remover y los 18 ductos de aliviadero cerrados) donde se llevará a cabo la construcción anticipada de la ataguía D2 a partir de la margen izquierda y en una segunda fase luego de la culminación de las actividades de remoción de la ataguía A1 aguas arriba y aguas abajo, como se ilustra en la imagen 5.25 hasta terreno natural, considerando abierto los 18 ductos de fondo, ubicados en el cuerpo del aliviadero.

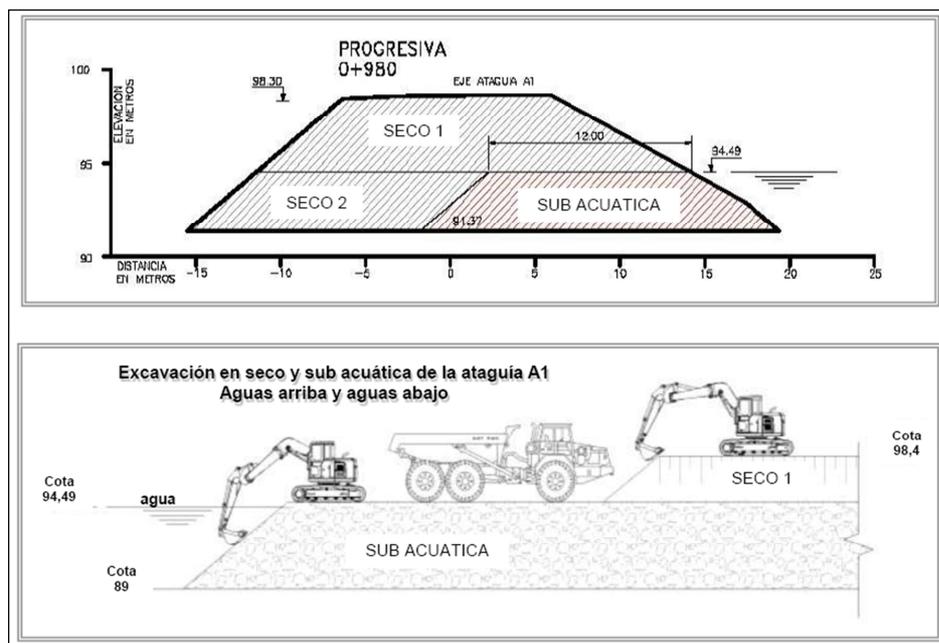


Figura 5.25 Remoción de la ataguía A1 (Consorcio OIV TOCOMA, 2010).

La remoción de la ataguía A1 a lo largo de las progresivas 0+720 y 1+080 aguas arriba y, 1+300 a 1+830 aguas abajo es un factor determinante en los resultados del cierre doble, ya que una mala remoción de la ataguía en relación a las cotas del

terreno natural, nos origina una reducción de la sección hidráulica y el resultante incremento de los niveles de agua ubicada aguas arriba del boquete.

5.3.2.1 Avance de ataguía D2 desde la margen izquierda: esta ataguía parte desde la margen izquierda hacia la margen derecha, en la que se considera un boquete inicial de 395 m entre la ataguía D2 y la ataguía A6 el cual debe ser reducido a 225 m, como se muestra en la figura 5.26. Este avance se realizó para el primer desvío de río, con los 18 ductos del aliviadero cerrados y la ataguía A1 (Aguas arriba y aguas abajo) sin remover. En la figura 5.27 se puede observar la ubicación de las estaciones de medición de niveles y velocidades en primer desvío del río.

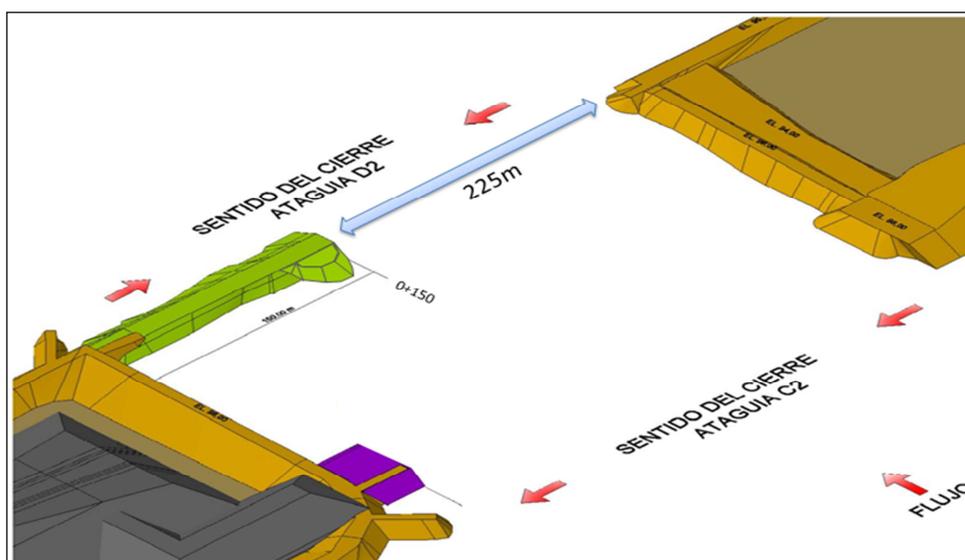


Figura 5.26 Avance de la ataguía D2 (Consorcio OIV Tocomá, 2010).

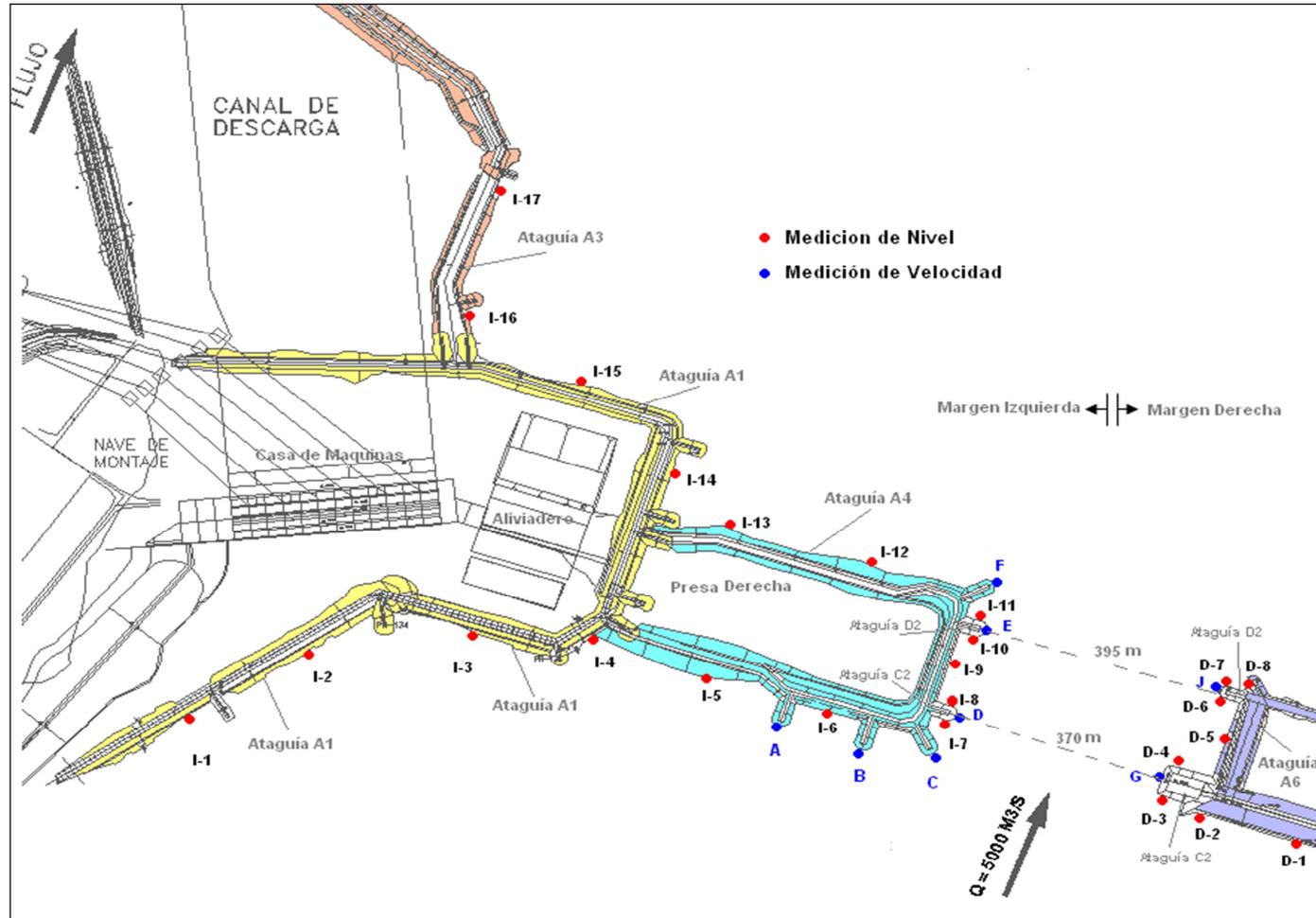


Figura 5.27 Ubicación de estaciones de medición de niveles y velocidades en primer desvío del río (Consortio OIV Tocomá, 2010).

La construcción de la ataguía D2 se realizó por lanzamiento de material 3B a partir de la punta de avance, desde una elevación de 1 m a 2 m por encima del nivel del río, con el ancho correspondiente al ancho de la ataguía en esta elevación.

El lanzamiento de las rocas se realizó simulando el volcado del material con los camiones en prototipo. Se colocó el material en pequeñas cajas rectangulares para ser volcado y arrastrado hacia la punta del avance.

Una vez realizado cada avance de 25 m de ataguía D2, se colocó una capa de arena fina lavada en la cara aguas arriba de la ataguía para disminuir la permeabilidad de la misma.

Cada 25 m de avance de la ataguía D2, se registraron los niveles en todas las ataguías del modelo, así como las velocidades en la punta de avance de la ataguía D2 y en todos los espolones.

Finalmente se construyó la ataguía D2 con material 3B ($D=0,5$ a $1,5$ m), hasta una longitud de 170 m desde la punta de avance izquierda.

❖ Niveles y velocidades: los resultados fueron monitoreados de acuerdo a los avances que se muestran en la figura 5.28. Se realizaron 6 avances de 25 m cada uno para completar 170 m de ataguía D2 desde margen izquierda hacía margen derecha.

A medida que se fueron desarrollando las etapas para la culminación de la ataguía D2, se fueron registrando los valores de velocidades en los espolones (A, B, C, D, E, F, G, H, J) ubicados tanto en la margen izquierda como en la margen derecha.

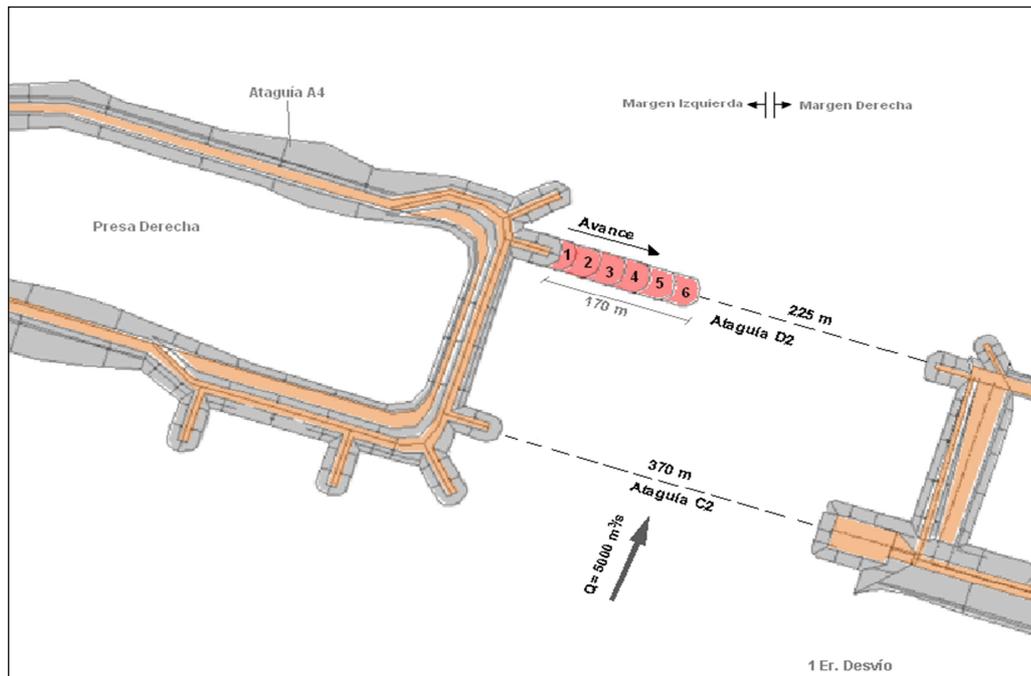


Figura 5.28 Avance de la ataguía D2 desde la etapa 1 hasta la etapa 6 (Consortio OIV Tocomá, 2010).

En la tabla 5 del apéndice B, se muestra el resumen de los valores registrados de velocidades en los espolones con respecto a los avances de la ataguía D2, desde la margen izquierda, y desniveles en la punta de la misma para cada avance.

A medida que se desarrolló el avance de la ataguía D2, partiendo desde la margen izquierda a la margen derecha, se registró que en el espolón “C”, tuvo una disminución de la velocidad de 1 m/s desde su condición inicial hasta completar el avance número 3 (75 metros). Mientras que en la punta de avance de la ataguía D2, espolón “E” las velocidades aumentan desde su condición inicial de 3,69 m/s hasta alcanzar 6,1 m/s en la longitud total de 170 metros. Cabe destacar que durante la construcción de esta parte de la ataguía se observó arrastre de material, a partir del avance número 5.

Durante el avance de la ataguía D2, los niveles aguas arriba de la margen izquierda en las estaciones I-1 hasta I-7, aumentaron progresivamente conforme avanzaba la misma el cual el máximo nivel observado fue en estación I-5. Aguas abajo los niveles no presentaron mucha variación durante el avance de la ataguía D2, manteniéndose alrededor de 92,00 m.s.n.m en las estaciones I-13 a I-17.

5.3.2.2 Avance simultaneo de las ataguías C2 y D2 desde la margen derecha hacia la margen izquierda: inicialmente se consideró un boquete de 370 m aguas arribas entre la ataguía C2 y un boquete inicial aguas abajo de 225 m entre la ataguía D2. En la tabla 5.7, se muestra de forma resumida las fases de avance tanto de la ataguía C2 como la ataguía D2.

Tabla 5.7 Avance de las ataguías C2/D2 desde la margen derecha a la margen izquierda.

Ataguía	Nº de avance	Longitud (m)	Longitud total (m)
D2	7 al 11	125	125
C2	12 al 21	295	295
D2	22	25	150
C2	23	25	320
D2	24	25	175
C2	25	12,5	332,5
C2	26	12,5	345
D2	27	12,5	187,5
D2	28	12,5	200
C2	29	12,5	357,5
C2	30	12,5	370

En la figura 5.29 y 5.30 se muestran la ubicación de las estaciones de control niveles y velocidades en el segundo desvío, y la configuración de avances simultáneos entre las ataguías C2 y D2 respectivamente, desde margen derecha hacia la margen izquierda.

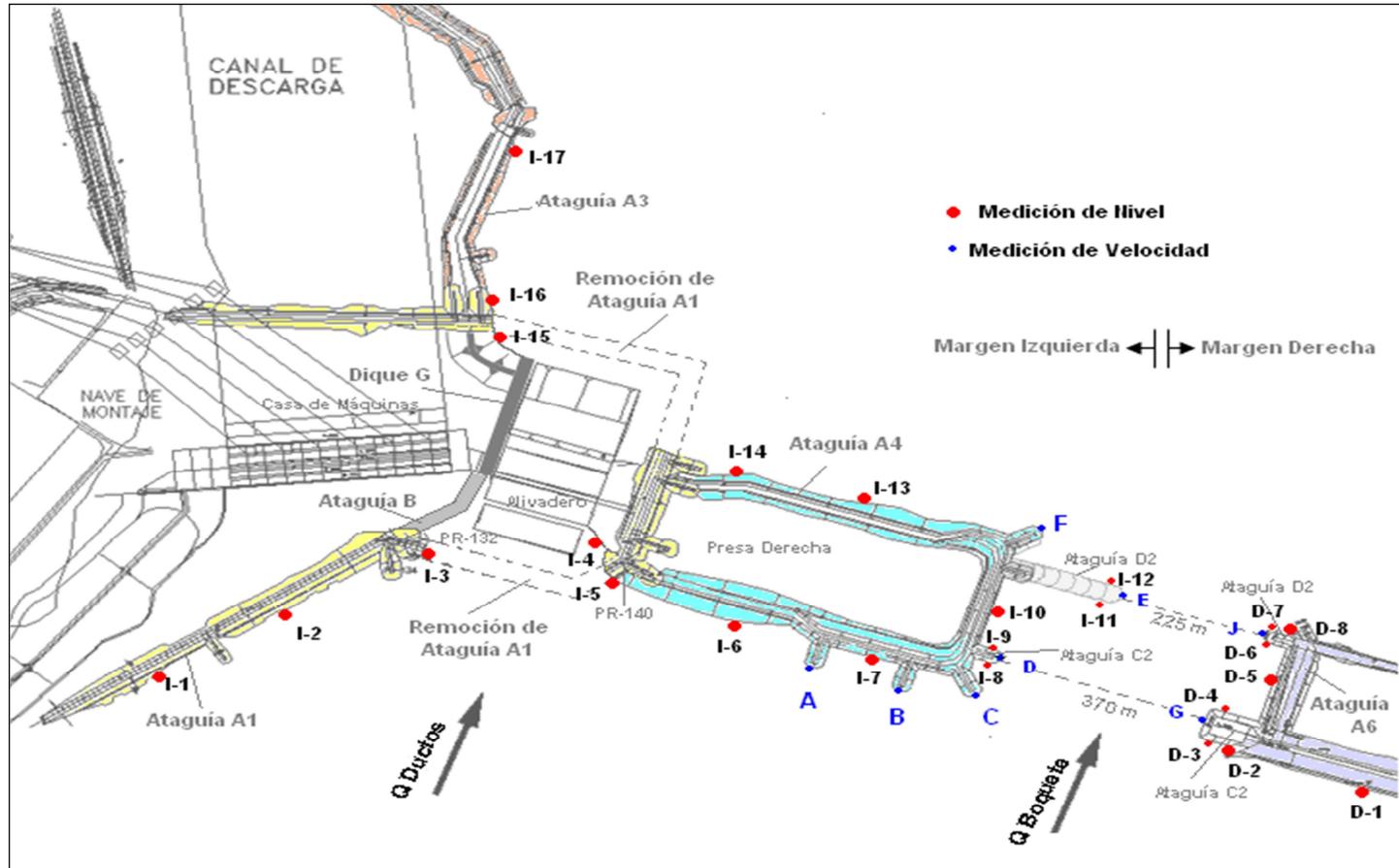


Figura 5.29 Ubicación de estaciones de medición de niveles y velocidades en segundo desvío del río (Consortio OIV Tocomá, 2010).

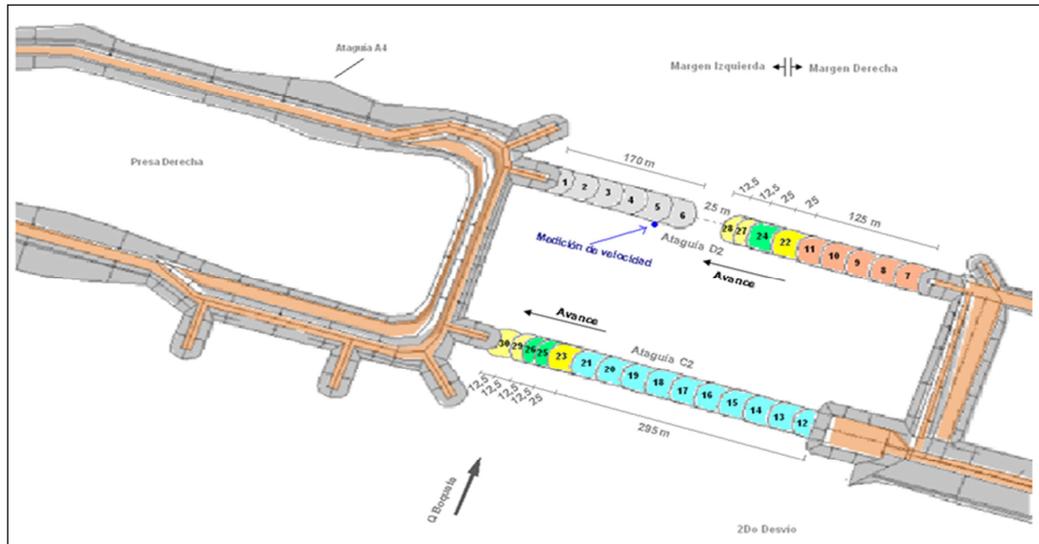


Figura 5.30 Configuración de avances simultáneos entre las ataguías C2/D2 (Consortio OIV Tocomá, 2010).

En la ejecución de esta segunda fase, se realizó con el segundo desvío del río, con los 18 ductos del aliviadero con un caudal constante de $5000 \text{ m}^3/\text{seg}$.

En la realización de la construcción de las ataguías C2 y D2, se llevó a cabo con material 3B ($D= 0,5$ A $1,5$) y también se monitoreo los niveles y velocidades a medida que se avanzaba en cada uno de los avances.

En las tablas 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 y 8 del apéndice B se presenta un resumen de los valores registrado de velocidades, niveles y desniveles en la punta de las ataguías y espolones, en relación a los avances tanto desde la margen derecha como la margen izquierda de las ataguías C2 y D2.

5.3.2.3 Uso de rosarios: la utilización de los rosarios o collares para este procedimiento es presentado como una medida de seguridad o contingencia en caso de que los requerimientos de la obra así lo necesiten. Una vez comprobada la

eficiencia de este proceso en la construcción anticipada del espolón de 150 metros, será aplicado en las fases posteriores donde sea requerido. En la figura 5.31 se puede observar la configuración de los rosarios, los cuales son de forma circular y los collares son alargados.

Los rosarios o collares tienen una gran gama de configuración dependiendo el caso que se presente al momento que se avanza en la construcción de la ataguía, tomando en cuenta aspectos constructivos como por ejemplo, número de bloques seleccionados, peso, extensión de guayas, tiempo para fabricación, acopios, ciclo para las maniobras de izaje, carga, traslado y colocación.

En el apéndice C se muestra la metodología de cierre del modelo hidráulico optimizado, indicando sus fases constructivas.

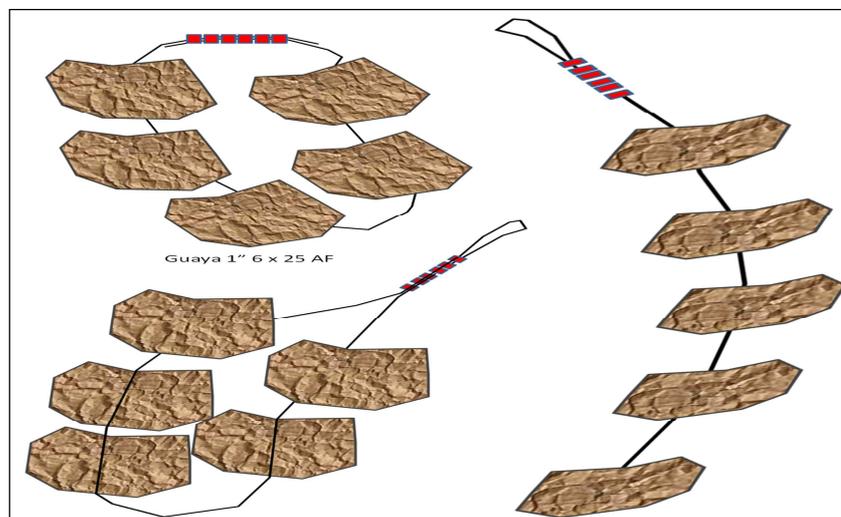


Figura 5.31 Rosario y collares (Consorcio OIV Tocomá, 2010).

En el anexo número 3, se muestra la elaboración de los rosarios y collares para el desvío del río Caroní.

5.4 Analizar las ventajas y desventajas del modelo de cierre simple del río Caroní propuesto por C.V.G. EDELCA y el modelo hidráulico optimizado planteado por el consorcio O.I.V. TOCOMA

En esta fase de la investigación, es necesario realizar un análisis de los puntos fuertes y débiles que presenta tanto la metodología de cierre simple como la de cierre doble.

La metodología de cierre simple se ha caracterizado por su utilización en experiencias de cierre anteriores y en la cuales se han obtenidos resultados satisfactorios bajo las directrices de C.V.G. EDELCA. Pero esto no quiere decir que sea aplicable en el proyecto Tocoma, ya que las condiciones, bien sea, topográficas, batimétricas y climatológicas en los todos los proyectos de ingeniería de presas y embalses no son iguales.

La metodología de cierre doble, es una propuesta innovadora por parte del ente contratista, que en este caso es el consorcio O.I.V. Tocoma, el cual plantea una forma de cierre que nos permite trabajar con dos ataguías prácticamente al mismo tiempo. El estudio de cierre doble se basó en el análisis de un modelo físico llevado a escala, representando en su totalidad dimensiones físicas del proyecto como vertederos, presas, materiales de rellenos, y también en gran cantidad, valores que son completamente adaptables al prototipo como por ejemplo, los caudales, velocidades y niveles. Todo esto con la finalidad de determinar las dimensiones de los materiales para cerrar el río con éxito. Pero existen valores que no pueden ser escalados, como por ejemplo el comportamiento del agua, es decir, si el comportamiento del agua en el modelo es de un flujo laminar, puede presentarse en el prototipo como un flujo turbulento. A continuación se presenta en las tablas 5.8 y 5.9 respectivamente, un análisis comparativo mediante la aplicación de una matriz FODA.

Tabla 5.8 Análisis FODA aplicado a la metodología de cierre simple.

Fortalezas	Debilidades
<ul style="list-style-type: none"> • No es necesario el uso de los rosarios. • Al no usar rosario, no hay gastos de materiales y no hay un tiempo de construcción de los mismos. • No es necesario el uso de grúas, los D9 en sitio empujaran las rocas grandes. 	<ul style="list-style-type: none"> • Uso de equipos de mayor porte y mayor cantidad, mayor impacto económico. • Aumenta del desnivel en boquete crítico, con aumento de las velocidades del caudal. • Se usa roca desde los 7,13 TN para el boquete inicial hasta 34TN del boquete crítico. • Mayor desnivel, la dificultad del cierre es mayor.
Oportunidades	Amenazas
<ul style="list-style-type: none"> • En caso de existir una crecida de río, el material rocoso de mayor peso, no será fácilmente arrastrado por estos efectos naturales ambientales. • Con un stock de rocas grandes bien definidas, no es necesario cerrar las compuertas en última instancia. • Se aprovechan los bloques que se producen en la voladura de material pequeño. 	<ul style="list-style-type: none"> • Dificultad de transportar rocas grandes en los camiones, la operación es lenta. • En lluvia, la superficie arcillosa se vuelve plástica y las rocas pesadas quedan enterradas en ella, en consecuencia trae dificultad al momento de arrastrarlas al boquete.

Continuación tabla 5.8.

<p style="text-align: center;">Estrategias</p> <ul style="list-style-type: none"> • Hacer uso de los bloques grandes para el cierre del río. • Crear patios de acopio para las rocas grandes. • Cerrar el río en época de verano. 	<p style="text-align: center;">Estrategias</p> <ul style="list-style-type: none"> • Pedir un préstamo de capital para el uso obligatorio de equipos. • Seleccionar rocas grandes que garanticen un peso mayor de 7,13 TN.
<p style="text-align: center;">Estrategias</p> <ul style="list-style-type: none"> • Cargar todos los camiones antes del cierre para que el proceso sea fluido. • Descargar el material lo más cerca del boquete para evitar arrastrarlos desde una mayor distancia 	<p style="text-align: center;">Estrategias</p> <ul style="list-style-type: none"> • Mantener un ritmo constante en el proceso de cierre. • Tratar de cerrar una ataguía con la cantidad de roca establecida, para no bajar el stock más de lo calculado.

Tabla 5.9 Análisis FODA aplicado a la metodología de cierre doble.

Fortalezas	Debilidades
<ul style="list-style-type: none"> • Uso de Equipos de menor porte y en menor cantidad, menor impacto económico. • Disminución del desnivel en boquete crítico, con reducción de las velocidades del caudal. • Uso roca de menor tamaño y rosarios hasta de 30 TN. • Desnivel menores, por tanto la dificultad de cierre es menor. 	<ul style="list-style-type: none"> • Se reemplazan rocas grandes por los rosarios en los últimos 60mts. • Gasto en los materiales de ensamblaje de los rosarios y duración en su tiempo de construcción. • Las grúas destinadas a la operación de izamiento de rosarios no están en la obra.
Oportunidades	Amenazas
<ul style="list-style-type: none"> • Aprovechamiento del estado climatológico actual (VERANO). • Facilidad de transportar roca 3B en los camiones, llenado del camión en menos tiempo incluyendo los articulados. • Facilidad de acordar un cierre de las compuertas de Guri. • Facilidades en traslados de equipos en otras obras de algunos subcontratistas. 	<ul style="list-style-type: none"> • En caso de existir una crecida de río, el material 3B puede ser arrastrado por ser de menor tamaño y menos denso. • En última instancia de caudales muchos mayores, Guri cierra todas sus compuertas dejando sin energía eléctrica gran parte del país por ese lapso de tiempo.

Continuación tabla 5.9.

<p style="text-align: center;">Estrategias</p> <ul style="list-style-type: none"> • Crear patios de acopios para el stock de rocas clasificadas y acopiar los rosarios cerca del lugar de cierre para fácil transportación. • Incluir las volquetas para el traslado del material 3B. 	<p style="text-align: center;">Estrategias</p> <ul style="list-style-type: none"> • Usar los camiones articulados (740) y volquetas para transportar el material 3B y dejar los camiones (773) transportar rocas grandes y rosarios. • Trasladar la grúa Terex 275t a la obra.
<p style="text-align: center;">Estrategias</p> <ul style="list-style-type: none"> • Usar los rosarios si es necesario en cualquier tramo del boquete como medida de contingencia para evitar el arrastre de material por el río y así no tener que cerrar las todas las compuertas en Guri. 	<p style="text-align: center;">Estrategias</p> <ul style="list-style-type: none"> • Regular los caudales aguas arriba del proyecto • Incrementar el personal para la construcción de rosarios.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

1. El diagnóstico de la situación actual del proyecto hidroeléctrico Manuel Piar, está referido a los pre-requisitos que se deben llevar a cabo para el 2do desvío del río Caroní, donde se contemplan dos secciones:
 - a) Aguas arriba: encontrándose en un estado avanzado, los tapones de los ductos del aliviadero están en proceso de prueba y colocación, se definió la ubicación de un nuevo muelle para la transportación de materiales, equipos y personal, quedando el muelle anterior para la colocación de los sistemas de seguridad para el control de basura en los ductos del aliviadero y la remoción de la ataguía A1 ya se ejecutó en seco.
 - b) Aguas abajo: demostrando un nivel de avance ligeramente por debajo de la sección aguas arribas. No se han colocado tapones y aún están en reparaciones, no se han concluidos las actividades de las losas de disipación de energía y está en proceso la remoción de la ataguía A1.
2. La metodología de cierre simple está comprendida por dos alternativas, la primera corresponde al cierre aguas arribas del boquete y la segunda al cierre aguas abajo del boquete, desprendiéndose lo siguiente:
 - a) El cierre desde aguas arriba presenta una velocidad máxima en la punta de avance de la ataguía C2 igual a 6,8 m/s, la cual está asociada a un desnivel de 3,5 m. Adicionalmente, la potencia específica máxima en esta alternativa es de

117 Ton-m/s/m, por lo que el peso de roca recomendado para los últimos 20 m es de 34 toneladas.

- b) El cierre desde aguas abajo presenta una velocidad máxima en la punta de avance de la ataguía D2 igual a 7,2 m/s, la cual está asociada a un desnivel de 3,7 m. Y la potencia específica máxima para este caso es de 98 Ton- m/s/m para lo cual es recomendado en los últimos 20 m un peso de roca de 31 toneladas.

Ambas alternativas de cierre presentan comportamientos hidráulicos similares, pero por motivos constructivos se selecciona la opción de cierre aguas arribas.

- 3. La metodología de cierre doble, se basa en la construcción anticipada de la ataguía D2 desde la margen izquierda y la construcción simultánea de las ataguías C y D desde la margen derecha, en los cuales obtuvieron los siguientes resultados:

- a) En relación a la construcción de la ataguía D2, se observó que la velocidad máxima en la punta de avance fue de 6,01 m/s, el máximo nivel presentado aguas arribas fue de 96,08 m.s.n.m, mientras que aguas abajo se registró un nivel de 92 m.s.n.m. El máximo desnivel registrado fue de 2,15 metros en la punta de la ataguía.

- b) Con respecto a la construcción de las ataguías C y D desde la margen derecha hasta la margen izquierda, se observó que en la punta de la ataguía C, se registraron valores de 3,44 m y 6,04 m/s de desnivel y velocidad respectivamente. En la punta de avance de la ataguía D se registraron valores de 2 m y 5,59 m/s de desnivel y velocidad respectivamente.

El material utilizado para la ejecución de esta metodología de cierre, fue un material 3B (D=0,5 A 1,5) cuyas rocas tienen un peso de aproximadamente 5 toneladas.

4. La metodología de cierre simple propuesta por C.V.G. EDELCA, involucra el uso de rocas de hasta 34 toneladas de peso para el cierre de los últimos 20 metros del boquete, lo que trae como consecuencia el uso de equipos especiales para el manejo y traslado de este material de tal magnitud. También se presentan velocidades de hasta 6,8 m/s, mientras que en la metodología de cierre doble planteada por el consorcio O.I.V. Tocomá, fundamentalmente involucra el uso de rocas de aproximadamente 5 toneladas, las cuales pueden ser manipuladas con equipos más tradicionales que actualmente se encuentran en obra. La velocidad máxima registrada en el desarrollo de este modelo de cierre fue de 6,01 m/s.

Recomendaciones

1. Se recomienda llevar un seguimiento diario de la remoción de la ataguía A1 tanto aguas arriba como aguas abajo en las progresivas (0+720) a la (1+080) y (1+300) a la (1+830) respectivamente, para evitar que se produzcan desniveles desfavorables aguas arribas del boquete crítico.
2. Se recomienda seguir con las actividades de clasificación de rocas tanto en la margen izquierda como en la margen derecha, como plan de contingencia del cierre del río.
3. Se recomienda definir y ordenar los patios de acopio de material clasificado, collares y rosarios cerca del área de cierre para acortar el tiempo de traslado y manipulación de los mismos.

REFERENCIAS

Balestrini, M. (2006) **COMO SE ELABORA EL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN**. BL Consultores Asociados. Servicio Editorial. 7ma edición. (pp. 137-141).

Bolinaga, J. (1999) **PROYECTOS DE INGENIERÍA HIDRÁULICA**. Fundación Polar. (pp. 146-375).

Novak, P., Moffat, A., Nalluri, C. (2001) **ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS**. Editorial Mc Graw Hill. Department of Civil Engineering, University of Newcastle upon TYNE, U.K. 2ª edición. (pp. 4-303).

Sabino, C. (1992) **EL PROCESO DE INVESTIGACIÓN**. Editorial Panapo. (pp. 47-145).

Tamayo y Tamayo, M. (2003) **EL PROCESO DE LA INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA**. LIMUSA. NORIEGA EDITORES. México, D.F. 4º edición. (pp. 46-325).

TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS, 16 de enero de 2011. http://www.une.edu.ve/postgrado/intranet/investigacion_virtual/estructuraproyecto.htm

Departamento de Hidráulica. Vera, Fabiola. (2008) **CENTRAL HIDROELECTRICA MANUEL PIAR-CIERRE DEL RIO CARONI**. (p. 25).

Departamento de Hidráulica .Vera, Fabiola. (2010) **MODELO HIDRÁULICO OPTIMIZADO**. (p.29).

APÉNDICES

APÉNDICE A
NIVELES, VELOCIDADES Y DESNIVELES DURANTE
EL CIERRE SIMPLE

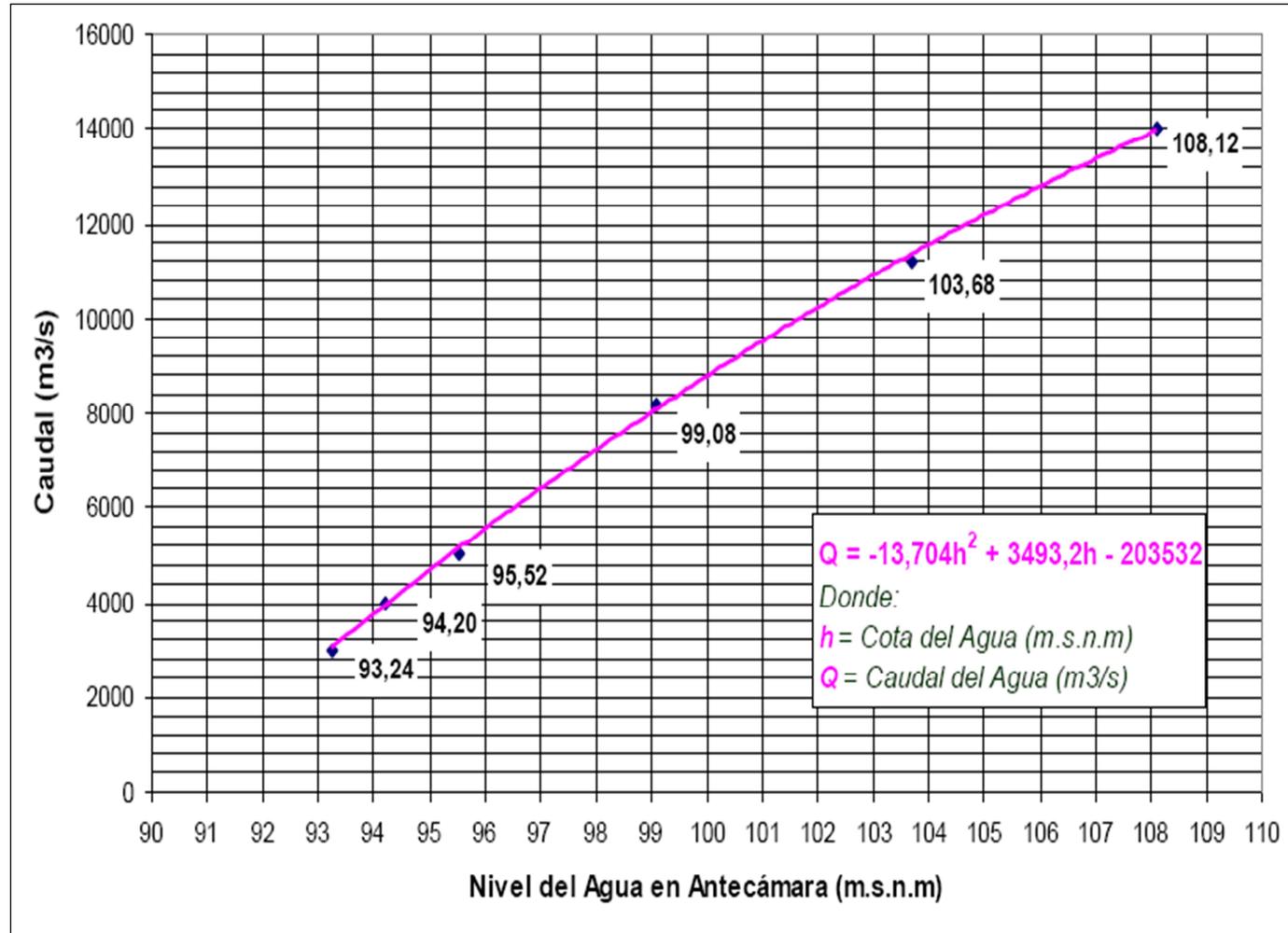


Figura A.1 Curva de Descarga de los 18 Ductos de Fondo del Aliviadero (EDELCA, 2008).

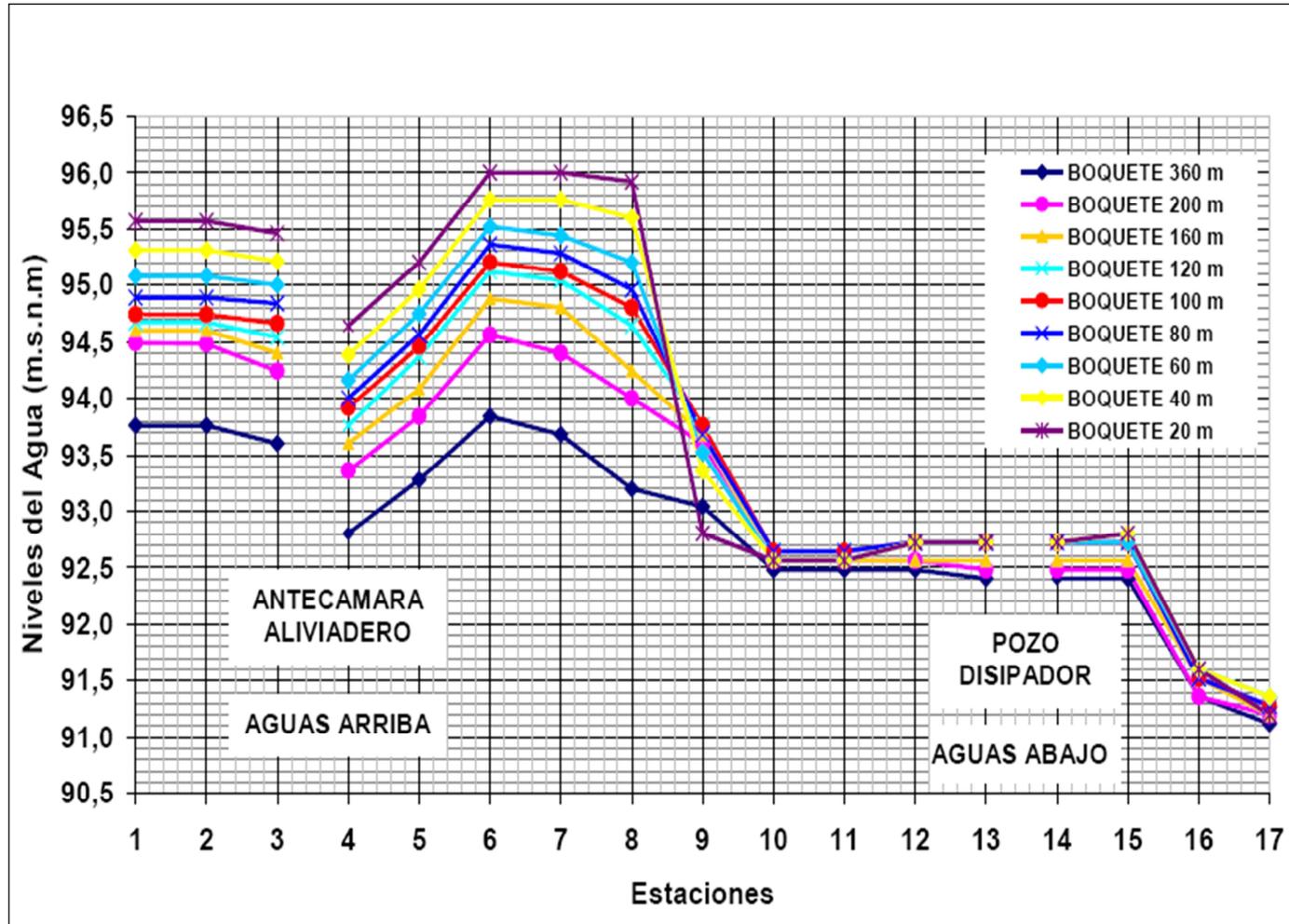


Figura A.2 Niveles de agua en la margen izquierda (EDELCA, 2008).

BOQUETE (m)	360	200	160	120	100	80	60	40	20
ESTACIONES	Nivel (msnm)								
1	93,68	94,50	94,60	94,72	94,64	94,93	95,18	95,46	96,00
2	93,60	94,48	94,60	94,72	94,66	94,90	95,18	95,46	96,00
3	92,80	92,80	92,72	92,72	92,62	92,62	92,62	92,54	92,54
4	92,80	92,80	92,72	92,72	92,62	92,62	92,62	92,54	92,54
5	92,80	92,80	92,72	92,72	92,62	92,62	92,62	92,54	92,54

Tabla A.3 Niveles de agua en la margen derecha (EDELCA, 2008).

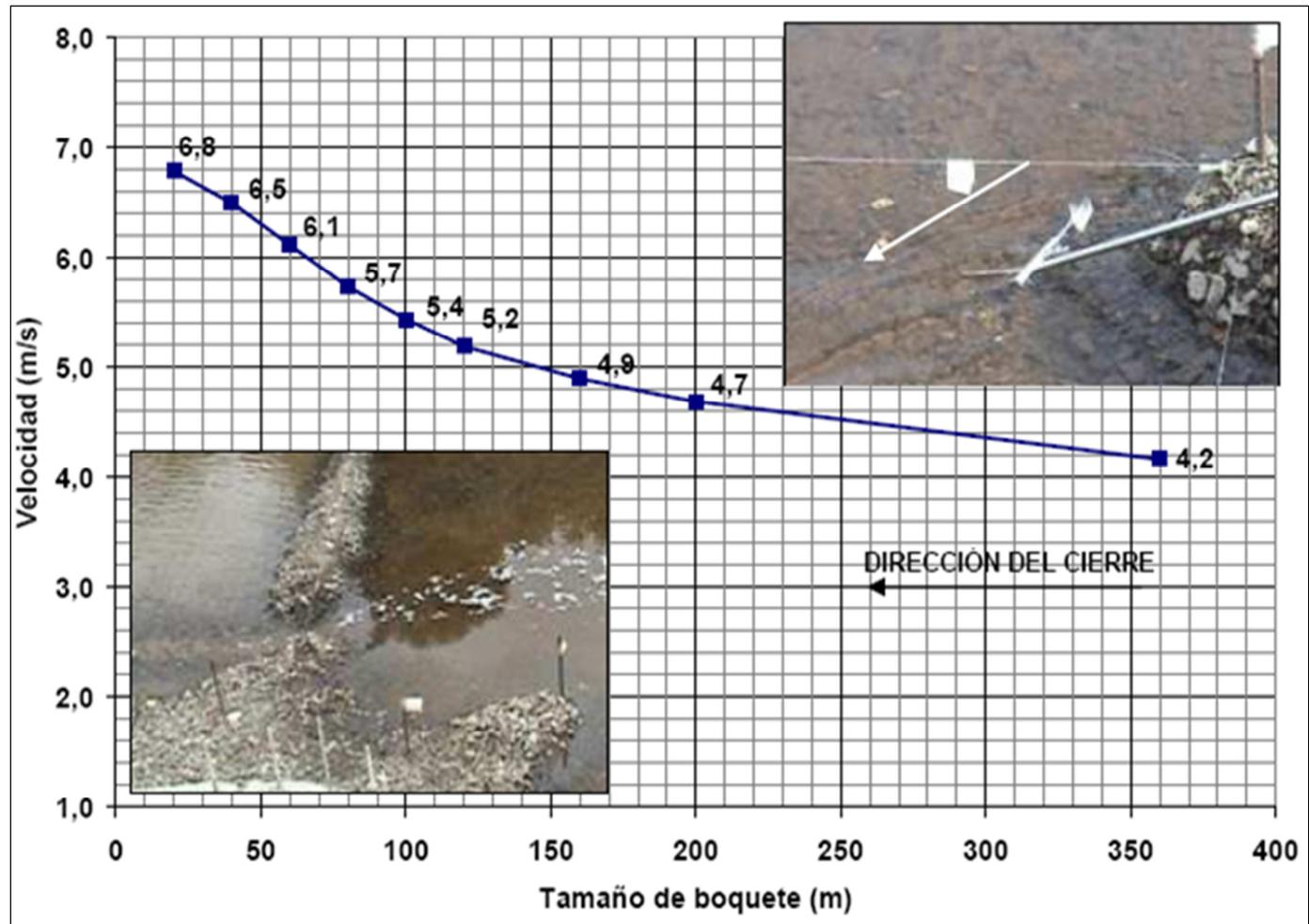


Figura A.4 Velocidad en la punta de la ataguía C2 (EDELCA, 2008).

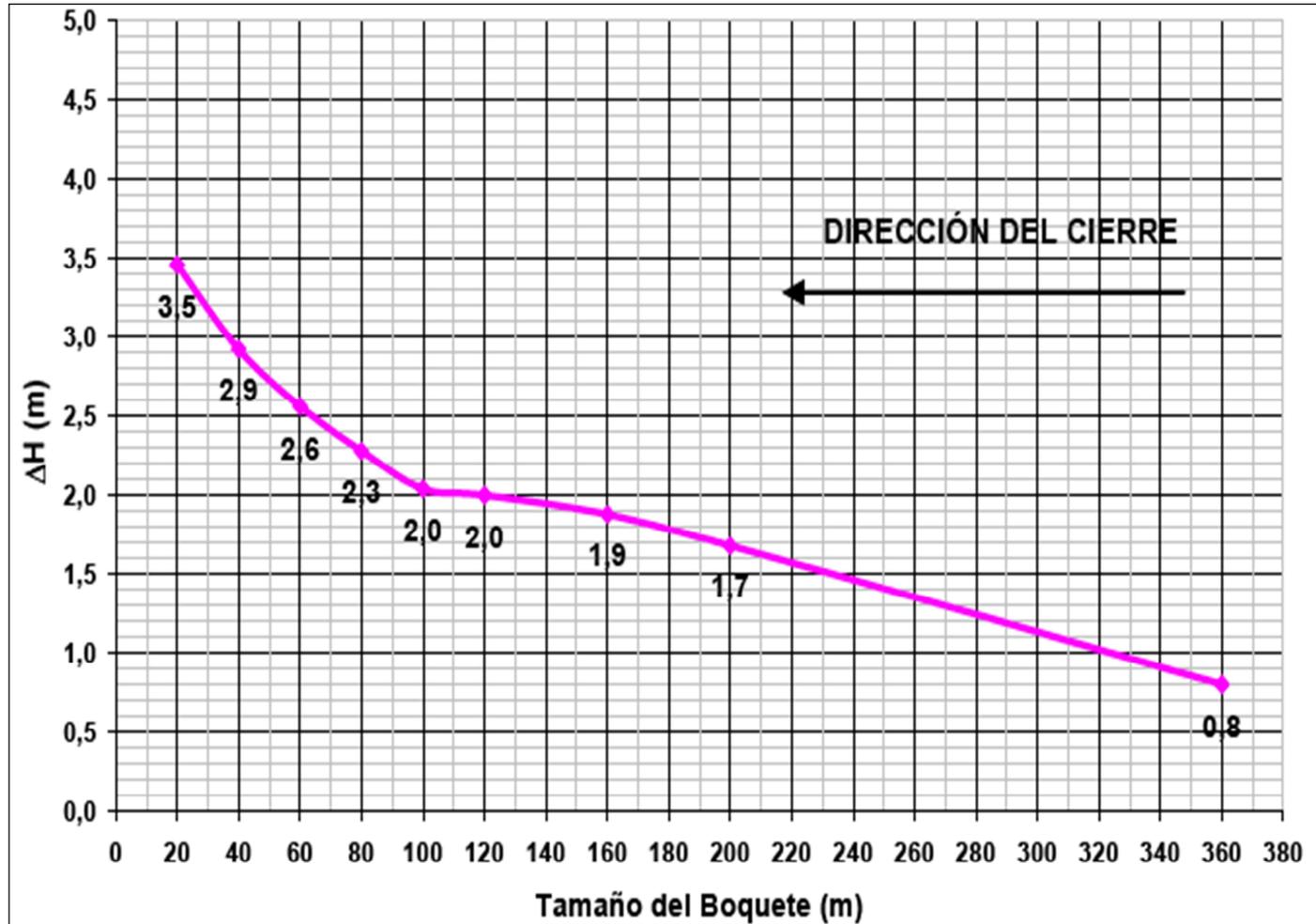


Figura A.5 Variación de los niveles en la punta de la ataguía C2 (EDECA 2008).

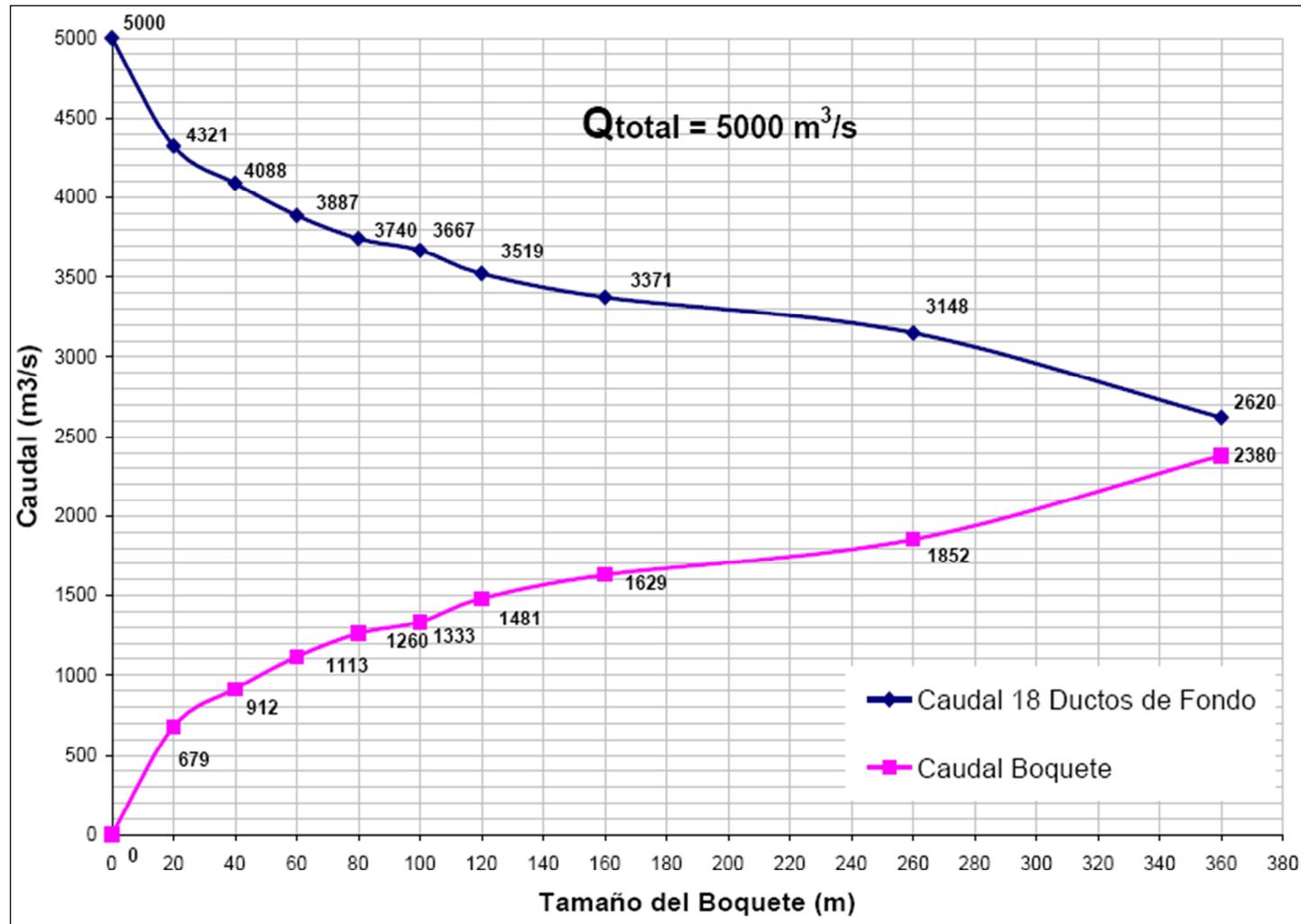


Figura A.6 Descarga por 18 ductos y boquete de la ataguía C2 (EDELCA, 2008).

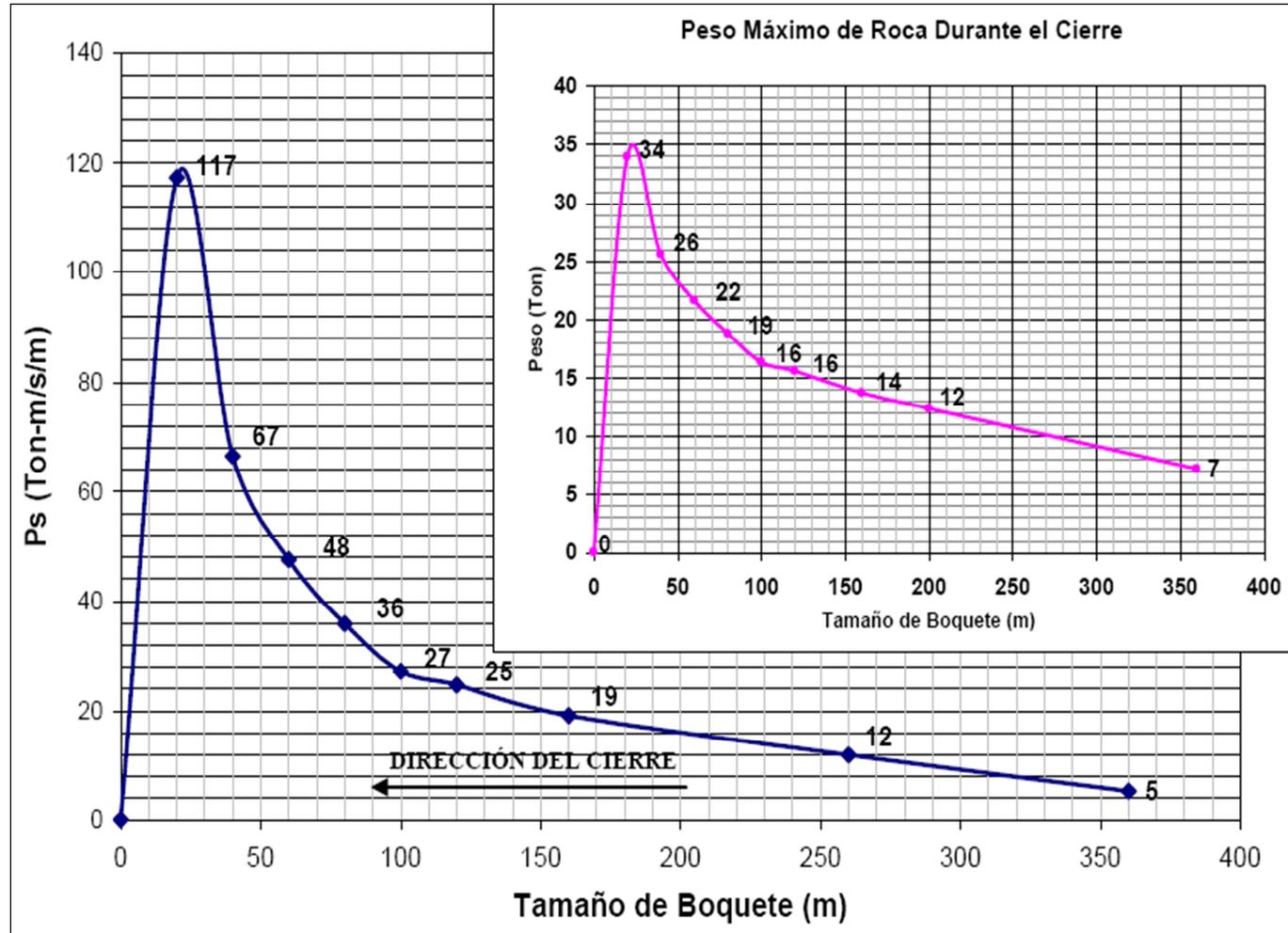


Figura A.7 Valores de potencia específica y peso de rocas de la ataguía C2 (EDELCA, 2008).

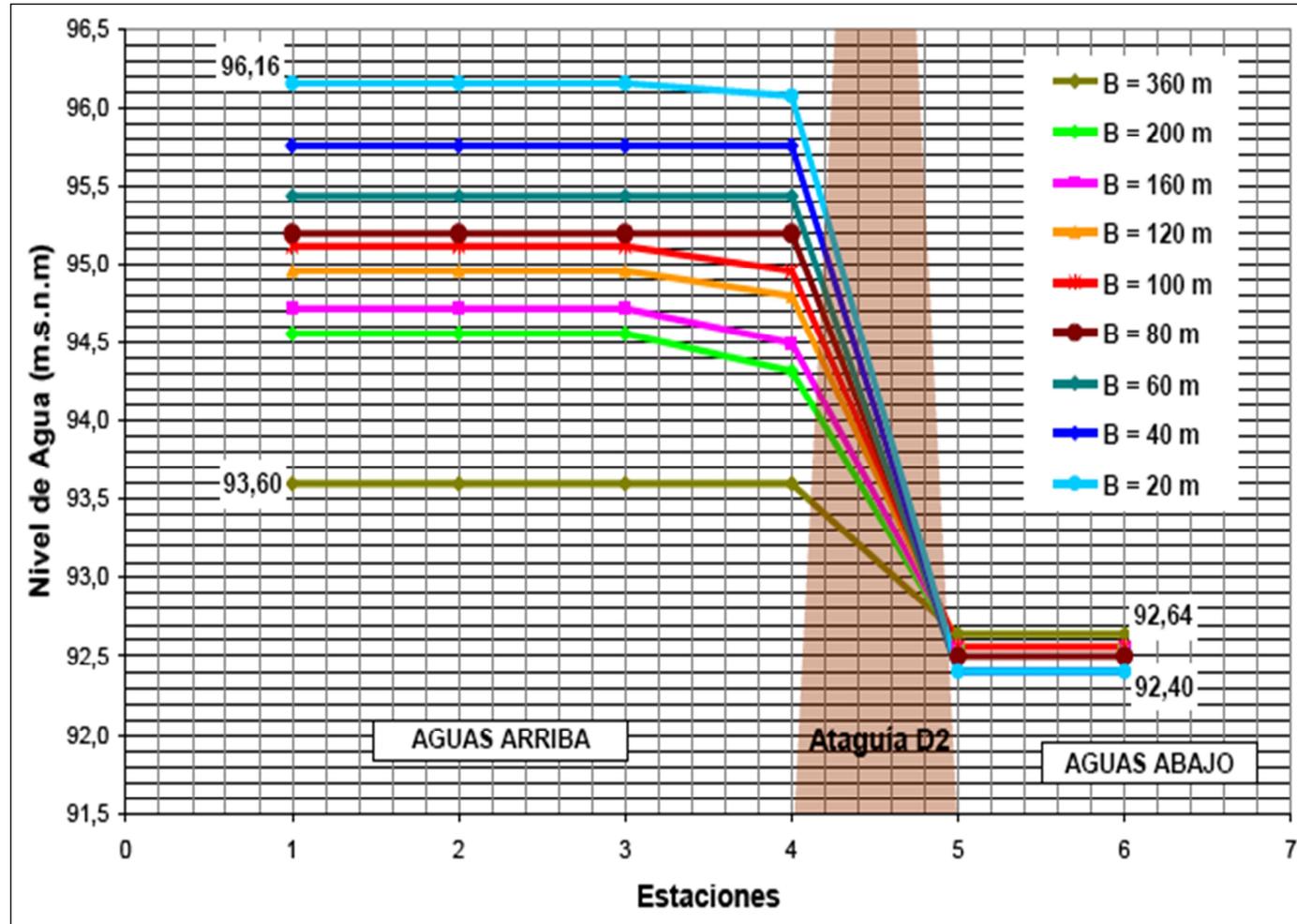


Figura A.8 Niveles de agua en la margen derecha (EDELCA, 2008).

BOQUETE (m)	360	200	160	120	100	80	60	40	20
ESTACIONES	Nivel (m.s.n.m)								
1	93,60	94,56	94,72	94,96	95,12	95,20	95,44	95,76	96,16
2	93,60	94,56	94,72	94,96	95,12	95,20	95,44	95,76	96,16
3	93,60	94,56	94,72	94,96	95,12	95,20	95,44	95,76	96,16
4	93,60	94,32	94,50	94,80	94,96	95,20	95,44	95,76	96,08
5	92,64	92,56	92,56	92,56	92,56	92,50	92,40	92,40	92,40
6	92,64	92,56	92,56	92,56	92,56	92,50	92,40	92,40	92,40

Tabla A.9 Niveles de agua en la margen derecha, con el avance de la ataguía D2 (EDELCA, 2008).

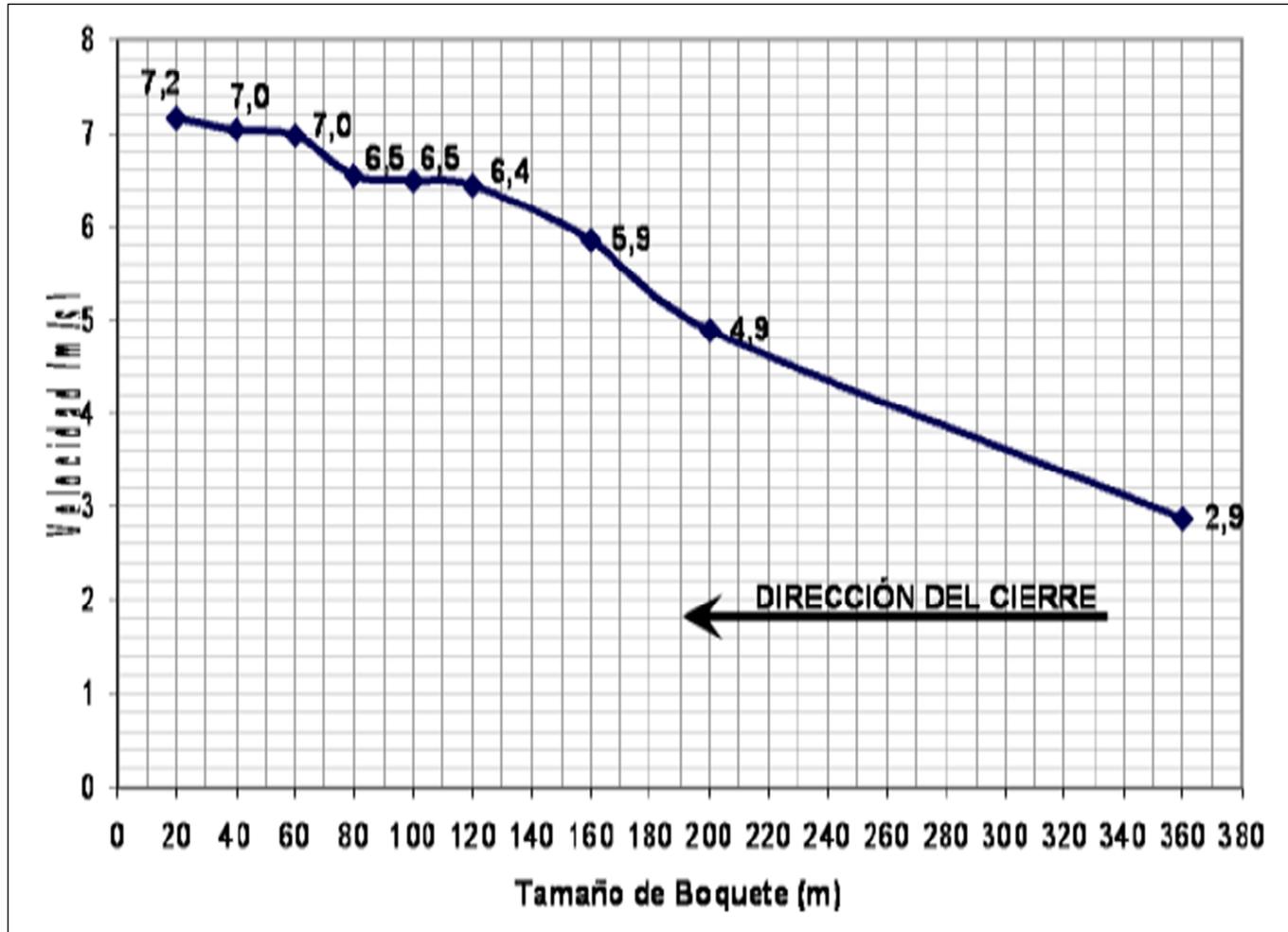


Figura A.10 Velocidad en la punta de la ataguía D2 (EDELCA, 2008).

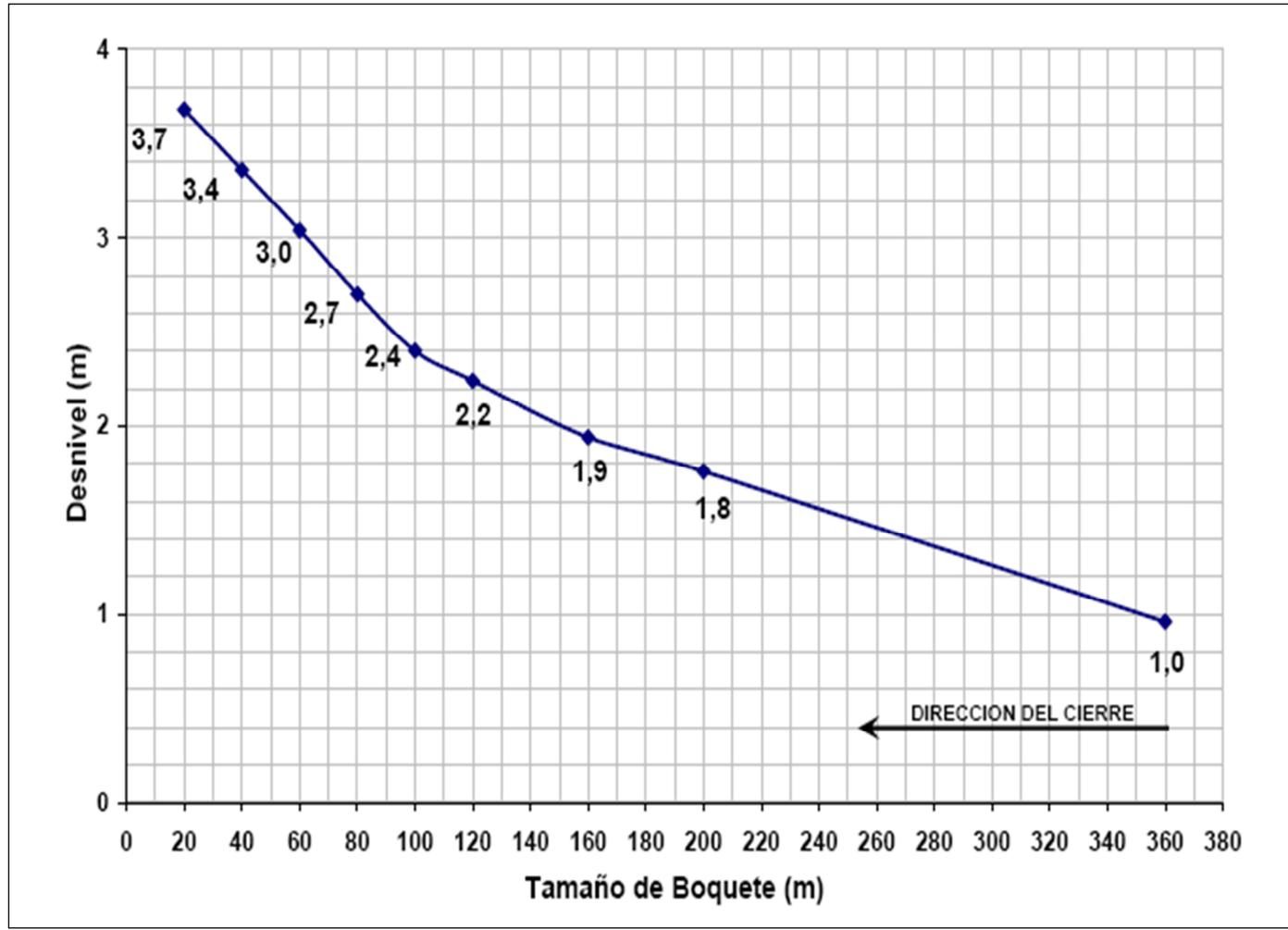


Figura A.11 Variación de niveles en la punta de la ataguía D2 (EDELCA, 2008).

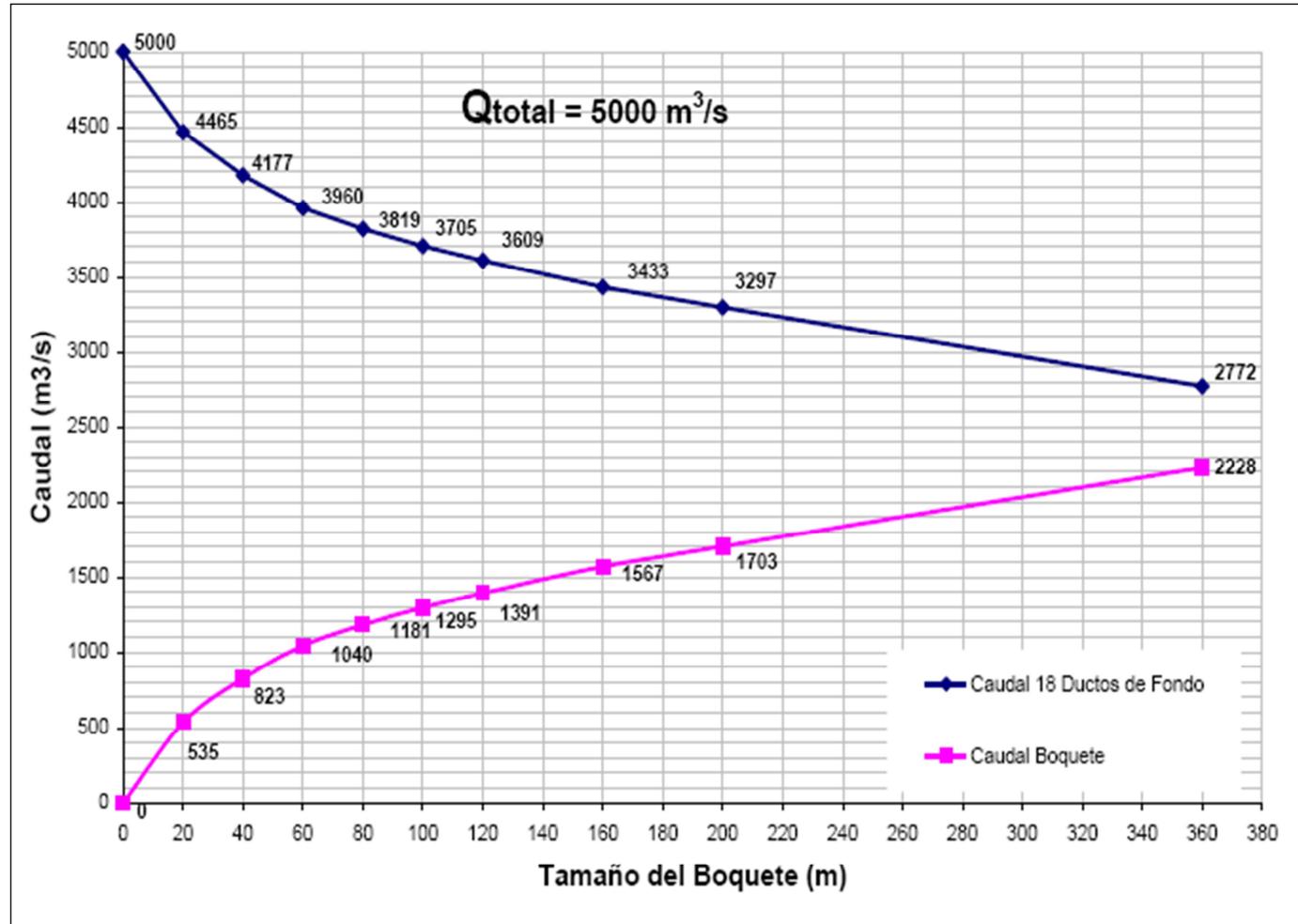


Figura A.12 Descarga por los 18 ductos y boquete de la ataguía D2 (EDELCA).

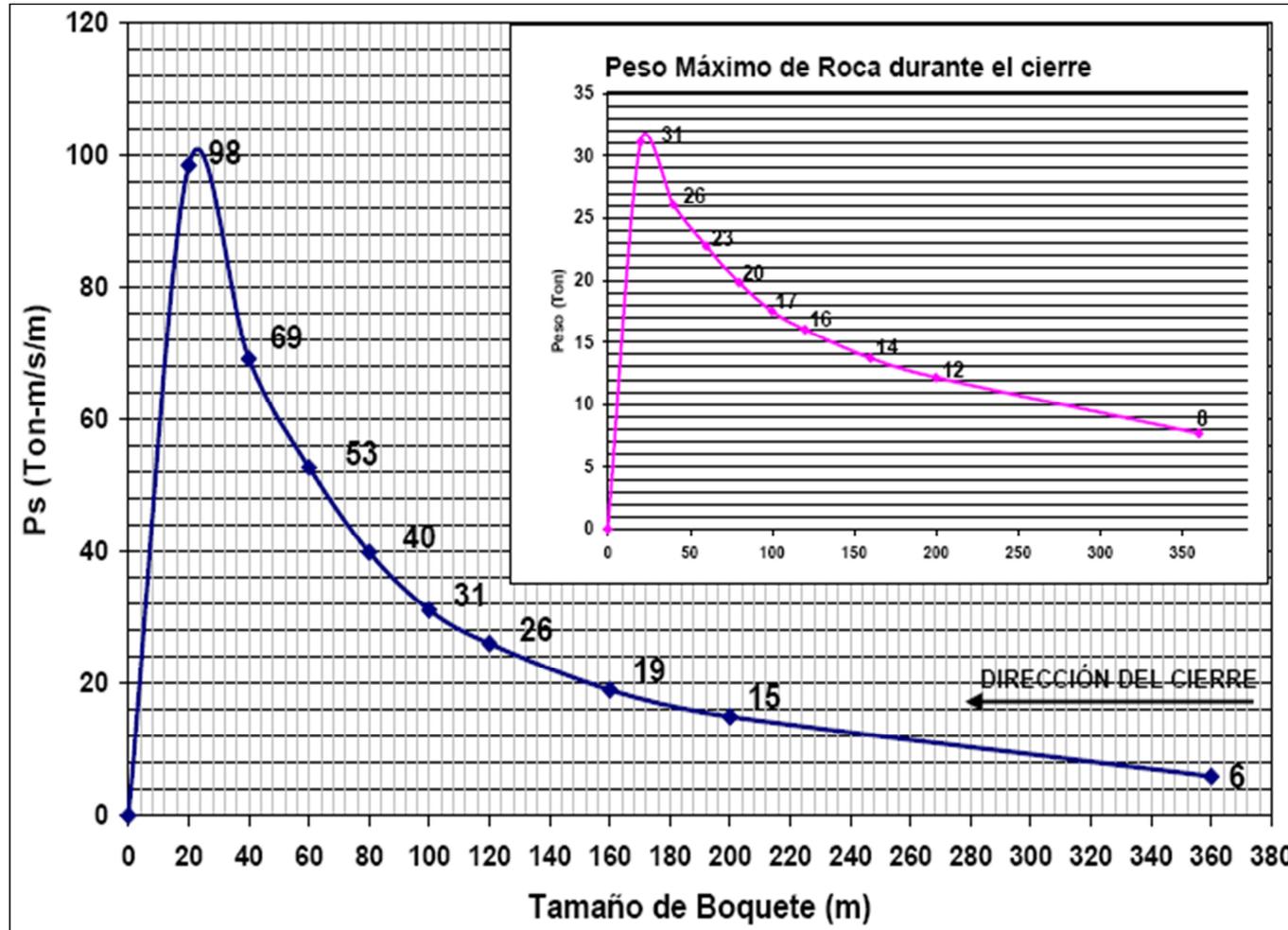


Figura A.13 Valores de potencia específica y pesos de roca en la punta de la ataguía D2 (EDELCA, 2008).

APÉNDICE B
NIVELES Y VELOCIDADES REGISTRADOS DURANTE
EL CIERRE DOBLE

Avance (Nº)	0	1	2	3	4	5	6
Ataguía	D2						
Avance (m)	0	45	25	25	25	25	25
Boquete AAR C2 (m)	370	370	370	370	370	370	370
Boquete AAB D2 (m)	395	350	325	300	275	250	225
Estaciones	(msnm)						
I-1	95,024	95,065	95,164	95,176	95,264	95,544	95,604
I-2	95,024	95,065	95,164	95,176	95,270	95,544	95,604
I-3	95,037	95,084	95,164	95,176	95,284	95,544	95,608
I-4	95,044	95,084	95,146	95,167	95,284	95,555	95,604
I-5	95,045	95,104	95,155	95,171	95,284	95,555	95,608
I-6	94,964	95,064	95,084	95,124	95,224	95,424	95,520
I-7	93,740	93,804	93,924	94,024	94,124	94,440	94,680
I-8	93,740	93,820	93,928	94,024	94,130	94,446	94,671
I-9	93,744	93,824	93,928	94,044	94,124	94,444	94,665
I-10	93,724	93,824	93,944	94,044	94,120	94,440	94,656
I-11	92,264	92,304	92,424	92,374	92,425	92,460	92,504
I-12	92,267	92,264	92,264	92,304	92,300	92,312	92,324
I-13	92,184	92,184	92,224	92,184	92,204	92,216	92,184
I-14	92,164	92,184	92,204	92,164	92,164	92,200	92,164
I-15	91,920	91,944	91,944	91,924	91,944	91,980	91,964
I-16	91,880	91,917	91,904	91,904	91,904	91,938	91,917
I-17	91,864	91,884	91,904	91,924	91,884	91,934	91,904
D-1	94,904	94,883	94,984	95,004	95,044	95,304	95,444
D-2	94,833	94,828	94,924	94,984	95,044	95,324	95,464
D-3	94,680	94,664	94,684	94,724	94,824	95,024	95,224
D-4	93,464	93,464	93,524	93,624	93,704	93,884	94,044
D-5	93,450	93,464	93,544	93,583	93,624	93,804	94,024
D-6	93,367	93,384	93,524	93,544	93,572	93,764	93,984
D-7	93,244	93,204	93,224	93,228	93,224	93,344	93,383
D-8	93,220	93,220	93,264	93,256	93,240	93,360	93,406

Tabla B.1 Niveles en estaciones durante avance de ataguía D2 desde margen izquierda (Consortio OIV Tocomá, 2010).

Avance (N°)	6	7	8	9	10	11
Ataguía	D2	D2	D2	D2	D2	D2
Avance (m)	0	25	25	25	25	25
Boquete AAR (m)	370	370	370	370	370	370
Boquete AAB (m)	225	200	175	150	125	100
Estaciones	(msnm)	(msnm)	(msnm)	(msnm)	(msnm)	(msnm)
I-1	93,804	93,884	94,124	94,264	94,444	94,644
I-2	93,804	93,884	94,124	94,264	94,444	94,644
I-3	93,684	93,784	94,024	94,144	94,344	94,610
I-4	93,004	93,124	93,264	93,344	93,564	93,764
I-5	93,804	93,904	94,184	94,364	94,484	94,824
I-6	93,884	93,960	94,204	94,364	94,564	94,804
I-7	93,764	93,864	94,184	94,324	94,504	94,764
I-8	93,364	93,464	93,804	94,024	94,264	94,664
I-9	93,364	93,464	93,804	94,024	94,264	94,664
I-10	93,404	93,444	93,804	94,004	94,264	94,664
I-11	93,184	93,224	93,604	93,824	94,104	94,484
I-12	92,404	92,444	92,530	92,584	92,605	92,664
I-13	92,415	92,464	92,520	92,584	92,600	92,644
I-14	92,394	92,430	92,524	92,584	92,613	92,664
I-15	92,311	92,344	92,465	92,507	92,554	92,620
I-16	92,304	92,360	92,424	92,504	92,536	92,584
I-17	92,306	92,360	92,444	92,504	92,536	92,584
D-1	93,684	93,830	94,064	94,304	94,524	94,764
D-2	93,704	93,824	94,104	94,304	94,504	94,744
D-3	93,540	93,720	93,984	94,244	94,424	94,724
D-4	93,004	93,244	93,704	94,064	94,344	94,700
D-5	92,984	93,144	93,684	94,024	94,304	94,670
D-6	92,984	93,164	93,604	94,044	94,284	94,644
D-7	92,704	92,604	92,624	92,664	92,564	92,484
D-8	92,570	92,604	92,644	92,644	92,564	92,470

Tabla B.2 Niveles en estaciones durante avance de ataguía D2 desde margen derecha (Consortio OIV Tocomá, 2010).

Avance (N°)	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Ataguía	C2									
Avance (m)	70	25	25	25	25	25	25	25	25	25
Boquete AAR (m)	300	275	250	225	200	175	150	125	100	75
Boquete AAB (m)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Estaciones	(msnm)									
I-1	95,684	95,684	95,504	95,684	95,764	95,684	95,704	95,824	95,884	95,880
I-2	94,824	94,744	94,644	94,824	94,904	94,824	94,924	95,144	95,244	95,240
I-3	94,684	94,584	94,444	94,664	94,744	94,664	94,744	94,964	95,004	95,006
I-4	93,804	93,784	93,584	93,864	93,864	93,784	94,150	94,064	94,204	94,195
I-5	94,586	94,603	94,604	94,804	94,810	94,804	94,931	95,164	95,244	95,247
I-6	94,672	94,680	94,704	94,860	94,868	94,844	95,004	95,164	95,324	95,310
I-7	94,730	94,720	94,736	94,856	94,884	94,874	94,904	95,084	95,224	95,230
I-8	94,664	94,664	94,690	94,760	94,787	94,776	94,805	94,924	94,984	94,984
I-9	94,644	94,644	94,524	94,600	94,586	94,609	94,506	94,546	94,460	94,424
I-10	94,586	94,584	94,484	94,603	94,540	94,504	94,546	94,500	94,494	94,424
I-11	94,484	94,444	94,345	94,471	94,437	94,404	94,424	94,380	94,356	94,304
I-12	92,624	92,604	92,655	92,609	92,592	92,544	92,564	92,580	92,560	92,544
I-13	92,632	92,632	92,626	92,603	92,569	92,584	92,584	92,569	92,546	92,529
I-14	92,632	92,626	92,632	92,609	92,564	92,626	92,584	92,586	92,575	92,520
I-15	92,584	92,584	92,603	92,624	92,624	92,624	92,624	92,575	92,575	92,540
I-16	92,584	92,584	92,620	92,584	92,604	92,586	92,584	92,575	92,563	92,534
I-17	92,604	92,604	92,604	92,604	92,609	92,609	92,600	92,592	92,580	92,534
D-1	94,824	94,744	94,740	94,864	94,864	94,900	94,944	95,204	95,244	95,224
D-2	94,824	94,804	94,797	94,824	94,844	94,891	94,924	95,164	95,224	95,224
D-3	94,824	94,744	94,773	94,840	94,824	94,844	94,864	95,084	95,044	95,064
D-4	94,664	94,614	94,500	94,464	94,384	94,184	94,084	94,080	94,030	93,924
D-5	94,644	94,584	94,496	94,467	94,344	94,184	94,104	94,100	94,004	93,864
D-6	94,644	94,608	94,455	94,444	94,384	94,164	94,104	94,100	93,995	93,864
D-7	92,584	92,556	92,585	92,544	92,584	92,584	92,584	92,556	92,604	92,514
D-8	92,584	92,564	92,615	92,609	92,591	92,584	92,564	92,560	92,567	92,514

Tabla B.3 Niveles en estaciones durante avance de ataguía C2 desde margen derecha (Consortio OIV Tocomá, 2010).

Avance (N°)	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Atagüía	D2	C2	D2	C2	C2	D2	D2	C2	C2
Avance (m)	25	25	25	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5
Boquete AAR (m)	75	50	50	37,5	25	25	25	12,5	0
Boquete AAB (m)	75	75	50	50	50	37,5	25	25	25
Estaciones	(msnm)								
I-1	95,364	95,444	95,464	95,544	95,744	95,724	95,724	95,884	96,080
I-2	95,364	95,444	95,464	95,544	95,744	95,724	95,724	95,884	96,064
I-3	95,144	95,184	95,244	95,324	95,444	95,464	95,476	95,624	95,864
I-4	94,304	94,364	94,344	94,504	94,744	94,744	94,704	94,904	94,944
I-5	95,304	95,464	95,504	95,604	95,744	95,784	95,764	95,944	96,104
I-6	95,384	95,484	95,504	95,624	95,806	95,806	95,806	96,060	96,184
I-7	95,304	95,464	95,484	95,584	95,780	95,760	95,784	96,024	96,124
I-8	95,144	95,304	95,384	95,464	95,729	95,704	95,724	95,944	96,104
I-9	94,650	94,633	94,605	94,364	93,784	94,124	94,544	93,464	92,664
I-10	94,584	94,584	94,540	94,415	93,864	94,184	94,504	93,624	92,664
I-11	94,584	94,560	94,556	94,324	93,704	93,884	94,504	93,544	92,664
I-12	92,664	92,664	92,564	92,584	92,584	92,504	92,504	92,424	92,344
I-13	92,624	92,624	92,584	92,584	92,584	92,644	92,624	92,624	92,584
I-14	92,744	92,824	92,736	92,764	92,744	92,784	92,764	92,835	92,664
I-15	92,724	92,724	92,764	92,804	92,807	92,784	92,824	92,844	92,824
I-16	92,664	92,704	92,720	92,744	92,771	92,804	92,785	92,824	92,864
I-17	92,764	92,804	92,785	92,824	92,824	92,844	92,824	92,864	92,904
D-1	95,364	95,464	95,524	95,624	95,844	95,824	95,744	96,000	96,140
D-2	95,304	95,464	95,486	95,544	95,825	95,844	95,767	96,004	96,144
D-3	95,084	95,384	95,420	95,464	95,764	95,800	95,785	96,000	96,140
D-4	94,284	93,884	94,344	94,084	93,584	93,944	94,364	93,464	92,664
D-5	94,264	93,900	94,344	94,104	93,544	93,920	94,360	93,464	92,664
D-6	94,184	93,900	94,344	94,104	93,544	93,929	94,364	93,464	92,664
D-7	92,564	92,424	92,424	92,424	92,424	92,344	92,424	92,384	92,344
D-8	92,584	92,466	92,466	92,424	92,424	92,336	92,460	92,365	92,344

Tabla B.4 Niveles en estaciones durante avance de atagüía C2 desde margen derecha (Consortio OIV Tocomá, 2010).

AVANCE DE ATAGUÍA D2 DESDE MARGEN IZQUIERA (1ER DESVÍO)												
Secuencia	Avance	Boquete AAR (C2)	Boquete AAB (D2)	Δh D2 Izq*	Velocidad en Espolones							
					(m/s)							
N°	(m)	(m)	(m)	(m)	A	B	C	D	E	F	G	J
0	0	370	395	1,46	1,31	2,32	3,90	1,40	3,69	0,00	4,56	2,15
1	45	370	350	1,52	1,27	1,99	4,02	1,19	2,27	0,00	4,66	2,43
2	25	370	325	1,52	1,31	2,30	3,56	0,91	2,29	1,84	4,94	2,76
3	25	370	300	1,67	1,20	1,81	3,74	0,42	3,53	2,00	4,80	2,63
4	25	370	275	1,70	1,20	2,01	3,39	0,00	4,87	1,54	5,17	3,24
5	25	370	250	1,98	1,10	1,70	3,81	0,00	5,41	1,20	5,00	3,19
6	25	370	225	2,15	1,06	1,92	2,99	0,00	6,01	0,68	4,77	4,10
* ($\Delta h = I-10 - I-11$)												

Tabla B.5 Velocidades en los espolones durante el avance de la ataguía D2 desde margen izquierda (Consortio OIV Tocomá, 2010).

AVANCE DE ATAGUÍA D2 DESDE MARGEN DERECHA (2DO DESVÍO)															
Ataguía D2 Margen Derecha				Desniveles en Ataguías				Velocidad en Espolones							
Secuencia	Avance	Boquete AAR (C2)	Boquete AAB (D2)	Δh D2 Izq	Δh D2 Der	Δh C2 Izq	Δh C2 Der	(m/s)							
N°	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	A	B	C	D	E	F	G	J
Cond. Inicial	0	370	225	0,78	0,28	0,00	0,54	1,07	1,25	2,04	0,00	3,54	0,00	3,41	2,50
7	25	370	200	0,78	0,56	0,00	0,48	1,05	1,25	2,38	0,00	3,77	0,00	3,16	3,47
8	25	370	175	1,07	0,98	0,00	0,28	1,08	1,34	2,18	0,00	4,34	0,00	2,39	4,25
9	25	370	150	1,24	1,38	0,00	0,18	0,86	1,12	1,89	0,00	5,01	0,00	1,88	4,53
10	25	370	125	1,50	1,72	0,00	0,08	0,91	1,00	1,65	0,00	5,30	0,00	1,69	5,00
11	25	370	100	1,82	2,16	0,00	0,02	0,76	0,69	1,39	0,00	5,29	0,00	1,09	6,01
* (Δh D2 Izq = I 11 – I 12) * (Δh D2 Der = D6 – D7) * (Δh C2 Izq = I 8 – I 9) * (Δh C2 Der= D3 – D4)															

Tabla B.6 Velocidades en los espolones durante el avance de la ataguía D2 desde margen derecha (Consortio OIV Tocomá, 2010).

Avance de Ataguía C2 margen derecha (2do desvío)															
Ataguía D2 margen Derecha				Desniveles en ataguías				Velocidad en Espolones							
Secuencia	Avance	Boquete AAR (C2)	Boquete AAB (D2)	Δh D2 Izq	Δh D2 Der	Δh C2 Izq	Δh C2 Der	(m/s)							
N°	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	A	B	C	D	E	F	G	J
12	70	300	100	1,86	2,06	0,02	0,16	0,82	0,83	1,48	0,00	5,78	0,00	1,09	6,04
13	25	275	100	1,84	2,05	0,02	0,13	0,81	0,64	1,36	0,00	5,04	0,00	1,41	4,87
14	25	250	100	1,69	1,87	0,17	0,27	0,76	0,73	1,60	0,00	5,57	0,00	1,78	5,46
15	25	225	100	1,86	1,90	0,16	0,38	0,85	0,82	1,65	0,00	5,59	0,00	2,23	4,86
16	25	200	100	1,85	1,80	0,20	0,44	0,76	0,72	1,75	0,74	5,31	0,00	2,83	4,57
17	25	175	100	1,86	1,58	0,17	0,66	0,86	0,76	1,72	1,06	4,28	0,00	3,07	4,05
18	25	150	100	1,86	1,52	0,30	0,78	7,24	5,72	1,81	1,32	4,34	0,00	3,43	3,76
19	25	125	100	1,80	1,54	0,38	1,00	0,79	0,74	2,01	1,93	4,70	0,00	4,47	3,29
20	25	100	100	1,80	1,39	0,52	1,01	0,62	0,71	2,11	2,57	4,48	0,00	4,53	3,40
21	25	75	100	1,76	1,35	0,56	1,14	0,42	0,55	1,78	3,45	4,34	0,00	4,68	3,41

* (Δh D2 Izq = I 11 – I 12) * (Δh D2 Der = D6 – D7) * (Δh C2 Izq = I 8 – I 9) * (Δh C2 Der = D3 – D4)

Tabla B.7 Velocidades en los espolones durante el avance de la ataguía C2 desde margen derecha (Consortio OIV Tocomá, 2010).

Avance simultáneo de Ataguías C2 y D2 desde margen derecha (2do desvío)																
Ataguías de avance C2 y D2					Desniveles en ataguías				Velocidad en Espolones							
Secuencia	Avance	Avance	Boquete AAR (C2)	Boquete AAB (D2)	Δh D2 Izq	Δh D2 Der	Δh C2 Izq	Δh C2 Der	(m/s)							
N°	C2 (m)	D2 (m)		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	A	B	C	D	E	F	G	J
22	25	0	75	75	1,92	1,62	0,49	0,80	0,00	0,57	1,78	2,18	3,39	0,00	4,10	4,11
23	0	25	50	75	1,90	1,476	0,67	1,50	0,00	0,00	1,42	3,76	4,30	0,00	4,92	3,57
24	0	25	50	50	1,99	1,92	0,78	1,08	0,00	0,43	1,37	3,57	5,21	0,00	4,17	3,64
25	12,5	0	37,5	50	1,74	1,68	1,10	1,38	0,00	0,00	1,15	4,39	3,43	0,00	5,46	3,76
26	12,5	0	25	50	1,12	1,12	1,94	2,18	0,00	0,00	0,83	4,96	3,82	0,00	5,59	3,60
27	0	12,5	25	38	1,38	1,585	1,58	1,86	0,00	0,00	0,68	5,26	4,57	0,00	4,80	3,79
28	0	12,5	25	25	2,00	1,94	1,18	1,42	0,00	0,00	0,80	4,94	5,63	0,00	4,96	4,37
29	12,5	0	12,5	25	1,12	1,08	2,48	2,54	0,00	0,00	0,00	4,73	3,10	0,00	4,37	3,87
30	12,5	0	0	25	0,32	0,32	3,44	3,48	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabla B.8 Velocidades en los espolones durante el avance simultaneo de las ataguías C2 y D2 desde margen derecha (Consorcio OIV Tocomá, 2010).

APÉNDICE C
METODOLOGÍA DEL MODELO HIDRÁULICO
OPTIMIZADO

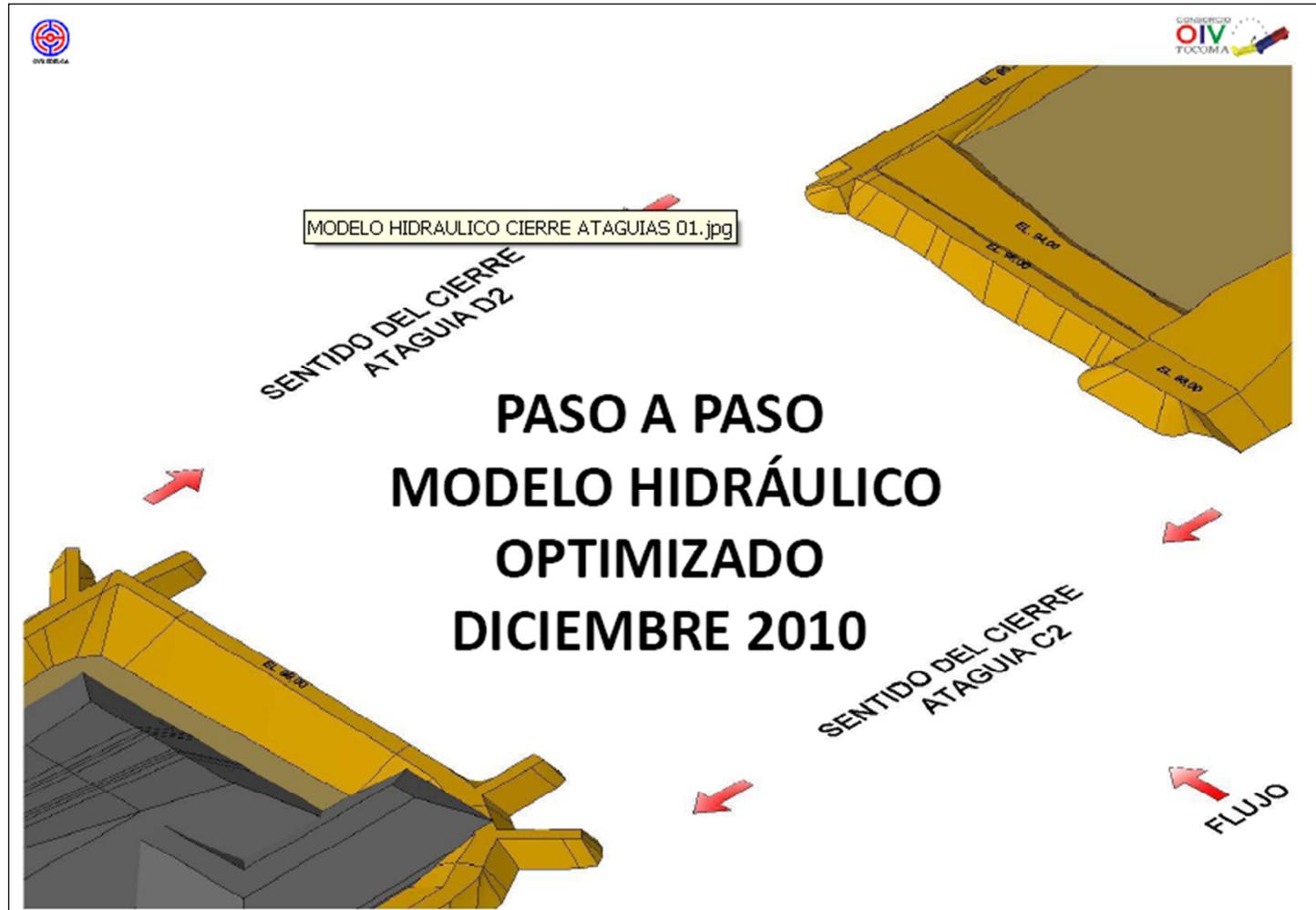


Figura C.1 Boquete inicial (Consortio OIV Tucoma 2010).

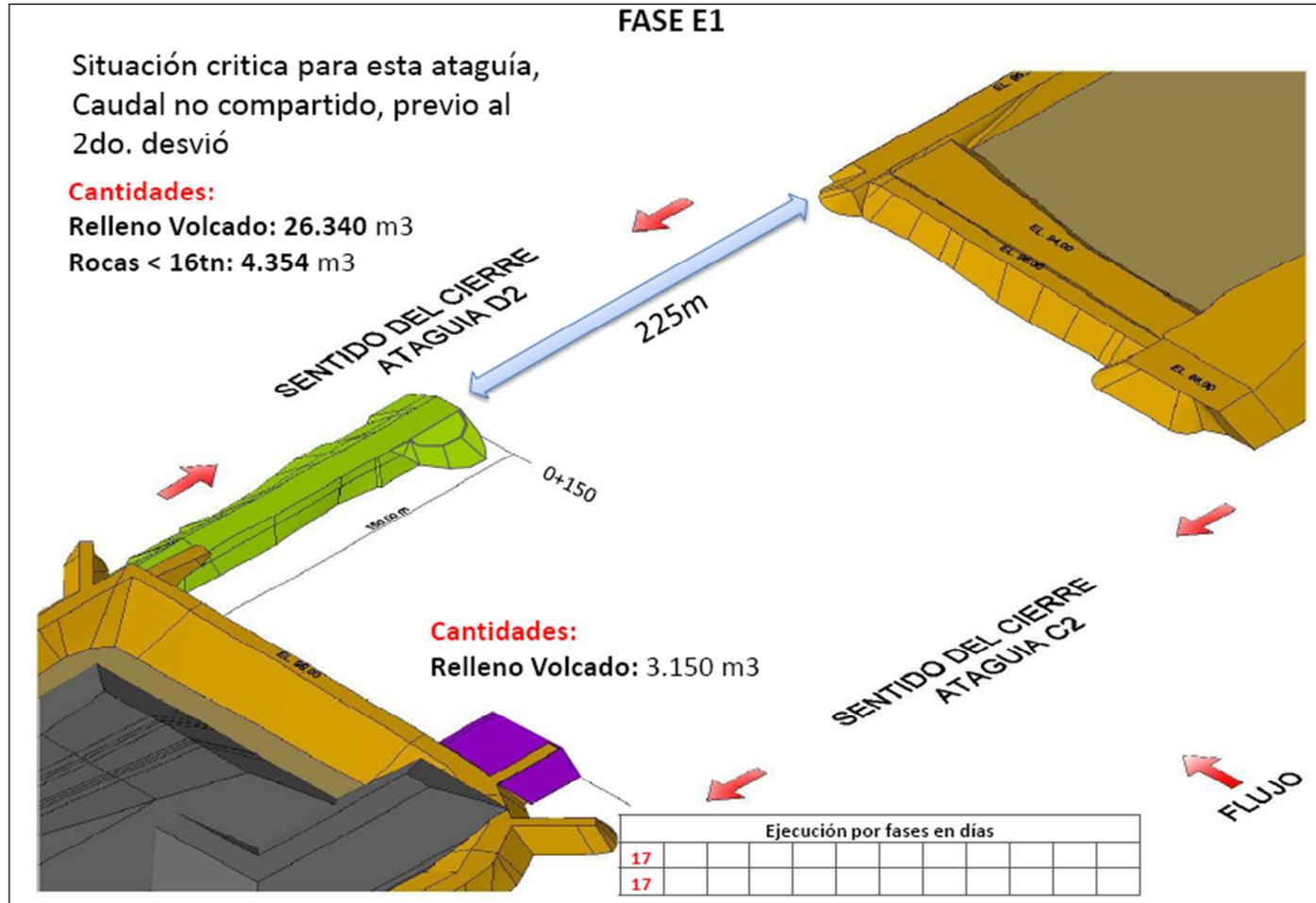


Figura C.2 Avance de 150m desde el espolón de margen izquierda en la ataguía D (Consortio OIV Tocomá 2010).

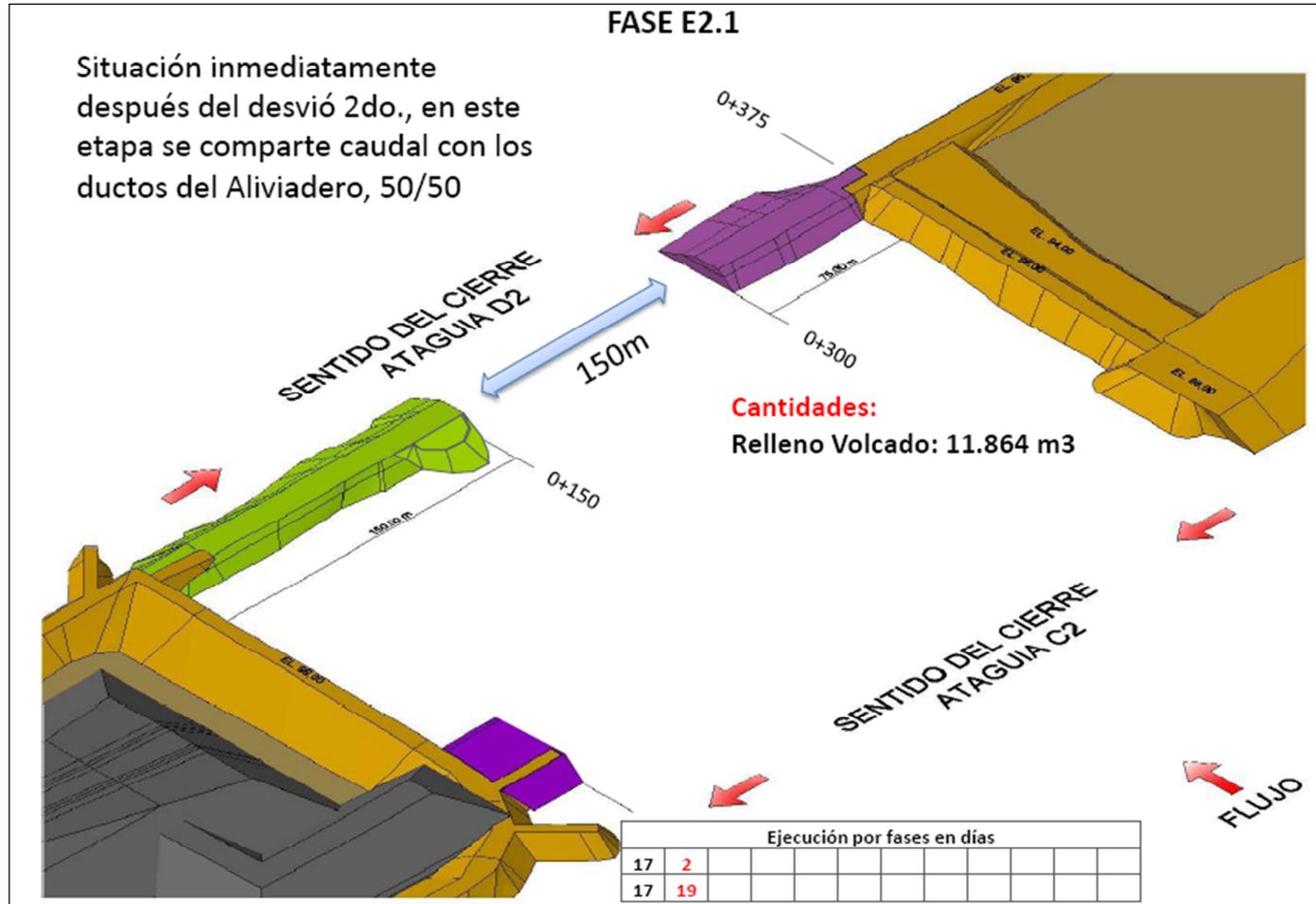


Figura C.3 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+375 hasta la 0+300 en la atagüa D (Consortio OIV Tocomá 2010).

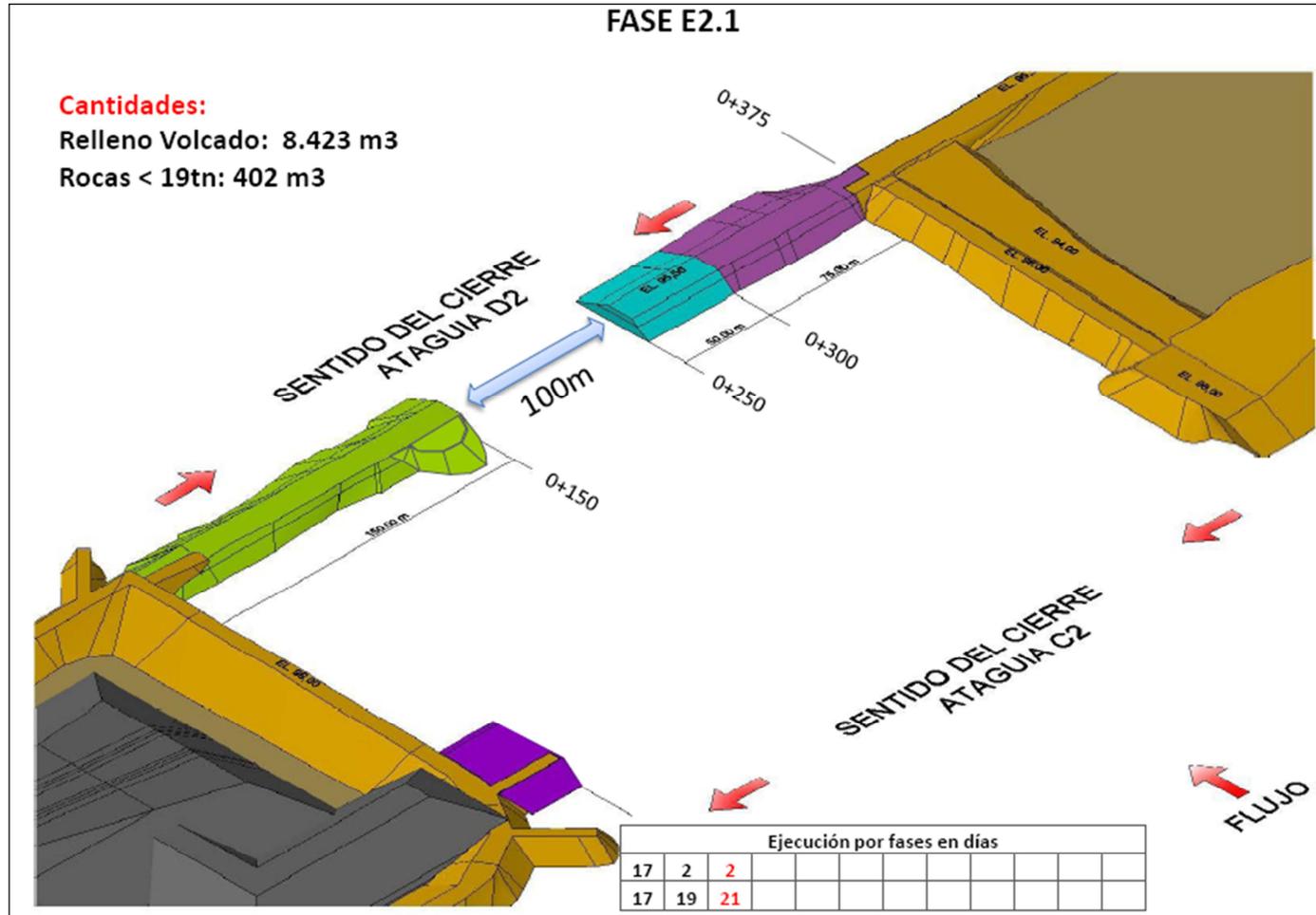


Figura C.4 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+300 hasta la 0+250 en la atagüia D (Consortio OIV Tocomá 2010).

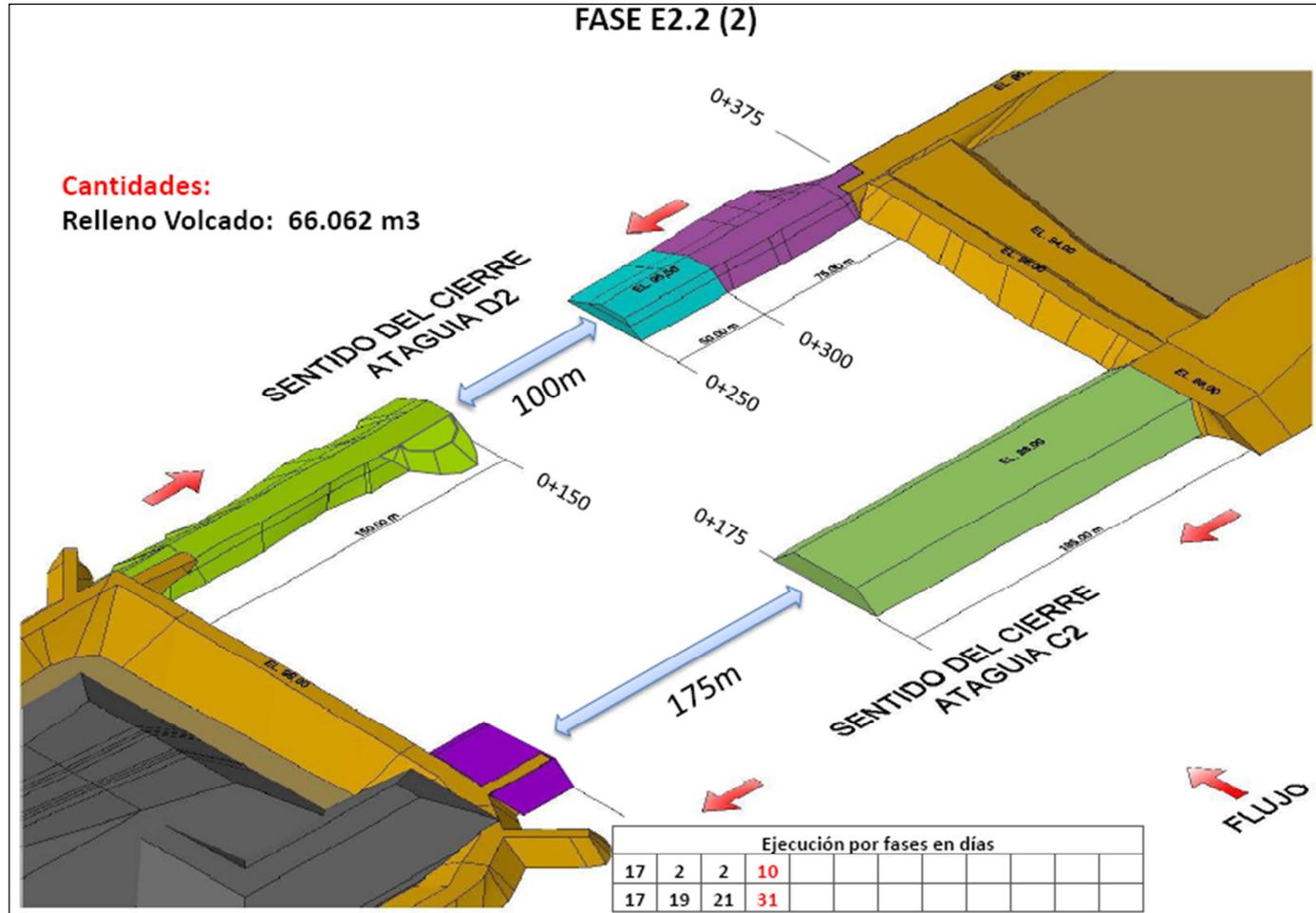


Figura C.5 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+375 hasta la 0+175 en la ataguía C. (Consortio OIV Tocoma 2010).

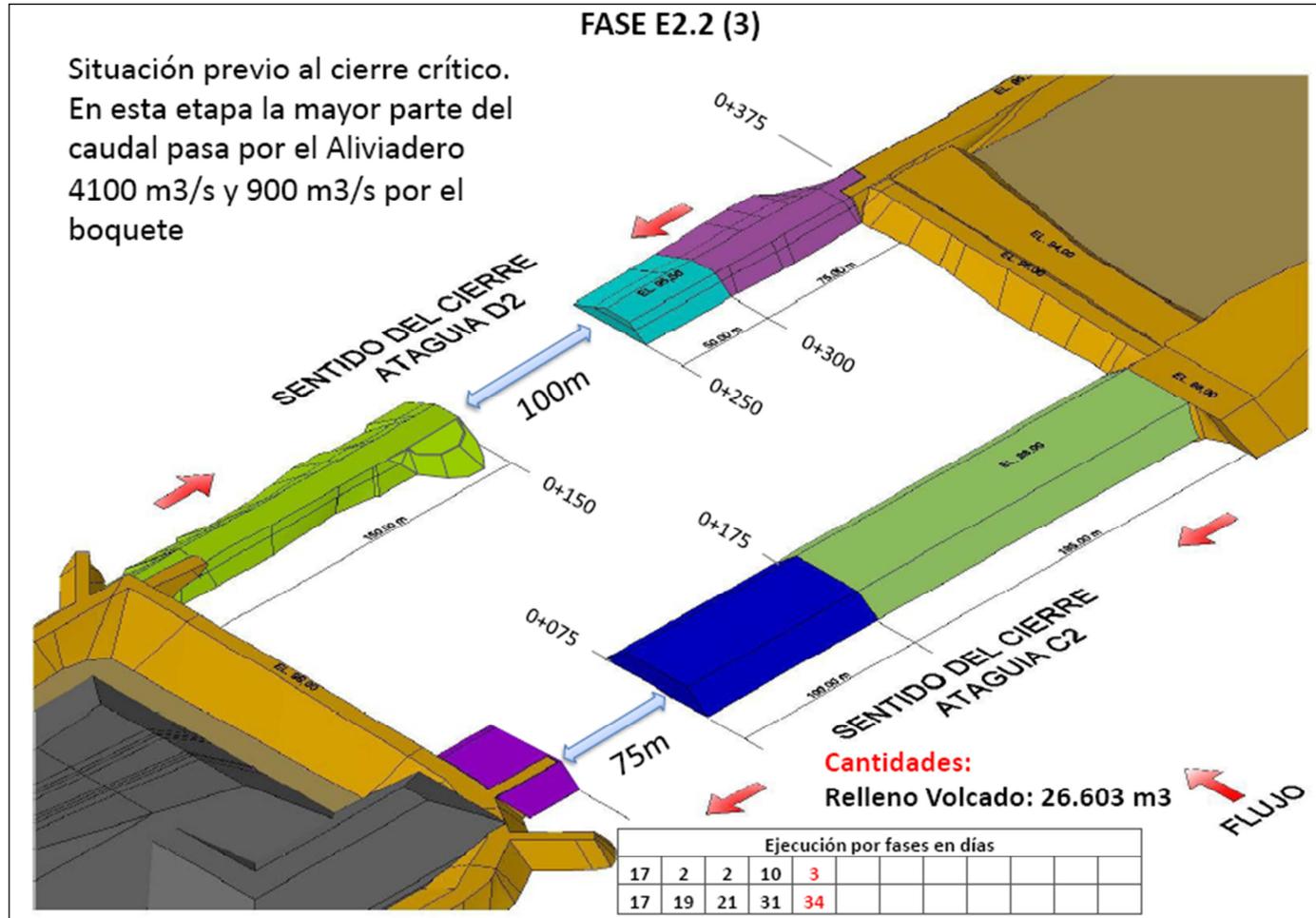


Figura C.6 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+175 hasta la 0+075 en la atagüa C (Consortio OIV Tocomá 2010)

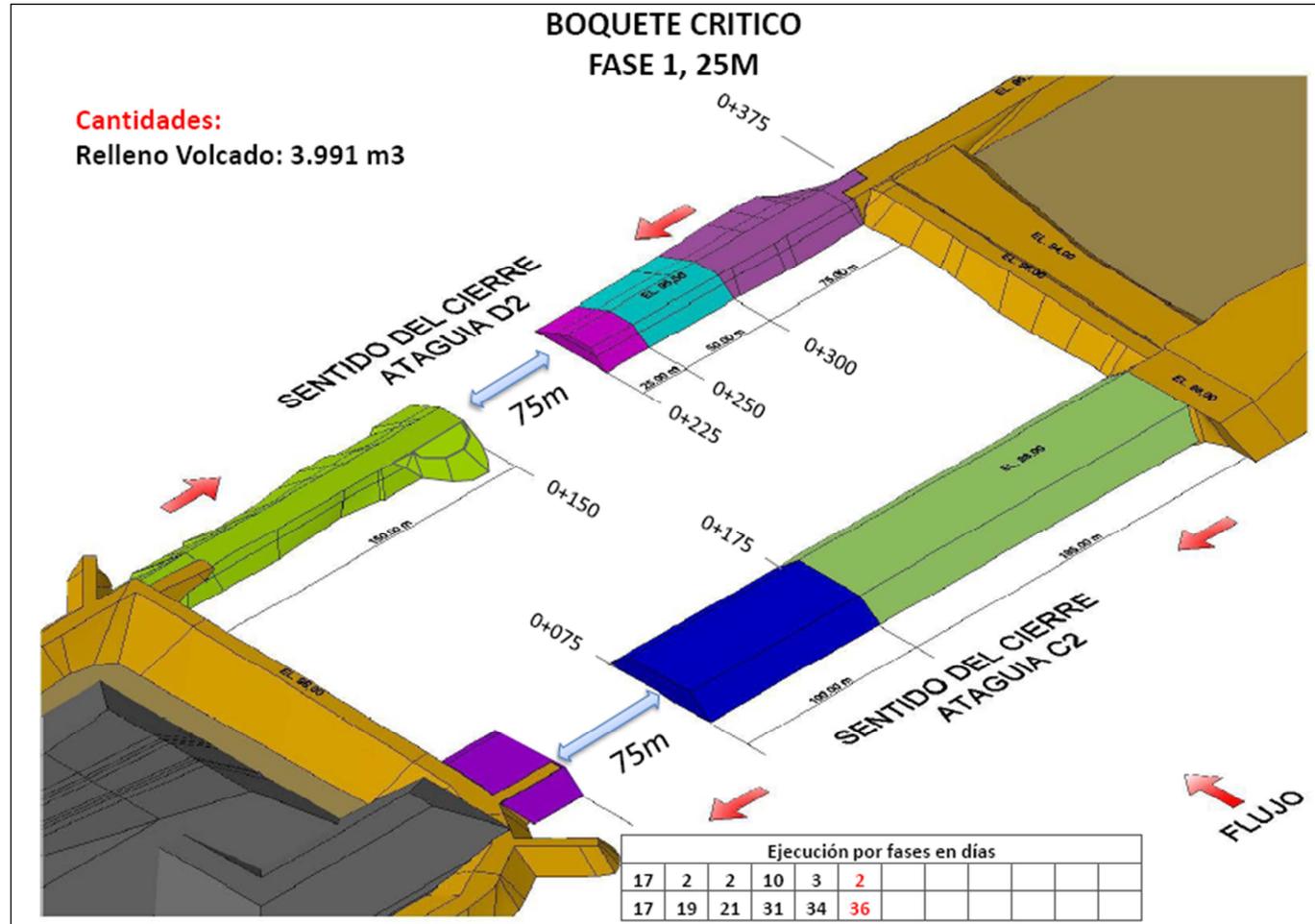


Figura C.7 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+250 hasta la 0+225 en la ataguía D (Consortio OIV Tocomá 2010).

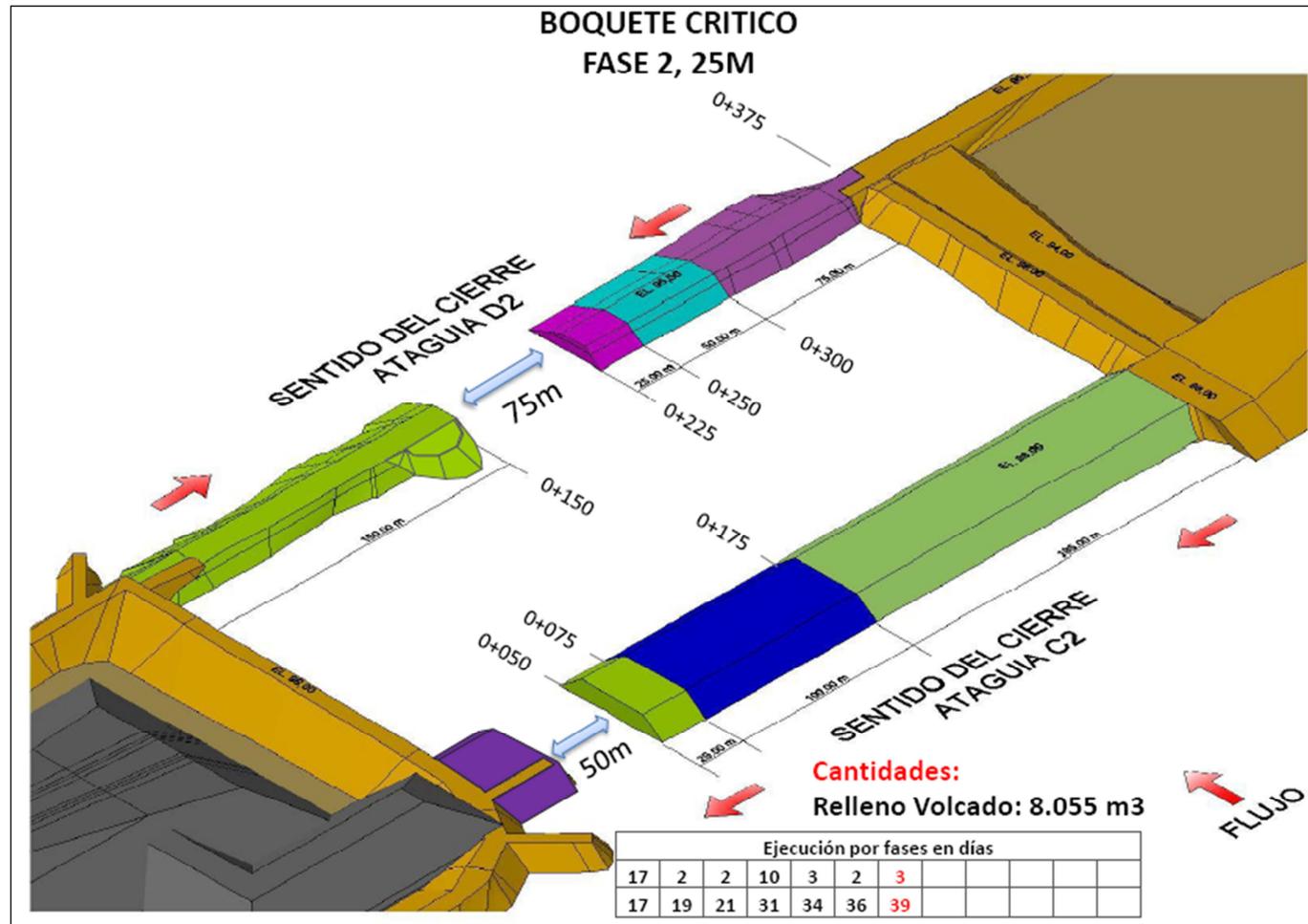


Figura C.8 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+075 hasta la 0+050 en la atagüa C (Consortio OIV Tocomá 2010).

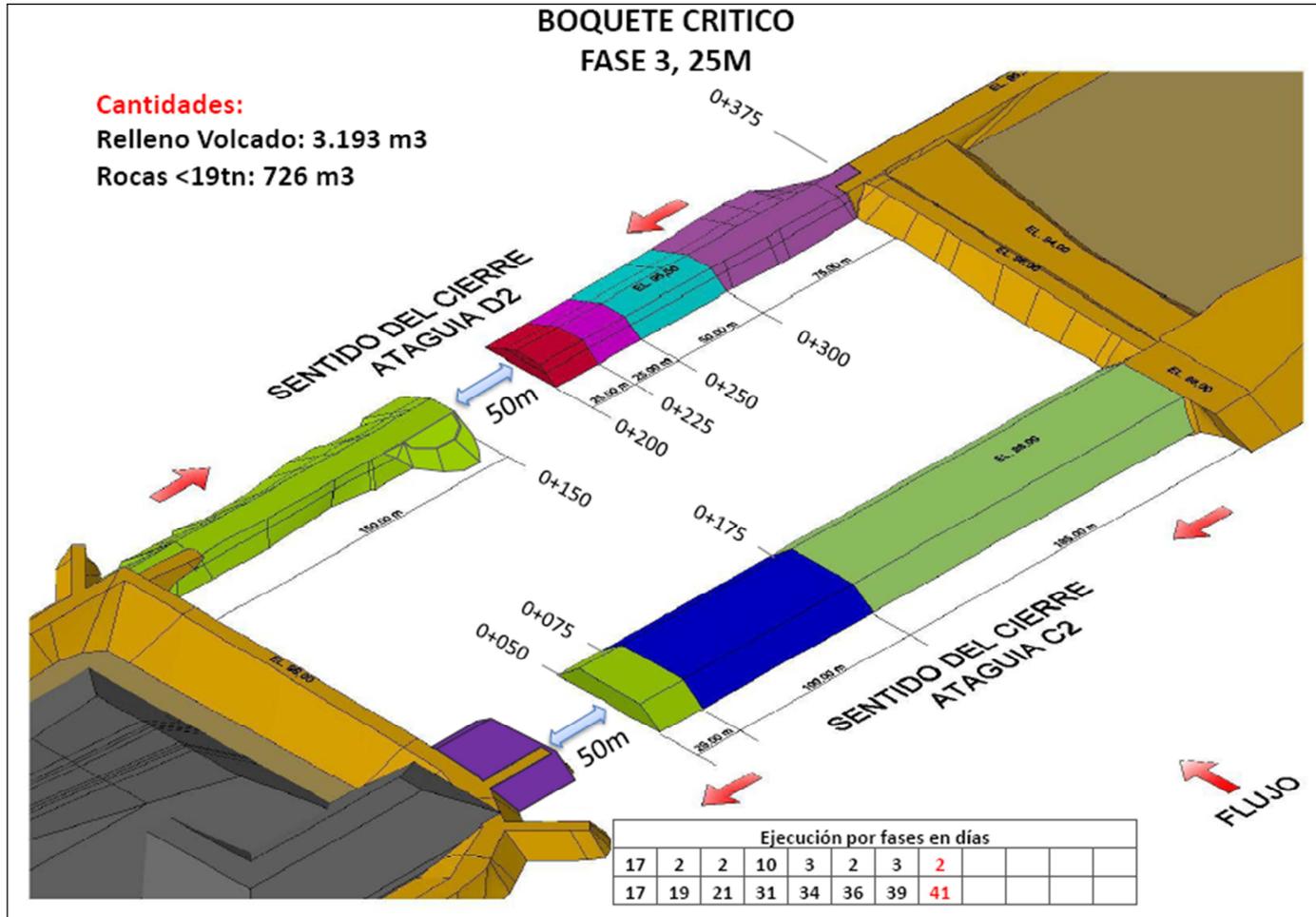


Figura C.9 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+225 hasta la 0+200 en la atagüa D (Consortio OIV Tocomá 2010).

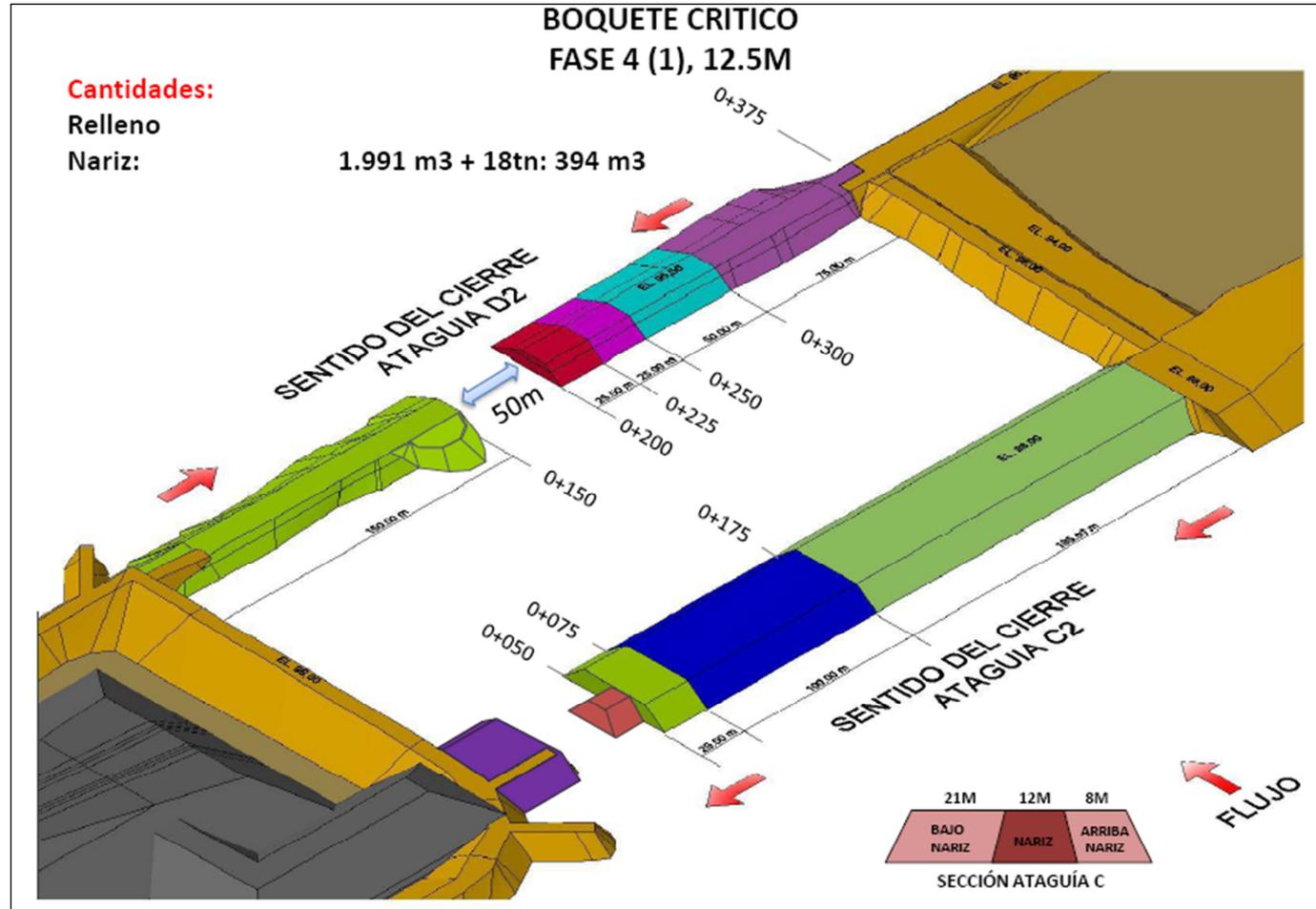


Figura C.10 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+050 hasta la 0+037 en la nariz de la ataguía C (Consortio OIV Tocomá 2010).

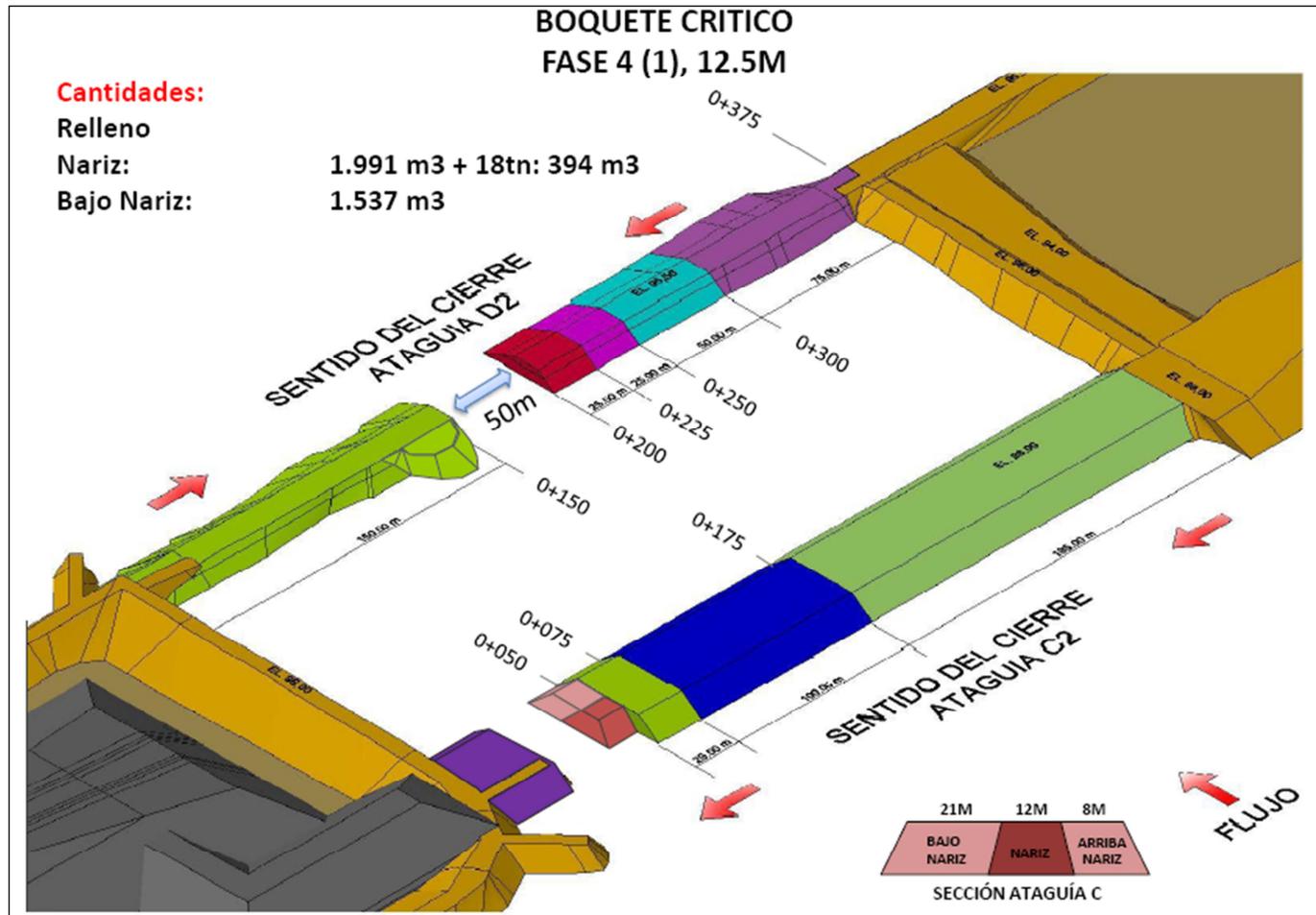


Figura C.11 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+050 hasta la 0+037 aguas abajo de la nariz en la atagüa C. (Consortio OIV Tocomá 2010).

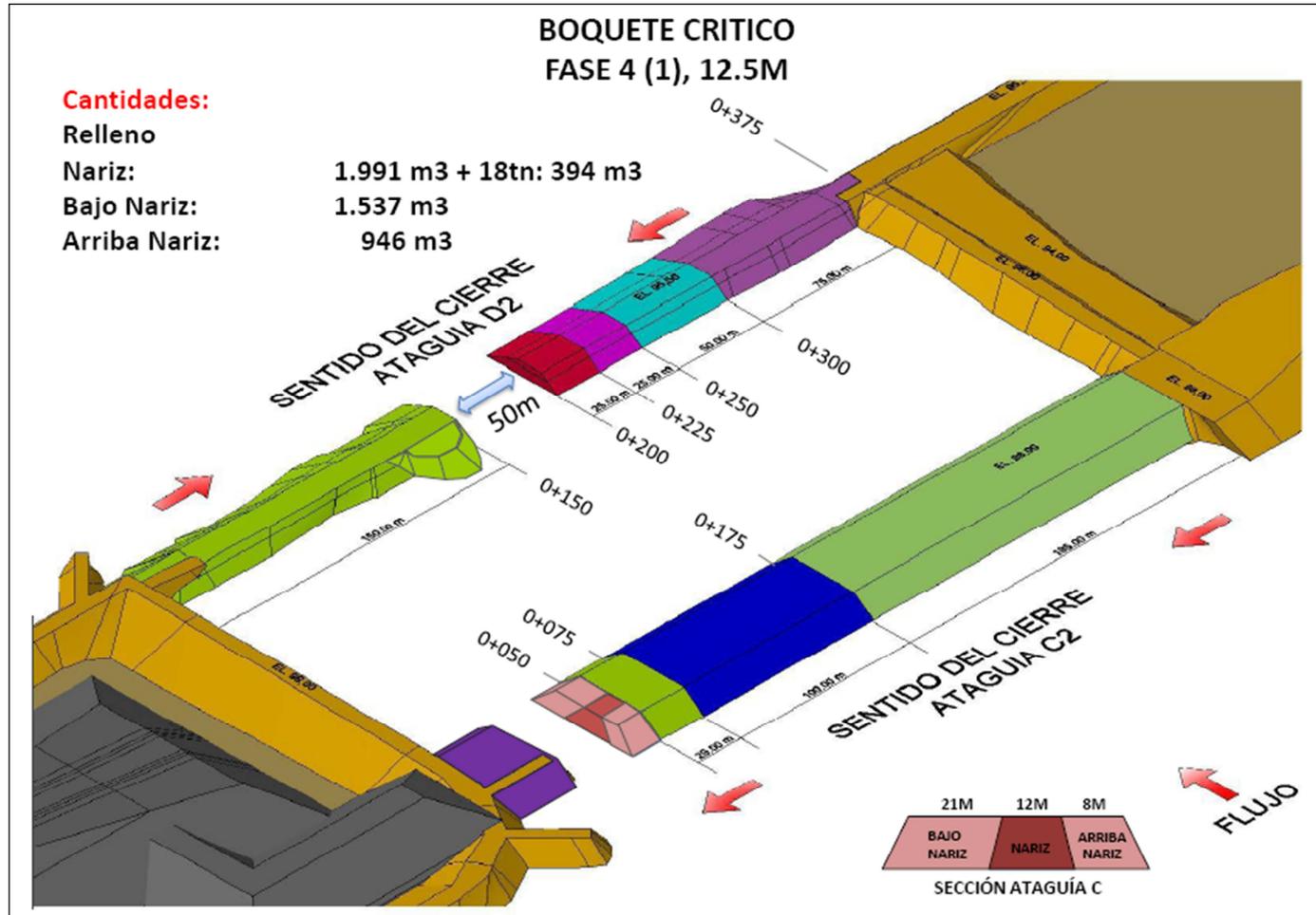


Figura C.12 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+050 hasta la 0+037 aguas arriba de la nariz en la ataguía C. (Consortio OIV Tocomá 2010).

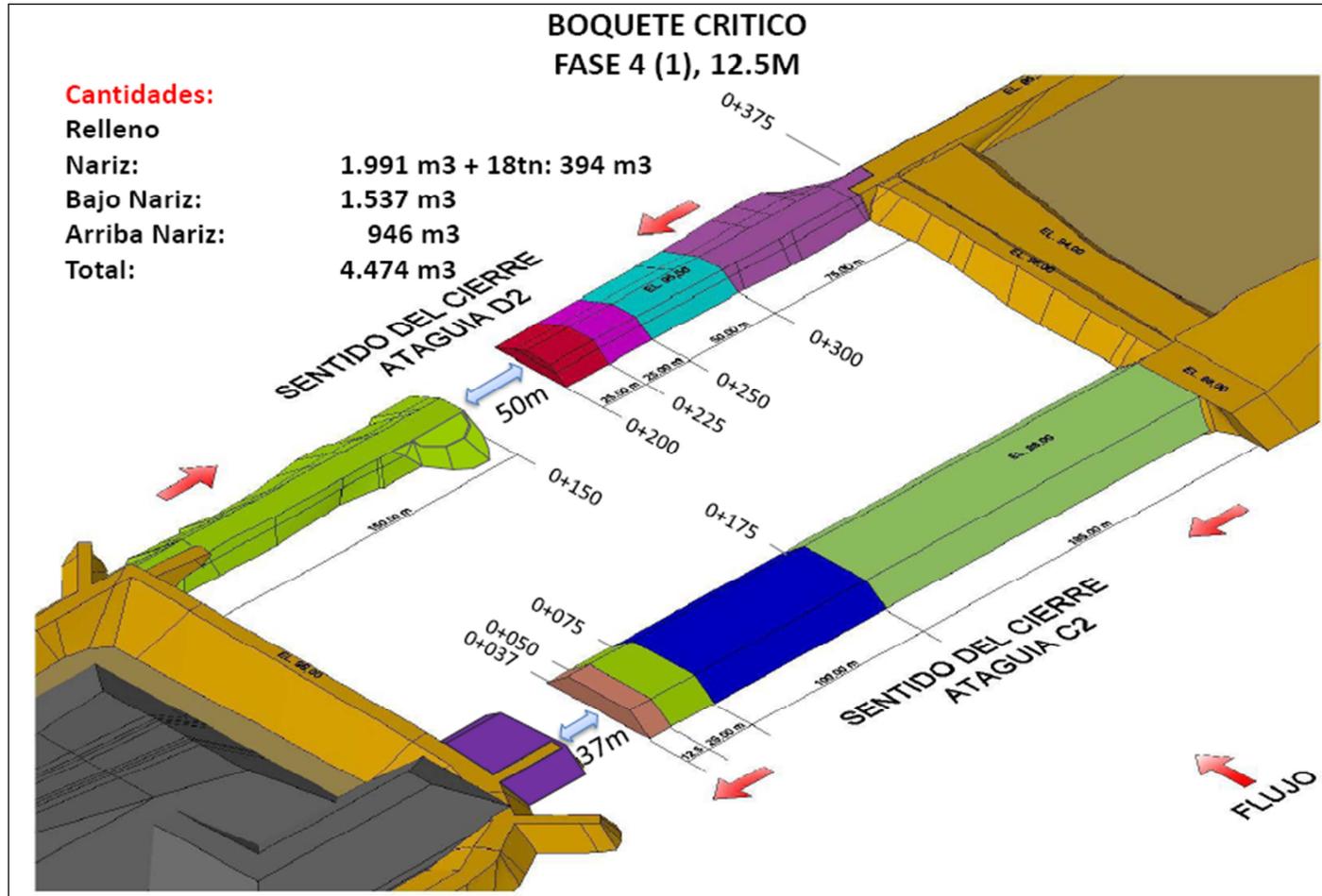


Figura C.13 Relleno desde la margen derecha en la progresiva 0+050 hasta la 0+037 en la atagúa C (Consortio OIV Tocomá 2010).

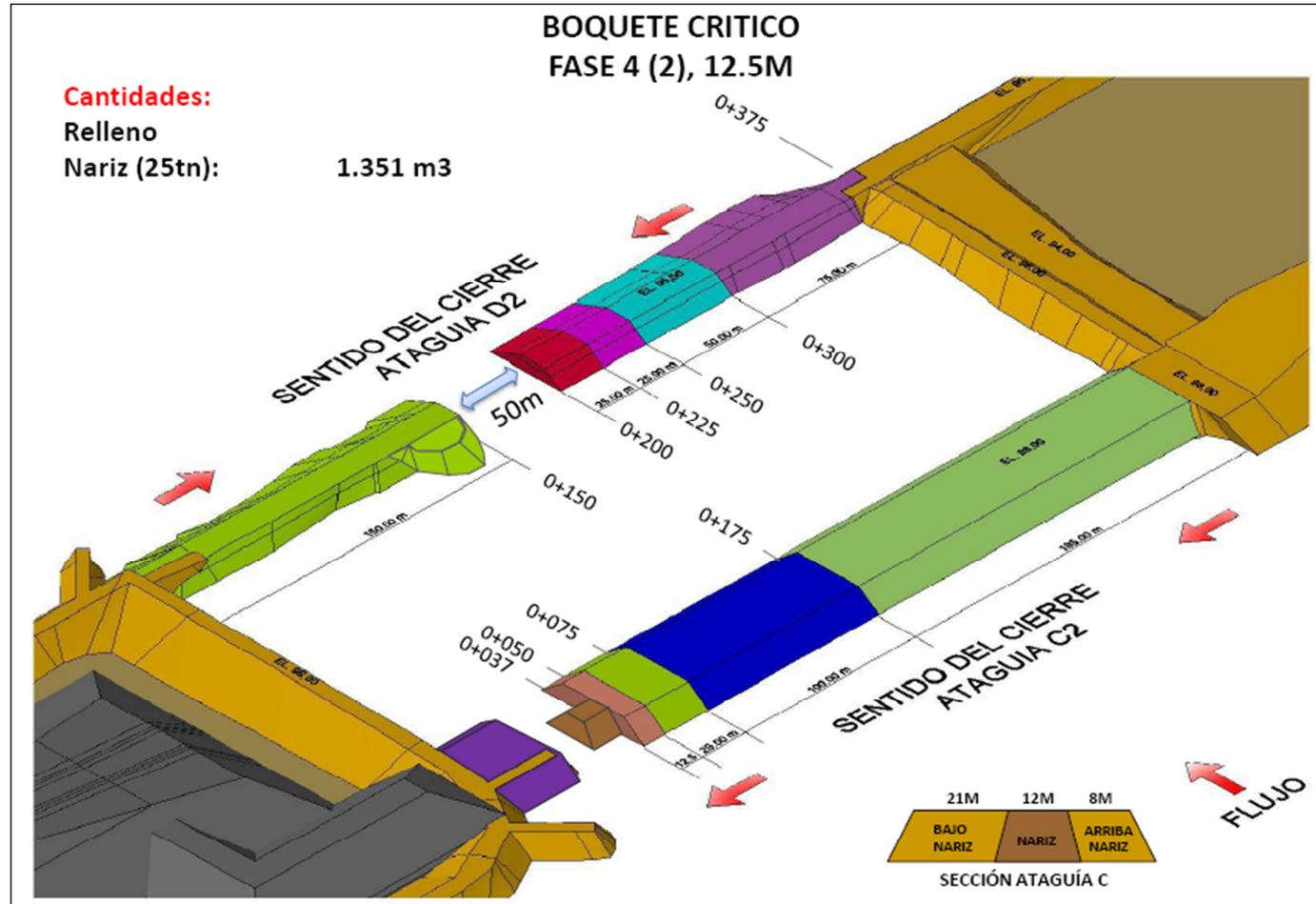


Figura C.14 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+037 hasta la 0+025 en la nariz de la ataguía C (Consorcio OIV Tocomá 2010).

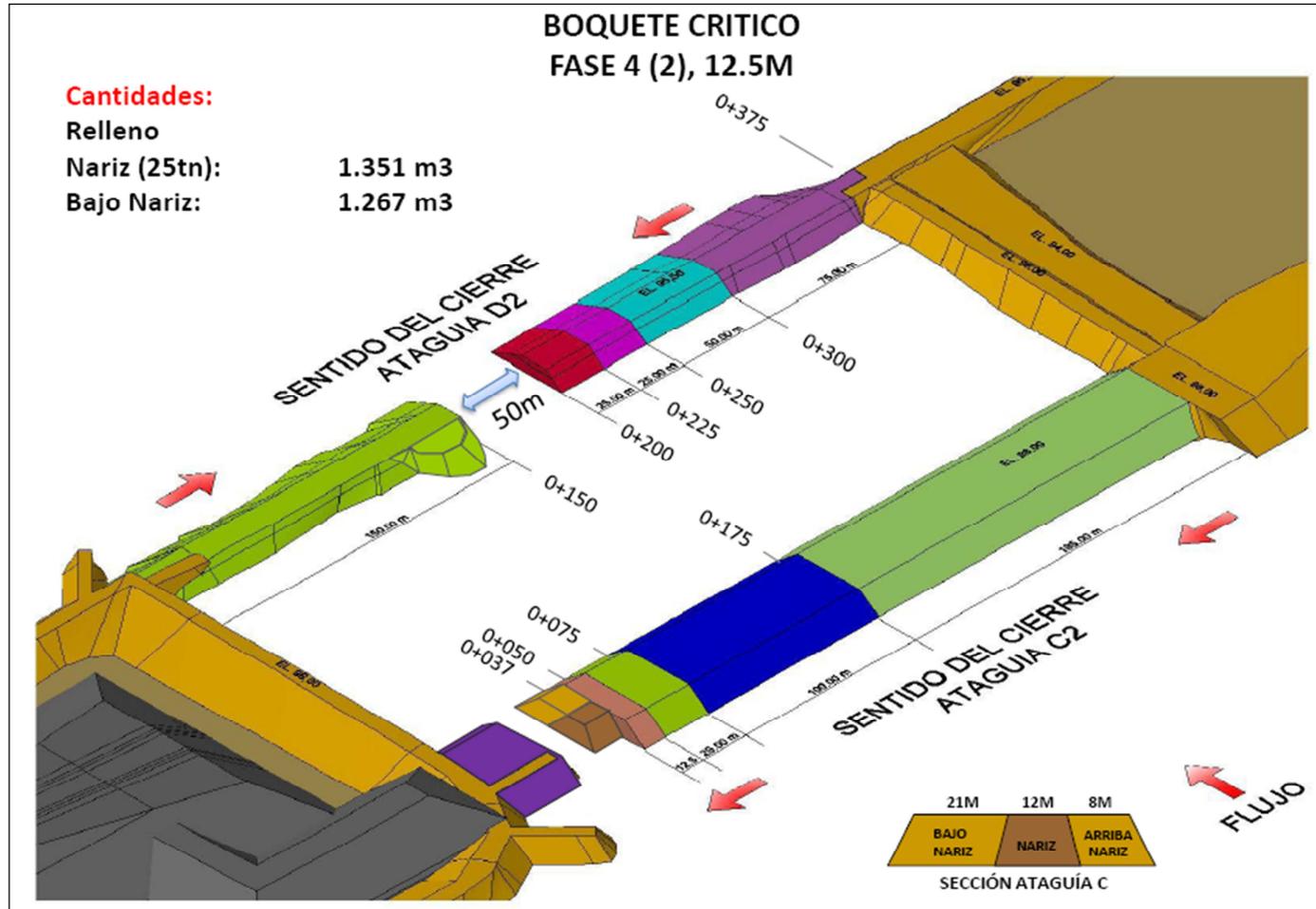


Figura C.15 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+037 hasta la 0+025 aguas abajo en la nariz de la ataguía C (Consortio OIV Tocomá 2010).

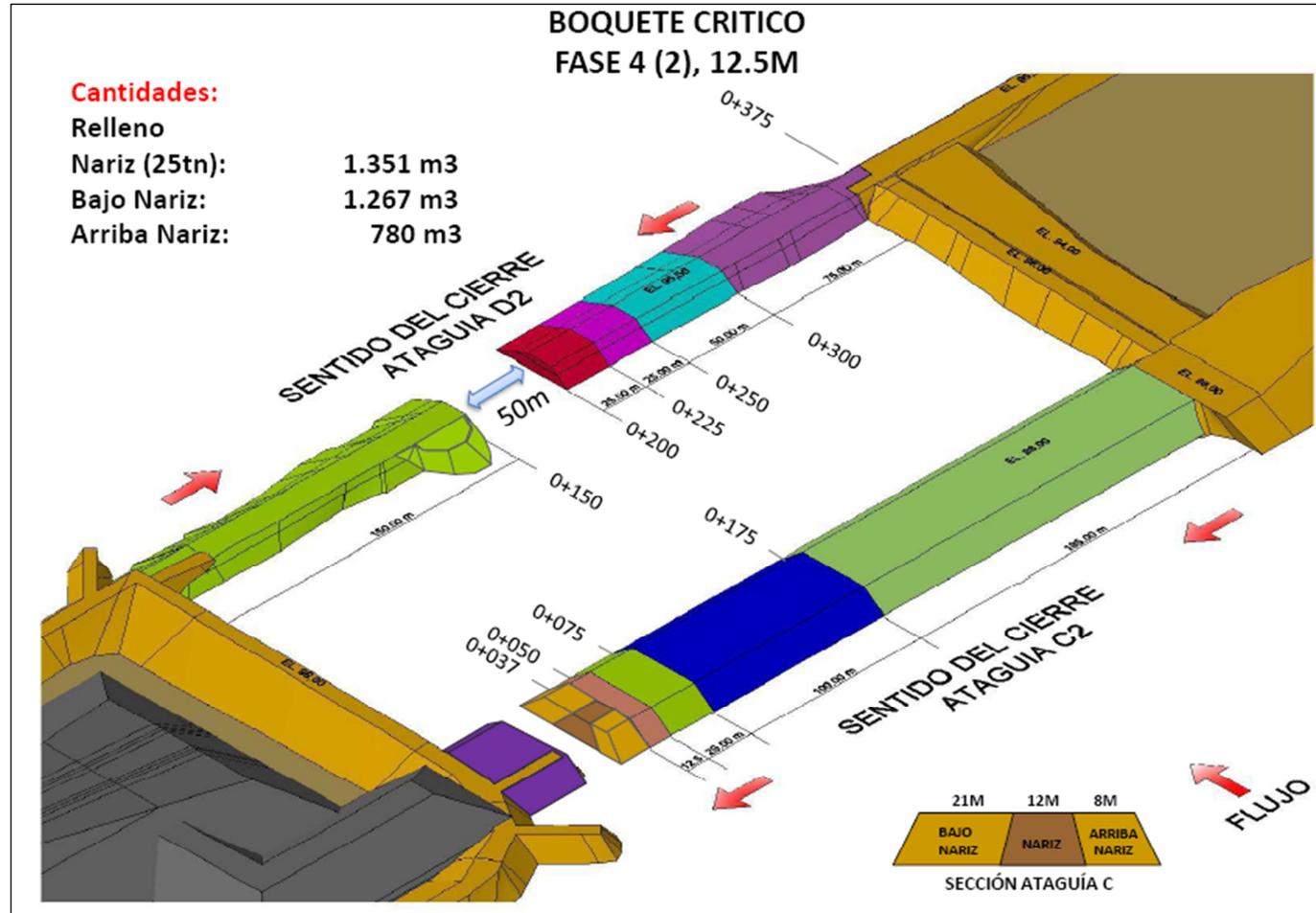


Figura C.16 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+037 hasta la 0+025 aguas arriba de la nariz en la ataguía C (Consorcio OIV Tocomá 2010).

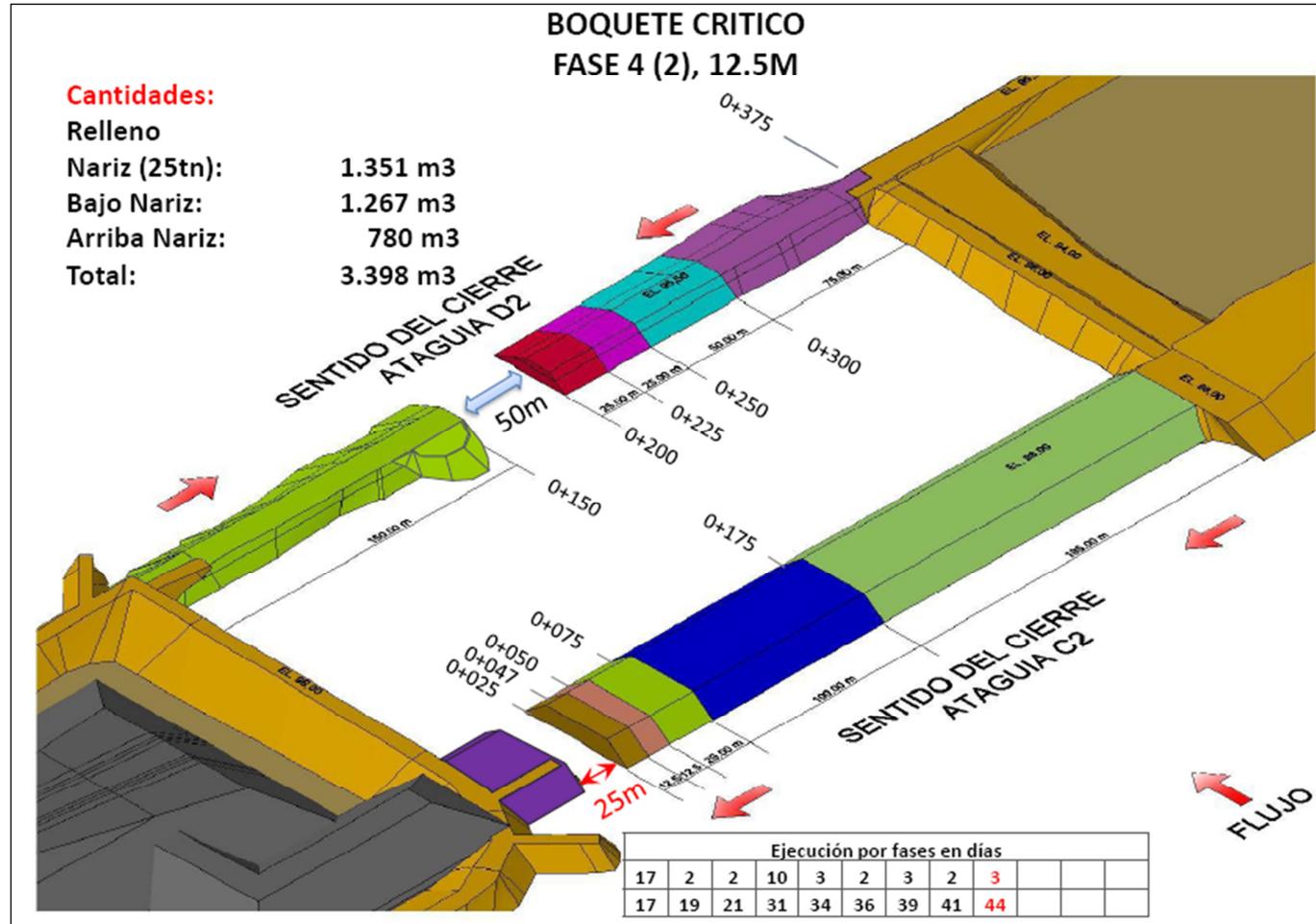


Figura C.17 Relleno desde la margen derecha en la progresiva 0+037 hasta la 0+025 en la atagüa C (Consortio OIV Tocomá 2010).

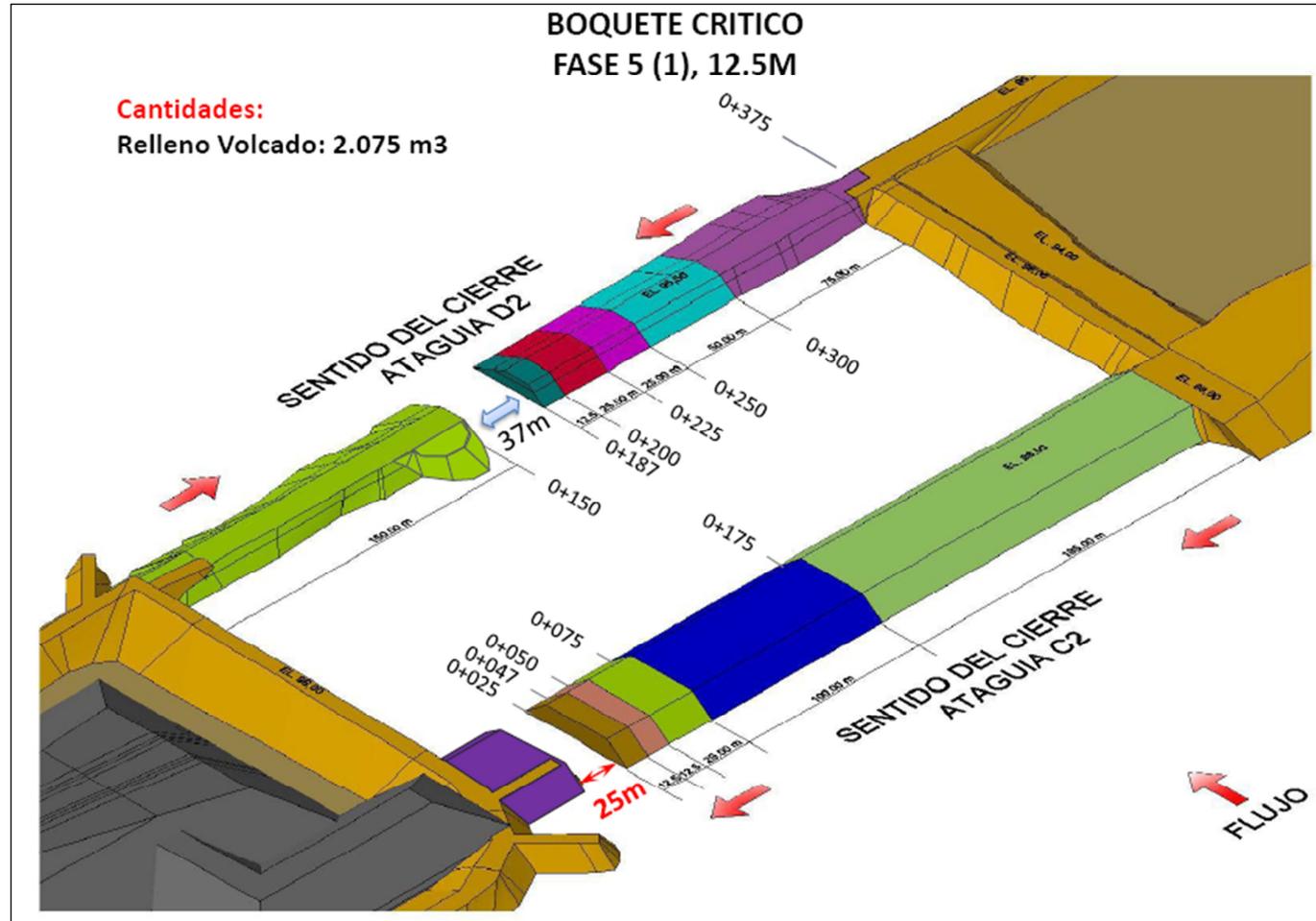


Figura C.18 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+200 hasta la 0+187 en la atagüa D (Consortio OIV Tocomá 2010).

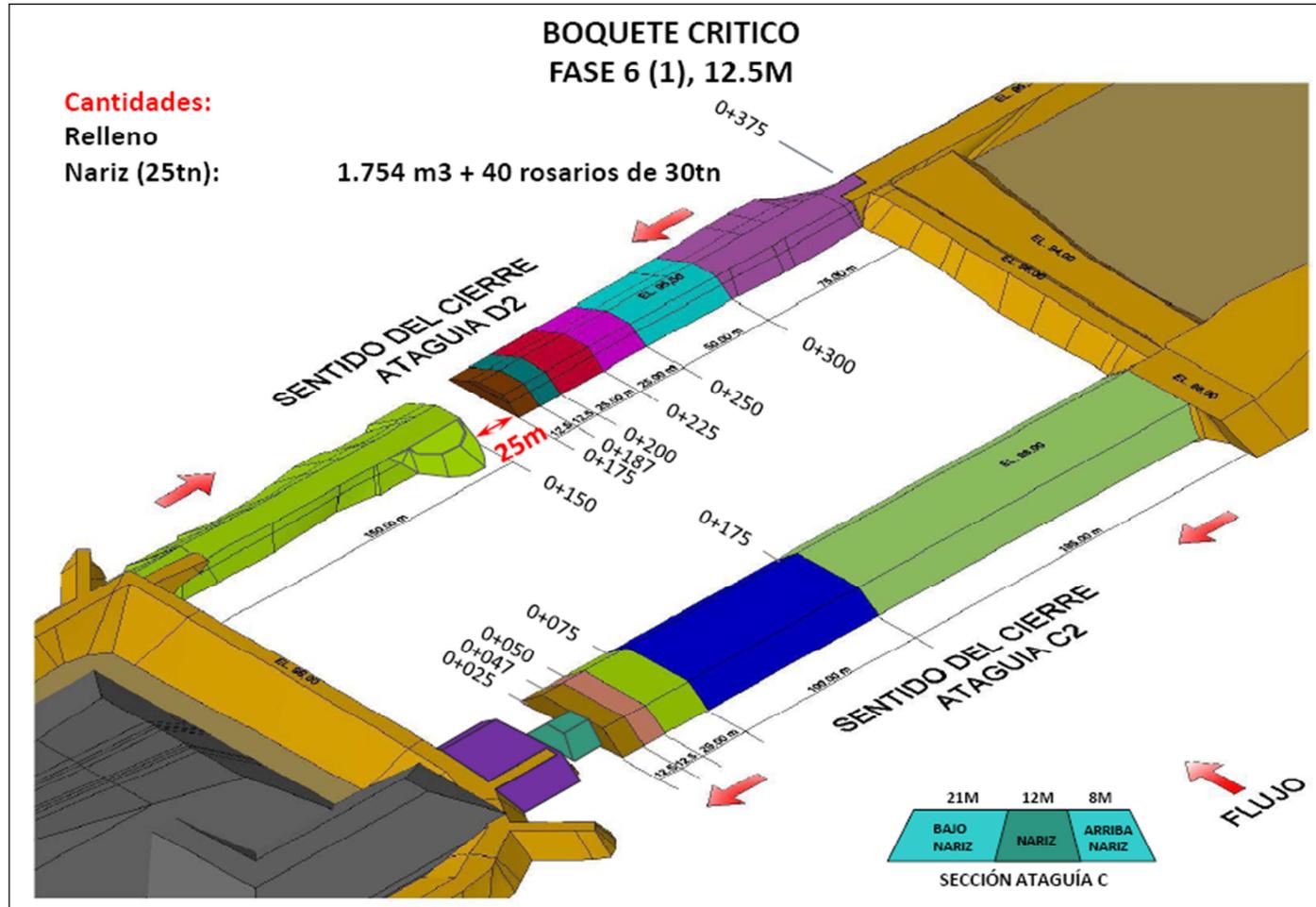


Figura C.20 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+025 hasta la 0+013 en la nariz de la ataguía C (Consorcio OIV Tocomá 2010).

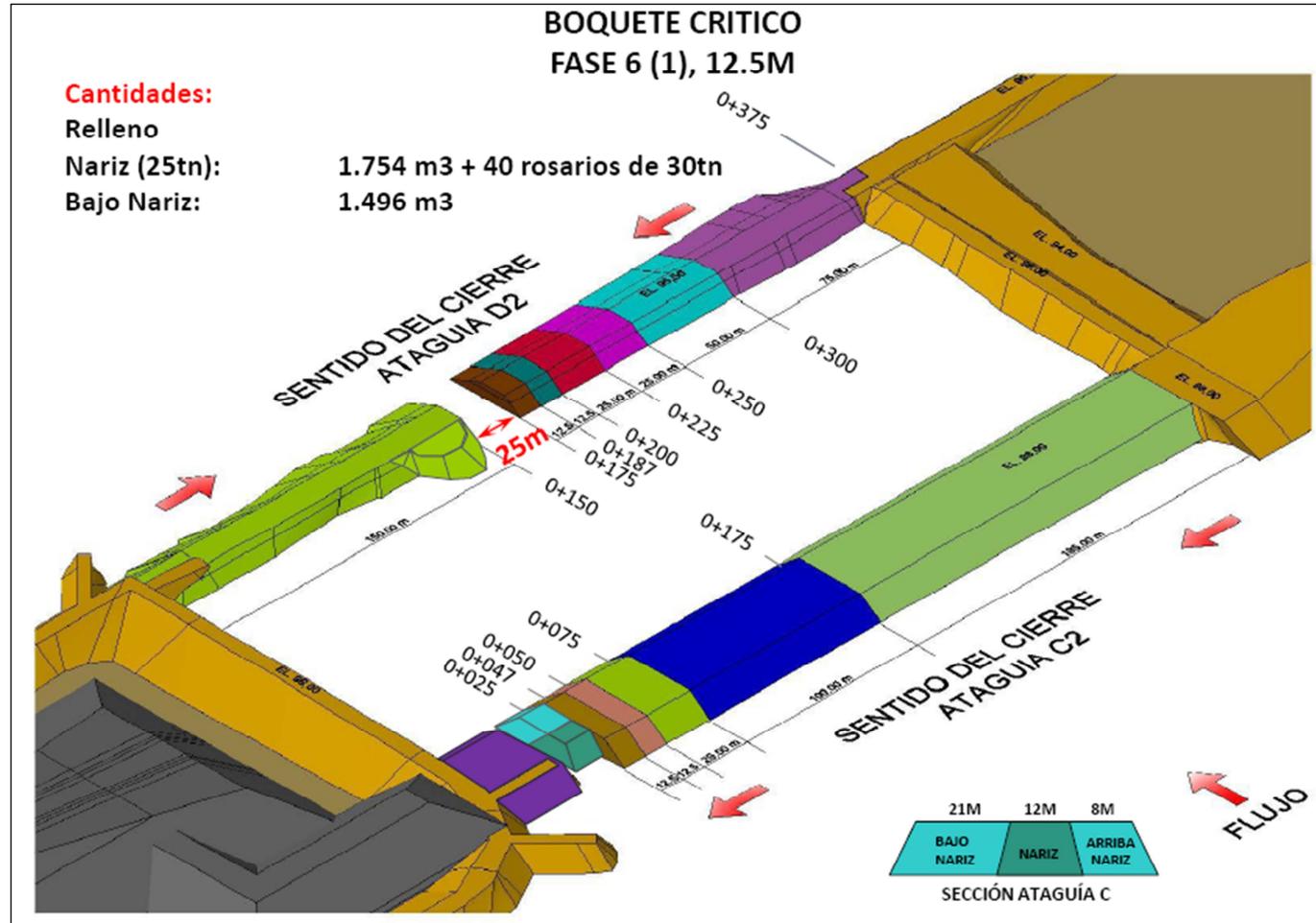


Figura C.21 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+025 hasta la 0+013 aguas abajo en la nariz de la atagúa C (Consorcio OIV Tocomá 2010).

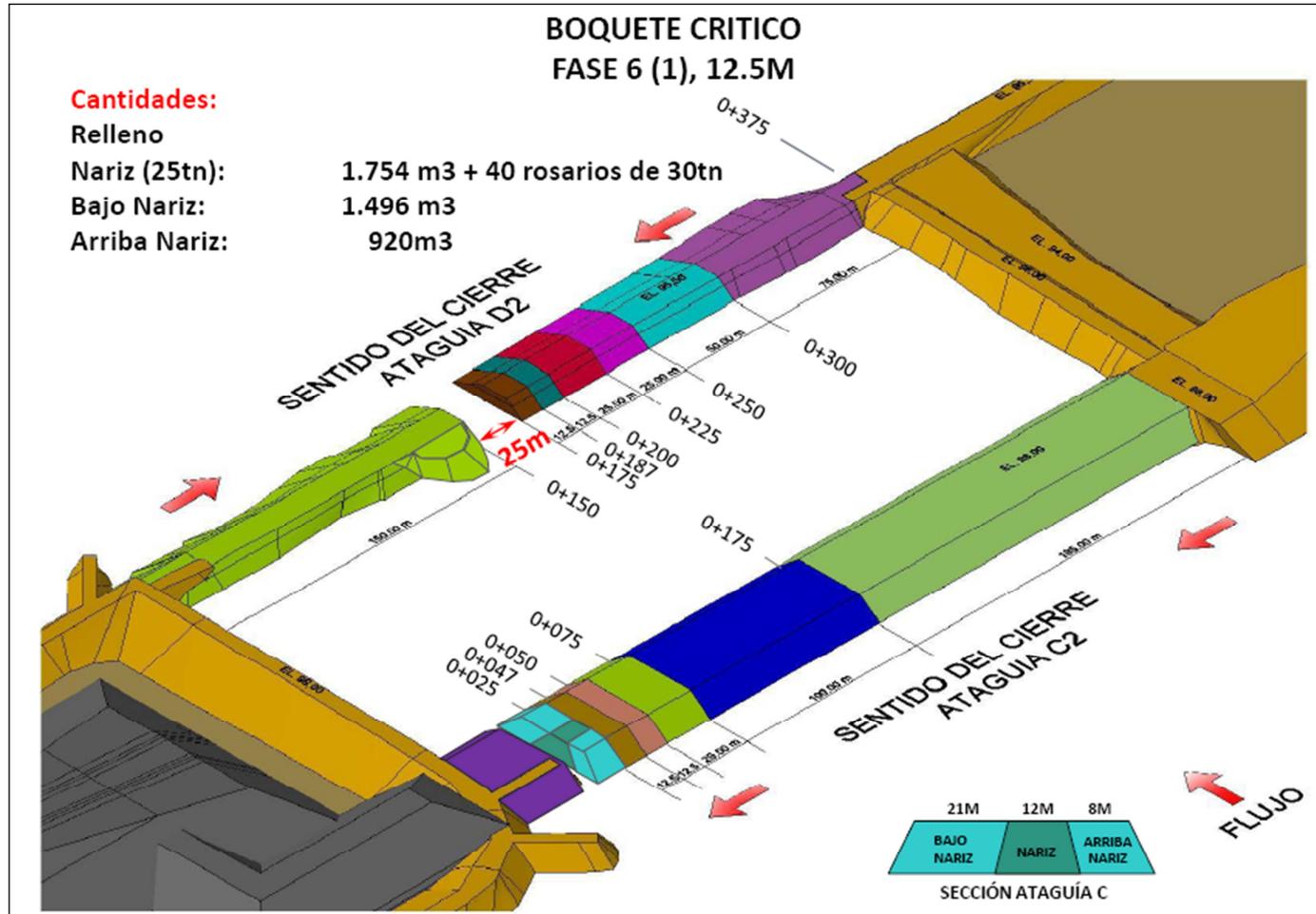


Figura C.22 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+025 hasta la 0+013 aguas arriba de la nariz en la ataguía C (Consorcio OIV Tocomá 2010).

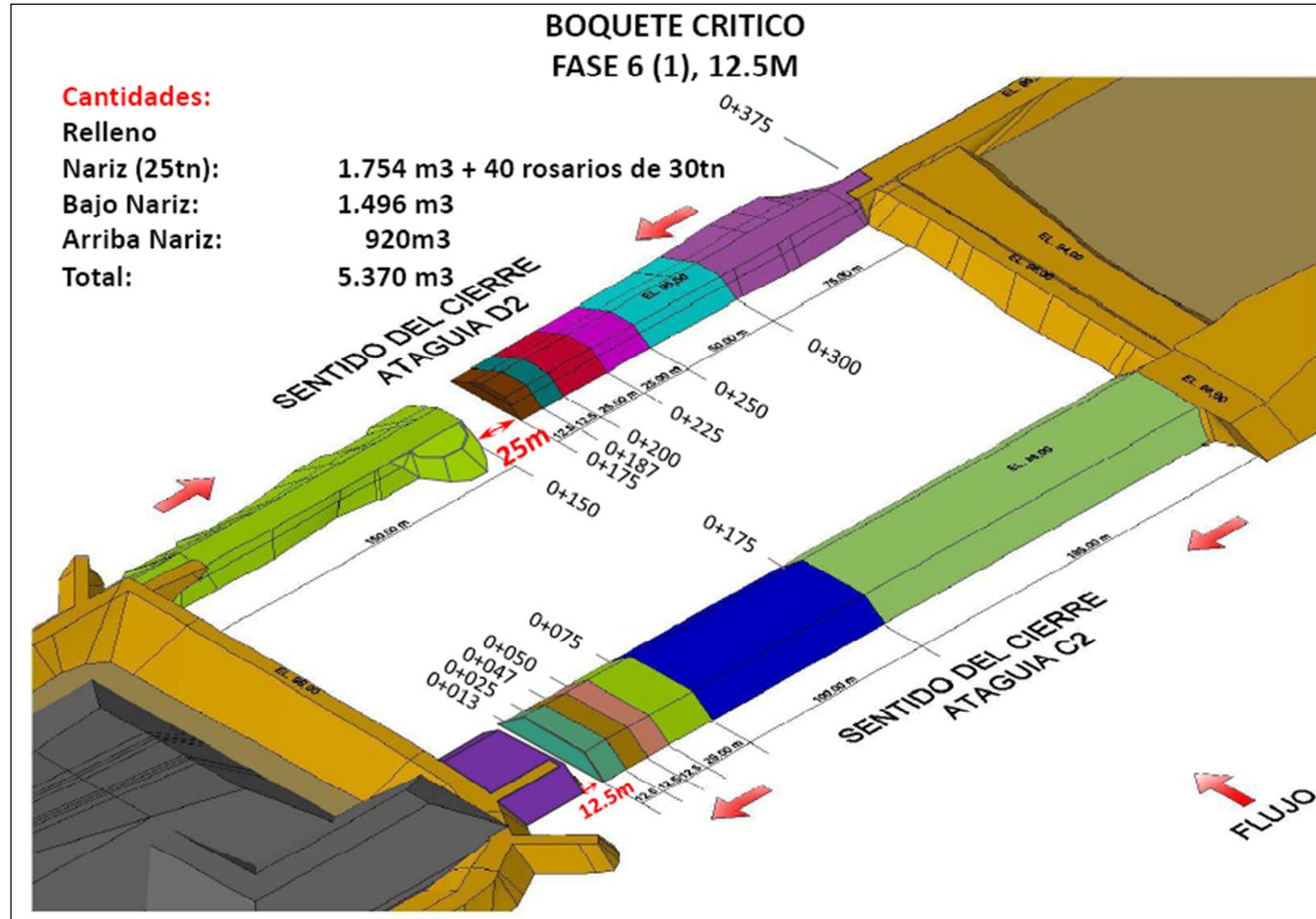


Figura C.23 Relleno desde la margen derecha en la progresiva 0+025 hasta la 0+013 en la ataguía C (Consortio OIV Tocomá 2010).

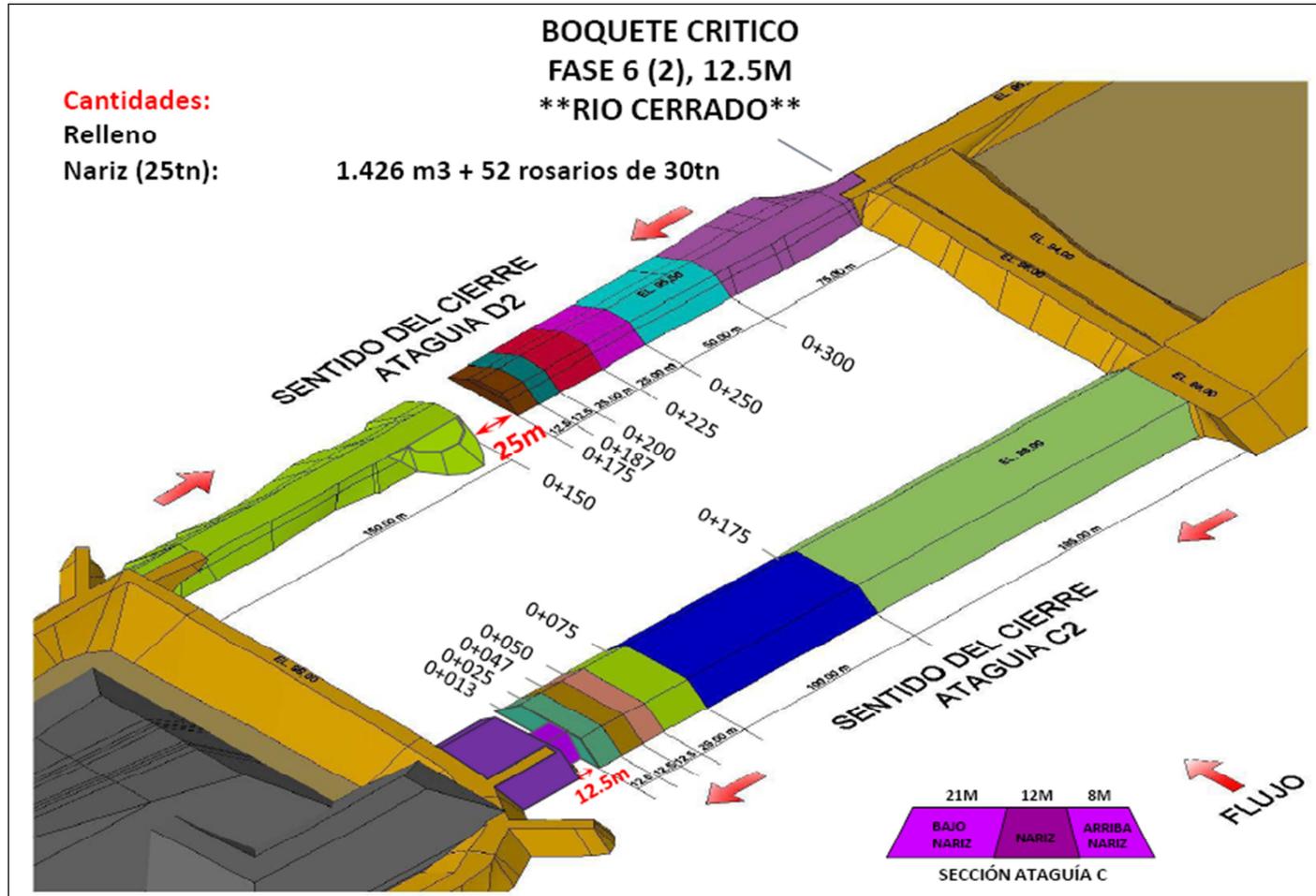


Figura C.24 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+013 hasta la 0+000 en la nariz de la ataguía C (Consortio OIV Tocomá 2010).

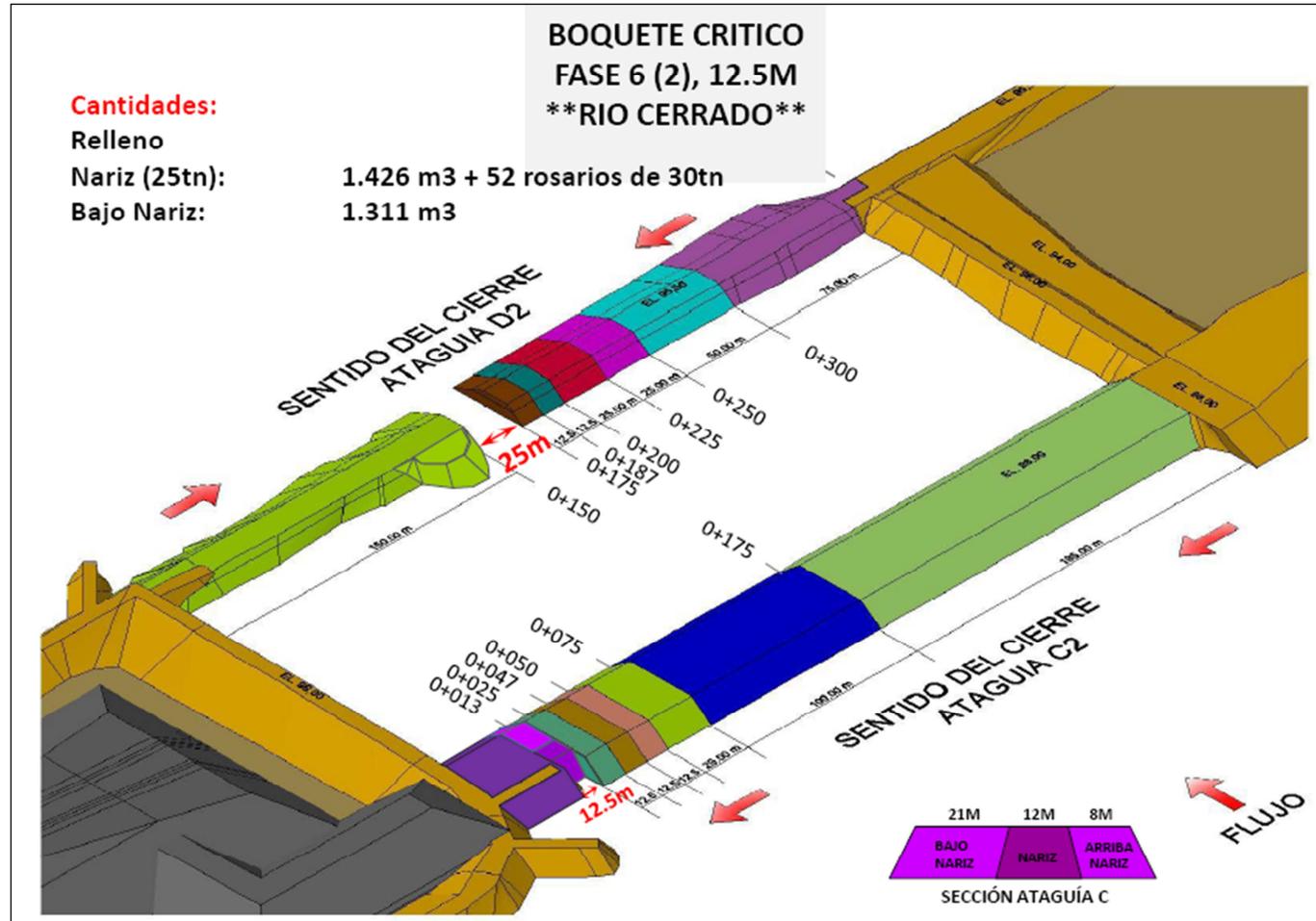


Figura C.25 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+013 hasta la 0+000 aguas abajo en la nariz de la ataguía C (Consortio OIV Tocomá 2010).

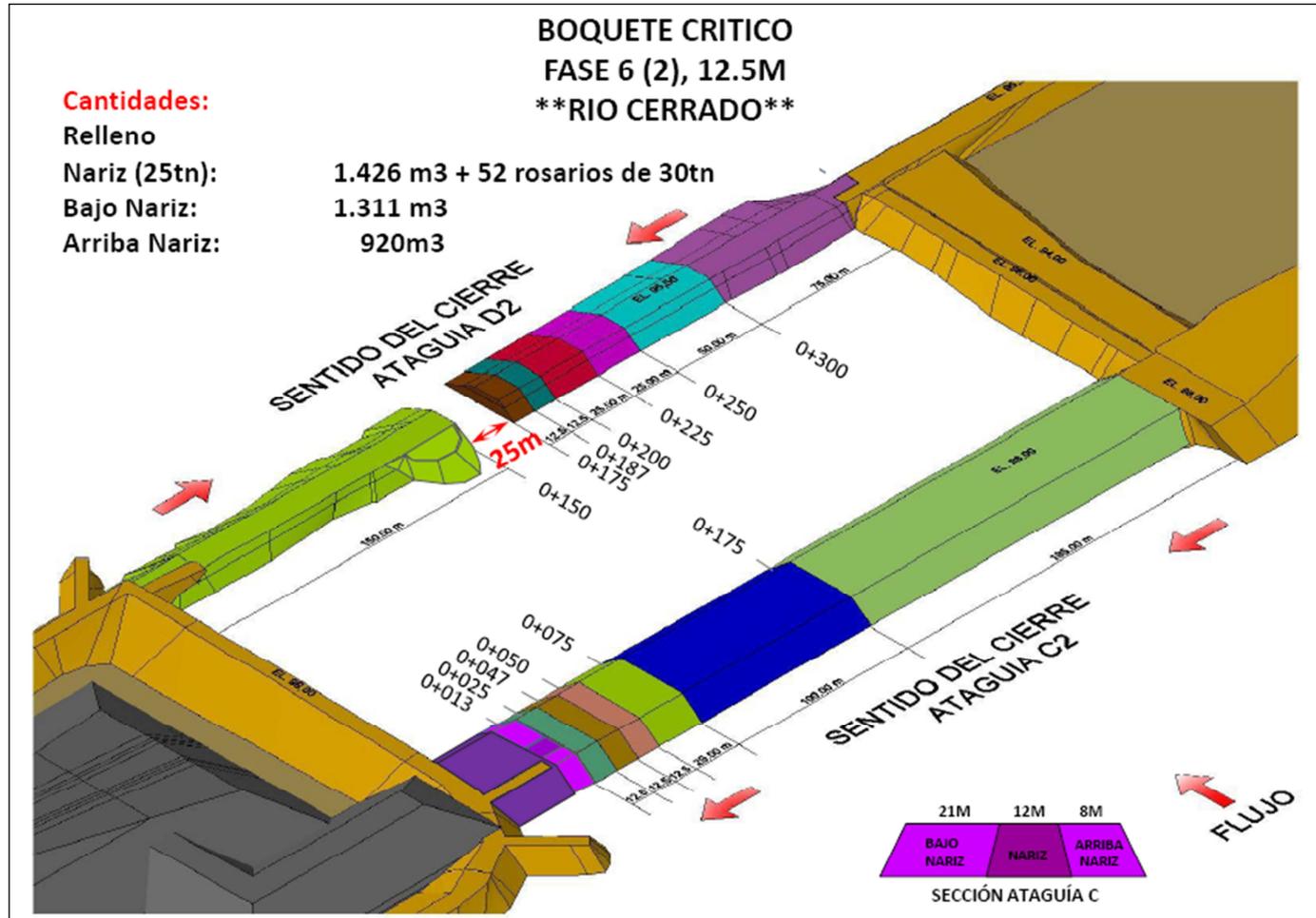


Figura C.26 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+013 hasta la 0+000 aguas arriba de la nariz en la ataguía C (Consorcio OIV Tocomá 2010).

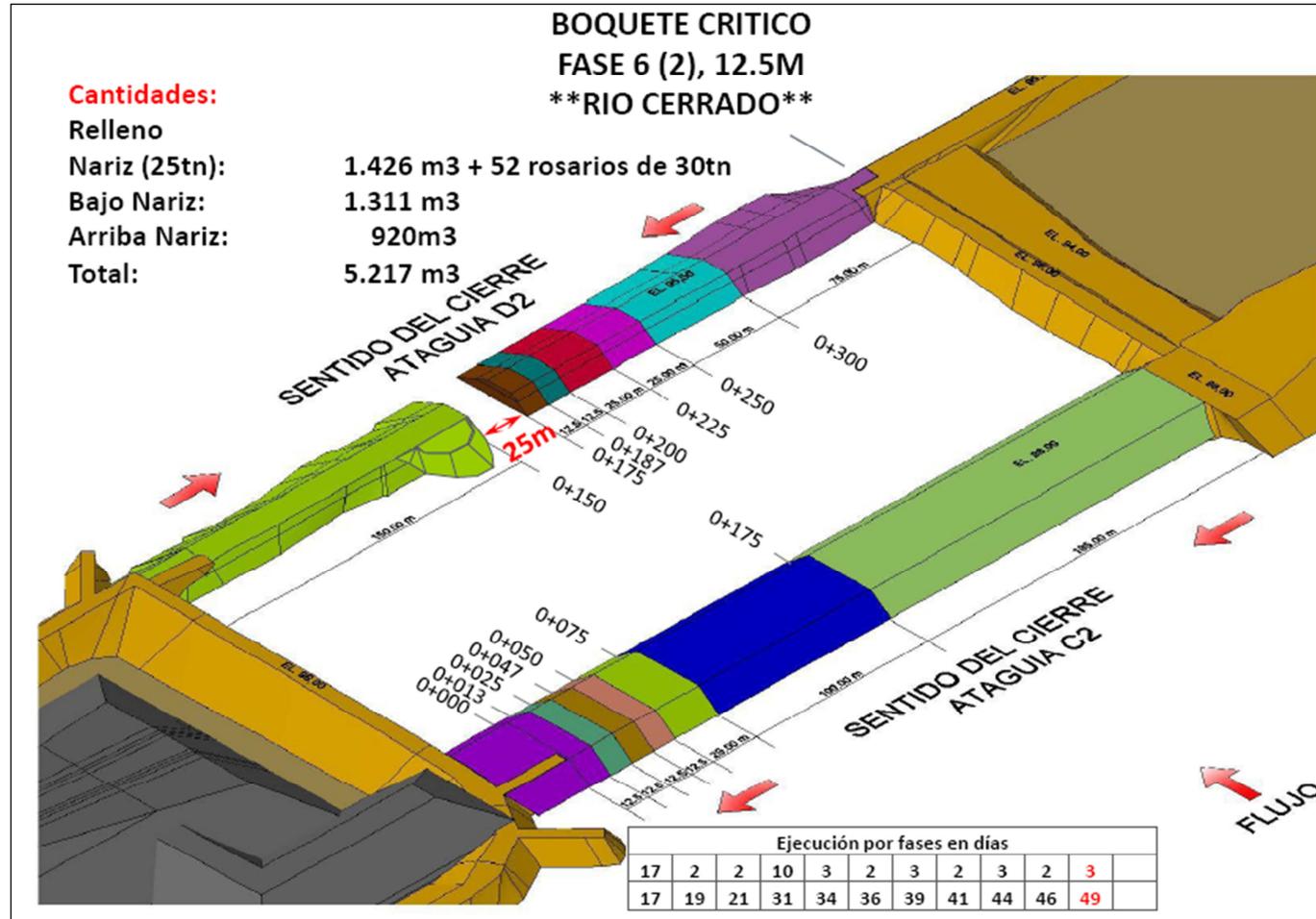


Figura C.27 Relleno desde la margen derecha en la progresiva 0+013 hasta la 0+000 en la ataguía C. (Consortio OIV Tocomá 2010).

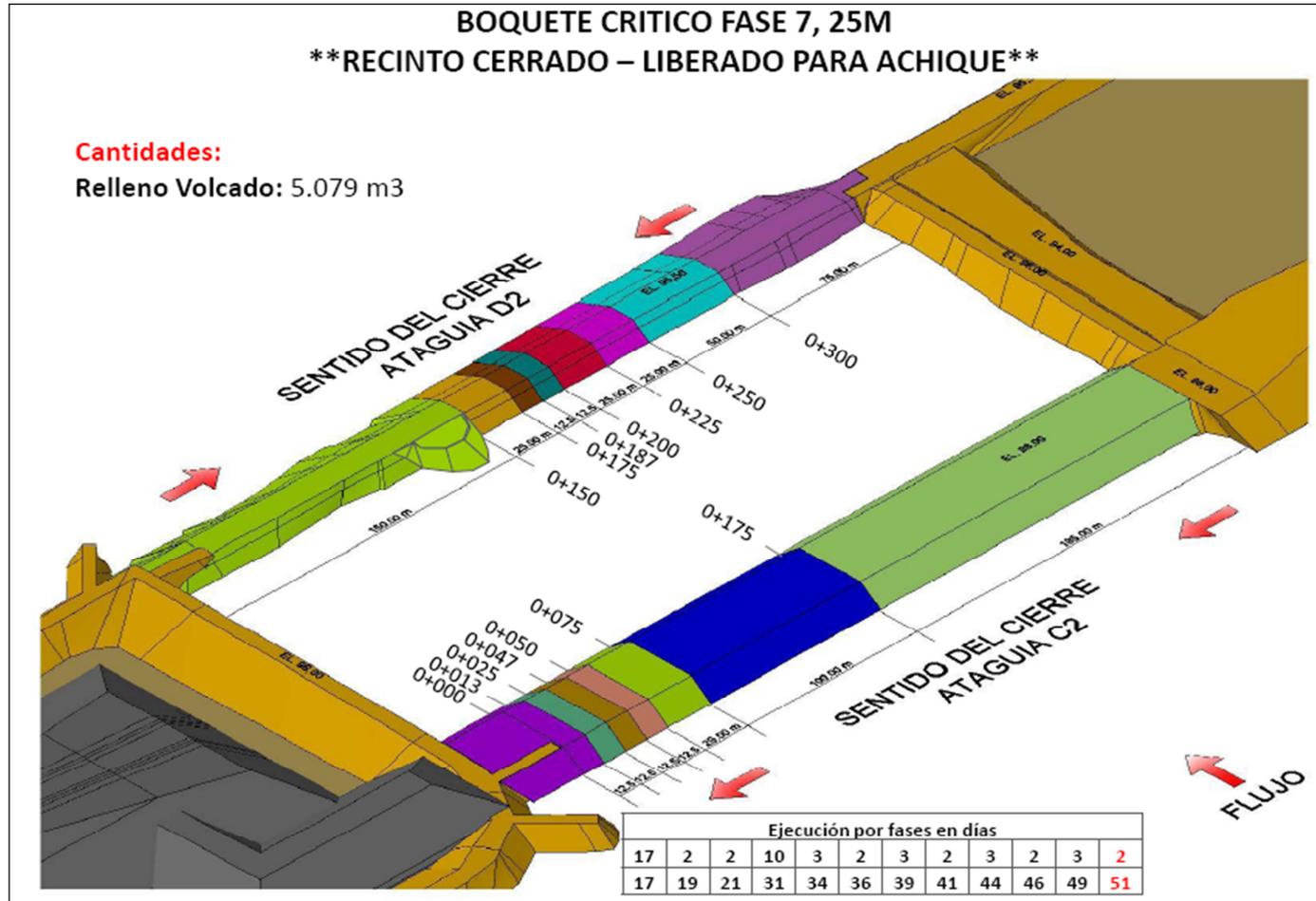


Figura C.28 Avance desde la margen derecha en la progresiva 0+175 hasta la 0+150 en la atagüa D (Consortio OIV Tocomá 2010).

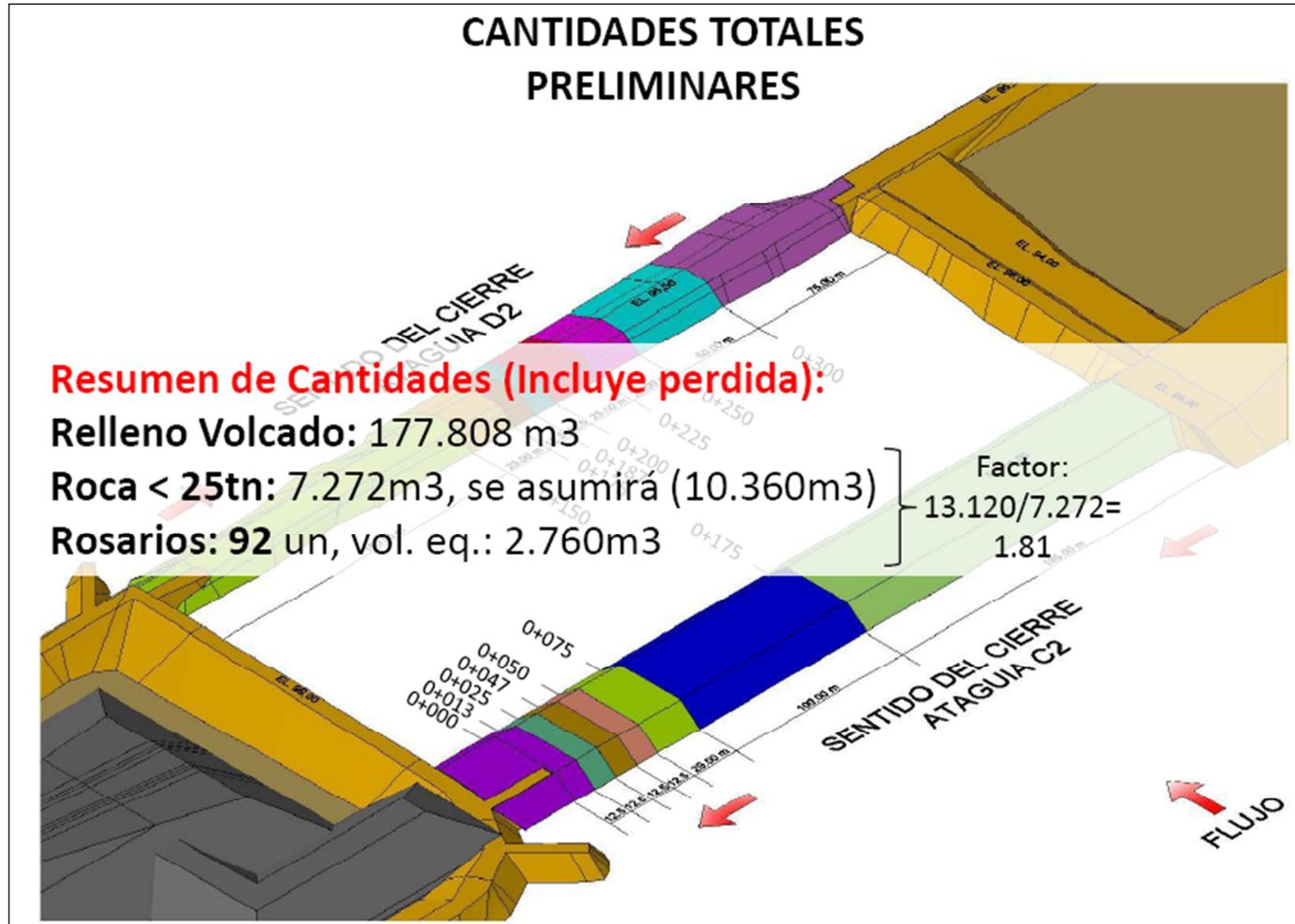


Figura C.29 Cantidades preliminares totales (Consortio OIV Tocomá 2010).

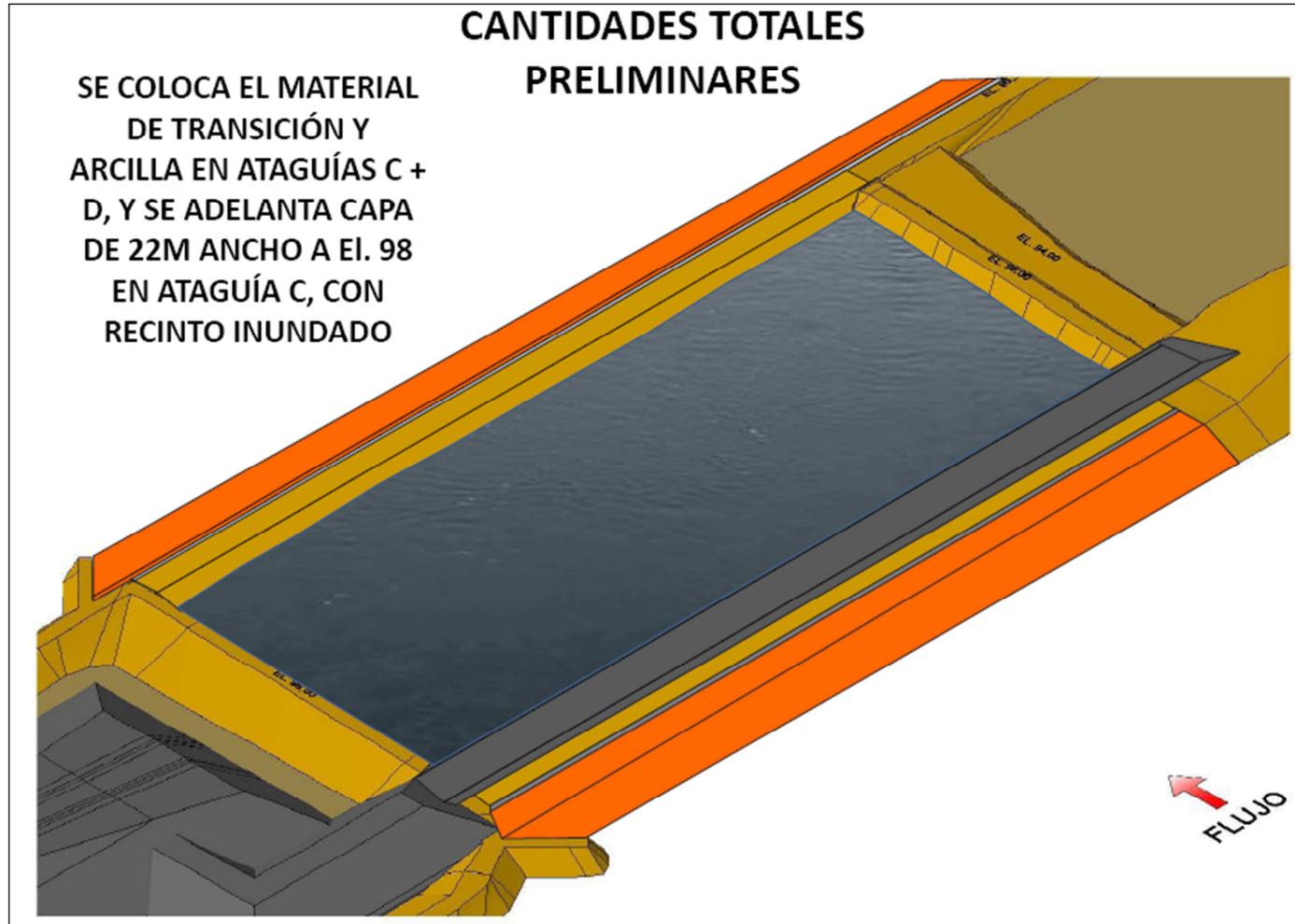


Figura C.31 Procedimiento (Consortio OIV Tocomá 2010).

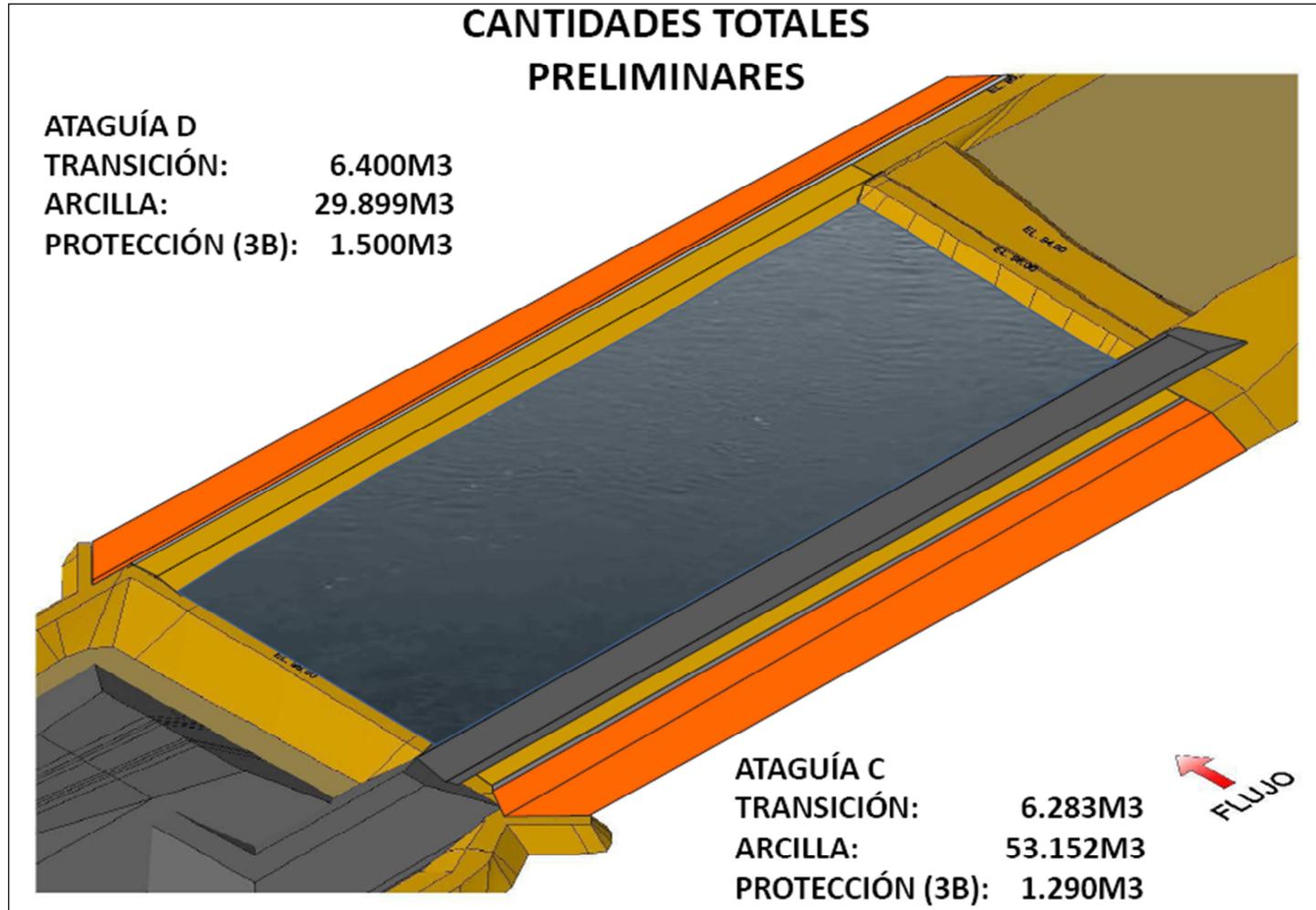


Figura C.32 Cantidades preliminares con protección en ataguías (Consortio OIV Tocomá 2010).

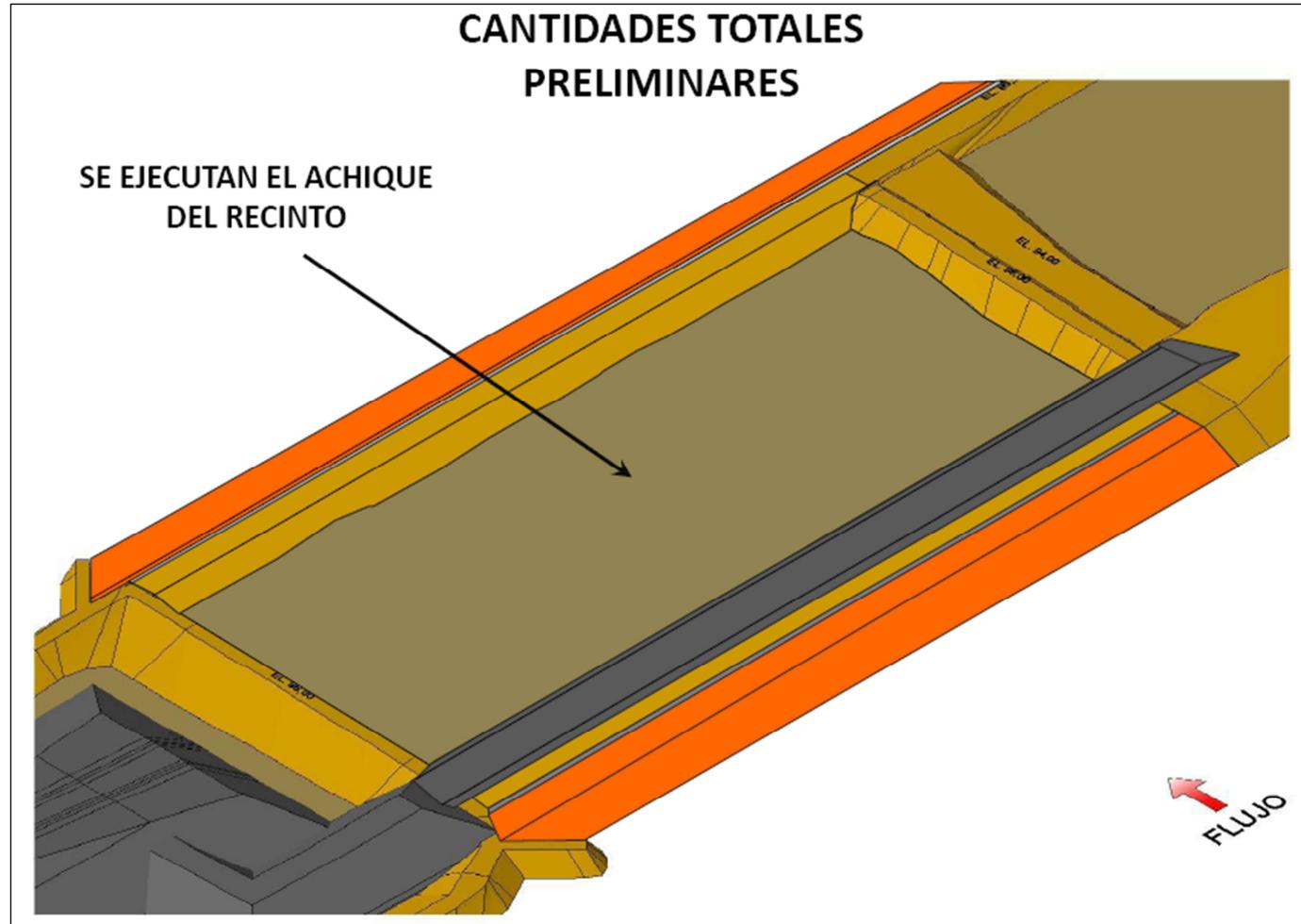


Figura C.33 Lugar de achique (Consorcio OIV Tocomá 2010).

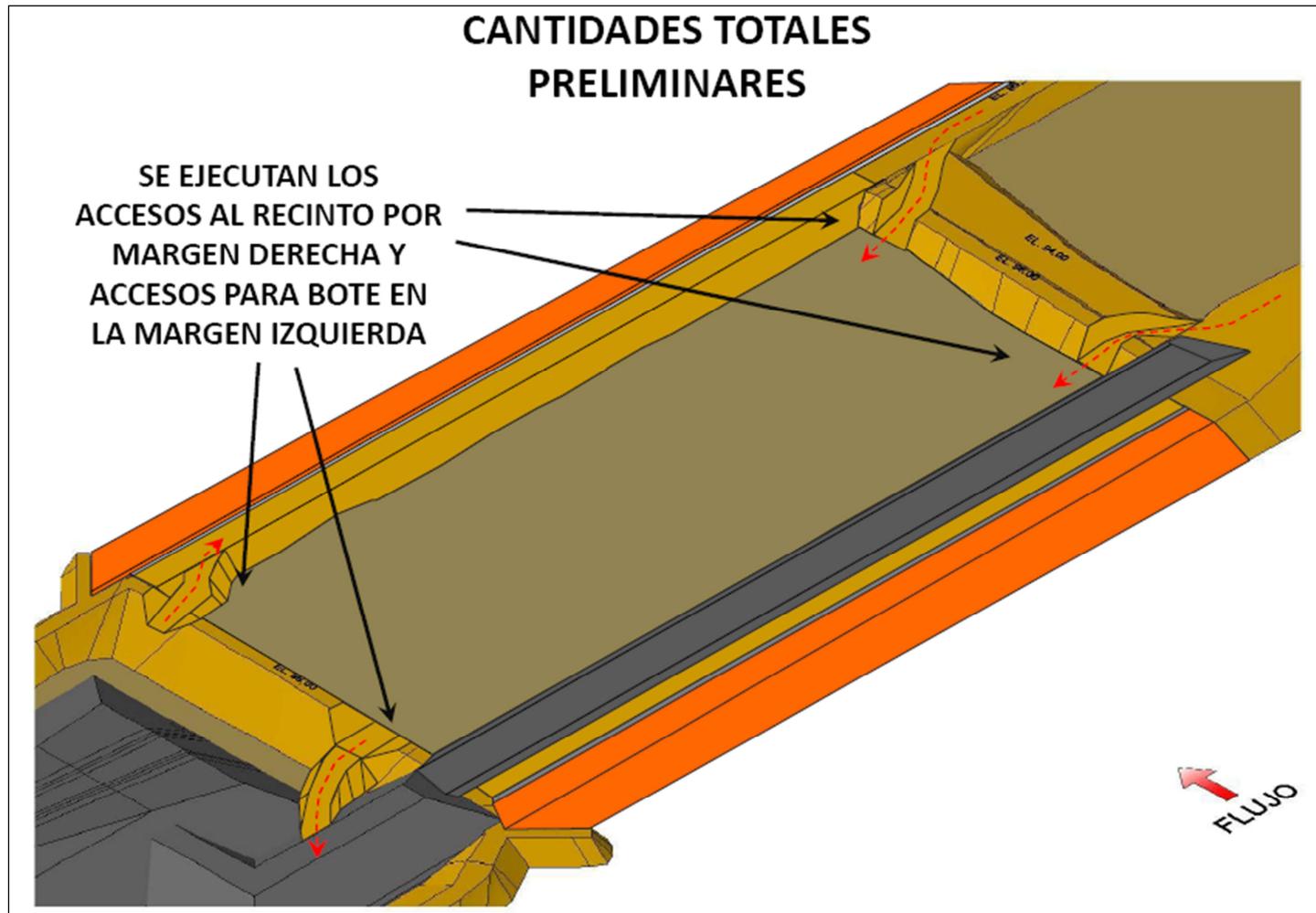


Figura C.34 Accesos al recinto para actividades de bote. (Consortio OIV Tocomá 2010).

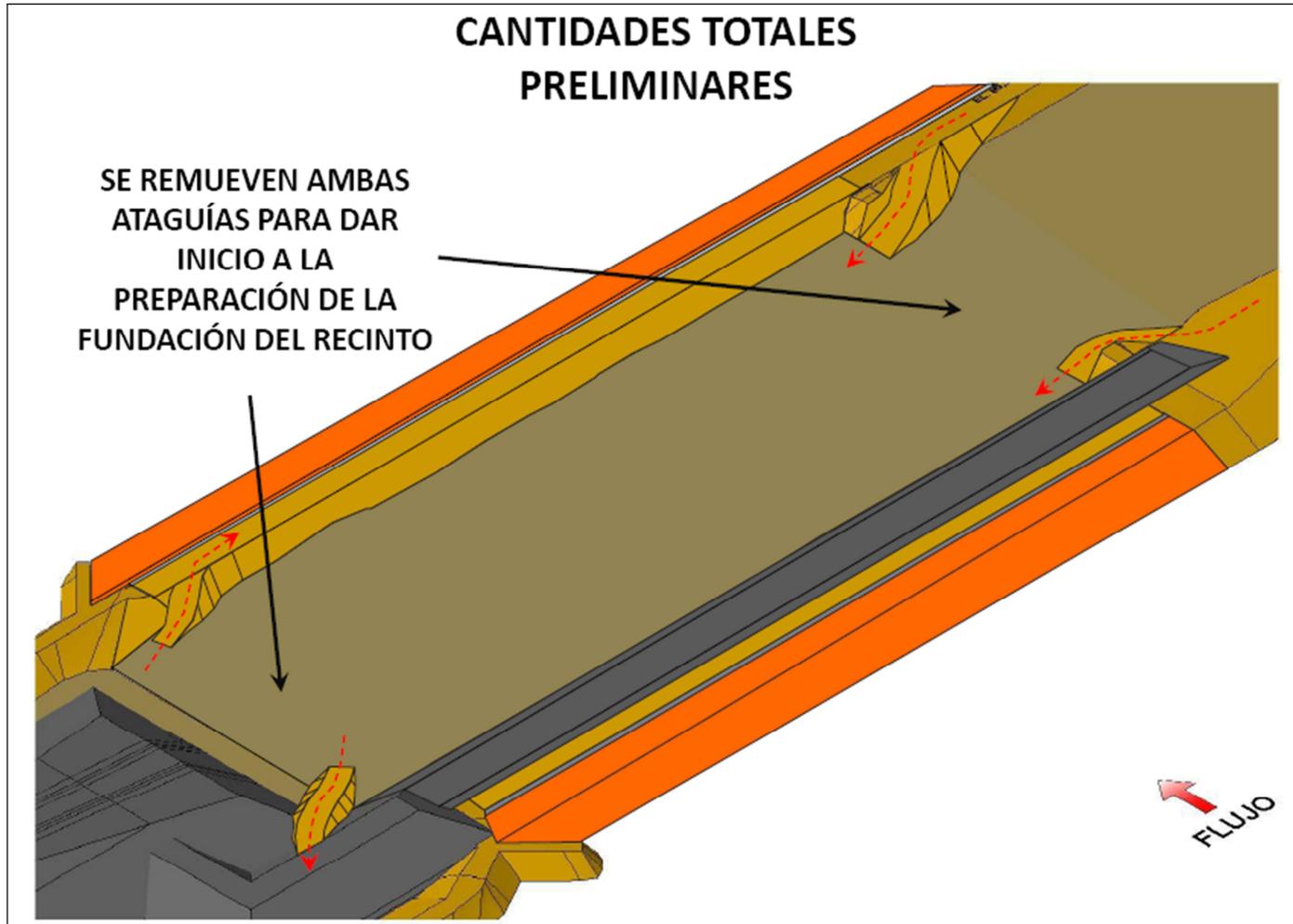


Figura C.35 Remoción de ataguías (Consortio OIV Tocomá 2010).

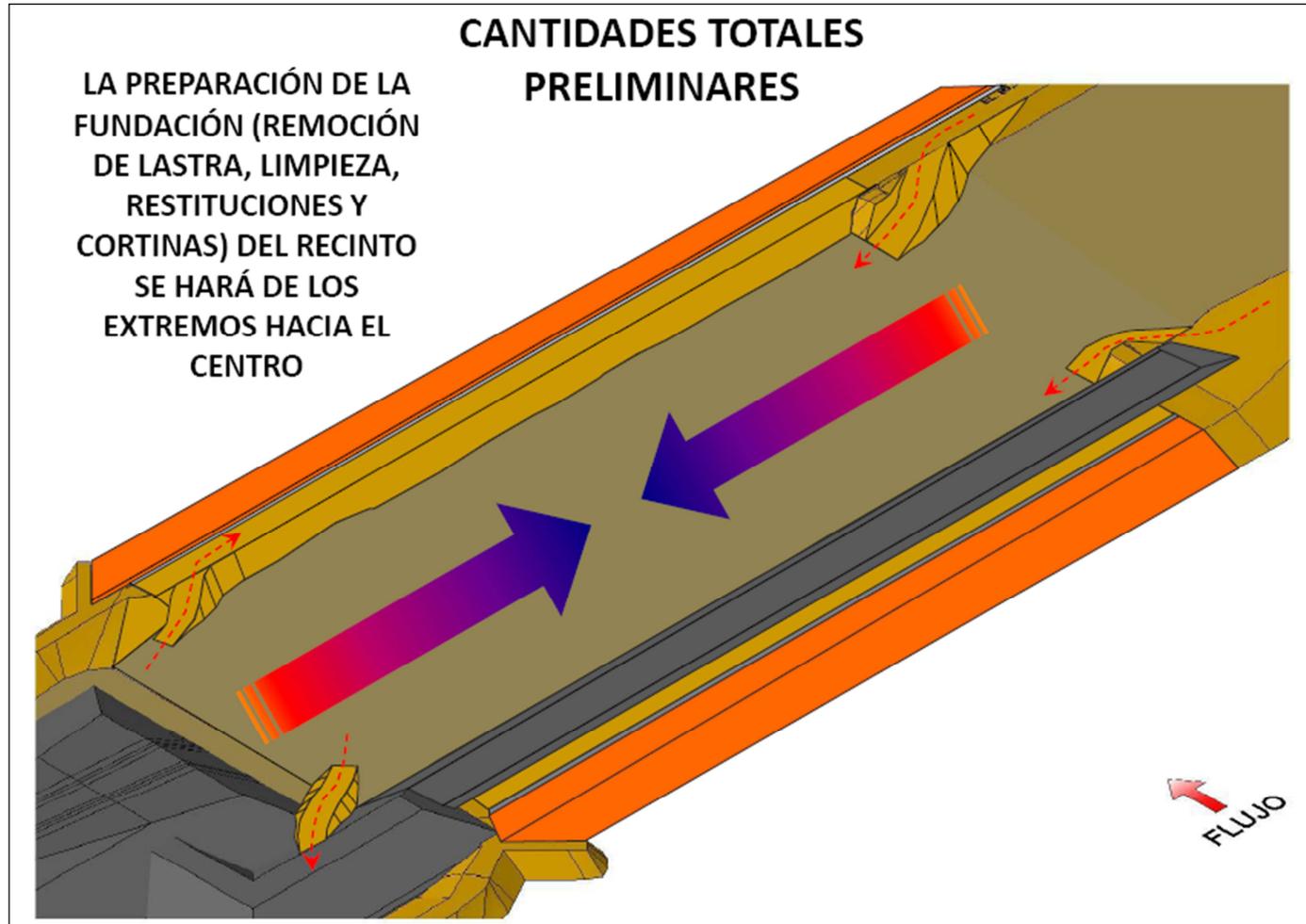


Figura C.36 Preparación de la fundación (Consorcio OIV Tocomá 2010).

ANEXOS

ANEXO 1
SECCIONES TÍPICAS DE LAS ATAGUIAS C Y D

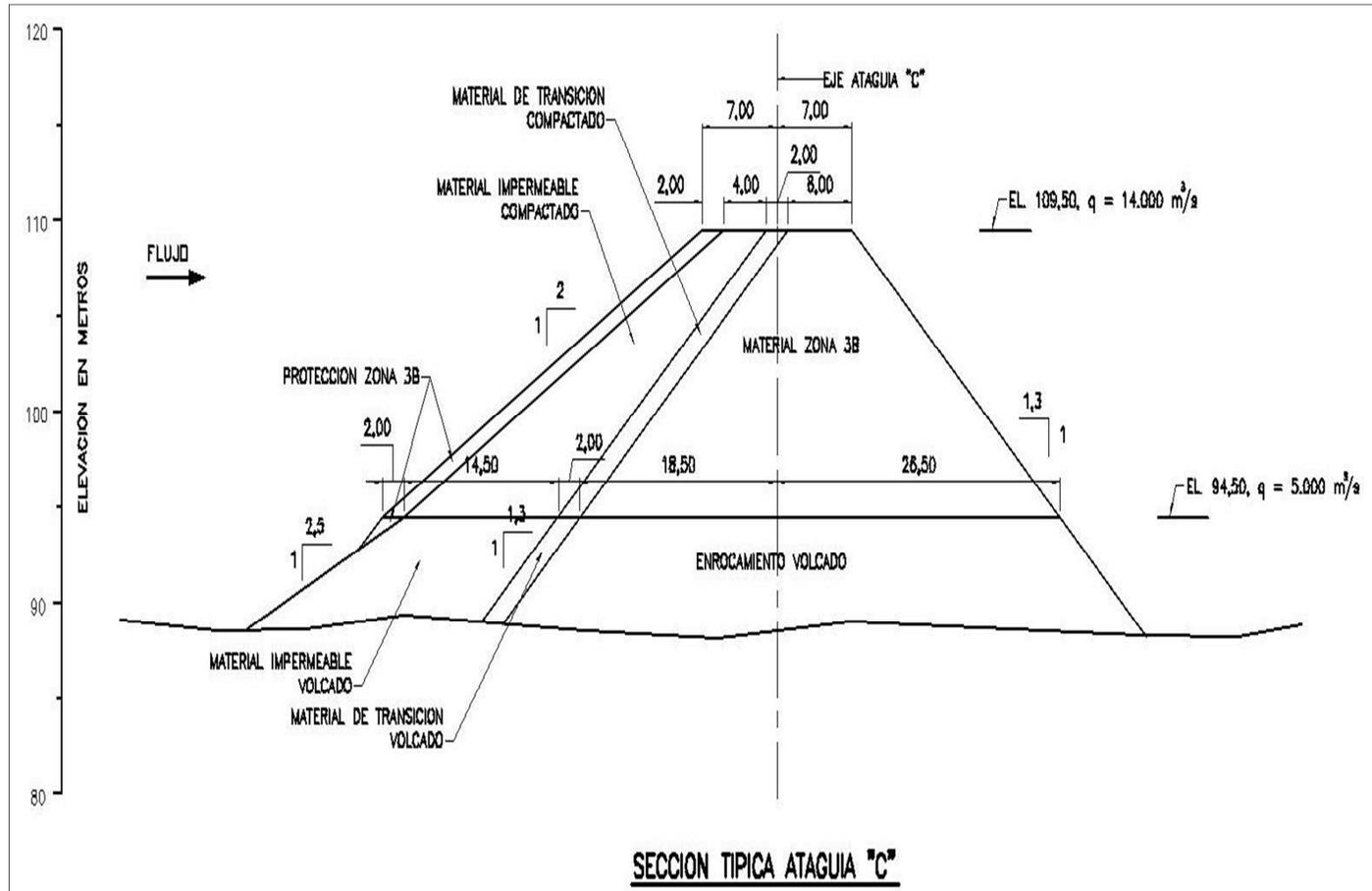


Figura 1. Sección típica de la atagüa C. (Consortio OIV Tocomá 2010).

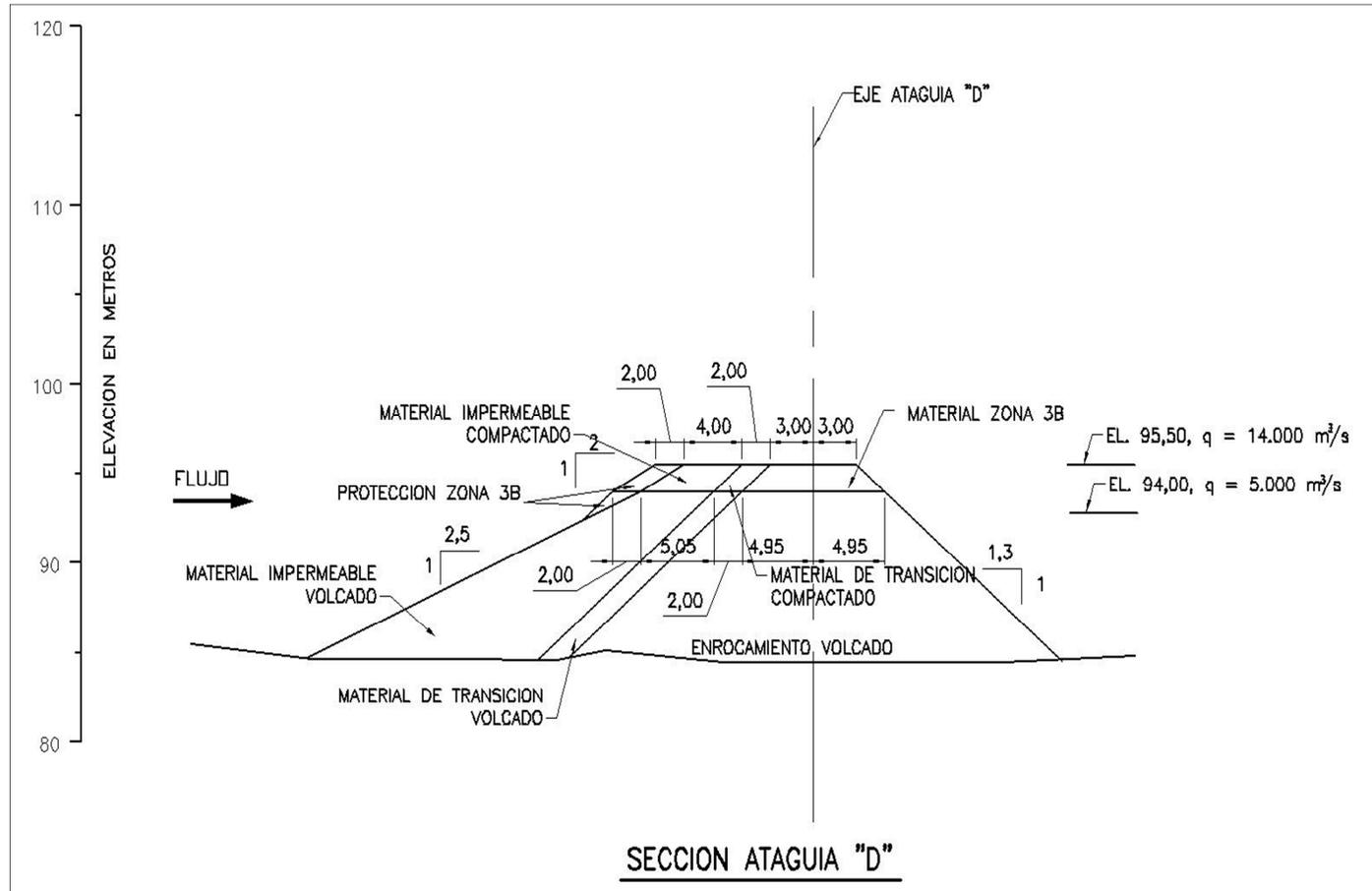


Figura 2. Sección típica de la atagüía D. (Consortio OIV Tocomá 2010).

ANEXO 2
BOQUETE CORRESPONDIENTE AL TRAMO III

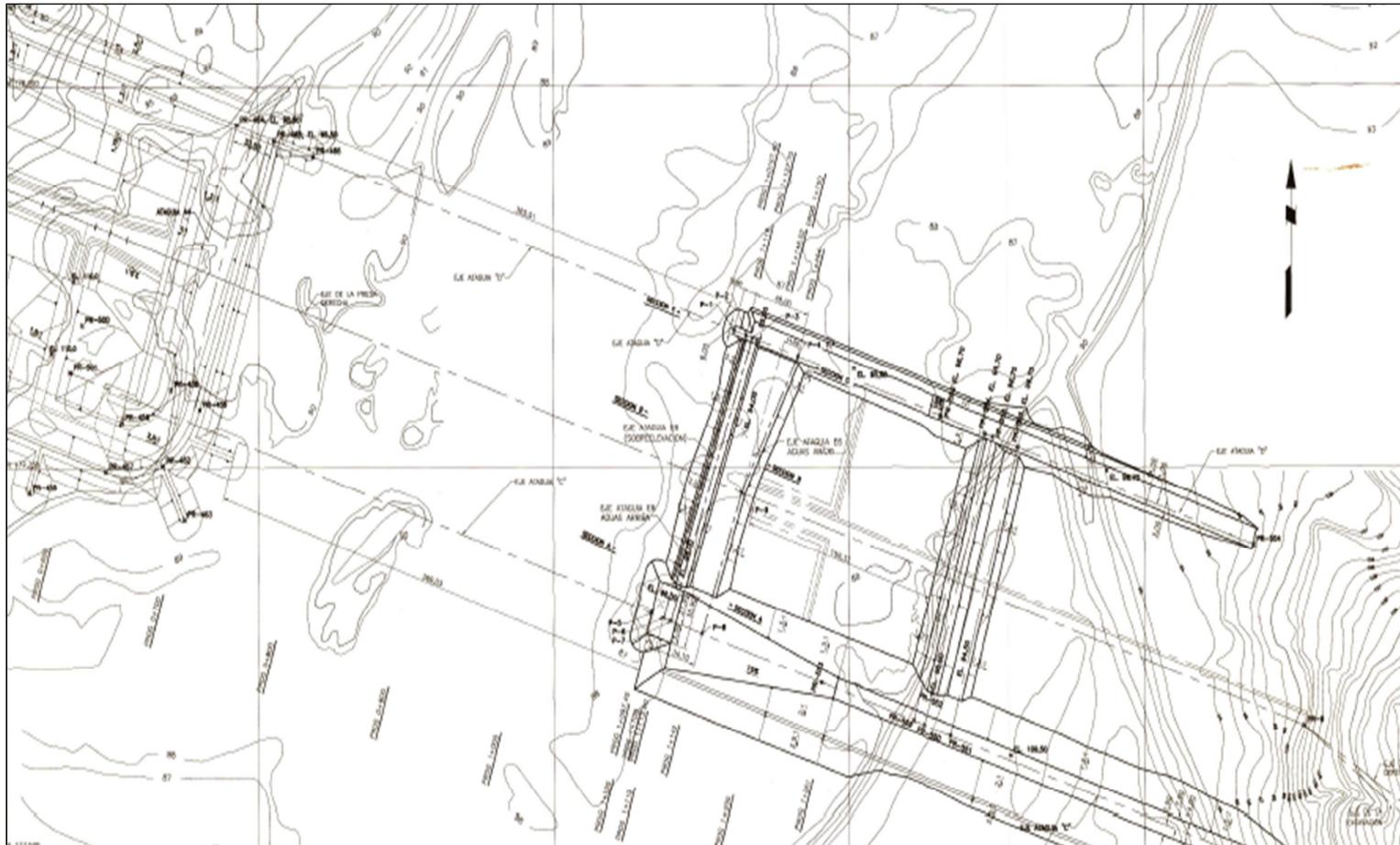


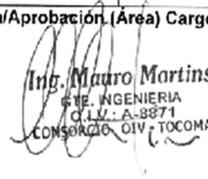
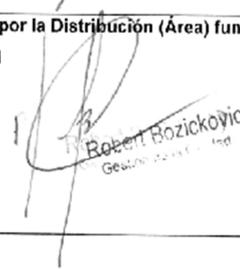
Figura 1. Boquete inicial. (Consorcio OIV Tocomá 2010).

ANEXO 3
INSTRUCTIVO DE TRABAJO PARA LA
ELABORACION DE ROSARIOS

Tabla 1. Elaboración de los rosarios para el desvío del río.
(Consortio OIV Tocomá 2010).

 EDELCA	INSTRUCTIVO PARA TRABAJO EN CAMPO	 ITC	 CONSORCIO OIV TOCOMA
CONSORCIO OIV TOCOMA			
Nº: 104(31)PD-EXR-ITC-C-023-R1		FECHA: 12/08/2010	
DE: Consorcio OIV – Gestión de la Calidad – Ing. Jesus Moreno		PARA: EDELCA – División de Ingeniería de Construcción – Ing. Celso Castro	
ELABORACIÓN DE LOS ROSARIOS PARA EL DESVIO DEL RIO – PRESA DERECHA, REVISION 01			
<p><u>Nota:</u> Se anexa documento IT-ING-438 – Elaboración de Rosarios para el Desvío del Río –Presa Derecha, Revisión 01, para su revisión y aprobación.</p>			
ELABORADO POR: ING/GS		APROBADO POR: ING/MM	
		 Ing. Mauro Martins C.E. INGENIERIA C.I. 26 - 0-8871 CONSORCIO OIV - TOCOMA	
MENCIÓN			
<input type="checkbox"/> APROBADO	<input type="checkbox"/> APROBADO CON OBSERVACIONES	<input type="checkbox"/> NO APROBADO	
POR EDELCA			
REVISADO POR:	CONFORMADO POR:	FECHA:	
Nº DE CARTA DEL REQUERIMIENTO	Nº DE CARTA DE RESPUESTA		

Continuación tabla 1.

EDELCA		CONSORCIO OIV TOCOMA	
INSTRUCCIÓN DE TRABAJO			
Título: ELABORACIÓN DE LOS ROSARIOS PARA EL DESVIO DEL RIO – PRESA DERECHA		Código OIV: IT-ING-438	
Cliente: EDELCA	Contrato: 1.1.104.003.05	Revisión N°: 01	
Proyecto: PROYECTO TOCOMA – Central Hidroeléctrica Manuel Piar		Página: 2 de 13	
N° del Cliente: 104(31)PD-EXR-ITC-C-023-R1			
DESCRIPCIÓN DE LAS REVISIONES			
Rev.	Fecha	Cambios	Observación
00	02/06/2010	No Aplica	Emisión Inicial
01	12/08/2010	Revisión General del Documento	
ATENCIÓN: EL USUARIO ES RESPONSABLE POR LA ELIMINACIÓN DE LAS REVISIONES ANTERIORES DE ESTE DOCUMENTO			
Resp. por el Documento (Área) Cargo/Iniciales: ING/GS 		Revisión/Aprobación (Área) Cargo/Iniciales: ING/MM  Ing. Mauro Martins C.E. INGENIERIA C.I.V.: A-8871 CONSORCIO OIV - TOCOMA	
Resp. por la Distribución (Área) función/Iniciales: GC/JM  Robert Bozickovic Gerente de Proyecto		Aprobación del Cliente: <input type="checkbox"/> Enviado para Aprobación <input type="checkbox"/> Aprobado <input type="checkbox"/> Aprobado con Observaciones <input type="checkbox"/> No Aprobado Conforme a: _____	
DOCUMENTO PARA USO INTERNO – PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN SIN AUTORIZACIÓN DE LA EMPRESA			

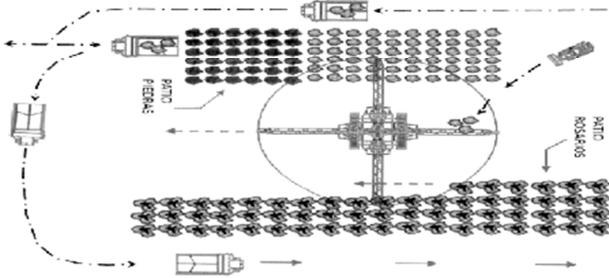
Continuación tabla 1.

			
INSTRUCCIÓN DE TRABAJO			
Título: ELABORACIÓN DE LOS ROSARIOS PARA EL DESVÍO DEL RIO – PRESA DERECHA		Código OIV: IT-ING-438	
Cliente: EDELCA	Contrato: 1.1.104.003.05	Revisión N°: 01	
Proyecto: PROYECTO TOCOMA – Central Hidroeléctrica Manuel Piar		Página: 3 de 13	
N° del Cliente: 104(31)PD-EXR-ITC-C-023-R1			
INDICE			
1. OBJETIVOS.....	4		
2. REFERENCIAS	4		
3. ALCANCE.....	4		
4. CONDICIONES GENERALES	4		
4.1 Responsabilidades	4		
4.2 Dispositivos de Medición	4		
4.3 Generalidades	4		
5. CONDICIONES ESPECÍFICAS.....	5		
5.1 Patio de Almacenamiento y Ensamblaje	5		
5.2 Utilización de Equipos y Secuencia de Colocación de Rosarios para el 2 ^{do} Desvío.....	12		
5.3 Requisitos Ambientales	13		
6. REGISTROS	13		
DOCUMENTO PARA USO INTERNO – PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN SIN AUTORIZACIÓN DE LA EMPRESA			

Continuación tabla 1.

		
INSTRUCCIÓN DE TRABAJO		
Título: ELABORACIÓN DE LOS ROSARIOS PARA EL DESVIO DEL RIO – PRESA DERECHA		Código OIV: IT-ING-438
Cliente: EDELCA	Contrato: 1.1.104.003.05	Revisión Nº: 01
Proyecto: PROYECTO TOCOMA – Central Hidroeléctrica Manuel Piar		Página: 4 de 13
Nº del Cliente: 104(31)PD-EXR-ITC-C-023-R1		
1. OBJETIVO		
<p>Definir la metodología de trabajo a ser utilizada para la elaboración de los Rosarios necesaria para hacer el cierre del río Caroní para desviar el río por los ductos del aliviadero, estableciendo los criterios de responsabilidades y secuencia de ejecución de estos trabajos.</p>		
2. REFERENCIAS		
<ul style="list-style-type: none"> • Especificaciones Técnicas. Volumen IIIA • Planos de proyecto <ul style="list-style-type: none"> ▪ 104(31) C-6-0154R1 ▪ 104(31) C-6-0155R1 ▪ 104(31) C-6-0156R1 ▪ 104(31) C-6-0158R1 • MA-GC-002 Manual de la Calidad. • PR-GC-008 Control de los Dispositivos de Seguimiento y Medición. • PR-ING-039 Levantamiento Topográfico. • PI-IO-PR-MA-001 Requisitos ambientales para Sub contratistas. • PI-IO-PR-MA-003 Operaciones ambientales para Movimiento de Tierra y Excavación Común. • PI-SSMA-001-R5 Programa Integrado de Seguridad Industrial, Salud Ocupacional y Medio Ambiente. 		
3. ALCANCE		
<p>Este instructivo abarca todas las actividades comprendidas desde el acopio de las rocas, ubicación en patio, perforación y ensamble de los rosarios.</p>		
4. CONDICIONES GENERALES		
4.1 Responsabilidades		
<p>a) Es Responsabilidad de Ingeniería la ejecución de los trabajos de topografía mencionados en este documento, además del suministro de los documentos técnicos necesarios en la construcción.</p> <p>b) Es Responsabilidad de producción la ejecución de los trabajos conforme a lo escrito en este procedimiento</p> <p>c) Es Responsabilidad de Gestión de la Calidad la realización del control tecnológico e inspecciones de campo.</p> <p>d) Es Responsabilidad de Seguridad, Salud y Medio Ambiente velar por que se cumplan las normas de higiene, seguridad y medio ambiente.</p>		
4.2 Dispositivos de Medición		
<p>Los dispositivos de seguimiento y medición a utilizar en la obra deben poseer una calibración conforme a lo previsto en el procedimiento PR-GC-008 (Control de los Dispositivos de Seguimiento y Medición).</p>		
4.3 Generalidades		
<p>Los Rosarios tienen por finalidad sustituir las rocas de gran tamaño en los últimos metros del cierre del río, en condiciones seguras y precisas con la utilización del equipo existente.</p>		
<small>DOCUMENTO PARA USO INTERNO – PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN SIN AUTORIZACIÓN DE LA EMPRESA</small>		

Continuación tabla 1.

 	
INSTRUCCIÓN DE TRABAJO	
Título: ELABORACIÓN DE LOS ROSARIOS PARA EL DESVIO DEL RIO – PRESA DERECHA	
Código OIV: IT-ING-438	Revisión N°: 01
Cliente: EDELCA	Contrato: 1.1.104.003.05
Proyecto: PROYECTO TOCOMA – Central Hidroeléctrica Manuel Piar	Página: 5 de 13
N° del Cliente: 104(31)PD-EXR-ITC-C-023-R1	
5. CONDICIONES ESPECÍFICAS	
5.1 Patio de Almacenamiento y Ensamblaje	
5.1.1 Requisitos Previos	
Será necesario para proceder con preparación de los Rosarios disponer de lo siguiente:	
<ol style="list-style-type: none"> Definir la ubicación el área de ensamblaje y acopio de Rosarios Rocas Grandes disposición en al patio de ensamblaje según planos. Equipos de izaje, grúas Dispositivo en obra de agarre a ser colocado en las grúas de izaje. Materiales de amarre tales como: Guayas, grapas. Prensa para de engrapado y equipo de oxicrotes. 	
5.1.2 Cómputos de materiales por Rosario	
<ol style="list-style-type: none"> Guaya 1-3/8" 6 x 25 AF: 25 m X 154 Rosarios = 3.850 m, o una Guaya de 1" cambiando el amarre como se muestran en las figuras a continuación: 	
	
<ol style="list-style-type: none"> Perros y/o Grapas: 14 und.X 154 Rosarios = 2.156 und o 7 und X 154 Rosarios = 1.078 und 	
5.1.3 Sitios de Acopio en Patio	
El sitio de acopio está diseñado de manera que las rocas acopiadas queden a disposición del equipo de perforación para ser ensambladas, después con la grúa se colocara los rosarios de forma lineal, como se muestra a continuación:	
	
DOCUMENTO PARA USO INTERNO – PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN SIN AUTORIZACIÓN DE LA EMPRESA	

Continuación tabla 1.



EDELCA



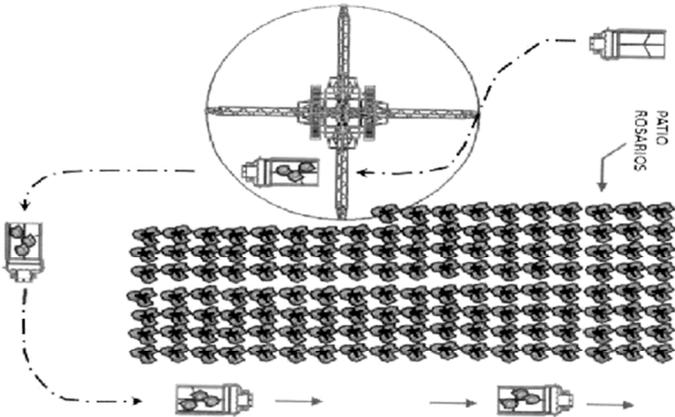
CONSORCIO
OIV
TOCOMA

INSTRUCCIÓN DE TRABAJO

Título: ELABORACIÓN DE LOS ROSARIOS PARA EL DESVIO DEL RIO – PRESA DERECHA		Código OIV: IT-ING-438
Cliente: EDELCA	Contrato: 1.1.104.003.05	Revisión N°: 01
Proyecto: PROYECTO TOCOMA – Central Hidroeléctrica Manuel Piar		Página: 6 de 13
N° del Cliente: 104(31)PD-EXR-ITC-C-023-R1		

5.1.4 Carga de Rosarios

Una vez dispuestas todos los rosarios, estos se cargaran de acuerdo al esquema mostrado a continuación.



5.1.5 Clasificación de Rosarios

Los rosarios se clasificaron de acuerdo al peso requerido en las etapas críticas

El Modelo Hidráulico Optimizado presenta 3 etapas donde por el Δh y los caudales ameritan el uso de rosarios, los cuales describimos a continuación:

a) Atagüa D (150 m) Etapa E1, en esta etapa de construcción el caudal no es compartido por el Aliviadero puesto que se ejecutara antes del desvío, por lo tanto en los últimos 75m y en especial en los últimos 50m se requerirá de roca mayor a 16tn, por lo tanto se usaran 70 Rosarios de 25tn, conformados por 5 rocas de 5 tn, ver tabla a continuación:

Fase E1	D=150m, Prog.150						
Caudal	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
I-10	93,724	95,724	93,964	93,944	94,044	94,120	94,656
I-11	92,264	92,264	92,264	92,424	92,374	92,425	92,534
Delta H	1,460	1,460	1,680	1,520	1,670	1,685	1,980
P/s	20,28	21,47	26,25	25,33	29,82	32,60	48,91
Peso Roca (tn)	14,1	14,5	16,0	15,8	17,1	17,9	21,0
Roca 3B - 10% PERDIDA	1	M3	4,272	6,385			
50% 3B - Cantidad Rocas > 16tn	2	UND		470	239		
50% 3B - 10% PERDIDA		M3		3,193	1,596		
50% 3B - Cantidad Rocas > 25tn	2	UND					
50% 3B - 20% PERDIDA		M3					
Con uso de Rosario - 3B (25tn)	3	UND			12	12	25
3B - 20% PERDIDA		M3			3135	3135	2786
							1045

DOCUMENTO PARA USO INTERNO – PROHIBIDA SU REPRODUCCION SIN AUTORIZACION DE LA EMPRESA

Continuación tabla 1.

			
INSTRUCCIÓN DE TRABAJO			
Título: ELABORACIÓN DE LOS ROSARIOS PARA EL DESVIO DEL RIO – PRESA DERECHA			Código OIV: IT-ING-438
Cliente: EDELCA	Contrato: 1.1.104.003.05		Revisión N°: 01
Proyecto: PROYECTO TOCOMA – Central Hidroeléctrica Manuel Piar			Página: 7 de 13
N° del Cliente: 104(31)PD-EXR-ITC-C-023-R1			

b) Atagüa C (Fase 4) del cierre del boquete crítico, se requerirá de roca mayor a 25tn, por lo tanto se usaran 34 Rosarios de 35tn, conformados por 5 rocas de 7 tn, ver tabla a continuación:

Fase 4			D= 25m, Prog 25 ← Desde 50m	
Caudal			670	730
D-3				
D-4				
Delta H			1,940	1,380
Ps			64,99	25,19
Peso Roca (tn)			25,2	15,7
Roca 3B +20% PERDIDA	1	M3		
50% 3B < Cantidad Rocas > 20th De la Nariz	2	UND		
50% 3B +20% PERDIDA		M3		
Con uso de Rosario 40% NARIZ+ 3B (35tn)	3	UND	19	15
3B + 20% PERDIDA		M3	4082	3166

c) Atagüa C (Fase 6) del cierre del boquete crítico, se requerirá de roca mayor a 29tn, por lo tanto se usaran 50 Rosarios de 40tn, conformados por 5 rocas de 8 tn, ver tabla a continuación:

Fase 6			D= 25m, Prog 00 ← Desde 25m	
Caudal			500	630
D-3				
D-4				
Delta H			3,480	2,540
Ps			87,00	64,01
Peso Roca (tn)			29,2	25,0
Roca 3B +20% PERDIDA	1	M3		
50% 3B < Cantidad Rocas > 20th De la Nariz	2	UND		
50% 3B +20% PERDIDA		M3		
Con uso de Rosario 60% NARIZ+ 3B (40tn)	3	UND	42	8
3B + 20% PERDIDA		M3	5306	1526

Es importante destacar que con esta configuración de rosarios se puede hacer todo el manejo de las Rocas por pesar < 8tn y que actualmente se pueden cargar con los equipos disponibles obra.

DOCUMENTO PARA USO INTERNO – PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN SIN AUTORIZACIÓN DE LA EMPRESA

Continuación tabla 1.




INSTRUCCIÓN DE TRABAJO

Título: ELABORACIÓN DE LOS ROSARIOS PARA EL DESVIO DEL RIO – PRESA DERECHA		Código OIV: IT-ING-438
Cliente: EDELCA	Contrato: 1.1.104.003.05	Revisión N°: 01
Proyecto: PROYECTO TOCOMA – Central Hidroeléctrica Manuel Piar		Página: 8 de 13
N° del Cliente: 104(31)PD-EXR-ITC-G-023-R1		

5.1.6 Equipos Mayores

Se muestra a continuación el resumen de los equipos necesarios para atacar la preparación de los Rosarios y transporte de Rocas:

REVISION DE EQUIPOS NECESARIOS PARA ATENDER LOS ROSARIOS Y ROCA VOLCADA

EQUIPOS EN PUNTA:		CARGA EN CANTERA	
Grúa Terex	1 und	CAT385 F	3 und
DB	3 und	CA151391	2 und
EQUIPOS EN ALMACENAMIENTO:		CAT992	2 und
Grúa Terex	1 und	DB	1 und
DB	1 und	TRANSPORTE	
Perforadora	2 und	CAT773	15 und

USO DE GRUJA PARA IZAR ROSARIOS			
Prog.	TIEMPO Uso Gruja EN PUNTA 10 minutos x ciclo	TIEMPO Uso Gruja EN ALMACEN 10 minutos x ciclo	TIEMPO Uso Gruja EN PUNTA hr Efectivas
80	60	495 min	495 min
60	40	900 min	900 min
40	20	910 min	910 min
20	0	1000 min	1000 min
		3702 min	3702 min
		61,7 HR	61,7 HR
		3,9 DIAS	3,9 DIAS

CHEQUEO CANTIDAD MAXIMA DE 773 PARA CIERRE POR TIPO DE CARGA		
ROSARIOS	VOLCADO	TOTAL
TIEMPO A-4300M 44 minutos x ciclo	TIEMPO A-4300M 44 minutos x ciclo	TIEMPO A-4300M 44 minutos x ciclo
1	8	9
2	6	8
4	1	5
4	1	5
2	1	3
4 UND	8 UND	9 UND

Llegada de equipos adicionales, solo a partir de Octubre '10 para ensamblar los Rosarios Tipo II:

- ✓ Hitachi 1900 o similar de 11m3: 25-oct-10
- ✓ Gruas Terex 275T - : 25-oct-10
- ✓ Cargador Cat 992: 06-ene-11

5.1.7 Tiempos y Producción

A continuación se calculan los tiempos mínimos para la elaboración y se muestran los tiempos más tardes de inicio de actividades para cumplir con el 2do desvío:

El cálculo esta hecho del desvío hacia atrás para conseguir la fecha más tardía de inicio

DOCUMENTO PARA USO INTERNO – PROHIBIDA SU REPRODUCCION SIN AUTORIZACION DE LA EMPRESA

Continuación tabla 1.

			
INSTRUCCIÓN DE TRABAJO			
Título: ELABORACIÓN DE LOS ROSARIOS PARA EL DESVIO DEL RIO – PRESA DERECHA		Código OIV: IT-ING-438	
Cliente: EDELCA	Contrato: 1.1.104.003.05	Revisión N°: 01	
Proyecto: PROYECTO TOCOMA – Central Hidroeléctrica Manuel Piar		Página: 9 de 13	
N° del Cliente: 104(31)PD-EXR-ITC-C-023-R1			
	DESCRIPCIÓN	CANT	UND
	ROSARIO MÁXIMO		
	DIÁMETRO MÁXIMO + 10%	2,6	M
	CANTIDAD DE PIEDRA	3,0	M
	TOTAL A PERFORAR POR ROSARIO	7,9	M
	CANTIDAD PERFORADORAS	2,0	UND
	REND. POR PERFORADORA	12,1	M/HR
	TOTAL CAPACIDAD PERFORAR	24,2	M/HR
	HORAS DÍA EFECTIVAS	16,0	HR
	TOTAL CAPACIDAD PERFORAR DÍA	367,2	M/DÍA
	EFFECTIVIDAD	0,5	
	TOTAL CAPACIDAD PERFORAR DÍA	193,8	M/DÍA
	ROSARIOS A PERFORAR DÍA	25	
	CANTIDAD DE ROSARIOS	172	
A			
	DÍAS PERFORACIÓN ROSARIOS	7,0	
	DESCRIPCIÓN	CANT	UND
	ARMADO GUAYA 1" POR ROSARIOS	6,0	HR/ROSARIO
	EFFECTIVIDAD	0,8	
	TIEMPO ARMADO	1289,4	HR
B			
	DÍAS ARMADO ROSARIOS	161	
A+B			
	TOTAL DÍAS NECESARIOS CONTINUOS	168,2	DÍAS
	DÍAS HÁBILES MES	26	DÍAS
	TOTAL MESES REQUERIDOS	6,5	MES
	HITO DESVIÓ		15/Feb/2011
	FECHA MAS TARDE DE INICIO PARA PREPARACIÓN ROSARIOS		04/Ago/2010
	DESCRIPCIÓN	CANT	UND
	TOTAL DÍA ROCAS A TRANSPORTAR	516	
	CANTIDAD DE CAT773 EN PRESA DERECHA	1	
	CANTIDAD DE ROCAS TRASPORTAR CAT773	1	POR VIAJE
	CANTIDAD DE VIAJES	12	VIAJE X DÍA
	TOTAL DE VIAJES	12	VIAJES X DÍA
	TOTAL ROCAS A TRASPORTAR DÍA	12	
	EFFECTIVIDAD	0,7	
	DURACIÓN TRASPORTE ROCAS A ALMACÉN	62	DÍA
	ALMACENAMIENTO		
	FECHA MAS TARDE DE INICIO PARA ALMACENAR ROCAS PARA ROSARIOS		03/Jun/2010

DOCUMENTO PARA USO INTERNO – PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN SIN AUTORIZACIÓN DE LA EMPRESA

Continuación tabla 1.




INSTRUCCIÓN DE TRABAJO

Título: ELABORACIÓN DE LOS ROSARIOS PARA EL DESVIO DEL RIO – PRESA DERECHA		Código OIV: IT-ING-438
Cliente: EDELCA	Contrato: 1.1.104.003.05	Revisión N°: 01
Proyecto: PROYECTO TOCOMA – Central Hidroeléctrica Manuel Piar		Página: 10 de 13
N° del Cliente: 104(31)PD-EXR-ITC-C-023-R1		

5.1.8 Cronograma de Ensamblaje de Rosarios

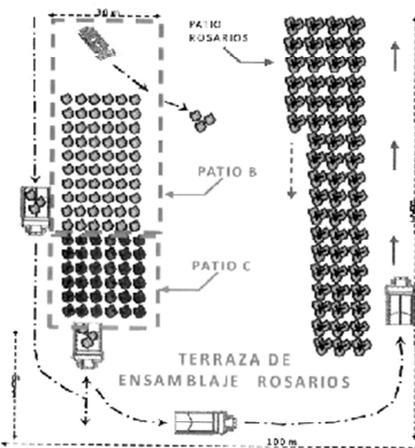
Id	Nombre de tarea	Duración	% completad	Comienzo	Fin	2010												2011											
						O	N	D	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	E	F	M	A	M	J	J	A	S
0	CRONOGRAMA PARA APLICACIÓN ROSARIOS PARA EL CIERRE DEL RIO	178 d	0%	03 jun '10	15 ene '11	[Gantt bar from 03/06/10 to 15/01/11]																							
1	Selección y Clasificación de los Bloques para Ensamblaje de Rosarios	50 d	0%	03 jun '10	14 ago '10	[Gantt bar from 03/06/10 to 14/08/10]																							
2	Transporte de Bloques a Acopio	35 d	0%	06 jul '10	21 oct '10	[Gantt bar from 06/07/10 to 21/10/10]																							
3	Perforación de Bloques	105 d	0%	13 ago '10	11 dic '10	[Gantt bar from 13/08/10 to 11/12/10]																							
4	Ensamblaje de Rosario	110 d	0%	25 ago '10	14 ene '11	[Gantt bar from 25/08/10 to 14/01/11]																							
5	Desvío del Rio	1 d	0%	15 ene '11	15 ene '11	[Gantt bar from 15/01/11 to 15/01/11]																							

5.1.9 Catastro de Rocas Grandes

Para la selección y envío de rocas a los diferentes sitios de acopio 1ro hay que conocer los nombres de los sitios de almacenaje de las rocas entre estos tenemos:

- A. Corresponde A Los Patios (A1, A2 Y A3) De Rocas
- B. Patio B De Terraza Rosarios
- C. Patio C De Terraza Rosarios

A continuación se muestra los Patios de la Terraza de ensamblaje de Rosarios:



DOCUMENTO PARA USO INTERNO – PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN SIN AUTORIZACIÓN DE LA EMPRESA

Continuación tabla 1.



EDELCA



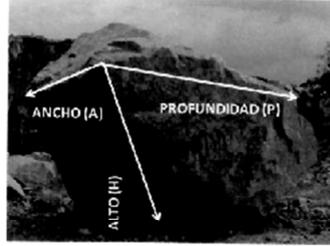
CONSORCIO
OIV
TOCOMA

INSTRUCCIÓN DE TRABAJO

Título: ELABORACIÓN DE LOS ROSARIOS PARA EL DESVIO DEL RIO – PRESA DERECHA		Código OIV: IT-ING-438
Cliente: EDELCA	Contrato: 1.1.104.003.05	Revisión N°: 01
Proyecto: PROYECTO TOCOMA – Central Hidroeléctrica Manuel Piar		Página: 11 de 13
N° del Cliente: 104(31)PD-EXR-ITC-C-023-R1		

Para uso en campo se presenta una tabla de catastro o registro de Rocas tanto para u destino como control de cantidad envía, adicionalmente se encuentra los criterios de selección facilitando la toma de decisión al momento de enviar a algún sitio de acopio, la tabla se muestra a continuación:

SELECCIÓN DE ROCAS EN CANTERA



IDENTIFICACION SITIOS DE ACOPIO:

- A1 CORRESPONDE AL PATIO DE ROCAS GRANDES < 11tn
- A2 CORRESPONDE AL PATIO DE ROCAS GRANDES > 15tn
- A3 CORRESPONDE AL PATIO DE ROCAS GRANDES > 34tn
- B PATIO E DE TERRAZA ROSARIOS > 35t y < 8 tn
- C PATIO E DE TERRAZA ROSARIOS > 6tn y < 9 tn

Si UNA DE LAS DIMENSIONES ES MENOR DE 1,5 VA DIRECTO A ACOPIO "A"

CRITERIO DE SELECCIÓN DE ROCA

CANTERO DE VOLUMEN
 Alto x Ancho x Profundidad
 Si detección BDR
 Volúmenes no siendo necesarios a otras prioridades:

21m	4,20m ³	7,80%	→	4,8m³
26m	5,9m ³	7,80%	→	6,9m³
29m	7,9m ³	7,80%	→	8,3m³
22m	8,16m ³	7,80%	→	9,62m³
37m	12,56m ³	7,80%	→	14,87m³

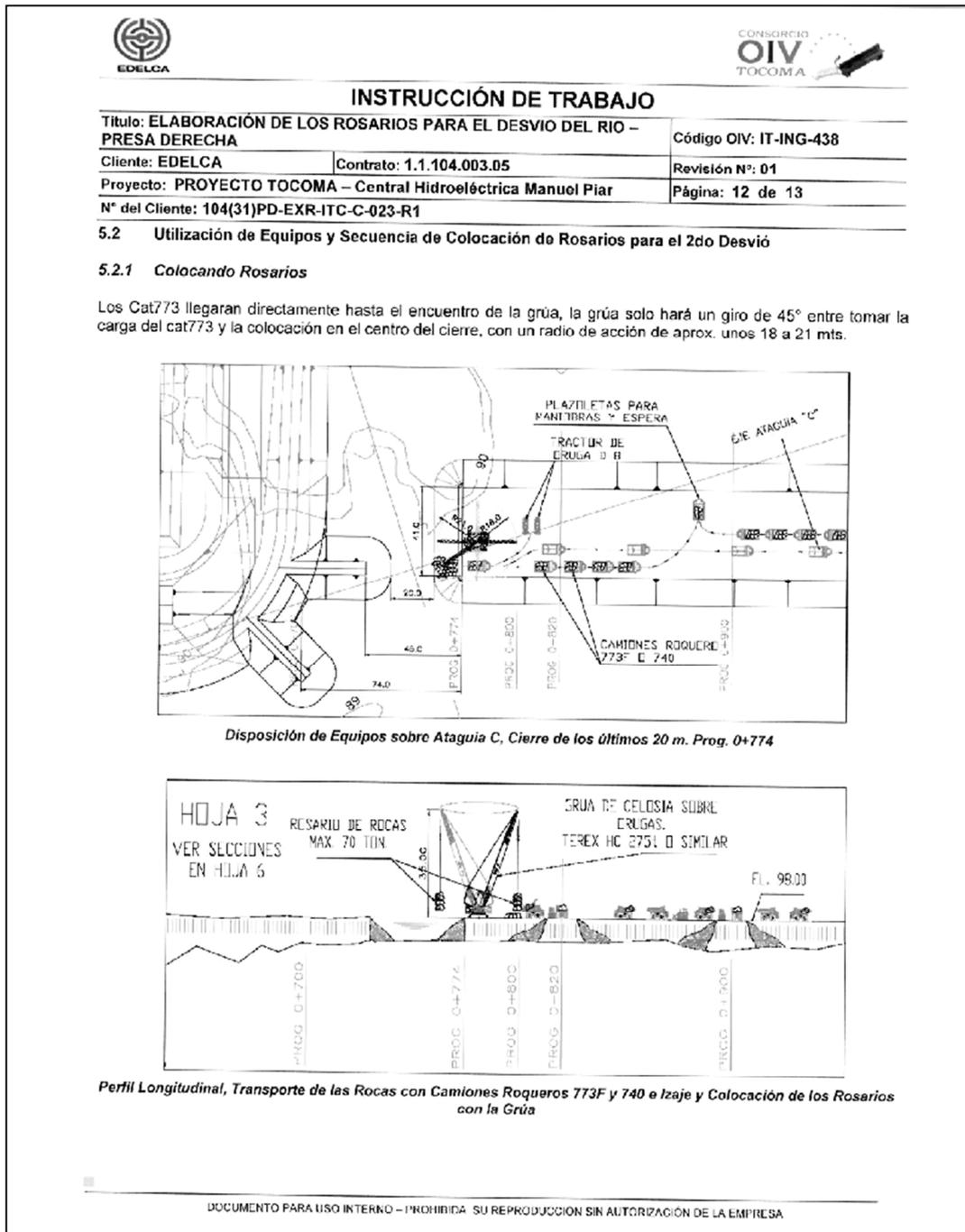
ENVIO A SITIO DE ACOPIO		ACOPIO
Si el Volumen	<1,87m ³	SITIO
Si el Volumen	1,87m ³ - 2,24m ³	B
Si el Volumen	2,24m ³ - 3,36m ³	C
Si el Volumen	3,36m ³ - 5,9m ³	A1
Si el Volumen	6,0m ³ - 9,6m ³	A2
Si el Volumen	> 9,7m ³	A3

Marcación de piedras
 1ro letra: determina acopio destino
 2do numero: número acumulado por acopio

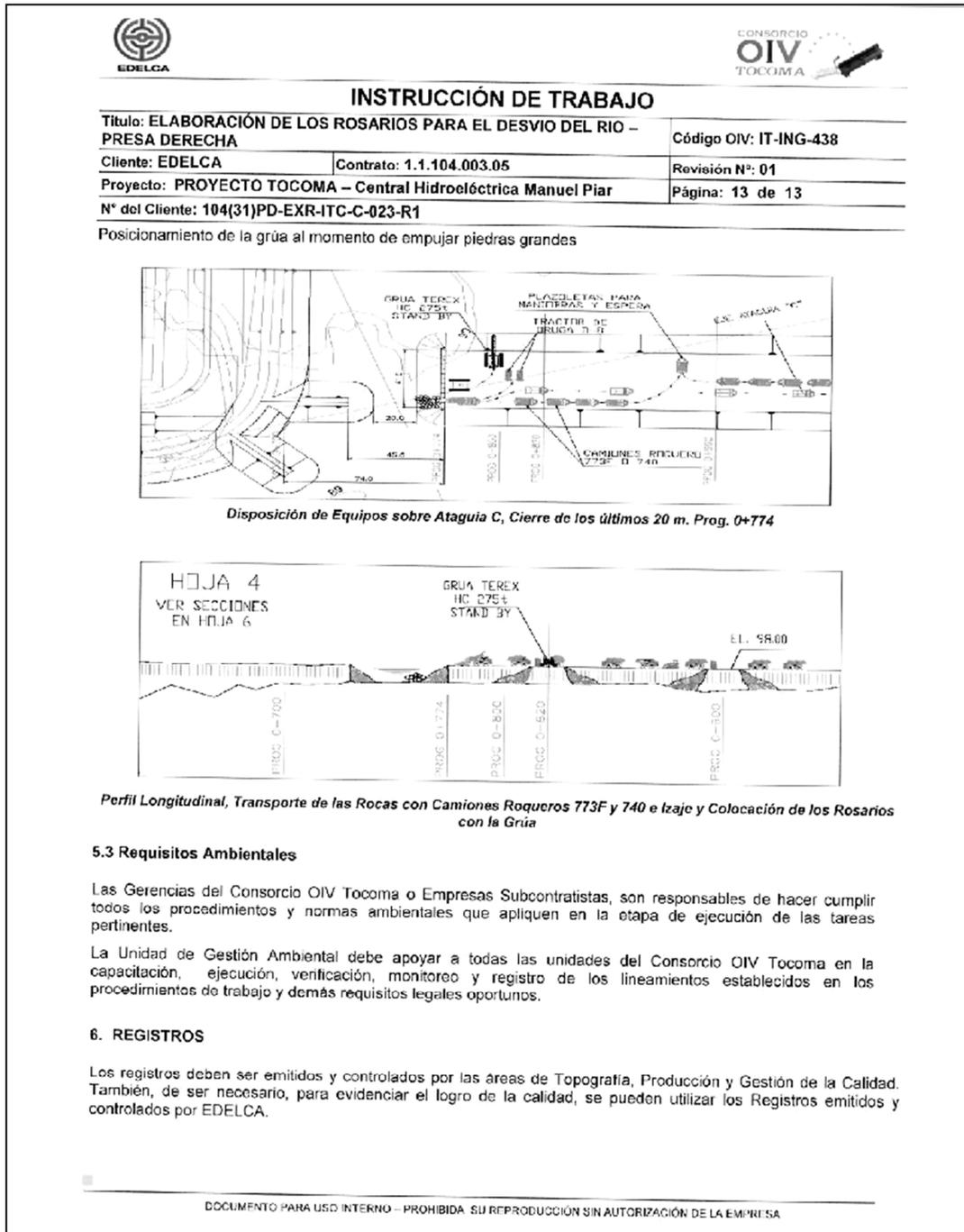
ITEM	[A] ANCHO	[B] ALTO	[P] PROFUNDIDAD	V _v = (A x H x P) VOLUMEN	MARCA # DE LA ROCA	CONTEO ACUMULADO DE ENVIO A PATIO				
						A1	A2	A3	B	C
1										
2										
3										
4										
5										
6										
7										
8										
9										
10										
11										
12										

DOCUMENTO PARA USO INTERNO – PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN SIN AUTORIZACIÓN DE LA EMPRESA

Continuación tabla 1.



Continuación tabla 1.



Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 1/5

Título	<i>ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MODELO DE CIERRE DEL RÍO CARONÍ PROPUESTO POR C.V.G. EDELCA Y EL PLANTEADO POR EL CONSORCIO OIV TOCOMA, ENTRE LAS PROGRESIVAS (0+618 A LA 1+350) DE LA PRESA DERECHA, EN LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA MANUEL PIAR "TOCOMA" UBICADA EN EL MUNICIPIO CARONÍ.</i>
Subtítulo	

Autor(es)

Apellidos y Nombres	Código CVLAC / e-mail	
<i>Alcántara G., Héctor J.</i>	CVLAC	<i>19297707</i>
	e-mail	<i>hector_alcantara16@hotmail.com</i>
	e-mail	
<i>Mantilla S., Ricardo J.</i>	CVLAC	<i>18238365</i>
	e-mail	<i>Rmantilla00@gmail.com</i>
	e-mail	
	CVLAC	
	e-mail	
	e-mail	
	CVLAC	
	e-mail	
	e-mail	

Palabras o frases claves:

<i>Análisis comparativo</i>
<i>Modelo de cierre</i>
<i>Río Caroní</i>
<i>Manuel Piar</i>
<i>Tocoma</i>
<i>Cierre simple</i>
<i>Cierre doble</i>
<i>Desvío de río</i>

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 2/5

Líneas y sublíneas de investigación:

Área	Subárea
<i>Departamento de Ingeniería Civil</i>	<i>Ingeniería Civil</i>

Resumen (abstract): En este trabajo de grado se planteó como objetivo general, "Comparar el modelo de cierre del río Caroní propuesto por C.V.G. EDELCA y el planteado por el consorcio OIV Tocomá, entre las progresivas (0+618 a la 1+350), de la presa derecha, en la central hidroeléctrica Manuel Piar "Tocomá", ubicada en el municipio Caroní". El nivel de investigación es de tipo descriptivo y con un diseño bibliográfico. En un principio se estableció un marco referencial constituido por antecedentes y bases teóricas para dar sustento a todo lo concerniente a los modelos de cierre de río. Luego se realizó un diagnóstico de la situación actual de los pre-requisitos previos para iniciar con las actividades de desvío y en consecuencia cierre de río Caroní. Se procedió a describir tanto el modelo de cierre simple como el modelo de cierre doble. En la metodología de cierre simple, se presentaron dos alternativas, la primera consta del cierre aguas arriba (Avance de la ataguía C2) y la segunda comprende el cierre aguas abajo (Avance de la ataguía D2). Ambas alternativas arrojaron valores muy parecidos, por tal motivo se consideró la condición de cierre aguas arribas, por medio del avance de la ataguía D2, debido a efectos constructivos. La metodología de cierre doble consistió en la construcción de la ataguía D2 partiendo desde la margen izquierda hacia la margen derecha, luego se procedió con el avance simultáneo de las ataguías C y D desde la margen derecha hacia la margen izquierda hasta conformar el anillo. Se obtuvo que con la aplicación de la metodología de cierre doble se presentaron valores de velocidades, niveles y desniveles menores que con la aplicación de la metodología de cierre simple. En el caso de la metodología de cierre doble se logró realizar el cierre con material 3B (Rocas de 5 toneladas), mientras que con la metodología de cierre simple se logró mediante el uso de la correlación de la potencia específica, rocas de hasta 34 toneladas.

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 3/5

Contribuidores:

Apellidos y Nombres	ROL / Código CVLAC / e-mail	
<i>Grieco Giovanni</i>	ROL	CA <input type="checkbox"/> AS <input type="checkbox"/> TU <input checked="" type="checkbox"/> JU <input type="checkbox"/>
	CVLAC	08868256
	e-mail	gricogiovi@yahoo.com
	e-mail	
<i>Martínez N., Jesús A.</i>	ROL	CA <input type="checkbox"/> AS <input type="checkbox"/> TU <input type="checkbox"/> JU <input checked="" type="checkbox"/>
	CVLAC	18236171
	e-mail	Jesus.martinez.noriega@gmail.com
	e-mail	
<i>Castro Mario</i>	ROL	CA <input type="checkbox"/> AS <input type="checkbox"/> TU <input type="checkbox"/> JU <input checked="" type="checkbox"/>
	CVLAC	03018952
	e-mail	Mariocast2@hotmail.com
	e-mail	
	ROL	CA <input type="checkbox"/> AS <input type="checkbox"/> TU <input type="checkbox"/> JU <input type="checkbox"/>
	CVLAC	
	e-mail	
	e-mail	

Fecha de discusión y aprobación:

Año	Mes	Día
2011	04	26

Lenguaje: spa

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 4/5

Archivo(s):

Nombre de archivo	Tipo MIME
Tesis.TOCOMA.doc	Application/msword
Anexo 2.dwg	
Anexo 3.dwg	
Anexo 4.dwg	
Anexo 5.dwg	
Anexo 6.dwg	

Caracteres permitidos en los nombres de los archivos: **A B C D E F G H I J K L M N O P Q R S T U V W X Y Z a b c d e f g h i j k l m n o p q r s t u v w x y z 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 _ - .**

Alcance:

Espacial: CENTRAL HIDROELECTRICA MANUEL PIAR "TOCOMA" (Opcional)

Temporal: 10 AÑOS (Opcional)

Título o Grado asociado con el trabajo: Ingeniero Civil

Nivel Asociado con el Trabajo: Pregrado

Área de Estudio: Departamento de Ingeniería Civil

Institución(es) que garantiza(n) el Título o grado: Universidad de Oriente

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso - 5/5

Derechos:

De acuerdo al artículo 44 del reglamento de trabajos de grado
“Los Trabajos de grado son exclusiva propiedad de la
Universidad de Oriente y solo podrán ser utilizadas a otros
fines con el consentimiento del consejo de núcleo respectivo,
quien lo participara al Consejo Universitario”

Condiciones bajo las cuales los autores aceptan que el trabajo sea distribuido. La idea es dar la máxima distribución posible a las ideas contenidas en el trabajo, salvaguardando al mismo tiempo los derechos de propiedad intelectual de los realizadores del trabajo, y los beneficios para los autores y/o la Universidad de Oriente que pudieran derivarse de patentes comerciales o industriales.

Héctor Alcántara

Alcántara Héctor

Autor 1

Ricardo N

Mantilla Ricardo

Autor 2

Jesús Martínez

Martínez Jesús

Jurado 1

Grieco Giovanni

Grieco Giovanni

Tutor Académico

Mario Castro

Castro Mario

Jurado 2

POR LA SUBCOMISIÓN DE TESIS

[Firma]

