

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**COMPARACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO Y EL
COMPORTAMIENTO DURANTE EL PRIMER LLENADO DEL
EMBALSE DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

PRESENTA:

LUIS ALFONSO CHIAPA HERNÁNDEZ



DIRECTOR DE TESIS:

DR. HUMBERTO MARENGO MOGOLLÓN



MÉXICO D.F. | 2008



DEDICATORIAS

A mis padres Francisco y Guadalupe que siempre estuvieron pendientes de mis logros y metas y a quienes les agradezco en el alma su entrega y cariño.

A mi hermana que pronto será madre y ha sido siempre un ejemplo de humanidad.

A mi sobrino que espero conocer pronto y seguir de cerca su felicidad.

A todos y cada uno de los que han sido parte de mi vida y que llevo en mi mente y corazón.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México y la Facultad de Ingeniería, donde me formé gracias a la invaluable enseñanza y actitud de progreso de sus académicos.

A mi director de Tesis, Humberto Marengo, amigo y ejemplo, cuyo apoyo y confianza ha sido el detonante de mi trayectoria.

Al Dr. Venancio Trueba, que me introdujo en el ámbito de la investigación y el estudio del comportamiento de presas de enrocamiento con cara de concreto.

Al Ing. Anastacio López, el Ing. Zúñiga, el Ing. Javier Gutiérrez, el Ing. Omar Barrón, el Ing. Jesús Gonzales, el Ing. Martín López y todos los que me involucraron en el seguimiento de la construcción de El Cajón y la planeación de proyectos, lo cual marcó mi rumbo profesional hacia la investigación, planeación y desarrollo de hidroeléctricas.

A Comisión Federal de Electricidad, Ingenieros Civiles Asociados y Planeación y Proyectos S.A.

NDICE

INTRODUCCIÓN	17
I. CRITERIOS DE DISEÑO PARA PRESAS DE ENFOCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO (ECC)	23
I.1. GENERALIDADES	24
I.1.1 DEFINICIÓN DE PRESA	24
I.1.2 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL PROYECTO DE UNA PRESA	24
I.1.3 CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DEL PROYECTO	25
I.1.4 COMPONENTES DE UNA PRESA Y SITIO DE CONSTRUCCIÓN	25
I.1.5 CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS	27
I.1.6 SITUACIÓN ACTUAL DE LAS GRANDES PRESAS A NIVEL MUNDIAL	30
I.1.7 PRESAS CONSTRUIDAS EN MÉXICO	34
I.2 ASPECTOS SOBRE LAS PRESAS DE ECC	38
I.2.1 APARICIÓN Y EVOLUCIÓN DE LAS PRESAS DE ECC	38
I.2.2 VENTAJAS DE LAS PRESAS DE ECC	42
I.2.3 MATERIALES DE TIERRA Y ENFOCAMIENTO	45
I.2.4 PROPIEDADES ÍNDICE DEL ENFOCAMIENTO	47
I.2.5 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ENFOCAMIENTO	52
I.2.6 PROPIEDADES HIDRÁULICAS DEL ENFOCAMIENTO	55
I.2.7 ELEMENTOS QUE COMPONEN UNA PRESA DE ECC	56
I.2.8 ESTRATEGIAS DE DESVÍO Y PROGRAMA DE CONSTRUCCIÓN	57
I.3 CRITERIOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL PLINTO	59
I.3.1 EXCAVACIÓN Y DESPLANTE	59
I.3.2 GEOMETRÍA DEL PLINTO	60
I.3.3 ESTABILIDAD Y DIMENSIONAMIENTO	61
I.3.4 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	65
I.3.5 INYECCIONES	66
I.4 CRITERIOS DE DISEÑO DEL TERRAPLÉN	67
I.4.1 EXCAVACIÓN Y TRATAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN	67
I.4.2 TIPOS DE RELLENO	68
I.4.3 ZONIFICACIÓN DEL TERRAPLÉN	71
I.4.4 PENDIENTES DE LA PRESA Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	77
I.4.5 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	79
I.4.6 EQUIPO DE CONSTRUCCIÓN	82
I.5 CRITERIOS DE DISEÑO DE LA CARA DE CONCRETO Y PARAPETO	83
I.5.1 PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE	85
I.5.2 DISEÑO DEL ESPESOR	87
I.5.3 JUNTAS Y SELLOS	88
I.5.4 PARAPETO	99
I.5.5 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	101
II. CRITERIOS DE DISEÑO PARA EL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN	107
II.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO	108
II.1.1 BENEFICIOS DEL PROYECTO	108
II.1.2 UBICACIÓN Y ACCESO	109
II.1.3 LICITACION Y ESQUEMA ECONÓMICO	110
II.1.4 OBRAS QUE COMPONEN EL PROYECTO Y DATOS GENERALES	113

II.2 PASOS DEL SITIO PARA LA CONSTRUCCIÓN	123
II.2.1 HIDROLOGÍA	123
II.2.2 GEOLOGÍA REGIONAL Y LITOLOGÍA	124
II.3 ESTUDIOS PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CORTINA	127
II.3.1 BASES PARA LA ZONIFICACIÓN	127
II.3.2 FINALIDAD DE LOS ESTUDIOS	130
II.3.3 PEDRAPLÉN DE PRUEBA	131
II.3.4 RESULTADOS DE LOS ESTUDIOS DEL ENFOCAMIENTO	134
II.3.5 ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS Y DEFORMACIONES INMEDIATOS	140
II.3.6 ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS A LARGO PLAZO	146
II.3.7 ANÁLISIS ESTÁTICOS TRIDIMENSIONALES	147
II.3.8 ANÁLISIS SISMODINÁMICOS	152
II.3.9 PRUEBAS EN LOS SELLOS DE LAS JUNTAS	163
II.3.10 ZONIFICACIÓN DE LA CORTINA Y ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN	167
II.4 CONSTRUCCIÓN DEL P.H. EL CAJÓN	169
II.4.1 PLINTO	169
II.4.2 CUERPO DE LA CORTINA	173
II.4.3 CARA DE CONCRETO	177
III. COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DURANTE LA CONSTRUCCIÓN Y EL PRIMER LLENADO DEL EMBALSE	185
III.1 MONITOREO Y ESTUDIOS DEL COMPORTAMIENTO DE EL CAJÓN	186
III.1.1 MÉTODOS GEOTÉCNICOS	186
III.1.2 MÉTODOS GEOFÍSICOS	187
III.1.3 INSTRUMENTACIÓN	192
III.2 COMPORTAMIENTO DEL TERRAPLÉN	194
III.2.1 ASENTAMIENTOS	194
III.2.2 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES	197
III.2.3 MÓDULOS DE DEFORMABILIDAD	198
III.3 COMPORTAMIENTO DE LA CARA DE CONCRETO	201
III.3.1 MOVIMIENTOS DE LAS JUNTAS	201
III.3.2 ABERTURAS DE JUNTAS	203
III.3.3 ASENTAMIENTOS DE LAS LOSAS	203
III.4 ESTANQUEIDAD DE LA PRESA	204
III.4.1 FILTRACIONES EN GALEFRÍAS	204
III.4.2 NIVELES PIEZOMÉTRICOS	206
IV. COMPARACION Y ANALISIS ENTRE LOS CRITERIOS DE DISEÑO Y EL PRIMER LLENADO DEL EMBALSE	209
IV.1 PARÁMETROS ESPERADOS VS PARÁMETROS OBTENIDOS	210
IV.1.1 MÓDULOS DE DEFORMACIÓN DEL TERRAPLÉN	211
IV.1.2 DESPLAZAMIENTOS DE LA CORTINA Y LA CARA DE CONCRETO	214
IV.2 TENDENCIAS EN EL DISEÑO DE PRESAS DE ECC	217
IV.2.1 ASPECTO ECONÓMICO Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN	217
IV.2.2 ASPECTOS DE SEGURIDAD	218
IV.2.3 AVENIDAS DE DISEÑO	220
IV.2.4 TENDENCIAS DE DISEÑO EN LA CORTINA	222
IV.2.5 TENDENCIAS DE DISEÑO EN EL PLINTO	223

IV.2.6 TENDENCIAS DE DISEÑO DE LA CARA DE CONCRETO	224
V. CONCLUSIONES	227
V.1 CONCLUSIONES GENERALES	227
V.2 RECOMENDACIONES	233
BIBLIOGRAFÍA	235

INDICE DE TABLAS

TABLA I.1 CLASIFICACIÓN POR RIESGO DE INUNDACIÓN	28
TABLA 1.2 CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS POR SU TAMAÑO (CNA E IMTA, 1996)	28
TABLA I.3 CLASIFICACIÓN DE LA PRESA POR SU TAMAÑO (ICOLD, 1987)	28
TABLA I.4 USO DE PRESAS GRANDES EN MÉXICO (VELTROP, 1998)	29
TABLA I.5 PRIMEROS REGISTROS DE PRESAS PARA DERIVACIÓN Y ALMACENAMIENTO EN EL MUNDO	30
TABLA I.6 SITUACIÓN ACTUAL DE LAS PRESAS A NIVEL MUNDIAL	30
TABLA I.7 PRESAS DE MÁS DE 150 M DE ALTURA	32
TABLA I.8 PRESAS EN OPERACIÓN EN EL AÑO 2002	32
TABLA I.9 PRESAS MÁS ALTAS DEL MUNDO H>200 M	33
TABLA I.10 PRESAS DE GRAN CAPACIDAD EN MÉXICO (CNA, 2006)	35
TABLA I.11 PROYECTOS IDENTIFICADOS PARA APROVECHAMIENTO HIDROELÉCTRICO	35
TABLA I.12 PROYECTOS DE GENERACIÓN DE ENERGÍA HIDROELÉCTRICA A CORTO PLAZO EN MÉXICO	36
TABLA I.13 PROYECTOS A LARGO PLAZO.....	36
TABLA I.14 PRESAS DE ECC CON MAYOR ALTURA EN EL MUNDO (MTC, 2002)	40
TABLA I.15 DISTRIBUCIÓN DE 15,800 GRANDES PRESAS CONSTRUIDAS EN EL MUNDO, POR TIPO DE PRESA, REPORTADAS HASTA 1975 (MARENGO, 1998)	41
TABLA I.16 CARACTERÍSTICAS TÍPICAS DE CORTINAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO (NOVAC, ET AL, 1996)	45
TABLA I.17 CARACTERÍSTICAS DE LAS CORTINAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO	46
TABLA I.18 CONVENIENCIA DEL ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE, MECÁNICAS E HIDRÁULICAS DEL TERRAPLÉN DE PRESAS DE ECC	46
TABLA I.19 DESCRIPCIÓN DE LA CALIDAD DE ROCA (DEERE, 1963)	47
TABLA I.20 CLASIFICACIÓN DE ENROCAMIENTOS (MARSAL, 1972)	50
TABLA I.21 MÓDULOS DE COMPRESIBILIDAD DE PRESAS DE ECC	53
TABLA I.22 PERMEABILIDAD Y MÉTODOS DE PRUEBA (CASAGRANDE Y FADUM, 1940).....	55
TABLA I.23 GRANULOMETRÍA RECOMENDABLE PARA LA ZONA DE TRANSICIÓN DE PRESAS DE ECC	74
TABLA I.24 TALUDES DE PRESAS DE ECC	78
TABLA I.25 VARIACIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL ENROCAMIENTO CON EL ESFUERZO DE CONFINAMIENTO (ADAPTACIÓN DE CHARLES Y WATTS, 1980)	78
TABLA I.26 LISTA CRONOLÓGICA DE PRESAS DE ECC DE MÁS DE 100 M DE ALTURA, CON SUS PRINCIPALES ELEMENTOS DE DISEÑO (HIDROPOWER & DAMS, ISSUE SIX, 1998)	84
TABLA I.27 DOSIFICACIÓN DE LA MEZCLA UTILIZADA PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL BORDILLO	86

TABLA I.28 ESPESORES DE LA CARA DE CONCRETO DE ACUERDO A LA ALTURA DE CORTINA	87
TABLA I.29 PROPIEDADES DE LOS ENROCAMIENTOS (BODTMAN Y WYATT, 1985). MOVIMIENTOS MÁXIMOS DE LA JUNTA PERIMETRAL DE VARIAS PRESAS DE ECC (ICOLD, 1989A).....	88
TABLA II.1 ESQUEMA ECONÓMICO Y EVENTOS RELEVANTES EN EL P.H. EL CAJÓN, NAY.	111
TABLA II.2 DATOS GENERALES DEL P.H. EL CAJÓN, NAYARIT.	114
TABLA II.3 PRINCIPALES DATOS DE LA OBRA DE DESVÍO DEL P.H. EL CAJÓN NAY.	115
TABLA II.4 PRINCIPALES DATOS DE LA OBRA DE CONTENCIÓN DEL P.H. EL CAJÓN, NAY.	118
TABLA II.5 PRINCIPALES DATOS DE LA OBRA DE GENERACIÓN DEL P.H. EL CAJÓN NAY.	120
TABLA II.6 PRINCIPALES DATOS DEL EQUIPO ELECTROMECAÁNICO DEL P.H. EL CAJÓN NAY.	121
TABLA II.7 PRINCIPALES DATOS DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS DEL P.H. EL CAJÓN, NAY....	122
TABLA II.8 HIDROLOGÍA DE LA CUENCA DE EL CAJÓN	123
TABLA II.9 PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE PRESAS DE ECC CON ALTURAS MAYORES A LOS 160 M	127
TABLA II.10 RESUMEN DE DENSIDADES SECAS Y RELACIONES DE VACÍO	134
TABLA II.11 RESULTADOS DE PRUEBAS DE PLACA CONFINADA.....	136
TABLA II.12 MÓDULOS DE ELASTICIDAD OBTENIDOS CON NHA INSTALADOS EN EL PEDRAPLÉN DE PRUEBA	137
TABLA II.13 RESUMEN DE RESULTADOS DE MÓDULOS DE DEFORMABILIDAD DINÁMICOS.....	137
TABLA II.14 RESUMEN DE RESULTADOS DE LAS PRUEBAS ÍNDICE REALIZADAS A LOS ENROCAMIENTOS	138
TABLA II.15 CLASIFICACIÓN DE ENROCAMIENTOS (MARSAL,1972).....	138
TABLA II.16 ZONIFICACIONES DE LA PRESA PARA ANÁLISIS DE ELEMENTO FINITO.....	141
TABLA II.17 CUADRO DE MATERIALES RECOMENDADO	143
TABLA II.18 COEFICIENTES DEL MEDELO DE MICHEL PARA CONDICIONES SECA Y SATURADA	146
TABLA II.19 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS EN EL PEDRAPLÉN.....	148
TABLA II.20 PARÁMETROS ELÁSTICOS PARA EL ANÁLISIS AL FINAL DE LA CONSTRUCCIÓN...	149
TABLA II.21 PARÁMETROS ELÁSTICOS DE LOS MATERIALES PARA EL ANÁLISIS DURANTE EL LLENADO	150
TABLA II.22 PARÁMETROS DE CREEP DEL ENROCAMIENTO.....	150
TABLA II.23 MÓDULOS DE ELASTICIDAD Y RELACIÓN DE VACÍOS PARA CADA ESPESOR DE CAPA	153
TABLA II.24 PARÁMETROS DE Y E CONSIDERADOS PARA LA OPCIÓN (II)	161
TABLA II.25 RESULTADOS DE PRUEBAS TRIDIMENSIONALES EN SELLOS DE AGUAMILPA	164
TABLA II.26 RESULTADOS DE LA PRUEBA A LA PRIMERA BARRERA DEL SELLO	166
TABLA II.27 GEOMATERIALES DE LA CORTINA DEL P.H. EL CAJÓN	167

TABLA II.28 ESPECIFICACIONES DE COLOCACIÓN Y COMPACTACIÓN DE LOS MATERIALES	175
TABLA II.29 ETAPAS CONSTRUCTIVAS DE LA CARA DE CONCRETO DE EL CAJÓN.....	177
TABLA III.1 DESCRIPCIÓN DE CLASIFICACIÓN DE ROCAS POR INTERPRETACIÓN GEOFÍSICA	188
TABLA III.2 INSTRUMENTACIÓN DEL TERRAPLÉN DEL P.H. EL CAJÓN, NAY.....	193
TABLA III.3 ASENTAMIENTOS VERTICALES DEL TERRAPLÉN DEL EL CAJÓN MEDIDOS MEDIANTE NHA	194
TABLA III.4 ASENTAMIENTOS MEDIDOS CON INCLINÓMETROS	194
TABLA III.5 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS HORIZONTALES DEL TERRAPLÉN MEDIDOS CON INCLINÓMETROS	197
TABLA III.6 MÓDULOS DE DEFORMABILIDAD EN MPA, REPRESENTATIVOS PARA LAS DIFERENTES ETAPAS DE LA CORTINA CALCULADOS A PARTIR DE LOS ASENTAMIENTOS.....	198
TABLA III.7 FACTOR DE REDUCCIÓN DE TENSIÓN POR EFECTO DE LA FORMA DE LA BOQUILLA (HUNTER Y FELL, 2003)	199
TABLA III.8 MÓDULOS DE DEFORMABILIDAD PROMEDIO OBTENIDOS MEDIANTE SÍSMICA DE REFRACCIÓN	199
TABLA IV.1 PARÁMETROS DE DISEÑO DE EL CAJÓN Y AGUAMILPA.....	210
TABLA IV.2 PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO DE EL CAJÓN Y AGUAMILPA	211
TABLA IV.3 COMPARATIVA DE VALORES ESPERADOS Y VALORES OBTENIDOS DE EE PARA EL CAJÓN	212
TABLA IV.4 DISTRIBUCIÓN DE PRESAS CONSTRUIDAS PARA CFE, POR TIPO (MARENGO, 2006)	217

INDICE DE FIGURAS

FIGURA I.1 COMPONENTES DE UNA PRESA (IMTA)	25
FIGURA I.2 UBICACIÓN DE UNA PRESA (IMTA)	26
FIGURA I.3 TIPOS DE CORTINAS DE ENROCAMIENTO (ACADEMIA DE INGENIERÍA, 2005)	27
FIGURA I.4 DISTRIBUCIÓN DE PRESAS CONSTRUIDAS EN EL MUNDO (PATKAR 2000).....	31
FIGURA I.5 TENDENCIA EN EL INCREMENTO DE LA ALTURA EN PRESAS DE ECC	39
FIGURA I.6 RESISTENCIA A LA RUPTURA DE VARIOS TIPOS DE ROCA EN ESTADO SECO (MARSAL, 1964)	50
FIGURA I.7 DEFINICIÓN DE LA RELACIÓN DE VACÍOS ESTRUCTURAL	51
FIGURA I.8 CURVA HISTÉRESIS	52
FIGURA I.9 ESQUEMA DE COMPORTAMIENTO DE ENROCAMIENTOS COMPACTADOS EN FUNCIÓN DEL PESO VOLUMÉTRICO SECO Y TAMAÑO MÁXIMO DE GRANOS (DMAX).....	54
FIGURA I.10 GRÁFICA DEFORMACIÓN-TIEMPO PARA ENROCAMIENTO DE MUDSTONE (PARKIN, 1990B).....	54
FIGURA I.11 ARREGLO TÍPICO DE LAS PRESAS DE ECC CONSTRUIDAS SOBRE ROCA SANA CON ENROCAMIENTO DE BUENA CALIDAD (ICOLD, 1989)	56
FIGURA I.12 ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN EN PRESAS DE ECC CON SECCIÓN PRIORITARIA INTERNA	58
FIGURA I.13 PLINTO CONVENCIONAL (FOZ DO AREIA)	60
FIGURA I.14 PLINTO INCLINADO (MACHADINHO)	60
FIGURA I.15 CIMENTACIÓN MUY INCLINADA (ALTO ANCHICAYÁ Y GOLILLAS).....	61
FIGURA I.16 PLINTO INTERNO (ITA – ITAPEBI).....	61
FIGURA I.17 PLINTO ARTICULADO (SANTA JUANA – PUCLARO).....	61
FIGURA I.18 DISEÑO DEL PLINTO DE LA PRESA MANGROVE CREEK (MACKENZIE & MCDONALD, 1985).....	62
FIGURA I.19 DISEÑO DEL PLINTO DE LA PRESA BOODOOMA (MACKENZIE & MCDONALD, 1985)	63
FIGURA I.20 DISEÑO DEL PLINTO DE LA PRESA CETHANA (ROGERS 1985).....	63
FIGURA I.21 DISEÑO DEL PLINTO DE LA PRESA PIEMAN (FITZPATRICK ET AL, 1985).....	63
FIGURA I.22 GRANULOMETRÍAS Y PROPIEDADES DE LOS ENROCAMIENTOS DE PRESAS DE ECC (BDTMAN Y WYATT, 1985)	69
FIGURA I.23 NOMENCLATURA INTERNACIONAL DE LA ZONIFICACIÓN DE LAS PRESAS DE ECC (COOKE, 2000)	71
FIGURA I.24 ZONAS ESPECIALES EN LA JUNTA PERIMETRAL DE LA PRESA FOZ DO AREIA (B. MATERÓN).....	72
FIGURA I.25 GRANULOMETRÍAS DE LAS TRANSICIONES DE PRESAS DE ECC Y GRANULOMETRÍA RECOMENDADA (ICOLD).....	74

FIGURA I.26 ARREGLO DEL ENROCAMIENTO COLOCADO Y COMPACTADO (COOKE, 1991)	80
FIGURA I.27 PRESA "CAMPOS NOVOS" DE 202 M DE ALTURA EN BRASIL QUE PRESENTÓ UN FRACTURAMIENTO IMPORTANTE EN LA LOSA DE CONCRETO DURANTE SU PRIMER LLENADO (2006)	83
FIGURA I.28 ESQUEMA DE LA LOSA DE CONCRETO DE LAS PRESAS DE ECC (WATERPOWER, 1990).	84
FIGURA I.29 ESQUEMA DE LA JUNTA PERIMETRAL UTILIZADA EN LA CETHANA, REECE, ALTO ANCHICAYÁ Y LOWER PIEMAN (FITZPATRICK ET AL, 1985)	90
FIGURA I.30 DETALLES DE LA JUNTA PERIMETRAL DE FOZ DO AREIA (PINTO ET AL, 1985)	90
FIGURA I.31 ESQUEMA DE LA JUNTA PERIMETRAL DE SALVAJINA (J.B. COOKE, 2000)	91
FIGURA I.32 ESQUEMA DE LA JUNTA PERIMETRAL DE LAS PRESAS DE XINGÓ E ITÁ (J.B. COOKE, 2000)	91
FIGURA I.33 ESQUEMA DE LA JUNTA PERIMETRAL UTILIZADA EN LA PRESA DE ANTAMINA-COLOMBIA (J.B. COOKE, 2000)	92
FIGURA I.34 ESQUEMA DE LOS SELLOS UTILIZADOS EN LA JUNTA PERIMETRAL DE AGUAMILPA	93
FIGURA I.35 DIMENSIONES DEL SELLO INFERIOR DE AGUAMILPA	93
FIGURA I.36 ESQUEMA DE LA JUNTA VERTICAL TIPO "A" UTILIZADA EN SEGREDO (PINTO ET AL, 1985)	94
FIGURA I.37 ESQUEMA DE LA JUNTA VERTICAL TIPO "A" UTILIZADA EN FOZ DO AREIA Y XINGÓ (J.B. COOKE, 2000)	95
FIGURA I.38 ESQUEMA DE LA JUNTA VERTICAL TIPO "A" USADA EN ITÁ, MACHADINHO E ITAPEBI (J.B. COOKE, 2000)	95
FIGURA I.39 ESQUEMA DE LA JUNTA VERTICAL TIPO "A" USADA EN LA PRESA DE SALVAJINA (J.B. COOKE, 2000)	95
FIGURA I.40 ESQUEMA DE LA JUNTA VERTICAL TIPO "A" UTILIZADA EN LA PRESA DE ANTAMINA (J.B. COOKE, 2000)	96
FIGURA I.41 ESQUEMA DE LA JUNTA VERTICAL DE COMPRESIÓN UTILIZADA EN FOZ DO AREIA, SEGREDO Y XINGÓ (J.B. COOKE, 2000)	96
FIGURA I.42 ESQUEMA DE LA JUNTA VERICAL TIPO "B" UTILIZADA EN LA PRESA DE ITÁ, MACHADINHO E ITAPEBI	97
FIGURA I.43 ESQUEMA DE LA JUNTA VERTICAL TIPO "B" UTILIZADA EN LA PRESA DE SALVAJINA (J.B. COOKE, 2000)	97
FIGURA I.44 ESQUEMA DE LA JUNTA VERTICAL TIPO "B" UTILIZADA EN LA PRESA DE ANTAMINA (J.B. COOKE, 2000)	97
FIGURA I.45 ESQUEMA DE LA JUNTA HORIZONTAL DE CONSTRUCCIÓN UTILIZADA EN ANTAMINA (COLOMBIA), TANTO EN LAS LOSAS CENTRALES COMO EXTERNAS (J.B. COOKE, 2000)	98
FIGURA I.46 ESQUEMA DE PARAPETO PARA PRESAS DE ECC, (WATERPOWER, 1990)	99
FIGURA I.47 JUNTA FLEXIBLE ENTRE LA CARA DE CONCRETO Y EL PLINTO (ICOLD, 1989)	100

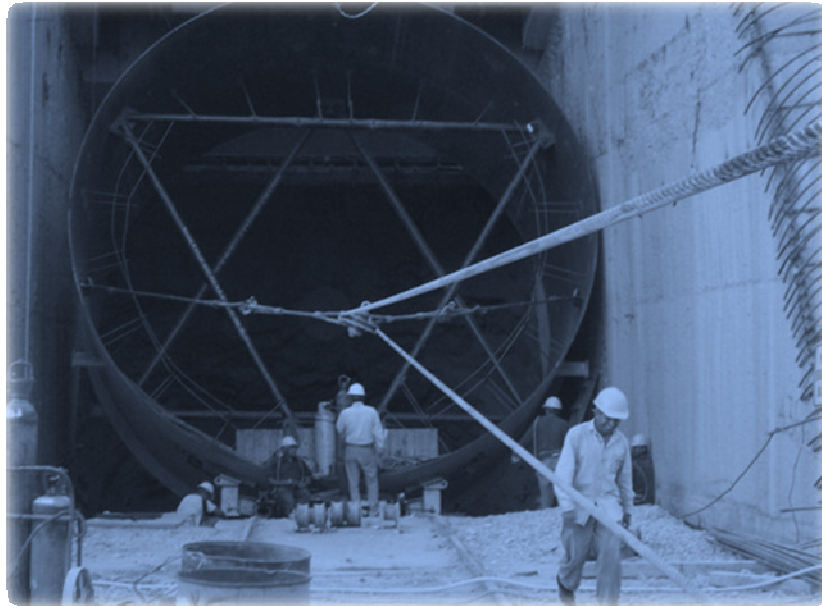
FIGURA I.48 ESQUEMA DE LA CIMBRA DESLIZANTE UTILIZADA EN LA PRESA DE KHAO (WATAKEEKUL ET AL. 1985)	101
FIGURA I.49 ACERO EN LA JUNTA PERIMETRAL EN LA PRESA DE SALVAJINA (HACELAS Y RAMÍREZ, 1987).....	103
FIGURA II.1 SISTEMA HIDROLÓGICO SANTIAGO	108
FIGURA II.2 UBICACIÓN DEL P.H. EL CAJÓN, NAY.....	109
FIGURA II.3 ACCESO DEFINITIVO AL P.H. EL CAJÓN, NAY.....	109
FIGURA II.4 ORGANIZACIÓN DE CONSTRUCTORA INTERNACIONAL DE INFRAESTRUCTURA (CIISA)	111
FIGURA II.5 PROGRAMA GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DEL P.H. EL CAJÓN, NAY.	112
FIGURA II.6 PLANTA GENERAL Y SECCIÓN TRANSVERSAL DEL P.H. EL CAJÓN, NAY.....	113
FIGURA II.7 OBRA DE DESVÍO DEL P.H. EL CAJÓN, NAY.	116
FIGURA II.8 PERFIL DE LA CORTINA Y ATAGUÍAS.....	118
FIGURA II.9 CORTE LONGITUDINAL DE LA OBRA DE GENERACIÓN	119
FIGURA II.10 VISTA HACIA AGUAS ABAJO DE LA ESTRUCTURA DE CONTROL Y PARTE DEL CANAL DE DESCARGA DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS.	122
FIGURA II.11 HIDROGRAMA DE ENTRADA Y SALIDA DE LA CUENCA DE EL CAJÓN, NAY.	123
FIGURA II.12 SECCIÓN GEOLÓGICA DE LA BOQUILLA DEL SITIO DE CONSTRUCCIÓN	125
FIGURA II.13 ZONIFICACIÓN DE AGUAMILPA.....	128
FIGURA II.14 AGRIETAMIENTO DE LA CARA DE CONCRETO DE AGUAMILPA	128
FIGURA II.15 PEDRAPLÉN DE PRUEBA PARA EL CAJÓN.....	131
FIGURA II.16 INSTRUMENTACIÓN DEL PEDRAPLÉN DE PRUEBA	133
FIGURA II.17 GRANULOMETRÍAS PROMEDIO DE LAS TRES ZONAS DEL TERRAPLÉN	135
FIGURA II.18 GRANULOMETRÍAS UTILIZADAS EN OTRAS PRESAS DE ECC PARA EL MATERIAL 3B	135
FIGURA II.19 RESULTADOS DE PRUEBAS TRIAXIALES.....	139
FIGURA II.20 ZONIFICACIÓN RECOMENDADA (J. DE D. ALEMÁN, 2002)	142
FIGURA II.21 BANDAS GRANULOMÉTRICAS RECOMENDADAS PARA EL MATERIAL 2 Y 3A	143
FIGURA II.22 BANDAS GRANULOMÉTRICAS RECOMENDADAS PARA EL MATERIAL 2F, IB Y MAT. SELLANTE.....	144
FIGURA II.23 BANDAS GRANULOMÉTRICAS RECOMENDADAS PARA EL MATERIAL 3B	144
FIGURA II.24 BANDAS GRANULOMÉTRICAS RECOMENDADAS PARA EL MATERIAL T	145
FIGURA II.25 BANDAS GRANULOMÉTRICAS RECOMENDADAS PARA EL MATERIAL 3C	145
FIGURA II.26 GRÁFICA DE DEFORMACIÓN AXIAL A LARGO PLAZO (CREEP) VS. TIEMPO.....	147
FIGURA II.27 VISTA GENERAL DE LA MALLA DE ELEMENTO FINITO	148
FIGURA II.28 ESPECTROS DE LOS SISMOS UTILIZADOS EN LOS ANÁLISIS SISMODINÁMICOS ...	153
FIGURA II.29 INFLUENCIA DEL EFECTO CONFINANTE EN EL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL ENROCAMIENTO	154

FIGURA II.30 VARIACIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ DINÁMICO EN LA CORTINA	155
FIGURA II.31 PROCESO DE APLICACIÓN DE CARGAS PARA EL ANÁLISIS SISMODINÁMICO.	157
FIGURA II.32 VISTA TRIDIMENSIONAL DE LA CORTINA, DE LA SECCIÓN MEDIA HACIA LA MARGEN IZQUIERDA	157
FIGURA II.33 OPCIÓN (I) PROPUESTA COMO ALTERNATIVA AL DISEÑO DE J. DE D. ALEMÁN	160
FIGURA II.34 OPCIÓN (II) PROPUESTA COMO ALTERNATIVA AL DISEÑO DE CFE	161
FIGURA II.35 NIVELES DE EMBALSE Y FILTRACIONES EN GALERÍA DE DRENAJE DE AGUAMILPA	163
FIGURA II.36 PRUEBAS TRIDIMENSIONALES EN LOS SELLOS DE COBRE Y PVC DE AGUAMILPA	164
FIGURA II.37 PRUEBAS A LA PRIMERA BARRERA DEL SELLO PARA EL CAJÓN	165
FIGURA II.38 PRUEBAS A LA SEGUNDA BARRERA DEL SELLO PARA EL CAJÓN	166
FIGURA II.39 SECCIÓN DE LA PRESA DEL P. H. EL CAJÓN, NAY.	167
FIGURA II.40 PROYECTO ORIGINAL DEL PLINTO DEL P.H. EL CAJÓN, NAY.	169
FIGURA II.41 POSICIÓN DEL SELLO INFERIOR DE COBRE ENTRE LAS LOSAS Y EL PLINTO	170
FIGURA II.42 SELLO SUPERIOR DE COBRE.....	171
FIGURA II.43 COLOCACIÓN DE CONCRETO CON MOTOBOMBA ENTRE LOS PUNTOS P7 Y P8	171
FIGURA II.44 PARÁMETROS DE INYECTABILIDAD EN EL PLINTO, CFE, 2006.....	172
FIGURA II.45 PEDRAPLÉN DE PRUEBAS DURANTE LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN	173
FIGURA II.46 ETAPAS REALES DE LA COLOCACIÓN DE MATERIAL EN EL CUERPO DE LA CORTINA.....	175
FIGURA II.47 DESCARGA DE CONCRETO A LA MÁQUINA BORDILLERA PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL BORDILLO.....	176
FIGURA II.48 COLADO DE LOSA EN LA CARA DE CONCRETO	178
FIGURA II.49 ARREGLO DE LA JUNTA PERIMETROAL TIPO I	179
FIGURA II.50 ARREGLO DE LA JUNTA TIPO II.....	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
FIGURA II.51 SECCIÓN Y DIMENSIONES DE LOS SELLOS UTILIZADOS EN EL CAJÓN	181
FIGURA II.52 HABILITADO EN TALLER DE LOS CAMBIOS DE DIRECCIÓN DE LOS CONTENEDORES	182
FIGURA III.1 PRUEBAS DE MATERIALES ENROCAMIENTO,	186
FIGURA III.2 TENDIDOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA EN EL MATERIAL T A LA ELEV. 300	188
FIGURA III.3 DEPENDENCIA DEL MÓDULO DE CORTE CON EL MÉTODO DE MEDIDA. (LÜDELING, 1976)	189
FIGURA III.4 RESULTADOS DE LAS RELACIONES DE SCHNAIDER EN EL P.H. BACURATO, SIN..	190
FIGURA III.5 UBICACIÓN DEL ESTUDIO DOWN HOLE EN EL CENTRO DE LA CORTINA DE EL CAJÓN	191
FIGURA III.6 ESQUEMA BÁSICO DE CONTROL REGULAR DE COMPORTAMIENTO (SCE-CFE)	192

FIGURA III.7 ASENTAMIENTOS MÁXIMOS REGISTRADOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE AGUAMILPA Y EL CAJÓN, MEDIDOS CON NHA	195
FIGURA III.8 RESULTADOS DE E Y G OBTENIDOS DEL ENSAYO DOWN HOLE AL CENTRO DE LA CORTINA.....	200
FIGURA III.9 COMPORTAMIENTO DE LA JUNTA PERIMETRAL DESPUÉS DEL PRIMER LLENADO	202
FIGURA III.10 ASENTAMIENTOS EN LA CARA DE CONCRETO DURANTE PRIMER LLENADO. ...	204
FIGURA III.11 FILTRACIONES EN LA GALERÍA DE CAPTACIÓN DE EL CAJÓN	205
FIGURA III.12 FILTRACIONES EN MARGEN IZQUIERDA AL 15 DE NOV DE 2006.....	205
FIGURA III.13 FILTRACIONES EN MARGEN IZQUIERDA AL 15 DE NOV. DE 2006.....	206
FIGURA III.14 NIVELES PIEZOMÉTRICOS DENTRO DE LA CORTINA AL 15 DE NOV. DE 2006.....	206
FIGURA IV.1 MÓDULOS DE DEFORMABILIDAD REGISTRADOS EN AGUAMILPA EN LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN.....	212
FIGURA IV.2 COMPARACIÓN DE LOS MÓDULOS DE ELASTICIDAD DEL TERRAPLÉN DE PRUEBA Y EL PRIMER LLENADO DE EL CAJÓN	213
FIGURA IV.3 CURVAS DE IGUAL ASENTAMIENTO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE AGUAMILPA.....	215
FIGURA IV.4 CURVAS DE IGUAL ASENTAMIENTO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE EL CAJÓN	216

**COMPARACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO Y EL COMPORTAMIENTO
DURANTE EL PRIMER LLENADO DEL EMBALSE DEL PROYECTO
HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN**

I N T R O D U C C I Ó N



INTRODUCCIÓN

El agua es el elemento vital de cuyo aprovechamiento depende la prosperidad de un país. Actualmente varios estudios muestran que por el año 2025 la demanda de agua superará el abasto y habrá 3.5 billones de personas viviendo con problemas de agua y otros tantos con problemas de electricidad. Por ello, la realización de grandes proyectos de infraestructura hidráulica resulta imprescindible y es claro que no hay sustitutos para las presas como componentes principales para el manejo de recursos hidráulicos (Marengo, 2005).

El objetivo más común de una presa es regular los escurrimientos de un río, almacenando así, en forma temporal, el volumen de agua que escurre en exceso en la época de lluvias para luego ser usado en el estiaje. Sin embargo, cada vez en mayor medida, las presas se construyen con múltiples propósitos (proyectos multipropósitos), como la generación de energía eléctrica, el abastecimiento de agua potable, el desarrollo turístico, etc. La finalidad de estos proyectos es satisfacer el mayor número de necesidades que ayuden al desarrollo de la región y del país mismo, optimizando al máximo los recursos disponibles.

La Ingeniería de Presas representa hoy en día la punta de lanza en la ingeniería de desarrollos regionales (Goodland, 1996) y su desarrollo se debe, en gran medida, a la experiencia y las aportaciones científicas de numerosas investigaciones que a lo largo del tiempo se han enfocado en diversos aspectos sobre su diseño y construcción. Esto recalca el carácter de la ingeniería como el arte de la aplicación práctica de los conocimientos científicos y empíricos respectivamente.

Una de las principales características de las presas de enrocamiento con cara de concreto (ECC) es su diseño empírico, es decir, que se basa principalmente en experiencias prácticas y no en aspectos teóricos. Los datos de presas precedentes y las condiciones del sitio para los nuevos proyectos son la base para el diseño de las presas de este tipo. La evolución de los criterios de diseño ha sido basada en esta experiencia y en la comprobación sistemática de soluciones en diferentes obras, observando su comportamiento y ajustándolos a nuevas condiciones, creándose reglas empíricas que todavía están en proceso de mejoramiento.

Por otro lado las presas de ECC presentan técnica y económicamente importantes ventajas sobre otros tipos de presa y la evolución que han tenido en los últimos años ha sido fundamental. Esta es la razón por la cual la tendencia actual en la construcción de proyectos hidroeléctricos de gran altura recae en presas de este tipo, pudiéndose alcanzar alturas por arriba de los 200 metros con proyectos económicamente factibles y cuya seguridad supera parámetros que en otro tiempo no se contemplaban en el rubro de la construcción (Vicente Fox Quezada, 2006). Por su magnitud, El Cajón se encuentra entre las más altas del mundo en su tipo y es la obra más importante de los pasados seis años en materia de infraestructura energética. Con base en la experiencia acumulada y los avances recientes de la innovación científica y el desarrollo tecnológico, las técnicas y procedimientos constructivos empleados en su realización han superado los aplicados en proyectos anteriores (Bernardo Quintana, 2006). El hecho de que El Cajón ha sido la obra hidroeléctrica más documentada en nuestro país y tal vez, también a nivel mundial, la convierte en la punta de lanza de un gran número de proyectos.

El objetivo general de este trabajo es presentar un estado del conocimiento sobre los criterios de diseño de las presas de ECC y comparar dichos criterios con el diseño del Proyecto Hidroeléctrico El Cajón, cuya construcción culminó a mediados del 2007.

Para ello, en el Capítulo I se parte de los aspectos generales alrededor de las presas. Se presenta la situación actual de las presas a nivel mundial y en nuestro país, destacando su importancia en el desarrollo hidroenergético y de irrigación, así como la necesidad de proyectos multipropósitos que satisfagan lo mejor posible el mayor número de necesidades de la población. Después se describe la situación de las presas de ECC en particular, las cuales presentan varias ventajas sobre otros tipos de presas y constituyen la materia del presente trabajo. Se da un panorama de la situación actual y la evolución que muestran hacia proyectos cada vez mayores; se destacan sus ventajas y propiedades, así como los elementos que las componen y la importancia de una buena estrategia de desvío. Posteriormente, uno por uno se describen los criterios de diseño del plinto, terraplén, cara de concreto y parapeto, los cuales han sido producto de la investigación y análisis de la información técnica al respecto en la literatura de proyectos de este tipo alrededor del mundo. Los criterios de diseño que se presentan en este trabajo coinciden con las últimas prácticas de diseño, después de analizar las más recientes presas construidas en Brasil, China, Australia y México.

En el Capítulo II se presenta la aplicación a un caso práctico que persigue demostrar que durante los últimos 30 años se ha llegado a un conocimiento empírico y pragmático del estado del arte de estas estructuras, generando soluciones simples, seguras y económicas de gran aceptación que todavía continúan evolucionando. Se parte de una descripción concisa de las obras que lo componen y los rasgos del sitio de construcción; posteriormente se describen de manera general los estudios que se realizaron para definir la zonificación de la cortina hasta llegar a los parámetros óptimos con que fue construida y, finalmente, se describe el diseño y la construcción de las diferentes estructuras que componen la obra de contención: plinto, terraplén y cara de concreto, destacando las estrategias, cambios de proyecto e innovaciones que se presentaron durante su construcción.

El Capítulo III resume el comportamiento observado durante la construcción y el primer llenado del embalse. Se comienza por explicar de manera general los métodos de monitoreo y pruebas que se realizan con el fin de conocer los parámetros de dicho comportamiento, colaborando con ello al carácter empírico de este tipo de obras y a la mejor comprensión de los resultados obtenidos con uno y/u otro métodos; se destaca la importancia de cada método y los resultados que arroja, tanto para el registro estadístico del comportamiento de la obra, como para el control de calidad durante la construcción de las estructuras, en especial, del terraplén. En vista de la gran cantidad de parámetros estudiados durante y después de la construcción de una obra de este tipo, únicamente se presentan los principales factores que rigen la seguridad de la obra de contención, tales como los módulos de enrocamiento, los asentamientos de la presa, los desplazamientos de la cara de concreto y las filtraciones presentadas. No obstante la gran utilidad de los parámetros obtenidos por los diversos métodos de monitoreo, se deben tener presentes las incertidumbres implícitas en la obtención de cada uno, siendo la finalidad el perfeccionamiento de cada método, su complementación, la mitigación de sus limitaciones y la salvedad de sus bondades.

El Capítulo IV trata de la comparación entre los parámetros de comportamiento de El Cajón presentados en el capítulo III, con los esperados en el diseño de la obra y los obtenidos en otras presas del mismo tipo en su etapa de construcción y primer llenado. El principal objetivo de esta comparación es definir las tendencias de diseño de las presas de ECC en base a un análisis objetivo de los criterios de diseño utilizados en El Cajón y los que se han venido usando en presas de este tipo alrededor del mundo. Se parte de una comparación entre El Cajón y Aguamilpa, cuyo diseño fue en gran medida, la base para el diseño de El Cajón; dicha comparación se enfoca en los parámetros de diseño y comportamiento que presentó cada obra. Posteriormente se presentan las tendencias de diseño que se han venido tomando, tanto en el diseño como en la construcción de presas de ECC, cubriendo los aspectos: económico, de seguridad y de diseño.

Finalmente se presentan las conclusiones generales y las recomendaciones de la Tesis, involucrando los aspectos más importante y útiles para el desarrollo de la ingeniería de este tipo de presa.

**COMPARACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO Y EL COMPORTAMIENTO
DURANTE EL PRIMER LLENADO DEL EMBALSE DEL PROYECTO
HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN**

CAPÍTULO I



**CRITERIOS DE DISEÑO PARA PRESAS DE
ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO (ECC)**

I. CRITERIOS DE DISEÑO PARA PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO (ECC)

OBJETIVOS DEL CAPÍTULO

El propósito de este capítulo es señalar que se ha llegado, durante los últimos 30 años, a un conocimiento empírico y pragmático del estado del arte de estas estructuras, que generando soluciones simples, seguras y económicas de gran aceptación y en continua evolución.

Se tratan en primer lugar, conceptos generales como la definición de presa y su clasificación. Se da una especial atención a la descripción de las presas de ECC, su situación actual, su evolución, los elementos de que se componen y las ventajas que ofrecen sobre otros tipos de presa.

Se exponen aspectos de diseño y construcción desarrollados y aplicados en obras de este tipo que aparecen en la literatura técnica y que, actualmente, presentan un comportamiento excelente desde el punto de vista de la deformabilidad, integridad de la losa de concreto y control de filtraciones.

Se tratan por separado los criterios de diseño del desvío, plinto, cara de concreto y terraplén, explicando en cada uno, las características principales y la evolución de su diseño con el tiempo.

Entre las presas recientemente construidas que menciona la literatura, y cuya altura aproximada es de 200 m, están: Aguamilpa-México (188 m), Cethana-Australia (110 m), Alto Anchicayá-Colombia (140 m), Foz do Areia- Brasil (160 m), Salvajina-Colombia (148 m), Golillas – Colombia (130) y Segredo – Brasil (145 m). Cabe mencionar que el diseño de El Cajón se realizó atendiendo al estado del arte, fundamentalmente con la experiencia adquirida en estas presas.

I.1. GENERALIDADES

I.1.1 DEFINICIÓN DE PRESA

Se llama presa al conjunto de obras que se construyen en la sección de un río para contener sus aguas y optimizar su aprovechamiento.

A lo largo de la historia, las presas han jugado un papel trascendental en el desarrollo de las civilizaciones. El agua continuará siendo un recurso vital para todo el mundo y la falta de balance entre oferta y demanda seguirá propiciando el desarrollo de estas obras, las cuales deben partir de una perspectiva técnica, social y ambiental, a fin de que su existencia sea sostenible y sustentable y contribuya al desarrollo social y económico de cada país.

I.1.2 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL PROYECTO DE UNA PRESA

Existen múltiples factores que intervienen en el proyecto de una presa; sin embargo, los que a continuación se indican son, sin duda, los más importantes en lo que se refiere a la selección del tipo de presa (Marsal y Reséndiz, 1975).

- La topografía de la región define la localización más adecuada del sitio y las dimensiones aproximadas de la cortina; la ubicación probable del vertedor y la necesidad o no de construir diques auxiliares.
- La geología del sitio, que define las características de las rocas y los depósitos aluviales en el cauce, así como la presencia de tectonismo o fallas activas que puedan afectar la estabilidad y buen comportamiento de una presa.
- La disposición de materiales en el sitio, lo que permite hacer evaluaciones de costo y elegir la opción más ventajosa.
- La sismicidad regional, que influye en la magnitud y variación de los esfuerzos a los que son sometidos los elementos de la cortina y las obras auxiliares de la presa, así como las laderas del vaso. Influye también en la magnitud del oleaje que se pueda generar en el embalse.
- La hidrología de la cuenca es uno de los factores que más influye en la elección del tipo de presa.
- El medio ambiente, cuyo efecto ha sido un factor determinante en lo que hoy en día se conoce como desarrollo sustentable.
- La geotecnia del vaso y la boquilla, mediante las cuales se definen las propiedades y características de los taludes, terraplenes, obras de desvío, inyecciones y tratamientos de la cimentación de la cortina, etcétera.

I.1.3 CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DEL PROYECTO

Una vez que se dispone de la información relacionada con los factores antes mencionados, se podrán definir las siguientes características básicas del proyecto:

- Capacidad de almacenamiento total de azolves, así como de regulación de avenidas.
- Gasto medio aprovechable; localización de la obra de toma (y de la casa de máquinas, si es el caso).
- Altura de la presa, incluyendo el bordo libre.
- Avenida máxima probable y capacidad del vertedor, así como la ubicación de este último.
- Materiales disponibles en el sitio.
- Problemas especiales, particularmente, aquellos relacionados con la cimentación de la cortina.

I.1.4 COMPONENTES DE UNA PRESA Y SITIO DE CONSTRUCCIÓN

A menudo se hace referencia a las presas como vasos de almacenamiento, sin embargo, el vaso es sólo una de las partes de la presa. A continuación se presentan sus principales componentes:

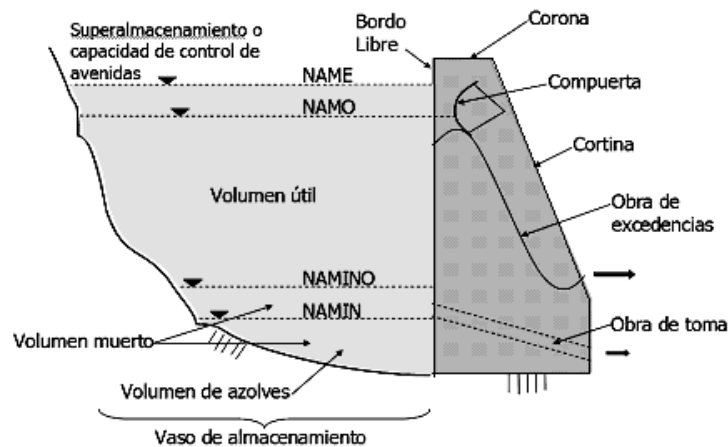


FIGURA I.1 COMPONENTES DE UNA PRESA (IMTA).

Donde:

- NAMIN: Nivel de aguas mínimas
- NAMINO: Nivel de aguas mínimas de operación
- NAMO: Nivel de aguas máximas ordinarias
- NAME: Nivel de aguas máximas extraordinarias
- Capacidad o volumen útil: Volumen destinado a satisfacer la demanda o a brindar la carga requerida por las turbinas
- Superalmacenamiento: Volumen disponible para el control de avenidas

El sitio ideal para construir una presa es la salida de una cuenca, ya que este sitio es donde se conjuntan todos los afluentes de la misma (figura I.2)

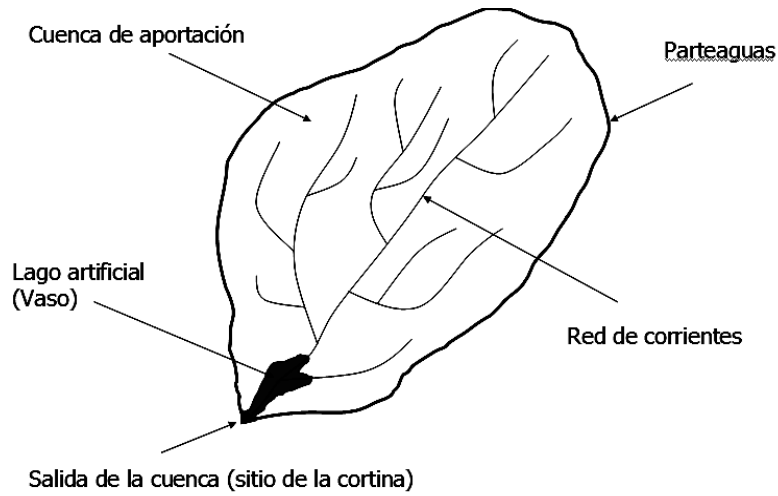


FIGURA I.2 UBICACIÓN DE UNA PRESA (IMTA)

I.1.5 CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS

Las presas varían en cuanto al tamaño y tipo de cortina, uso y capacidad del vaso, riesgo, etcétera. Su diseño y la extensión de los estudios previos dependen de todas estas características, que determinan su clasificación.

- **Clasificación según el tipo de cortina:**

- a) Presas de concreto y mampostería
 - ┌ Cortinas de gravedad
 - ├ Cortinas de arco
 - ├ Cortinas de arcos múltiples
 - └ Cortinas con contrafuertes

- b) Presas de tierra y enrocamiento (material compactado)
 - ┌ Cortinas de tierra
 - ├ Cortinas de enrocamiento
 - └ Cortinas de materiales graduados

Cada tipo de cortina se subdivide, según su forma, en otros tipos. El objeto de estudio de este trabajo se desarrolla alrededor de las presas de material compactado, en particular, de las presas de enrocamiento con cara de concreto. Los tipos de cortina de las presas de enrocamiento se pueden observar en la figura 1.3.

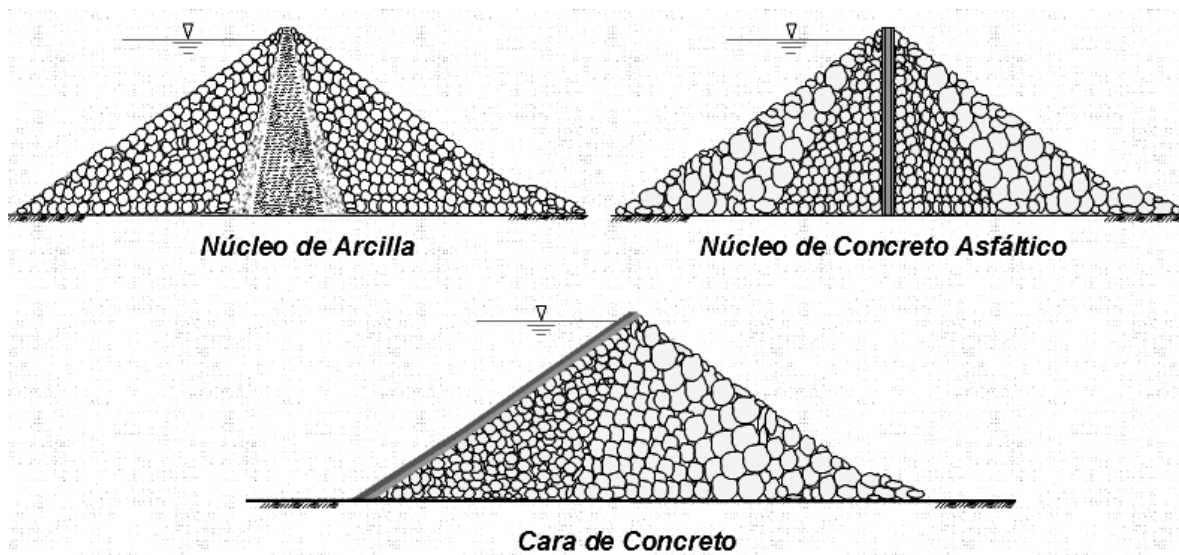


FIGURA 1.3 TIPOS DE CORTINAS DE ENROCAMIENTO (ACADEMIA DE INGENIERÍA, 2005)

- **Clasificación según el potencial de riesgo de inundación**

Esta clasificación se hace en función de la zona de inundación aguas abajo de la obra. Dicha inundación puede ser provocada por una avenida extraordinaria, por una falla parcial o total de la presa. Una vez que se determina esta zona de inundación, se evalúan sus posibles daños, tomando en cuenta la pérdida de vidas humanas, pérdidas

económicas y afectación de los recursos naturales. La clasificación según el tipo de riesgo que presenta una presa, se muestra en la tabla I.1

Riesgo	Pérdida de vidas humanas	Daños
Alto	Considerable	Pérdidas económicas altas que corresponden a daños en zonas residenciales, comerciales o industriales, caminos y vías de ferrocarril principales; a instalaciones públicas importantes, así como daños importantes a recursos naturales
Medio	Posibles pero escasas	Medianas pérdidas económicas que corresponden a daños a casas aisladas, caminos y vías de ferrocarril secundarias, interrupción de servicios públicos, así como daños moderados a recursos naturales
Bajo	Ninguna	Mínimas pérdidas económicas que corresponden a daños moderados a la agricultura, caminos vecinales, así como daños mínimos a recursos naturales.

TABLA I.1 CLASIFICACIÓN POR RIESGO DE INUNDACIÓN

- **Clasificación según el tamaño de la presa**

De acuerdo con el tamaño, definido en función de su capacidad de almacenamiento o altura de su cortina, las presas en México se clasifican como grandes o pequeñas, según se muestra en la tabla I.2 Esta clasificación varía un poco con la de la tabla I.3 de la ICOLD, ya que en la clasificación de nuestro país están consideradas las características específicas de las presas aquí construidas.

Tamaño de la presa	Almacenamiento normal del embalse (Mm ³)	Altura de cortina (m)
Pequeña	De 0.06 a 100	o de 7.0 a 30
Grande	Mayor de 100	o mayor de 30

TABLA 1.2 CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS POR SU TAMAÑO (CNA E IMTA, 1996)

Tamaño de la presa	Almacenamiento del vaso(Mm ³)	Altura de cortina (m)
Pequeña	Menor a 1	Menor a 13
Intermedia	De 1 a 60	De 13 a 30
Grande	Mayor a 60	Mayores de 30

TABLA I.3 CLASIFICACIÓN DE LA PRESA POR SU TAMAÑO (ICOLD1, 1987)

- **Clasificación de acuerdo al volumen de material (en el caso de las presas de ECC)**

Las fases constructivas de las presas de ECC están determinadas por su tamaño, el volumen de sus rellenos, el área de la losa principal y la complejidad de la construcción del plinto. Con base en ello, se pueden dividir en:

¹ Comisión Internacional de Grandes Presas (International Comisión on Large Dams)

1. Presas de pequeños volúmenes: Son estructuras con volúmenes de enrocamiento menores a 3'000,000 m³, asociadas a valles estrechos, donde sólo es posible comenzar con la colocación de material de relleno hasta que se ha desviado el río, lo que obliga a que la losa principal se construya en una sola etapa. Ejemplos de estas presas son Willmot, Cethana, Paloona, Murchison, Alto Anchicayá, Golillas, etc.
2. Presas de grandes volúmenes: Son aquellas asociadas a boquillas más amplias, donde es viable colocar un volumen parcial de relleno antes del desvío del río tanto en los estribos como dentro del lecho del río (en ocasiones); esto permite desarrollar la construcción de la presa en fases simultáneas de colocación de relleno y construcción de la losa principal.

- **Clasificación según el uso de la obra**

Las presas pueden clasificarse de acuerdo con la función más general que van a desempeñar, como de almacenamiento, de derivación o de regulación (USDI, 1980).

- Presas de Almacenamiento. Se construyen para embalsar el agua en los períodos de abundancia, para utilizarlos cuando escase. Estos periodos pueden ser estacionales, anuales, o mas largos. Las presas de almacenamiento se pueden clasificar a su vez, de acuerdo con el objeto del almacenaje, como presas para abastecimiento de agua, para recreo, para la cría de peces y animales salvajes, para la generación de energía eléctrica, para irrigación, etc.
- Presas de Derivación. Se construyen ordinariamente para desviar el agua hacia zanjas, canales u otros sistemas de conducción al lugar donde se requiere.
- Presas Reguladoras. Se construyen para retardar el escurrimiento da avenidas y disminuir el efecto de las ocasionales. Las presas reguladoras se dividen a su vez en dos tipos: de almacenamiento temporal y de almacenamiento por tiempo indefinido. Las presas reguladoras también se construyen para detener los sedimentos; por lo cual se les conoce también como presas de arrastres.

Los diversos usos que se dan a las presas en nuestro país están englobados en la tabla 1.4 la cual muestra la utilidad de 536 grandes presas (Veltrop, 1998).

Finalidad	Uso único	Uso múltiple	Total de usos	Porcentaje usos
Irrigación	387	60	447	83
Control de avenidas	20	61	81	15
Hidroeléctricas	34	18	52	10
Suministro de agua	12	13	25	5
Recreación	2	1	3	0.5
Total	455	153	608	114%

TABLA I.4 USO DE PRESAS GRANDES EN MÉXICO (VELTROP, 1998)

I.1.6 SITUACIÓN ACTUAL DE LAS GRANDES PRESAS A NIVEL MUNDIAL

Las presas han sido construidas desde hace cientos de años. Los primeros registros sobre el intento de contener y regular las aguas se remontan a un poco más de 5,000 años.

Año (a.C)	Presa	País	Función	Propósito
3000	Jawa	Jordania	Almacenamiento	Suministro
2600	Gabarbands	Baluchistan	Almacenamiento	Conservación
1500	Marib	Yemen	Derivación	Riego
1260	Kofini	Grecia	Derivación	Control
1250	Karakuyu	Turquía	Almacenamiento	Suministro
950	Shiloah	Israel	Almacenamiento	Suministro
703	Kisiri	Iraq	Derivación	Riego
700	Purrón	México	Almacenamiento	Riego
581	Anfengtang	China	Almacenamiento	Riego
370	Panda	Sri Lanka	Almacenamiento	Riego
275	Musawwarat	Sudán	Almacenamiento	Suministro

TABLA I.5 PRIMEROS REGISTROS DE PRESAS PARA DERIVACIÓN Y ALMACENAMIENTO EN EL MUNDO

Antes de 1900 existían más de mil presas construidas en el ámbito mundial, según reportes de Registro Mundial de Presas (1984); sin embargo, se generó un enorme incremento en su construcción a partir de la mitad del siglo XX. A la fecha, están construidas más de 100,000 presas en el mundo; y se puede decir que están consideradas como grandes presas a más de 36 mil de ellas, sin considerar las construidas en China. La ICOLD define como grandes presas a aquellas que tienen más de 15 m de altura; las que están entre 10 y 15 m con una longitud de Creta en el vertedor superior a los 500 m y/o las que el gasto de descarga supere los 500 m³/s o bien que presenten condiciones complejas para su cimentación (Marengo, 1999).

País	Número de presas
China	22,000
Estados Unidos	6,575
India	4,291
Japón	2,675
España	1,196
Corea del Sur	765
Canadá	739
Turquía	625
Francia	569
Brazil	594
...	...
México	828

TABLA I.6 SITUACIÓN ACTUAL DE LAS PRESAS A NIVEL MUNDIAL

Como se puede observar, China es el país que cuenta con mayor número de estas presas en el mundo (22 mil); Estados Unidos, en segundo lugar tiene alrededor de 6,575 y los siguen India y Japón (Patkar 2000). Cabe señalar que el total de presas construidas en China en los últimos 30 años suman 70 mil, incluyendo las presas relativamente pequeñas, cuya construcción se ha caracterizado por la reducción de costos de construcción y por utilizar tecnologías relativamente sencillas.

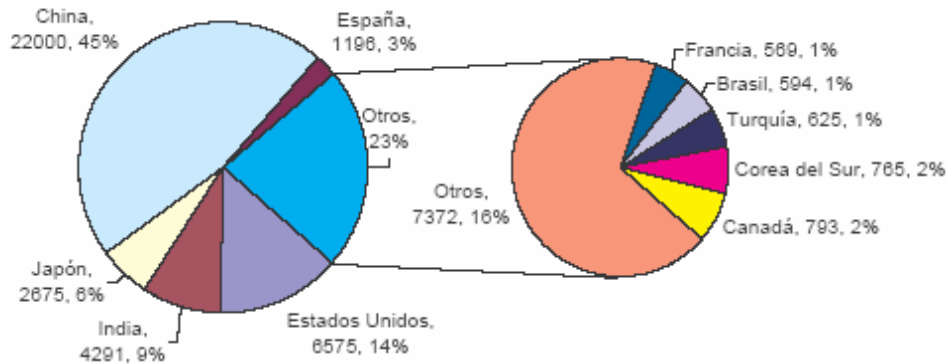


FIGURA I.4 DISTRIBUCIÓN DE PRESAS CONSTRUIDAS EN EL MUNDO (PATKAR 2000).

La expansión de presas en las últimas dos décadas ha ocasionado un aumento considerable de la disponibilidad de energía hidroeléctrica; que se incrementó del 53.9 a 60.3 % en relación con otras fuentes de energía.

En relación al propósito de estas obras, en orden de importancia en el registro, los propósitos de las presas se distribuyen de la siguiente forma:

- Satisfacción de demanda (irrigación o abastecimiento de agua potable), 63%
- Generación de energía hidroeléctrica, 20%
- Protección contra inundaciones, 8%

Todo indica que esta distribución no cambiará debido al desarrollo económico, el crecimiento de la población y el consiguiente incremento de la demanda de agua.

En lo que respecta a las grandes presas construidas en los últimos años: 45 presas de más de 150 m de altura estaban construidas en 1989 y 48 en 1990 (tabla I.7). Asimismo, en la tabla I.8 se muestran las grandes presas en operación de acuerdo a su altura, incluyendo las que se encontraban en construcción en el año 2002 (ICOLD). Finalmente en la tabla I.9 se presentan las presas más grandes de mundo.

Localización	En 1989	En 1990
Canadá	0	1
América Latina	20	17
China	6	7
Asia	6	8
Turquía	5	1
India	3	4
Europa	2	4
Rusia	2	2
África	1	4
Total	45	48

TABLA I.7 PRESAS DE MÁS DE 150 M DE ALTURA

País	PRESAS EN OPERACIÓN			Presas en construcción 2002
	TOTAL	15< H (m) >29	H (m) >30	
Sudáfrica	1148	992	156	22
Albania	306	223	83	1
Alemania	302	169	97	2
Bélgica	14	5	9	0
Canadá	934	458	224	28
Chipre	53	28	25	1
Colombia	55	16	39	0
Croacia	29	15	7	0
Finlandia	56	42	7	0
Grecia	35	10	25	1
India	4525	2106	430	475
Irán	187	127	60	88
Irlanda	16	12	4	0
Japón	2738	1723	1015	110
Marruecos	103	53	50	4
México	617	437	180	3
Noruega	336	220	116	9
Nueva Zelanda	93	47	42	0
Pakistán	87	70	17	11
Holanda	11	9	2	0
Polonia	65	22	18	4
Rep. Checa	118	66	43	0
Rumania	213	90	70	25
Suecia	190	148	42	0
Tailandia	26	6	20	4
Uruguay	6	1	5	0
Venezuela	74	49	25	2
Total	12345	7149	2814	791

TABLA I.8 PRESAS EN OPERACIÓN EN EL AÑO 2002

Nombre	Río	País	Altura (m)	Embalse(hm ³)	Año
Rogun	Vakhsh	Tayikistán	335	11.600	1985
Nurek	Vakhsh	Tayikistán	300	10.500	1980
Grand Dixence	Dixence	Suiza	285	400	1962
Inguri	Inguri	Georgia	272	1.100	1984
Vaiont	Vaiont	Italia	262	169	1961
Manuel Torres	Grijalva	México	261	1.660	1981
Tehri	Baghirathi	India	261	3.540	UC
Alvaro Obregón	Mextiquic	México	260		1926
Mauvoisin	Drance Bagnes	Suiza	250	180	1957
Alberto Lleras	Orinoco	Colombia	243	1.000	1989
Mica	Columbia	Canadá	243	24.670	1972
Sayano	Yenisei	Rusia	242	31.300	1980
Ertan	Yangtze/Yalong	China	240	5.800	1999
La Esmeralda	Batá	Colombia	237	815	1975
Kishau	Tons	India	236	2.400	1985
Oroville	Feather	Estados Unidos	235	4.299	1968
El Cajón	Humuya	Honduras	234	5.650	1984
Chirkey	Sulak	Rusia	233	2.780	1977
Bhakra	Sutlej	India	226	9.870	1963
Luzzone	Brenno di Luzzone	Suiza	225	87	1963
Hoover	Colorado	Estados Unidos	223	35.154	1936
Contra	Verlasca	Suiza	220	86	1965
Mratinje	Piva	Bosnia	220	880	1973
Dworshak	Clearwater	Estados Unidos	219	4.259	1974
Glen Canyon	Colorado	Estados Unidos	216	33.304	1964
Toktogul	Naryn	Kirzisztan	215	19.500	1978
Daniel Johnson	Manicouagan	Canadá	214	141.852	1968
Keban	Firat	Turquía	210	31.000	1974
Karun	Karun	Irán	205	2.900	1976
Lakhvar	Yamuna	India	204	580	1985
Dez	Dez Abi	Irán	203	3.340	1963
Almendra	Tormes	España	202	2.649	1970
Berke	Ceyhan	Turquía	201		2000
Kolnbrein	Malta	Austria	200	205	1977
Zimapan	Moctezuma	México	200		1994

TABLA I.9 PRESAS MÁS ALTAS DEL MUNDO H>200 M

I.1.7 PRESAS CONSTRUIDAS EN MÉXICO

La construcción de presas en México tiene sus inicios en el siglo XIX con pequeñas presas como son: Batopilas (1889), Portezuelo (1898), Ixtaczoquitlán (1899); 20 años después se construyeron las presas de Tenango, Necaxa y Los Reyes, para la Mexican Light and Power Company, y se construyó también la presa La Boquilla, en 1910.

Terminada la Revolución Mexicana y promulgada la Constitución de 1917, se inició la construcción de la principal infraestructura hidráulica; se crea, en 1926 por el presidente Calles, la Comisión Nacional de Irrigación y en 1937, por le presidente Cárdenas, la Comisión Nacional de Electricidad (CFE).

El registro de las presas construidas en México hasta 1996 es de 1,017. Muchas de estas presas fueron construidas por particulares y sin duda no están reportadas para fines estadísticos. En resumen: del orden de 173 presas pertenecieron a la Comisión Nacional de Irrigación y posteriormente pasaron a la Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRG); cerca de 130 pertenecen a la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) y sólo 53 a la CFE.

De las 4 mil presas, construidas en México hasta 2003, de acuerdo con su capacidad, 667 están clasificadas como grandes presas; entre ellas destacan: La Angostrura (19 549 km³), Malpaso (14 064 km³) e Infiernillo (11.86 km³); (Marengo, 2003). Más de 1,200 presas medianas y 2,090 presas derivadoras que en conjunto con otras obras hidráulicas permiten almacenar y regular 155 km³, se suman a los 14 km³ de almacenamiento natural en lagos y lagunas (Castelan-Crespa, 2000).

Presa	Capacidad (Mm ³)
La Angostura (Belisario Domínguez)	19,549
Nezahualcóyotl (Malpaso)	14,064
Chicoasén (Manuel Moreno Torres)	1,443.1
Infiernillo	11,860
Presidente Miguel Alemán (Temascal)	9,106
Internacional La Amistad	7,000
Aguamilpa	7,000
Miguel de la Madrid (Cerro de Oro)	5,380
Internacional Falcón	4,908
Álvaro Obregón (Oviachic)	4,200
Presidente Adolfo López Mateos (Humaya)	4,064
Lázaro Cárdenas (El Palmito)	4,438
Miguel Hidalgo (El Mahone)	4,030
Presidente Plutarco Elías Calles	3,676
Comedero	3,400
La Boquilla	3,336
Bacurato	2,900
Adolfo Ruiz Cortines (Mocuzari)	1,376
Solís	1,217
Vicente Guerrero (Las Adjuntas)	5,283

TABLA I.10 PRESAS DE GRAN CAPACIDAD EN MÉXICO (CNA, 2006)

En lo que se refiere a la hidroelectricidad, se cuenta en nuestro país con 68 centrales, las cuales generan el 23.24 % de la producción nacional y permiten cubrir la sobre demanda, principalmente en las horas pico. Los sectores industrial y doméstico son los mas importantes usuarios, y representan un 84.60 % del consumo. La CFE considera que el potencial hidroeléctrico sólo ha sido explotado en un 20 %. Existen actualmente 512 proyectos en estudio (Marengo, 2005). En la tabla I.11 se presentan los proyectos identificados para posibles aprovechamientos hidroeléctricos, según la etapa de proyecto; se indica la potencia instalada y la generación media anual que representan. En la tabla I.12 se muestran los proyectos a corto plazo que se ha demostrado son factibles para su construcción y en la tabla I.13 se observan los proyectos a largo plazo.

Nivel del Proyecto	No. de proyectos	Potencia instalada (MW)	Generación media anual Gwh)
	330	21,934	64,766
Gran visión	116	7,890	18,720
Prefactibilidad	33	4,411	13,395
Factibilidad	27	5,001	12,317
Diseño	3	1,886	4,562
Construcción	3	1,680	1,228
Total	512	42,802	114,988

TABLA I.11 PROYECTOS IDENTIFICADOS PARA APROVECHAMIENTO HIDROELÉCTRICO

<i>En Construcción</i>		
<i>Central</i>	<i>Potencia Instalada (MW)</i>	<i>Generación Media Anual(GWh)</i>
Ampliación Manuel Moreno Torres	930	Transforma 1 857 GWh a energía de punta
El Cajón	750	1 228
Presas Reguladora Amata		Incrementa en 37 GWh firmes la energía de la C.H. Raúl J. Marsal
La Yesca	750	1 302
Parota	900	1 372
Ampliación La Villita	400	594
Ampliación Zimapán	580	706
Copainalá	225	572
Repotenciación Infiernillo	200	450

TABLA I.12 PROYECTOS DE GENERACIÓN DE ENERGÍA HIDROELÉCTRICA A CORTO PLAZO EN MÉXICO

Proyecto	Potencia Instalable (MW)	Generación (GWh)
Convencionales		
Pozolillo	500	820
Ixtayutla	1500	4 462
Madera	276	726
Omitlán	230	789
Con problemática alta para su desarrollo		
Itzantún	540	1 520
San Juan Tetelcingo	609	1 312
Tenosique	420	2 328
Plantas de acumulación de energía por bombeo		
Agua Prieta	240	310
El Descanso	1 000	2 087
Monterrey	200	292

TABLA I.13 PROYECTOS A LARGO PLAZO

En lo que concierne a la irrigación, es de mencionar que México ocupa el séptimo lugar, dentro de los países con más infraestructura para riego, lo cual ha contribuido, de forma directa, el desarrollo de las presas.

Existen en nuestro país 6.3 millones de hectáreas en 80 Distritos de riego y más de 2,500 unidades de riego destinadas a la agricultura, en las que el 70 % del agua utilizada proviene de presas. El área irrigada representa el 30 % de la utilizada para las actividades agrícolas, el 50 % del valor de la producción agrícola nacional, el 70 % de las exportaciones agrícolas, el 5 % del PIB y genera 6.5 millones de empleos directos. Además, a escala nacional, más de 20 millones de personas (22 % del total de la población) reciben agua para usos domésticos proveniente de presas (Castelán, 1999).

Cerca del 40 % del agua utilizada en la industria también proviene de presas., Los principales usuarios son los ingenios azucareros, petroquímicas y la industria de alimentos. Considerando las grandes presas se cuenta con una superficie de embalse de aproximadamente 500,000 hectáreas, las cuales representan un gran potencial para el desarrollo de la acuicultura y actividades recreativas. Sin embargo, este potencial puede

verse restringido por la dudosa calidad del agua, a la fecha no se cuenta con información al respecto (Castelán, 1999).

Si bien los beneficios para los diferentes sectores de la economía han sido considerables, éstos podrían mejorar con adecuadas políticas de manejo. Por ejemplo: la agricultura se utiliza el 80 % del agua extraída para usos consuntivos, y se tiene una eficiencia, en la conducción del recurso, del orden del 38 %; si dicha eficiencia se elevara un 15 % el agua ahorrada permitiría satisfacer las demandas actuales domésticas e industriales.

I.2 ASPECTOS SOBRE LAS PRESAS DE ECC

I.2.1 APARICIÓN Y EVOLUCIÓN DE LAS PRESAS DE ECC

La concepción de un relleno de enrocamiento con impermeabilización aguas arriba se remonta al siglo XVII, en el que se construyeron, en Europa, pequeñas estructuras impermeabilizadas con ladrillos y cal en el talud aguas arriba y escolleras aguas abajo, por ejemplo, la Granjilla - España, construida en 1660.

En el periodo de 1850 a 1940 los mineros de la Sierra Nevada de California desarrollaron estructuras, en forma intuitiva, impermeabilizando enrocamientos lanzados, con planchas de madera, que fueron evolucionando hasta generar las presas de hoy en día con pantallas de hormigón. La más importante estructura de este tipo, en esa época, es Salt Springs (100 m) finalizada en 1931 y todavía en operación.

La razón por la que muchas de las primeras presas en el mundo fueron hechas de concreto, fue que el equipo para el acarreo de grandes cantidades de material no se había desarrollado y la tecnología de la roca y los terraplenes de enrocamiento no se concretaba o entendía por completo. Fue hasta 1940 cuando las presas de ECC y las presas de tierra, con corazón impermeable, comenzaron a construirse en mayor número. Sin embargo su práctica fue casi abandonada en los 50's, sobretodo, debido a los asentamientos y filtraciones que presentaban las estructuras. Esto se debió a la pobre tecnología de compactación que se tenía en ese entonces.

Ejemplo de lo anterior es la presa de Paradela, en Portugal, construida en 1955, con 110 m de altura, hecha de enrocamiento lanzado y juntas horizontales y verticales. Esta presa presentó serios problemas de filtraciones, así como la de New Exchequer (Estados Unidos), de 149 m. Al finalizarse, ambas obras fueron las más altas de su época, pero mostraron que a partir de ciertas alturas, existía una incompatibilidad entre las deformaciones del enrocamiento lanzado y las losas y juntas construidas.

La innovación de los compactadores vibratorios, utilizados con éxito en Europa, en las presas de Nissastron (Suecia) y Quoich (Escocia) abrió las puertas para la extrapolación de presas más altas y comenzó el nuevo auge de las presas de ECC a partir de los 70's. Su progreso se presentó con gran rapidez en China, Australia y América del Sur, y se llegó a proyectos próximos a los 200 m de altura (tabla I.13).

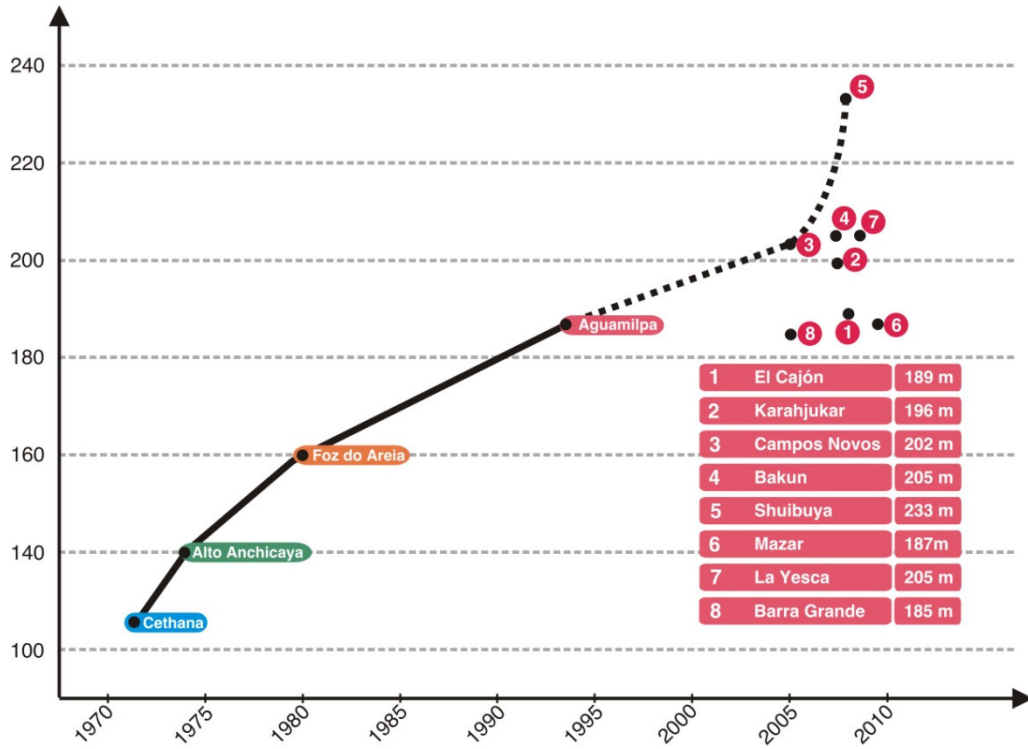


FIGURA I.5 TENDENCIA EN EL INCREMENTO DE LA ALTURA EN PRESAS DE ECC

Nombre de la presa	País	Año en que se terminó	Altura (m)
Shibuya	China	2000 (*)	232
Bacón	Malasia	2000 (*)	205
Campos Novos	Brasil	2001 (*)	202
El Cajón	México	2007	188
Aguamilpa	México	1993	187
Barra Grande	Brasil	2001 (*)	183
Tianshengqiao	China	1999	178
Foz de Areia	Brasil	1980	160
Slvajina	Colombia	1983	148
Segredo	Brasil	1992	145
Xingo	Brasil	1994	140
Alto Anchicaya	Colombia	1974	140
Chuza	Colombia	1978	135
Messochora	Greece	1994	135
Koman	Albania	1986	133
Shanxi	China	2000	131
New Exchequer	USA	1966	130
Golillas	Colombia	1978	130
Khao Laem	Tailandia	1984	130
Shiroro	Nigeria	1884	130
Cirata	Indonesia	1987	125
Machadinho	Brasil	1998 (*)	124
Baixi	China	1999	123.5
Itá	Brasil	2000	123
Quinshan	China	1999	122
Reece	Australia	1986	122
Neveri	Venezuela	1981	115
Gaotang	China	1997	110.7
Paradela	Portugal	1958	110
Rama	Yugoslavia	1967	110
Cethana	Australia	1971	110
Batang Ai, Sarawak	Malasia	1985	110
Itapebi	Brasil	2002	106

(*) Año en que comenzó su construcción.

TABLA I.14 PRESAS DE ECC CON MAYOR ALTURA EN EL MUNDO (MTC, 2002)

Hasta el año 1975 el número de presas de ECC no era todavía muy significativo, con tan solo el 4.8% del total de grandes presas construidas en el mundo (tabla I.15). Este bajo porcentaje se debe a que el desarrollo de la mecánica de rocas ha sido más reciente.

Tierra y enrocamiento		Concreto y mampostería			
10,650		5,150			
(67.4%)		(32.6%)			
Tierra	Enrocamiento	Gravedad	Arco y arcos múltiples	Contrafuertes	Mampostería
9,890	760	3,960	760	280	140
(62.6%)	(4.8%)	(25.1%)	(4.8%)	(1.8%)	(0.9%)

TABLA I.15 DISTRIBUCIÓN DE 15,800 GRANDES PRESAS CONSTRUIDAS EN EL MUNDO, POR TIPO DE PRESA, REPORTADAS HASTA 1975 (MARENGO, 1998)

A la fecha, la tendencia en el diseño y la construcción de presas se está modificando considerablemente; las presas de gravedad, con concreto convencional están dejando su lugar a las presas construidas con concreto compactado con rodillo (CCR); las de materiales graduados, a las presas de enrocamiento con cara de concreto (ECC); y en boquillas estrechas, las presas de arco bóveda seguirán siendo la mejor opción (Marengo, 2005).

La razón principal de estas tendencias es el costo de las mismas. En el caso de las presas de gravedad y de CCR, la diferencia radica en que el concreto compactado es mucho más barato y últimamente se ha logrado la posibilidad de construir presas con alturas del orden de 200 m. En lo que concierne a las presas de materiales graduados y las de ECC, éstas últimas ofrecen esquemas muy confiables y menores volúmenes de colocación; lo que permite un ahorro considerable de la inversión. La utilización de enrocamientos y gravas, adecuadamente compactados, han producido una estructura segura, económica, de deformaciones controlables y especialmente de gran simplicidad constructiva (B. Materón, 1993). Esta y otras ventajas se explican a continuación.

I.2.2 VENTAJAS DE LAS PRESAS DE ECC

Por lo general, en los sitios donde es factible la construcción de una presa de tierra con corazón impermeable, también es posible proyectar una de ECC (James L. Sherard y J. Barry Cooke, 1987); sin embargo ésta presenta varias ventajas sobre la primera, desde el punto de vista técnico, económico y confiable.

Entre los aspectos económicos más importantes, que hacen mejores a estas presas ante presas de otro tipo, están los siguientes:

1. El costo de la cara de concreto de una presa de ECC resulta más económico que la construcción de la base de tierra, los filtros y los tratamientos de la cimentación que requieren las presas de tierra.
2. Los riesgos de un retraso en la construcción son, considerablemente bajos y los programas de construcción se reducen y aceleran considerablemente debido a:
 - La posibilidad de realizar la construcción del plinto y los trabajos de inyección independientemente de la construcción del terraplén.
 - La versatilidad de climas en los que se pueden construir; ya que no requieren de un periodo de sequía para su construcción. La lluvia no interfiere con los trabajos de colocación de material ni con la construcción de la cara de concreto.
 - La construcción de la cara de concreto en etapas.
 - La manera de colocar el material (por medio de terraplenes), resulta en una mayor libertad para construir, debido a que se cuenta con mejores caminos de acceso y tránsito en toda el área, gracias a las rampas y taludes internos que se forman y la característica fundamental de una superficie lisa, después de colocado y compactado el material.
3. La base del terraplén de este tipo de presa no es tan ancha, ya que la inclinación de los taludes se puede proyectar más vertical. Esto permite la construcción de túneles, conductos y caminos de acceso más cortos.
4. El hecho de que la zona de enrocamiento es sólida contra el flujo de agua, favorece la economía de la obra de contención, al poder disminuir el espesor del concreto y el porcentaje de acero en la losa, aún cuando la presa sea más alta.
5. La construcción del parapeto reduce el volumen del enrocamiento, acorta la colocación de la cara de concreto, y a su vez la agiliza al resultar una corona más ancha para las maniobras durante su construcción.

Sherard y Cooke (1987) señalan que, aunque las presas de ECC son adecuadas para proyectos de grandes alturas, también resultan económicamente factibles para proyectos pequeños (40 m o menos), siempre y cuando la cresta tenga una longitud considerable en relación a la altura. Esto se explica por lo siguiente:

- El costo de los tratamientos de cimentación, para una presa de tierra, tratándose de una gran longitud, constituye el mayor porcentaje del costo total; mientras que el espesor que requiere la pantalla impermeable de una presa de ECC es mucho menor.
- El costo de los filtros en una presa larga y pequeña es relativamente alto, ya que constituyen un gran porcentaje del volumen total del material.

En lo que respecta a la seguridad, la ICOLD (2000) menciona algunas características inherentes de las presas de ECC:

1. El enrocamiento zonificado hace a la estructura más estable contra el flujo de agua. Esto representa una diferencia básica frente a los flujos que se presentan en presas de tierra: en las presas ECC el agua que emerge, en la base aguas abajo, viaja a través de aberturas en la losa de concreto o a través de la roca; en los dos casos, no hay suelo en la presa que pueda erosionarse y provocar su falla; mientras que en una presa de tierra las filtraciones que ocurran sí representan el colapso de la estructura.
2. Toda la zona de enrocamiento está aguas abajo del embalse; por lo que tiene un grado de estabilidad muy alto debido a que la carga del agua, en la cara de concreto, comienza en la cimentación, aguas arriba del eje de la presa; y el peso de la estructura se encuentra aguas abajo del plano de aplicación de la presión del agua.
3. No existe subpresión ni presión de poro.
4. Hay una gran confiabilidad contra la fuerza cortante y de compresión en el enrocamiento. La resistencia al esfuerzo cortante en este tipo de presas se ha demostrado con la inclinación que llegan a tener sus taludes o mediante ensayos triaxiales del material. En cuanto a los módulos de compresibilidad, éstos resultan de 5 a 8 veces mayores que los que se obtienen en la zona más baja de las presas de enrocamiento sin compactar.
5. La estabilidad de los taludes también conlleva que los análisis estáticos (a menudo llamados análisis del límite de equilibrio) no sean aplicables, salvo contadas ocasiones cuando la presa es construida en lugares que cuentan con rocas con puntos desfavorables o planos débiles.
6. Tienen una conservación fundamental ante los sismos, por lo que pueden proyectarse, tanto en regiones con alta como con baja sismicidad. Gracias a la compactación del enrocamiento en pequeñas capas, cuando todo el terraplén de la presa se encuentra seco, los movimientos telúricos no pueden causar presiones de poro en los vacíos del enrocamiento. Las rocas de que está hecha la estructura no permiten que se magnifiquen las fuerzas de aceleración. Los sismos sólo pueden causar pequeñas deformaciones durante el corto periodo que duran sus movimientos. Después del sismo la presa es tan estable como antes. En terremotos muy fuertes la losa de concreto puede ser fracturada, incrementando los flujos de agua a través de ella.

Estas fracturas y flujos de agua no amenazan la seguridad de la presa porque, como se explicó anteriormente, el agua que pasa a través de las grietas o las zonas de pequeñas rocas debajo de la losa de concreto, puede fácilmente continuar su camino a través de todo el terraplén de enrocamiento, sin que esto ponga en riesgo la seguridad de la presa.

7. Tienen una gran capacidad para contener los sedimentos debido a sus grandes vasos de almacenamiento.
8. Los asentamientos de la corona son pequeños y disminuyen con el tiempo.

En el simposio de Beijing (ICOLD, 2000) Cooke concluyó que:

“La presa de ECC resulta apropiada en el futuro de las presas de gran altura. Se puede predecir un desempeño adecuado para una presa de ECC de 300 m de altura de casi todos los tipos de roca, basado en la extrapolación razonable de mediciones de las presas existentes”.

Por estas razones, las presas de ECC actualmente constituyen una opción clara de proyectos multipropósito en México y en el mundo, y podrían ser consideradas en un futuro como un diseño único para presas con grandes alturas. En nuestro país, la Comisión Federal de Electricidad (CFE) ha optado por las presas de ECC para los nuevos proyectos hidroeléctricos, como el de Aguamilpa, culminada en 1994 con una altura de 187 m., El Cajón, en su etapa de construcción, con una altura de 186 m, La Parota y La Yesca en los estados de Guerrero y Jalisco, respectivamente, por construirse.

I.2.3 MATERIALES DE TIERRA Y ENROCAMIENTO

La manera más fácil de distinguir los materiales tierra de los materiales enrocamiento, es su tamaño. Los primeros tienen un tamaño máximo de partículas de suelo menor a 2 mm, tales como arcillas, limos y arenas; mientras que el enrocamiento contiene partículas mayores a 2 mm, como gravas o enrocados.

Cuando el 50% del volumen total de una presa está ocupado por los materiales tierra, se dice que es una presa de tierra; en caso contrario, se le nombra presa de enrocamiento.

	TIERRAS		ENROCAMIENTOS	
Clasificación	Arcillas/limos	Arenas	Gravas/rocas gruesas	Rocas trituradas
Diámetro	<0.1 mm	<0.2 mm	2-600 mm	
Resistencia al corte	Cohesivo-friccionante baja-media	Friccionante media	Friccionante alta	
Permeabilidad	Muy baja	Media	Alta	

TABLA I.16 CARACTERÍSTICAS TÍPICAS DE CORTINAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO (NOVAC, ET AL, 1996)

Las cortinas de tierra y las de enrocamiento tienen comportamientos distintos. La diferencia más destacada es la permeabilidad global de la cortina; en los materiales tierra es baja, haciendo difícil la disipación de exceso de presión de poro y propiciando problemas de inestabilidad ante el llenado y vaciado rápido; así como aquellos asociados a la tubificación y licuación. Los materiales enrocamiento, en cambio, son más permeables y por lo tanto, más estables ante cambios de nivel de agua y aplicación de cargas externas; no obstante, son elementos que permiten grandes volúmenes de filtración.

En vista de estas características, a las cortinas de tierra se les debe agregar elementos de filtro y drenaje para una rápida disipación de la presión de poro; y a las cortinas de enrocamiento, elementos impermeables, tales como cara de concreto o corazón impermeable. Tanto las presas de tierra, como las de enrocamiento, requieren estructuras adicionales que sirvan de vertedor, las cuales deben diseñarse de manera que se garantice que en ningún momento de la vida útil de una presa de este tipo, el agua pase por encima de la cortina.

Las cortinas de enrocamiento requieren también de cimentaciones que no experimenten grandes asentamientos que a su vez originen el rompimiento de la membrana impermeable. Esto significa que se debe tener, en la cimentación, roca o una grava y arena densas.

Dependiendo de la forma de impermeabilización y tipo del cuerpo resistente, las cortinas de material compactado se catalogan en cinco grupos: sección homogénea, de núcleo, de corazón inclinado, de materiales graduados y con cara de concreto. La sección homogénea es típica de una cortina de tierra; las cortinas de materiales graduados y las de enrocamiento con cara de concreto son características de cortinas de enrocamiento. En la tabla I.17 se presenta una comparación de estas cortinas en cuanto a los siguientes aspectos: talud permisible, altura permisible, rapidez y programa de construcción, dependencia del clima, exceso de presión de poro y asentamiento.

Tipo de cortina	Talud permisible	Altura permisible	Rapidez de construcción	Programa de construcción	Dependencia del clima	Exceso en presión de poro	Asentamiento	Consideración especial
Sección homogénea	Muy tendido	Baja a media (<15m)	Muy lenta	Sencillo	Muy alta	Muy alto	Muy alto	Drenes requeridos
Cortina con corazón vertical	Regular	Alta	Regular	Complejo	Alta	Regular	Regular	El corazón puede ser de arcilla, concreto o asfalto
Cortina con corazón inclinado	Tendido	Media a alta	Rápida	Regular	Poca	Alto	Alto	El corazón no tiene buen contacto con la cimentación
Cortina de materiales graduados	Inclinado	Muy alta	Lenta	Muy complejo	Regular	Poco	Bajo	Fuerte interferencia entre diferentes zonas de construcción
Cortina de enrocamiento con cara de concreto	Muy inclinado	Alta	Muy rápida	Sencillo	Muy poca	Muy poco	Muy bajo	Diseño especial para la cara y las juntas

TABLA I.17 CARACTERÍSTICAS DE LAS CORTINAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO

En vista de las ventajas de las presas de ECC y el hecho de emplear secciones formadas de grandes masas granulares en su cuerpo principal, ha propiciado la investigación de las propiedades índice, mecánicas e hidráulicas de los materiales, ya que el comportamiento de la presa depende, en muchos aspectos, de estas propiedades, tanto en su roca de cimentación como en su enrocamiento principal (Marsal, 1979). En la tabla I.18 se muestran algunas de las ventajas que tiene el conocimiento de las propiedades del enrocamiento de CFRD.

PROPIEDADES DEL SUELO	UTILIDAD
Propiedades Índice como son: su origen, estructura, consistencia, el contenido de agua, así como el tamaño y forma de las partículas.	Permite identificar, definir y clasificar al material, lo cual es muy importante para que pueda ser utilizado de acuerdo a las especificaciones del proyecto.
Propiedades Mecánicas como la deformación, compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante	Permite estudiar y resolver los problemas de estabilidad, hundimientos y desplazamientos tanto de los materiales que sirven de apoyo, como los que constituyen a las estructuras mismas. Aunque los asentamientos en este tipo de presa son relativamente pequeños, es necesario su estudio para poder predecir el comportamiento futuro de la estructura.
Propiedades Hidráulicas como la permeabilidad y la capilaridad	Su conocimiento es necesario para estudiar y resolver problemas de filtración y presiones hidráulicas. Se debe garantizar que el agua que llegue a pasar por la cara de concreto no se quede en el terraplén, sino que escurra hasta el otro lado. Esto es una condición vital para la seguridad de la presa.
El conocimiento combinado de las propiedades mecánicas e hidráulicas	Permite comprender y solucionar los problemas de estabilidad y capacidad de carga en las diferentes condiciones de funcionamiento de la presa, así como estudiar la consolidación del material a largo plazo.

TABLA I.18 CONVENIENCIA DEL ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE, MECÁNICAS E HIDRÁULICAS DEL TERRAPLÉN DE PRESAS DE ECC

I.2.4 PROPIEDADES ÍNDICE DEL ENROCAMIENTO

Para fines del estudio de las propiedades del material, los enrocamientos se distinguen de otros materiales granulares, como las arenas medias y finas, fundamentalmente por dos características: el efecto de escala y la rotura de granos. El efecto de escala dificulta enormemente la realización de pruebas de laboratorio si se considera que el diámetro de las probetas debe ser por lo menos seis veces el tamaño máximo de partículas. De allí la necesidad de construir aparatos de gran dimensión para pruebas triaxiales o de odómetro. Además, las partículas de los enrocamientos sufren roturas aun cuando la presión de confinamiento es pequeña; lo que no ocurre con las arenas cuyas partículas se rompen sólo cuando la presión es muy alta. Esta rotura de partículas tiene influencia sobre varios aspectos de comportamiento; pues implica un estado más compacto y una relación de vacíos menor del material; además de que el cambio de la composición granulométrica durante la rotura, hace que la descripción del material resulte ambigua; por ejemplo, la densidad máxima.

Por lo anterior, atendiendo a las características particulares de los enrocamientos, se utilizan en la práctica varias propiedades índice adicionales a las que convencionalmente se definen para los materiales granulares. A continuación se describe cada una ellas:

- a) **Porosidad:** Para la mayoría de las rocas el valor de la porosidad está comprendido entre 0.1 y 20%, para rocas ígneas extrusivas e intrusitas, respectivamente. Con base en la distinción entre la porosidad ocasionada por las inclusiones y la debida a la presencia de grietas, se han definido la porosidad absoluta y la de fisuración, la cual está directamente ligada con la resistencia a la compresión simple de la roca y al módulo de deformabilidad inicial tangente.
- b) **Índice de calidad de la roca (RQD):** Este valor se ha definido basándose indirectamente en el número de fracturas observadas en los corazones provenientes de un muestreo (Deere, 1963). Con base en este valor se suele definir la calidad de la roca de la siguiente manera:

RQD, en porcentaje	Calidad
0 – 25	Muy pobre
25 – 50	Pobre
50 – 75	Aceptable
75 – 90	Buena
90 – 100	Excelente

TABLA I.19 DESCRIPCIÓN DE LA CALIDAD DE ROCA (DEERE, 1963)

- c) **Contenido de agua:** Al aumentar el contenido de agua de una muestra de roca, disminuye su resistencia a la compresión simple. La presencia de agua en las fisuras de las rocas provoca la reducción de la energía superficial de sus minerales; o sea, la cohesión de la roca disminuye por la simple presencia de agua en los poros; en consecuencia, al saturarse la muestra, su deformabilidad aumenta y su resistencia a la compresión simple disminuye (Bozer et al, 1962). Así mismo, las laderas del embalse de una presa, al saturarse, pueden sufrir una reducción drástica de su resistencia al cortante, por lo que pueden generarse movimientos notables de la masa rocosa y fallas de talud.

d) **Alteración y alterabilidad:** Se refieren a las alteraciones en la estructura y composición mineralógica que sufren las rocas al ser sometidas a la acción agresiva del ambiente. El grado de alteración de una roca es un parámetro con el que se trata de definir el estado presente de la roca; mientras que la alterabilidad es la capacidad de una roca para alterarse en el futuro, bajo las condiciones ambientales reinantes en el sitio. Cuando una roca se altera aumenta su porosidad.

El grado de alteración también se relaciona con la resistencia y la deformabilidad de la roca: A mayor grado de alteración, menor resistencia y mayor deformabilidad del material. La alterabilidad de una roca depende de su grado de fisuración, inherente o provocado, y de la alterabilidad específica de sus minerales.

e) **Sensitividad:** La variación de la permeabilidad en función del estado de esfuerzos aplicado, constituye el concepto de sensitividad y permite, no solo valorar la intensidad de la fisuración de una muestra de roca, sino interpretar los resultados de las pruebas de permeabilidad Lugeon efectuadas en el campo (Sabarly, 1968). La permeabilidad de la roca, a pequeña o gran escala, es variable en función del estado de esfuerzos aplicados por su efecto en el ancho de las fisuras tanto microscópicas como macroscópicas.

f) **Densidad relativa:** Está definida por la siguiente ecuación:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación 1.1}$$

Donde:

- e_{\max} relación de vacíos máxima
- e_{\min} relación de vacíos mínima
- e relación de vacíos del material probado

A diferencia de las arenas todavía no se normalizan procedimientos para determinar las relaciones de vacíos máxima y mínima de los enrocamientos. Generalmente el estado más suelto se logra colocando a mano las partículas dentro de un cilindro y el más compacto se puede obtener mediante la aplicación de varios tipos de energía: impacto, vibración o compactación estática. Es importante indicar que durante cualquier procedimiento de aplicación de energía, ocurre rotura de partículas.

g) **Coeficiente de uniformidad:** Mide que tan graduado está el material. Mientras mayor es el coeficiente, mejor graduación tendrá. El coeficiente de uniformidad se expresa como:

$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación 1.2}$$

Donde:

- C_U Coeficiente de uniformidad
- d_{10} Diámetro de la partícula, tal que el 10% de las partículas tengan un diámetro inferior a d_{10}
- d_{60} Diámetro de la partícula, tal que el 60% de las partículas tengan un diámetro inferior a d_{60}

En muchas ocasiones los enrocamientos tienen dos componentes marcadamente diferentes: una gruesa y otra fina. Aún cuando el material integral es bien graduado, es posible que la parte fina sea lavada de la parte gruesa si el material está sujeto a percolación de agua. En estos casos el material no es autoestable y la parte gruesa es la que afecta a las propiedades mecánicas. Es necesario entonces, considerar solamente el coeficiente de uniformidad de la porción gruesa. Este último se llama coeficiente de uniformidad efectivo, denotado por Cue (Alberro y Gaziev, 2000).

Realizando pruebas de laboratorio para cada zona del enrocamiento formadas por varios tamaños de partícula (D50, D60, D80, etc.), y obteniendo diversos coeficientes de uniformidad (D60/D10, D80/D30, etc.) es posible analizar estadísticamente la distribución de los tamaños de las partículas, lo que permite seleccionar el tamaño de partículas para ser utilizado con fines predictivos, relacionando el tamaño de partícula con el módulo de deformación durante la construcción.

Es de señalar también que en experiencias pasadas se presenta una gran deformación y módulos de enrocamiento pequeños cuando se tiene material angular en su mayoría, con graduación uniforme (menor de uniformidad, Cu) y de baja calidad (de Cu similar pero mayor tamaño de partícula) (Marachi et al 1969; Marsal 1973; Bowling 1981).

- h) Tamaño máximo del grano (d_{max}):** Se determina a partir de la curva granulométrica. Este parámetro define el efecto de escala, una de las características fundamentales de los materiales enrocamiento.
- i) Carga de ruptura (P_a):** Es una medida de la resistencia a la rotura de los granos individuales. Según el procedimiento propuesto por Marsal (1969), tres partículas de aproximadamente las mismas dimensiones se colocan entre dos placas de acero; a través de un marco de carga se aplican fuerzas hasta que se produce la rotura del primer grano. Se cuenta entonces el número de contactos en ambas placas. La carga axial en el momento de rotura, dividida por el número menor de contactos en cualquiera de las dos placas, se toma como la carga que provoca la rotura. Respecto a esto, se ha observado una correlación doblemente logarítmica entre la carga de rotura y la dimensión del grano (figura I.6). Generalmente se toma la carga de rotura correspondiente a un diámetro nominal de grano de 2 cm.

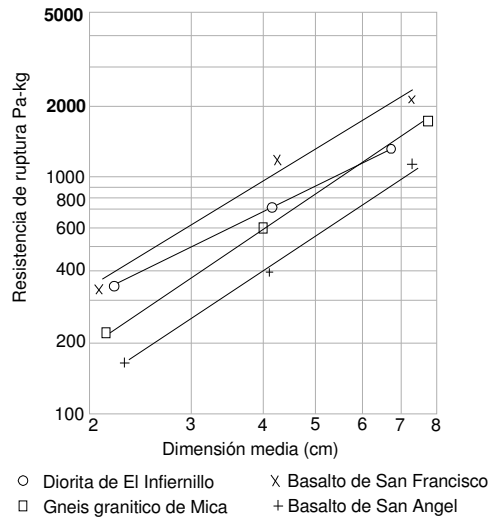


FIGURA I.6 RESISTENCIA A LA RUPTURA DE VARIOS TIPOS DE ROCA EN ESTADO SECO (MARSAL, 1964)

j) **Índice de solidez:** El comportamiento de los materiales enrocamiento tiene una clara relación con las propiedades de los fragmentos de roca o granos de arena y grava individuales. Los granos individuales de alta dureza hacen menos deformables a los enrocamientos; los granos de menor dureza contribuyen, en cambio, a la susceptibilidad al colapso de los enrocamientos bajo humedecimiento. La solidez de los granos puede determinarse en las pruebas de absorción de agua, desgaste Los Ángeles o abrasión Los Ángeles e Intemperismo acelerado, mismas que son estándares para agregados de concreto.

Marsal propuso un sistema de clasificación de enrocamientos con base en cuatro parámetros: la carga de rotura, absorción de agua, desgaste Los Ángeles y el coeficiente de uniformidad. Los enrocamientos se catalogan en seis tipos: 1U, 2U, 3U, 1W, 2W y 3W. Las letras U y W significan uniforme y bien graduado, respectivamente. Los enrocamientos 3U tienen una mejor calidad que 2U, y los 2U son mejores que los 1U.

Material	Carga de rotura (kg)	Absorción de agua (%)	Desgaste Los Ángeles (%)	Granulometría	Cu	Tipo de enrocamiento
Granos duros	>1000	1 a 25	10 a 15	Uniforme	1 a 3 >10	1U 1W
Granos semiduros	500 a 1000		15 a 25	Uniforme Bien graduado	1 a 3 >10	2U 2W
Granos blandos	2.5 a 15	>25	Uniforme	1 a 3 Bien graduado	>10	3U 3W

TABLA I.20 CLASIFICACIÓN DE ENROCAMIENTOS (MARSAL, 1972)

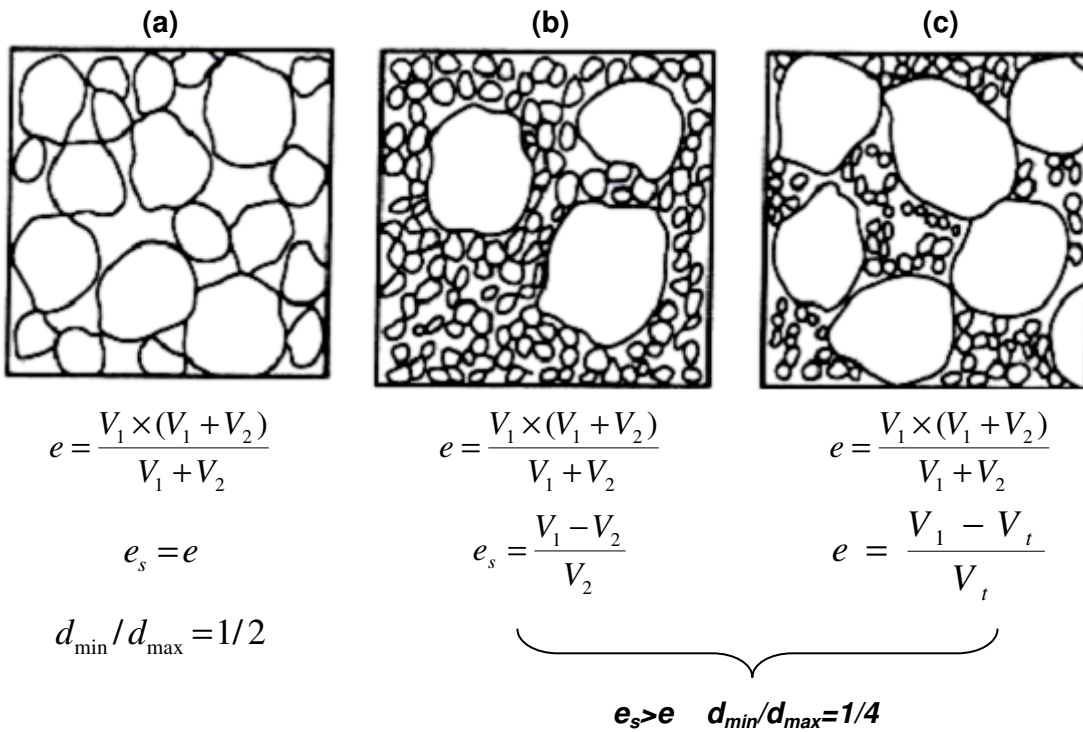
k) Relación de vacíos estructural: Cuando surge una discontinuidad en la curva granulométrica, el material tiene dos componentes: una fracción gruesa y otra fina. Dependiendo de la proporción relativa entre ambas fracciones, es posible que los granos gruesos estén embebidos entre los granos finos o viceversa. En la figura 1.17 se muestran tres casos típicos de composición granulométrica: $D_{vs}=0$, $D_{vs}=V_1$ y $D_{vs}=V_2$. Los granos embebidos no transmiten fuerzas de contacto, por lo que no tienen una función estructural en el comportamiento del material integral. El volumen de sólidos embebidos o sueltos debe descontarse del volumen total de sólidos cuando se calculan fuerzas de contacto.

Marsal (1965) introdujo el concepto de relación de vacíos estructural expresándola como:

$$e_s = \frac{e + i}{1 - i} \dots\dots\dots \text{Ecuación 1.3}$$

Donde:

- e Relación de vacíos
- i Cociente entre el volumen de sólidos sueltos D_{vs} y el volumen total de sólidos V_s .



Donde:

- V_1 Volumen de granos grandes
- V_2 Volumen de granos pequeños
- V_s $V_1 + V_2$
- V_t Volumen total

FIGURA I.7 DEFINICIÓN DE LA RELACIÓN DE VACÍOS ESTRUCTURAL

Tanto la relación de vacíos como la forma de la boquilla tienen una influencia dominante en el cálculo de los módulos de deformación, sobre todo durante la construcción de la cortina en boquillas estrechas.

I.2.5 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ENROCAMIENTO

Las principales propiedades mecánicas de las presas de ECC son:

- a) **La compresibilidad:** Indica principalmente las perspectivas de asentamiento. Esta deformación ordinariamente tiene lugar debido a un cambio en la posición de las partículas en una masa de suelo. A mayor compresión, las partículas se acomodan más. Esta propiedad se indica por la pendiente de un diagrama de compresión, en el cual se grafica la relación de vacíos contra la presión.

Es importante mencionar que el valor de los módulos de compresibilidad o módulos elásticos (E) no es constante, sino que depende principalmente de tres factores:

1. El primero se relaciona directamente con la definición del módulo dentro de la curva esfuerzo-deformación, ya sea como módulo tangente o módulo secante.
2. Duración de la carga (creep).
3. El nivel de deformación que se produce en el material en el momento de la medición.

En la figura I.8 se muestran dos ramas de la curva de histéresis (esfuerzo-deformación) en la que se marcan los puntos A, B y C para tres valores diferentes de esfuerzos aplicados σ_1 , σ_2 , σ_3 . Si se toma como ejemplo el punto B y se definen las rectas B'B' y OB, la pendiente de la primera definirá el módulo tangente en el punto B y la pendiente de la segunda el módulo secante entre el origen O y B. Se observa también que para niveles de deformación pequeños, la pendiente de la tangente es muy grande y ésta decrece al aumentar la deformación.

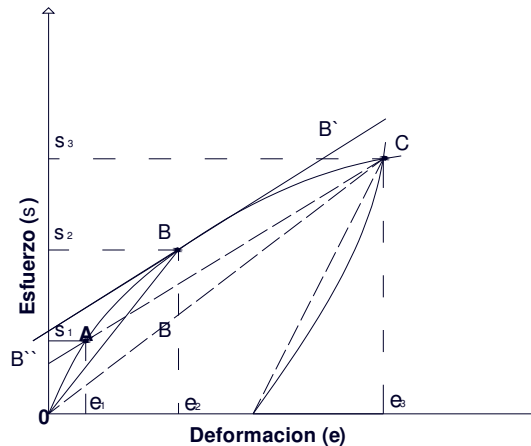


FIGURA I.8 CURVA HISTÉRESIS

En el enrocamiento de las presas de ECC estos módulos dependen del tipo de roca, su densidad, resistencia, forma, granulometría, esfuerzos confinantes y espesor de las capas en que es colocado. Asimismo tienen que ver el peso del rodillo, el número de pasadas y si se adiciona o no agua durante la compactación. Se ha observado un incremento de los módulos conforme se incrementa el esfuerzo de compactación (Marsal 1973).

En la siguiente tabla se presentan los módulos de compresibilidad de varias presas de ECC.

Presa	E (MPa)	Referencia
Cethana	138	Fitz Patrick
Alto Anchicayá	138	Materón
Shiroro	76	Bodtman
Wilmot	69	Mitchell
Paloona	55	Mitchell
Foz do Areia	34	Pinto

TABLA I.21 MÓDULOS DE COMPRESIBILIDAD DE PRESAS DE ECC

Cabe señalar que, como las pruebas de laboratorio se realizan en odómetros donde las deformaciones laterales son restringidas, la deformación vertical se convierte directamente en el cambio volumétrico. En campo, esta condición de deformación lateral nula se encuentra en el eje central de la cortina, por lo que el estudio sobre la relación general entre el esfuerzo y deformación es esencial para entender el comportamiento de la estructura y estimar los asentamientos durante y después de la construcción.

Se ha observado que cuando se incrementan los niveles de desviación de esfuerzos en pruebas de compresión triaxial, existe un incremento en la fragmentación de las partículas y un decremento en los módulos (Marsal 1973; Mararchi et al 1969). En pruebas odométricas se observan módulos relativamente altos donde el esfuerzo normal en enrocamiento compactado es del orden de 800 a 1000 kPA, Estos módulos van decreciendo conforme se incrementa el esfuerzo normal (Marsal 1973).

- b) La resistencia al corte: Es, en general, un factor importante para determinar la capacidad de carga máxima y la estabilidad del terraplén. Varía con el tipo de material, profundidades y perturbaciones estructurales. Conforme la roca es más débil, los módulos de enrocamiento se reducen y la deformación se incrementa (Marsal 1973).

En material elástico lineal, la aplicación de una carga cortante genera solamente deformaciones cortantes o cambios de forma; si el mismo proceso de carga se aplica en un suelo granular se producen adicionalmente deformaciones volumétricas o cambios de volumen.

Un aspecto importante de mencionar es el *efecto de escala*, que implica al peso volumétrico seco del material y el tamaño máximo de granos como factores de peso en el comportamiento mecánico del material (figura I.9): dado el tamaño máximo de granos, la resistencia al corte y el módulo de deformación se incrementan con el aumento del peso volumétrico seco; dado el peso volumétrico seco, ambos parámetros mecánicos disminuyen con el aumento del tamaño máximo de granos. Es

posible, por lo tanto, que un buen comportamiento del material observado en el terraplén, o en las pruebas de laboratorio, se deteriore en el campo. En la actualidad, la interpretación de los resultados como el esquema mostrado en la figura III.1 sigue siendo un tanto cualitativa y empírica, tomando en cuenta las experiencias documentadas en las presas construidas.

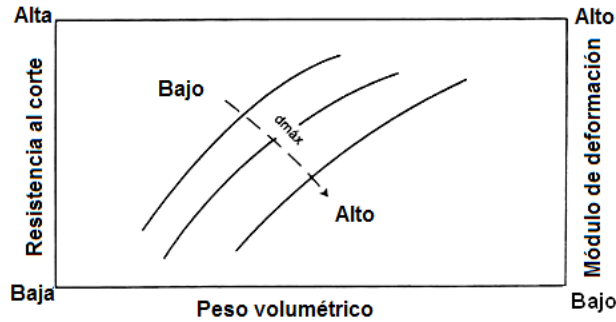


FIGURA I.9 ESQUEMA DE COMPORTAMIENTO DE ENROCAMIENTOS COMPACTADOS EN FUNCIÓN DEL PESO VOLUMÉTRICO SECO Y TAMAÑO MÁXIMO DE GRANOS (D_{MAX}).

- c) **Creep:** Es la deformación del suelo cuando las cargas externas y las presiones de poro con los suelos se mantienen nulas o constantes. Los materiales enrocamiento tienen deformación *creep* aunque de magnitud muy reducida comparada con los suelos cohesivos. Sin embargo, su estimación tiene significado en la predicción del comportamiento a largo plazo.

En el caso de los enrocamientos puede definirse una relación lineal entre la rapidez del cambio de relación de vacíos y el tiempo en escala doblemente logarítmica. Las observaciones hechas en algunas presas de tierra y enrocamiento reportan resultados que concuerdan con la ecuación 1,4 graficada en la figura I.9.

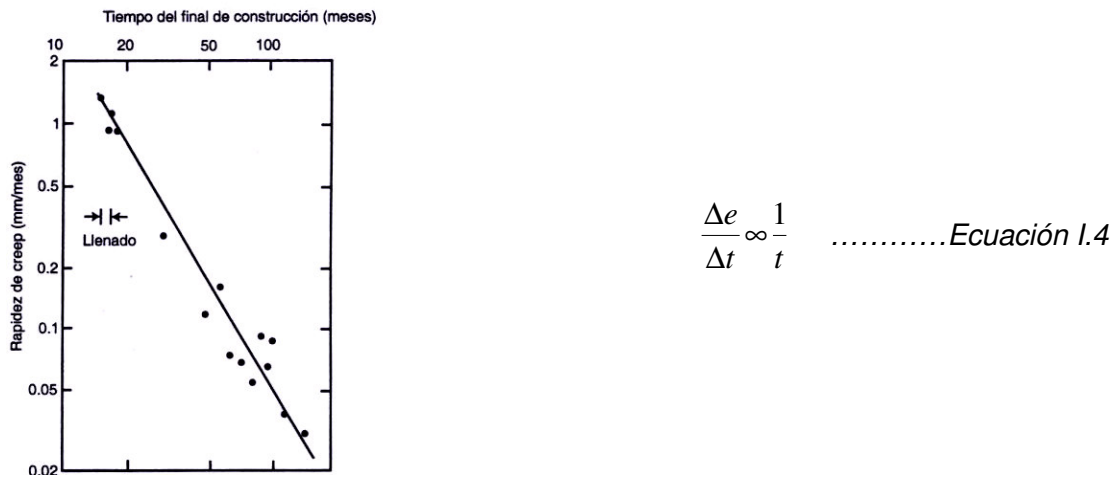


FIGURA I.10 GRÁFICA DEFORMACIÓN-TIEMPO PARA ENROCAMIENTO DE MUDSTONE (PARKIN, 1990B)

I.2.6 PROPIEDADES HIDRÁULICAS DEL ENROCAMIENTO

a) **La permeabilidad:** Es la capacidad para conducir o descargar agua cuando se encuentra bajo un gradiente hidráulico. Esta propiedad depende de la densidad, del grado de saturación y del tamaño de las partículas. El coeficiente de permeabilidad k de un suelo se determina por procedimientos directos e indirectos. Al primer grupo pertenecen las pruebas de laboratorio por medio de permeámetros de carga constante y de carga variable, y las pruebas directas en campo; al segundo grupo, los cálculos a partir de la curva granulométrica, de la prueba de consolidación y la horizontal de capilaridad. En la tabla 1.22 se muestran las relaciones entre tipos de suelo, coeficiente de permeabilidad k y los métodos de prueba aplicada en cada caso.

	10^2	10^1	10^0	10^1	10^2	10^3	10^4	10^5	10^6	10^7	10^8	10^9
Propiedades de drenaje	Bueno						Pobre			Prácticamente impermeable		
Tipos de suelos	Grava limpia		Arenas limpias. Arenas limpias y mezclas de grava			Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos. mezclas de arena, limo y arcilla morena gracial, depósitos estratificados de arcilla			Suelos impermeables. Arcillas homogéneas a la intemperie			
			Suelos impermeables modificados por los efectos de la vegetación e intemperie									
Determinación directa del coeficiente de permeabilidad	Prueba directa del suelo en su estado natural (prueba de bombeo). Segura si se hace correctamente. Se requiere bastante experiencia											
	Permiámetro de carga constante. Se requiere poca experiencia											
Determinación indirecta del coeficiente de permeabilidad							Permeámetro de carga variable					
							Seguro		Inseguro		Relativamente seguro	
							No se requiere mucha experiencia		Se requiere mucha experiencia		Se requiere mucha experiencia	
	Cálculo por medio de la distribución del tamaño del grano (fórmula de Hazen). Aplicable solamente a arena y gravas limpias sin cohesión.						Cálculo por medio de pruebas de consolidación. Se requiere equipo de laboratorio costoso. Requiere mucha experiencia					
				Prueba de capilaridad horizontal. Se requiere poca experiencia. Útil para pruebas rápidas en el campo.								

TABLA I.22 PERMEABILIDAD Y MÉTODOS DE PRUEBA (CASAGRANDE Y FADUM, 1940)

b) **La capilaridad:** Depende de las fuerzas creadas por la tensión superficial y por “lo mojado” del material. Si las fuerzas de adhesión del líquido al sólido (mojado) superan a las fuerzas de cohesión dentro del líquido (tensión superficial), la superficie del líquido será cóncava y el líquido pasará (filtración); en cambio, si las fuerzas de cohesión superan a las fuerzas de adhesión, la superficie del líquido será convexa y el líquido no pasará por el material (no habrá filtración de agua).

I.2.7 ELEMENTOS QUE COMPONEN UNA PRESA DE ECC

El diseño básico de las presas de ECC es muy similar para todas. Existen básicamente tres elementos que las componen: el plinto, la sección de enrocamiento zonificada y la cara de concreto.

Cada uno de estos elementos consta de diversas características que complementan el diseño total de la estructura, tales como los taludes de la cortina, las juntas de la cara de concreto, las distintas zonas del enrocamiento y la plantilla de inyección del plinto. La figura I.19 muestra el arreglo general para este tipo de presas.

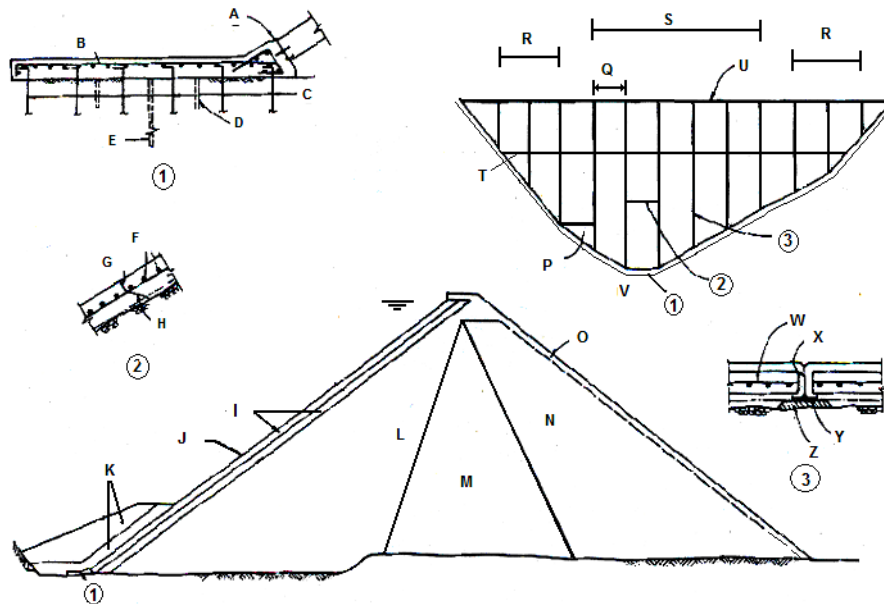


FIGURA I.11 ARREGLO TÍPICO DE LAS PRESAS DE ECC CONSTRUIDAS SOBRE ROCA SANA CON ENROCAMIENTO DE BUENA CALIDAD (ICOLD, 1989)

Donde:

1	Plinto	M	Zona muerta
2	Junta horizontal	N	Enrocamiento de respaldo
3	Junta vertical	O	Enrocamiento aguas abajo
A	Junta perimetral	P	Losa de arranque
B	Acero de refuerzo	Q	Losas de 12 a 18 m de ancho
C	Anclaje	R	Juntas verticales tipo A entre losas externas
D	Perforaciones para inyección de consolidación	S	Juntas verticales tipo B entre losas centrales
E	Cortina de inyección	T	Junta horizontal de construcción
F	Refuerzo horizontal	U	Eje de la cortina
G	"With form"	V	Elevación de inicio de la cara
H	"Broom joint"	W	Refuerzo horizontal
I	Zona de filtros	X	Superficie cubierta con pintura asfáltica
J	Cara de concreto	Y	Sello de cobre
K	Material de sello sobre la junta perimetral	Z	Base de mortero
L	Enrocamiento principal		

I.2.8 ESTRATEGIAS DE DESVÍO Y PROGRAMA DE CONSTRUCCIÓN

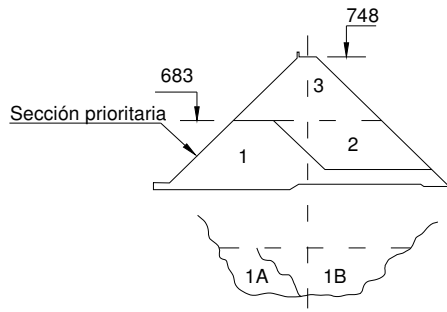
Tanto el programa de construcción, como el diseño de los túneles y las ataguías de las presas de ECC, están íntimamente ligados a los periodos hidrológicos que gobiernan la región, así como a las condiciones del sitio y las etapas de construcción que complementan la estructura. El número y tamaño de túneles y las ataguías deben permitir una sección seca para la construcción de la cortina sobre el lecho del río; de tal manera que para la época de lluvias, tanto los túneles como las ataguías, soporten avenidas con un período de retorno de hasta 1,500 años. Las etapas de colocación de enrocamiento también se deben optimizar y ajustar a la estrategia de desvío que se elija para garantizar la seguridad de la obra. Además, un programa adecuado de construcción permitirá una eficiente economía durante la colocación del material; lo cual es una de las principales características y ventajas de estas presas.

La filosofía que generalmente se adopta en los programas de construcción de las grandes presas es la siguiente (B. Materón, 1993):

- a) Durante la construcción de los túneles de desvío se efectúa la limpieza de los estribos; se inicia el plinto y, si el lugar lo permite, se coloca relleno fuera de una franja de 30 – 40 m aguas abajo del mismo. En boquillas anchas es aconsejable y más económico iniciar con la colocación del enrocamiento antes del desvío. Es muy importante la creación de accesos para colocar el material y para la excavación del plinto antes del desvío. Los trabajos de inyección pueden comenzar como una actividad independiente.
- b) Una vez que pase el periodo hidrológico crítico, se desvía el río y se efectúa la excavación del lecho (parcialmente) para continuar con el plinto. Durante esta fase, (3 – 5 meses) se continua colocando material en la presa y finalizando las ataguías. La inyección continúa.
- c) Definida la cota de protección para el próximo período hidrológico (sección prioritaria), se construye la presa hasta ese nivel, sin la losa, dando la prioridad a esta fase de la presa.
- d) Se puede construir la losa mientras se nivela la presa, por aguas abajo de la cota definida en el punto anterior.
- e) Se finaliza el relleno, losa y parapeto hasta la cresta.

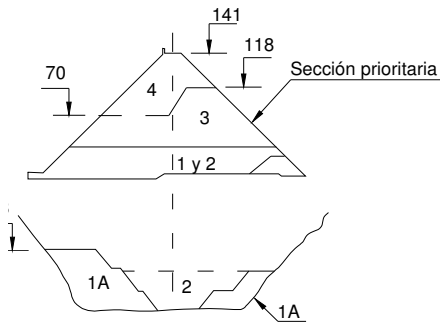
Aunque es mejor y más económico construir el plinto antes del desvío, para facilitar la creación de la sección prioritaria, usando solamente el material de transición como restricción semipermeable del gradiente hidráulico para controlar las filtraciones a través de enrocamiento, en algunas presas la construcción de accesos o la topografía local impiden que esto sea posible. En estos casos la sección prioritaria puede crearse elevando la porción aguas arriba de la presa, como se hizo en Aguamilpa, Foz do Areia, Segredo y Tianshengqiao; o construyendo una porción interna de la presa como en Ita y Machadinho (figura I.11). La ataguía principal controla los riesgos de una avenida máxima durante el primer periodo de lluvias; y para el segundo periodo se contempla paralelamente otro mecanismo en caso de que ocurra la pérdida de la ataguía a causa de una avenida que la sobrepase. La sección prioritaria evitará que el agua llegue al enrocamiento principal, lo cual sería catastrófico, por alta que sea la presa.

Foz do Areia – 160 m - Brasil



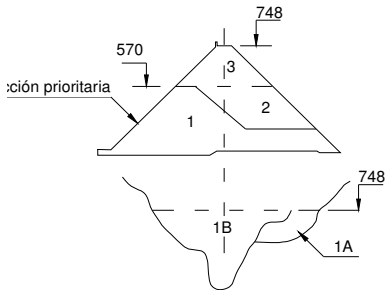
- Etapa 1A Antes del desvío. Relleno a la derecha del lecho del río
- Etapa 1B Después del desvío. Sección prioritaria para un periodo de retorno (T) de 1,500 años
- Etapa 2 Construcción del relleno y la cara de concreto simultáneamente
- Etapa 3 Finaliza la construcción del relleno, la cara de concreto y el parapeto

Xingo - 150 m - Brazil



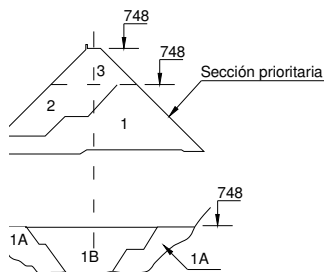
- Etapa 1A Antes del desvío. Relleno a ambas márgenes del río
- Etapa 2 Desvío del río
- Etapa 3 Sección prioritaria (T=1,500 años). Cara de concreto hasta la elev. 70
- Etapa 4 Finaliza la construcción del relleno, la cara de concreto y el parapeto

Segredo - 145 m - Brasil



- Etapa 1A Antes del desvío. Relleno a la derecha del lecho del río
- Etapa 1B Después del desvío Sección prioritaria (T=1,500 años).
- Etapa 2 Construcción del relleno y la cara de concreto simultáneamente hasta elev. 570
- Etapa 3 Finaliza la construcción del relleno, la cara de concreto y el parapeto

Ita - 125 m – Brasil



- Etapa 1A Antes del desvío. Relleno a ambas márgenes del río
- Etapa 1B Sección prioritaria
- Etapa 1C Se nivela la colocación hasta la elev. 348
- Etapa 3 Finaliza la construcción del relleno, la cara de concreto y el parapeto

FIGURA I.12 ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN EN PRESAS DE ECC CON SECCIÓN PRIORITARIA INTERNA

I.3 CRITERIOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL PLINTO

Es el elemento impermeable fundamental entre la cara de concreto y la roca. Se desplanta sobre roca sana y poco permeable. Sirve de apoyo para la losa principal y de base para la construcción de un plano de estanqueidad formado por inyecciones.

En el diseño de la cortina de ECC, el plinto recibe siempre una atención especial; pues de él depende, en gran medida, el buen funcionamiento de la losa de concreto. El contacto losa-plinto debe cumplir con dos requisitos simultáneamente: la impermeabilidad y la flexibilidad.

I.3.1 EXCAVACIÓN Y DESPLANTE

Al proyectar una presa de ECC se busca que la estructura esté desplantada sobre roca dura, fresca, no erosionable, apta para ser inyectada y la cual se pueda excavar y limpiar debidamente con agua a presión para facilitar la impermeabilidad de la barrera.

Sin embargo, la roca de cimentación no siempre cuenta con estas características y requiere algún tipo de tratamiento para evitar la posibilidad de erosión o filtraciones a través de la cimentación. Este tratamiento debe extenderse, dentro de la presa, hasta una distancia equivalente a 30-50 % de la altura hidrostática. A continuación se describen los diferentes casos de cimentación que pueden presentarse:

a) **Roca sana con irregularidades en su calidad y arreglo:** Esto causa variaciones en el arreglo general del plinto, el cual es importante optimizar, ya que modifica los volúmenes de proyecto y afecta al programa y al costo de la construcción. Puede ser necesario efectuar análisis de estabilidad y colocar soportes o tensores de acero cuando la sobrecarga ocasiona el desplazamiento de la estructura.

Una práctica común es efectuar la excavación del plinto cerca de una línea teórica y entonces colocar el anclaje, de manera que toda la losa puede construirse monolíticamente. Este procedimiento fue seguido en Aguamilpa - México, Santa Juana - Chile y Pichi Picun Leufú - Argentina.

Otro método, utilizado en Brasil (en la presa de Xingó), consistió en colocar concreto dental sobre la roca de cimentación, obteniendo con ello una superficie plana que facilitó la perforación para el anclaje y la colocación del acero de refuerzo.

b) **Roca erosionada:** En este caso la excavación debe disminuir, lo más posible, la cantidad de explosivo y utilizar métodos de excavación que no dañen más el material. Un ejemplo de un plinto cimentado sobre un área erosionada es la presa de Mchadinho, en Brasil.

c) **Roca suave:** Existen casos en que, debido al clima hidrocálido, la capa de material suave en el lecho del río, resulta demasiado gruesa y el plinto debe ser colocado sobre roca muy descompuesta que contiene suelo cohesivo y no cohesivo. Este fue el caso de Salvajina, Colombia, donde la sección derecha del desplante estaba altamente descompuesta.

d) **Aluvión:** La experiencia de presas con cara de asfalto, desplantadas sobre aluvión, ha sido extrapolada a las presas de ECC; el plinto "articulado" es colocado sobre el aluvión compactado, colocando filtros. Existen varios ejemplos de esta práctica en China y especialmente en Sudamérica, en presas como Santa Juana y Pulcaro, en Chile; y Punta Negra y Caracoles, en Argentina. Es importante señalar que el plinto articulado se conecta a un muro construido en trincheras, cuya excavación es estabilizada mediante bentonita bombeada, la cual se reemplaza después por concreto.

El plinto debe ajustarse a las condiciones naturales, geotécnicas y topográficas, evitando perturbar la roca natural con excesivas excavaciones. Algunas experiencias con esta estructura, relacionadas con su cimentación, se mencionan a continuación:

En la presa de Alto Anchicayá – Colombia, fue necesario mover toda la presa para lograr que la mayor parte del plinto quedara sobre lindita, por ser esta roca la más competente dentro del sitio. No obstante, algunas porciones quedaron sobre esquistos calcáreos, con disoluciones, necesitando tratamientos locales.

En Salvajina - Colombia, el plinto fue cimentado en su parte inferior en areniscas; y en las partes más altas, en estratos alternados de limonitas y areniscas friables, con una intrusión ígnea en la margen derecha convertida en una zona amplia de Saprolito, alterado por efectos hidrotermales. En Winneke - Australia, donde existían suelos dispersivos, se hicieron tratamientos similares en limonitas meteorizadas.

También se efectuaron tratamientos especiales en los contactos de brecha y basalto de Foz do Areia – Brasil; y la literatura técnica habla de fundaciones en rocas Kársticas (Khao Laem) y en Mangrove – Australia, donde fue necesario colocar un diafragma y tendones inyectados para estabilizar una cimentación con fallas potencialmente inestable.

I.3.2 GEOMETRÍA DEL PLINTO

La geometría del plinto debe ser definida de acuerdo a las condiciones topográficas y económicas del lugar y sus accesos:

Cuando la excavación no implica mucha sobrecarga, la forma geométrica es como la que se muestra en la figura I.12

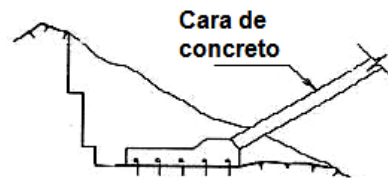


FIGURA I.13 PLINTO CONVENCIONAL (FOZ DO AREIA)

En algunos lugares, donde los estribos son muy inclinados o con pendientes moderadas, la forma geométrica del plinto se puede ajustar a la roca sana expuesta. Este es el caso de la presa de Machadinho (figura I.13)

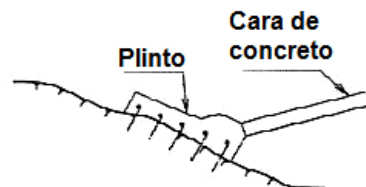


FIGURA I.14 PLINTO INCLINADO (MACHADINHO)

Cuando las laderas son muy inclinada o estrechas, lo común es construir una pared debidamente anclada a la roca, como en Alto Anchicayá y Golillas, Colombia. De cualquier forma, es necesario un cuidadoso diseño para prevenir movimientos considerables en la junta perimetral.

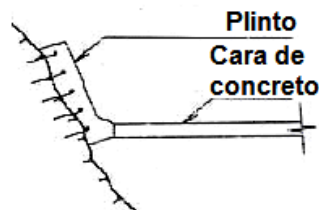


FIGURA I.15 CIMENTACIÓN MUY INCLINADA (ALTO ANCHICAYÁ Y GOLILLAS)

En las presas recientes (Marengo, 2005), donde la excavación del plinto resulta más ancha de lo esperado, debido a las dimensiones de la losa, se ha decidido adoptar el criterio de un plinto exterior de ancho constante con una losa o plinto interno (figura I.15) para garantizar el gradiente específico. Este tipo de plinto fue construido en Itá, Brasil.

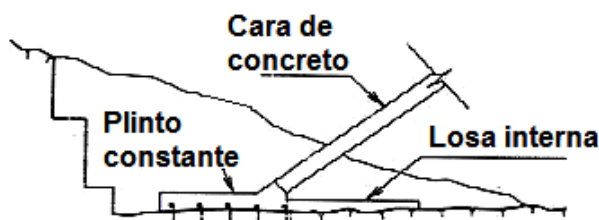


FIGURA I.16 PLINTO INTERNO (ITA – ITAPEBI)

Cuando se utilizan plintos articulados, sobre depósitos aluviales, éstos se conectan a una pared en el extremo, aguas arriba, como se muestra en la figura I.16. Esta barrera, en el lecho de roca, funciona como sello y corta parcialmente la permeabilidad del aluvión.

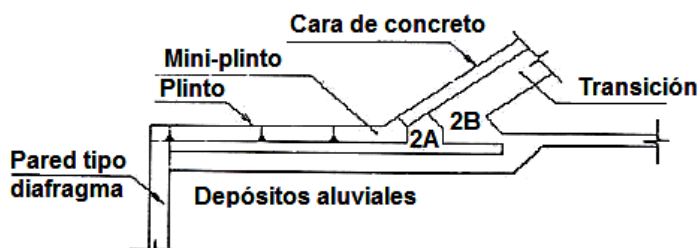


FIGURA I.17 PLINTO ARTICULADO (SANTA JUANA – PUCLARO)

I.3.3 ESTABILIDAD Y DIMENSIONAMIENTO

El diseño del plinto debe asegurar la impermeabilidad ante las cargas hidrostáticas u otras cargas pertinentes; así como la flexibilidad de la losa para que ésta pueda moverse en las tres direcciones locales:

- **De talud:** alineado al plano de la losa y paralelo al eje del río
- **Normal:** perpendicular al plano de la losa
- **Horizontal:** paralela al eje longitudinal de la cortina.

Generalmente su configuración anclada, dentro de la roca, resulta estable. En sitios donde existe demasiada sobre excavación o aspectos que puedan crear inestabilidades, es prudente analizar el plinto como un muro sujeto a deslizamiento y volcamiento.

Estos análisis se efectúan considerando, como fuerzas estabilizadoras, el peso del agua sobre la estructura; la presión pasiva del relleno de la presa y las fuerzas de levantamiento producidas por la presión hidrostática disipada linealmente hasta la parte seca del plinto.

Varios casos han indicado la necesidad de colocar contrafuertes, o extender el plinto dentro del relleno, colocando anclajes contra deslizamiento, como en el caso de Winneke - Australia.

Para el caso en que el plinto se desplanta sobre roca sana e inyectable, su ancho se diseña del orden de 0.4 a $0.5H$, siendo H el gradiente hidráulico (ICOLD, 1989b, Cooke & Sherard 1987). En la parte superior, el ancho disminuye gradualmente, de acuerdo a la carga de agua; siendo el mínimo generalmente de 3 m. Cuando la roca de cimentación es pobre o esta fragmentada se recomienda un ancho mayor ($0.1H$) y/o medidas para controlar la erosión. En suelos (saprolitos) como los encontrados en Salvajina, se utilizaron dimensiones de $0.17H$. Cooke y Sherard (1987) sugieren un ancho de 2 m para presas menores de 40 m de altura sobre roca de buena calidad.

Respecto al espesor: el mínimo es usualmente de 0.3 a 0.4 m, pero puede ser de hasta 0.6 m en la parte más baja, tratándose de presas de gran tamaño. Sin embargo, actualmente, el ancho utilizado es mayor, debido a la excavación para la barrera impermeable y para remediar las irregularidades topográficas. Cuando esto se requiere, se recomienda (Cooke & Sherard 1987) construir el plinto en dos etapas: la primera para cubrir dichas regularidades y la segunda para la construcción de la estructura.

A continuación se muestran los diseños del plinto utilizados en las presas de Mangrove Creek, Boodooma, Cethana y Pieman. Este diseño es típico para las presas de ECC.

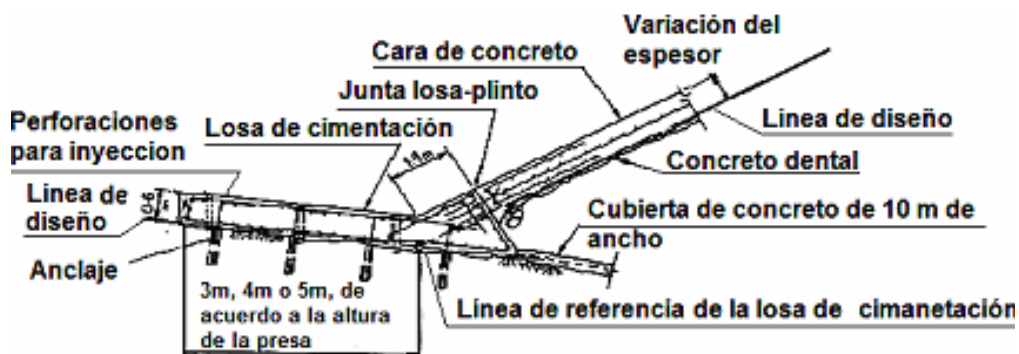


FIGURA I.18 DISEÑO DEL PLINTO DE LA PRESA MANGROVE CREEK (MACKENZIE & McDONALD, 1985)

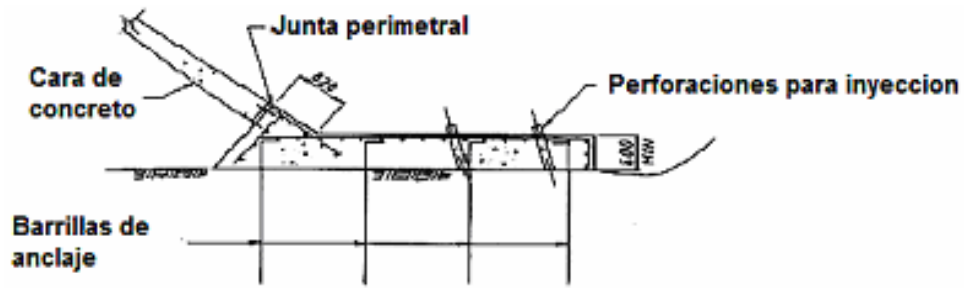


FIGURA I.19 DISEÑO DEL PLINTO DE LA PRESA BOODOOMA (MACKENZIE & McDONALD, 1985)

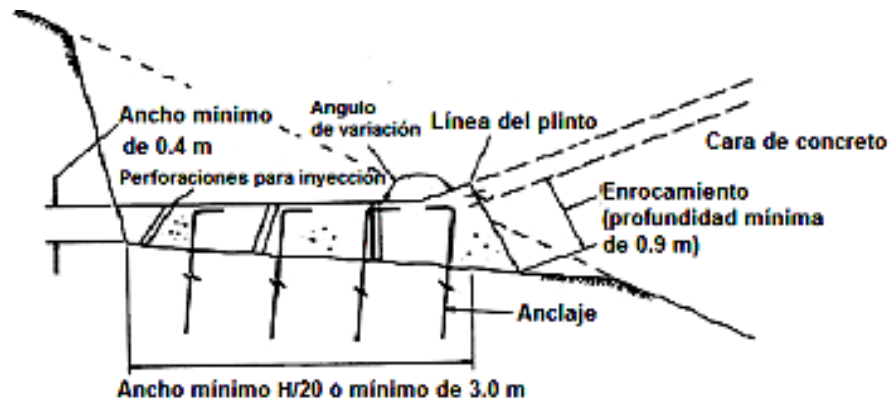


FIGURA I.20 DISEÑO DEL PLINTO DE LA PRESA CETHANA (ROGERS 1985)

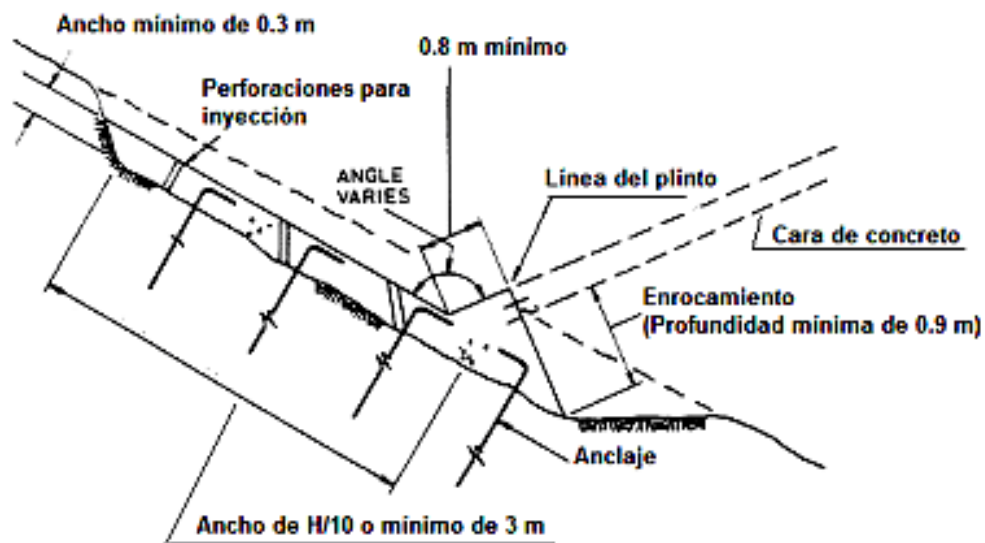


FIGURA I.21 DISEÑO DEL PLINTO DE LA PRESA PIEMAN (FITZPATRICK ET AL, 1985)

Así mismo, es necesario asegurar que la estructura sea estable ante las fuerzas a que es sometida, tanto durante la construcción, como durante el llenado del embalse. Por esta razón, usualmente, se realizan barrenos para anclar la estructura en la roca con diámetros de 25 a 35 mm, utilizando anclas de 3.0 a 5.0 m de longitud, espaciadas entre sí, de 1.0 a 1.5 m, y posteriormente inyectadas en todo lo largo y dobladas en el extremo que queda inmerso en la estructura. Este anclaje es colocado, normalmente, para prevenir el levantamiento del plinto durante la inyección de la pantalla impermeable, aunque Cooke y Sherard (1987) afirman que en la mayoría de los casos este levantamiento no ocurriría.

El plinto debe ser estable contra el deslizamiento y el volteo. Se recomienda, por ello, una valoración apropiada del ángulo de fricción interna, dependiendo del tipo de roca, orientación de los planos de falla, etc. No es suficiente modelar la estructura con un factor de deslizamiento o un coeficiente de fricción asumidos arbitrariamente.

Se debe considerar, también, la colocación de anclas adicionales, anclaje pretensado o apoyos de concreto aguas abajo para mantener la estabilidad.

Si el plinto es alto, podría presentarse otro problema: el asentamiento excesivo de la cara de concreto puede romper la junta perimetral. En la presa de Golillas se tuvo este problema debido a los movimientos de la cara de concreto (en este caso las pendientes de las laderas eran casi verticales) (Amaya y Marualinda, 1985). Por ello es importante poner una particular atención a la compactación del enrocamiento cerca del plinto y se debe adoptar la idea de colocar material fino y compactarlo en capas delgadas (Fitzpatrick *et al*, 1985). Sin embargo no debe buscarse que los módulos sean mayores a los del resto del enrocamiento en esta zona, ya que pueden presentarse asentamientos diferenciales.

Para asegurar que los desplazamientos de la cara de concreto no se sobrepasan, se requiere un soporte de enrocamiento de, al menos 0.9 m (figura I.19) (Fitzpatrick *et al*, 1985).

Para adaptarse a las condiciones dadas por la cimentación y la topografía del sitio, el plinto puede inclinarse en determinado ángulo; como en el caso de la presa de Cethana o la de Pieman (Fitzpatrick *et al*, 1985). En Cethana el plinto se diseñó para ser horizontal en una sección normal a sus centros de línea; y en el caso de Pieman, el plinto se inclinó aún más en la dirección del eje de la cortina (figura I.20); ello resultó en un menor volumen de excavación para el plinto, pero en un mayor costo por concepto de concreto e inyección; debido a la dificultad de los accesos para el equipo, dada la superficie inclinada.

El acero que se coloca en el plinto tiene la función de controlar las fallas por temperatura del concreto, así como de expandir o minimizar las grietas que puedan tender a desarrollarse por efecto del pandeo ocasionado por las inyecciones.

La ICOLD (1989a) y Cooke & Sherard (1987) indican que lo adecuado es colocar un solo lecho de 100 a 150 mm de diámetro, en la parte superior del plinto, con 0.3% de acero en cada sentido. Cooke y Sherard afirman también que es preferible utilizar acero longitudinal, a través de las juntas de construcción, en vez de juntas formadas por sellos.

I.3.4 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

Lo más recomendable, una vez realizada la excavación, es nivelarla con concreto dental y sobre esta área instalar los anclajes, realizando posteriormente la limpieza para la colocación del concreto.

La tendencia, en cuanto al acero de refuerzo, es utilizar una cantidad moderada, para temperatura, con una sola malla equivalente a 0.3% de la sección transversal en los dos sentidos. El refuerzo se coloca a 0.15 m de centro a centro en las dos direcciones, debidamente inyectados, dejando en su parte superior un gancho de 90° dentro de la malla del plinto.

Los materiales de construcción son fundamentalmente rellenos que deben ser compatibles con las deformaciones permisibles por el sistema de juntas de la losa para garantizar que no haya filtraciones. El concreto especificado es usualmente el Puzolánico con una resistencia a 28 días de 21 MPa, fabricado en planta y transportado al sitio mediante ollas revolventoras con 5 a 6 m³ de capacidad. Su colocación se realiza a tiro directo o mediante bombeo, dependiendo de lo limitado de los accesos. También resulta útil la colocación de cimbra deslizante cuando el diseño lo permite. En Xingo se adoptó esta solución. En otros proyectos como Itá, Foz do Areia, Machadinho, Tianshengqiao I y Aguamilpa, se utilizó cimbra convencional.

De manera general la secuencia para construir el plinto es la siguiente:

1. Construir primero un “mini-plinto” localizado inmediatamente aguas arriba de la cara de concreto. La construcción de esta estructura permitirá comenzar con la colocación del relleno de la presa, permitiendo que ambos trabajos se realicen simultánea e independientemente.
2. Construir la siguiente barrera, excavando y concretando paneles alternados y dejando plataformas de inyección donde se requieran.
3. Construir la losa complementaria del plinto entre la barrera y el “mini-plinto”

Es preferible que la excavación del plinto sea hincada durante la fase de limpieza de los estribos. Estase realiza antes o simultáneamente a la construcción de los túneles de desvío.

Cuando la topografía lo permite, es posible desarrollar accesos en los estribos para transportar el equipo de construcción. En boquillas muy estrechas es necesario coordinar el avance en el relleno y la excavación del plinto para evitar demoras e interferencia entre las dos operaciones. El equipo de colocación del refuerzo y el concreto depende del acceso.

I.3.5 INYECCIONES

Una vez que el plinto ha sido concluido, comienzan las operaciones de inyección comenzando utilizando la losa del plinto como plataforma y tapa. Cabe señalar que una importante ventaja de este tipo de presa, en relación al programa de construcción es que los trabajos de inyección del plinto son independientes de la colocación del material en la cortina; lo cual no interfiere con la ruta crítica de la obra.

La inyección se realiza mediante 3 hileras; de las cuales, las dos externas son de consolidación y la central constituye la cortina de inyección propiamente dicha, cuando las condiciones geológicas del lugar son relativamente buenas. En zonas altamente fracturadas, o con aspectos estructurales geológicos que requieran ser tratados, se utilizan más hileras, con profundidades variables, hasta consolidar el terreno. En Foz de Areia, debido a la presencia de estratos fragmentados y permeables, fue necesario aumentar las hileras de consolidación (2 más) y profundizarlas hasta 20 m.

La profundidad de la cortina de inyección está definida de acuerdo a la geología y permeabilidad existente. Por lo general se adoptan profundidades de $1/3$ a $2/3$ de H. Las presiones de inyección en el brocal varían entre 1 y 2 kg/cm^2 y se incrementan 0.25 kg/cm^2 por cada metro de profundidad hasta 5 kg/cm^2 para ayudar en la penetración de la mezcla. Cuando se aplican presiones superiores, debe tenerse la precaución de instrumentar la zona, instalando manómetros en huecos adyacentes o deflectómetros en el plinto.

En Salvajina se utilizó bentonita prehidratada (1-2 % del peso del cemento) para reducir sedimentación.

Normalmente la inyección requiere la utilización de equipo de perforación montado sobre orugas y éstas, a su vez, sobre plataformas que permitan que el equipo permanezca horizontal.

La perforación de los huecos de las hileras de aguas arriba y aguas debajo de la cortina, se efectúan con perforadores de oruga y equipo de percusión. El equipo se transporta mediante malacates o "tirfos", como en el caso de Foz de Areia. También se utilizan sistemas de gatos mecánicos o eléctricos operados desde su parte más alta. En Messochora, Grecia (150m), el equipo de perforación se colocó sobre rieles y se movilizó mediante gatos hidráulicos. En Itá, Brasil, el equipo fue jalado mediante cables colocados estratégicamente en los cambios de dirección del plinto.

En algunos proyectos, la especificación marca que los trabajos de inyección deben realizarse antes de la colocación del relleno adyacente al plinto, para prevenir la fuga de lechada hacia la zona de filtros. Esta práctica no es convencional y puede afectar los programas de construcción. De cualquier forma, la presión de la inyección debe restringirse cerca de la superficie; especialmente en las perforaciones de consolidación interna, las cuales deben inyectarse antes de realizar las perforaciones de la cortina.

En valles estrechos, donde el plinto resulta inclinado o vertical, la perforación se ejecuta mediante equipo más ligero, como perforadores de pierna y equipos de mano, auxiliados por pequeñas grúas para facilitar la movilidad. Las bombas de inyección son convencionales tipo "Moyno".

Recientemente se ha adoptado el método de GIN para algunas presas de ECC, como Aguamilpa, Pichi Picum Leufu, Corrales, en Chile (con 76 m), y Mohale, en Lesotho (con 145 m). En este caso, la lechada es mezclada en contenedores y bombeada a las perforaciones mediante equipo de bombeo. Este equipo puede ser automático, de manera que pare cuando se alcance la presión y la hipérbola de GIN que se requiera. En Pichi Picum Leufu se utilizó un equipo “Jean Lutz” para controlar automáticamente la inyección.

I.4 CRITERIOS DE DISEÑO DEL TERRAPLÉN

El enrocamiento es el elemento estructural de la obra de contención. Está zonificado a fin de recibir la carga de agua con asentamientos mínimos y proporcionar seguridad a la propia estructura contra el flujo de agua, en caso de presentarse fracturas en la cara de concreto o apertura en las juntas; de tal manera que deberá aceptar de manera segura, varias veces, cualquier filtración que pueda ocurrir (Marengo, 2005).

Dado que es una estructura que está permanentemente bajo fuertes cargas hidrostáticas, ante las cuales debe conservar su estabilidad, su diseño y construcción deben estar cuidadosamente planeados y ejecutados bajo altos estándares de calidad (Lau Chau Chin, 2004). Su diseño se realiza de acuerdo a las condiciones geológicas, hidrológicas y topográficas del lugar, así como de los propósitos propios de la obra.

El material que forma el enrocamiento se selecciona de tal manera que la mejor granulometría, mejor calidad y menor índice de vacíos, estén localizados en las proximidades de la losa, dentro del tercio de aguas arriba de la estructura; los materiales de inferior calidad se colocan siempre aguas abajo; preferiblemente después del centro de la presa. Esto se hace con la finalidad de limitar las deformaciones excesivas en la cara de concreto, y por otro lado, disminuir el costo de la presa.

I.4.1 EXCAVACIÓN Y TRATAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

Para las presas de ECC, todo el enrocamiento se encuentra aguas abajo del empuje del agua. El ancho de la base es más de 2.6 veces la altura de la cortina (IMTA, 2001) y básicamente toda la carga del agua es recibida por la roca de cimentación ubicada aguas arriba del su eje. Además las mediciones, realizadas en varias presas, han confirmado que el llenado del embalse causa movimientos muy pequeños en la sección aguas abajo. Por estas razones el criterio para la excavación de la cimentación y el tratamiento de la sección media, aguas abajo de la presa, es más flexible que para las presas de tierra.

Generalmente, la zona donde se apoyan los materiales de transición, inmediatamente después de la losa, es excavada hasta la roca natural. Dependiendo del estado del sitio se efectúan tratamientos con concreto dental proyectado con filtros. Normalmente, no se tratan las depresiones aisladas, a menos que existan materiales potencialmente erosionables. Los taludes negativos son tratados para asentamientos diferenciales.

Toda el área, incluyendo los estribos, se limpian a partir del plinto removiendo el material de sobretamaño (con tamaño mayor a 2 m), en una extensión entre 0.3 y 0.4 de la presión hidrostática (H) o 10 m como mínimo, cuidando que no existan depósitos de material de baja resistencia o susceptibles de licuefacción en zonas sísmicas. Las zonas de talud, en el centro de la presa, o aguas abajo del eje, pueden ser dejadas si la densidad y compresibilidad del material es compatible con el enrocamiento colocado.

En el proyecto de Alto Anchicayá fueron dejados depósitos de talud en el estribo izquierdo de la presa. Para Foz do Areia el criterio fue remover todo el material hasta la roca, algo similar a los criterios australianos (Tasmania). En el proyecto de Ita también se dejaron zonas de talud o saprolitos en la parte aguas abajo de la cortina. Khao Laem es un ejemplo de una buena práctica, tratándose de presas de ECC, sobre una cimentación profunda, erosionable y altamente compresible (Sherard & Cooke, 1985). En el eje de la cortina, el asentamiento de esta presa fue de 1.25 m durante la construcción, y solamente de 0.025 durante el llenado del embalse.

I.4.2 TIPOS DE RELLENO

Conceptualmente; si la deformabilidad del relleno es compatible con la deformabilidad de la losa, este tipo de presa puede ser construida de enrocamientos, gravas y una combinación de los dos materiales. En zonas “muertas” pueden colocarse materiales de inferior calidad y debe cuidarse que el material menos compresible se encuentre en la porción aguas arriba de la presa. A continuación se describen dichos rellenos:

a) Enrocamientos

Este relleno consiste en material proveniente de pedreras o de de material producto de la excavación, que va desde roca sana bien graduada hasta roca firme casi en su totalidad carente de finos, como el basalto. Como ejemplos de presas con este tipo de relleno se encuentran las de Brasil o la de Mohale, en África.

El enrocamiento de roca suave se ha usado en la zona aguas abajo de la presa o en la porción central, siempre y cuando se encuentre alejado de la cara de concreto.

Lo ideal es utilizar materiales sanos, bien graduados, compactados a una relación de vacíos inferior a 0.30 y con coeficientes de uniformidad superiores a 15. Sin embargo, la experiencia indica que la granulometría utilizada es el resultado natural optimizado de las excavaciones de las estructuras o de las canteras necesarias para la construcción de la presa.

El análisis de las granulometrías y calidad de algunos enrocamientos, construidos recientemente, han permitido observar que, con un adecuado control en el espesor de las capas, numero de pasadas y tipo de vibrocompactador, es posible construir macizos compatibles con la losa, aunque se presenten variaciones en el módulo de compresibilidad. La figura I.22 presenta un resumen gráfico de granulometrías de 4 presas, construidas en boquillas de diferente configuración, donde se puede observar que la compresibilidad varía también con este factor. Las presas de Cethana y Alto Anchicayá

presentan enrocamientos excelentes desde el punto de vista de granulometría, naturaleza de los materiales y compacidad después de colocados.

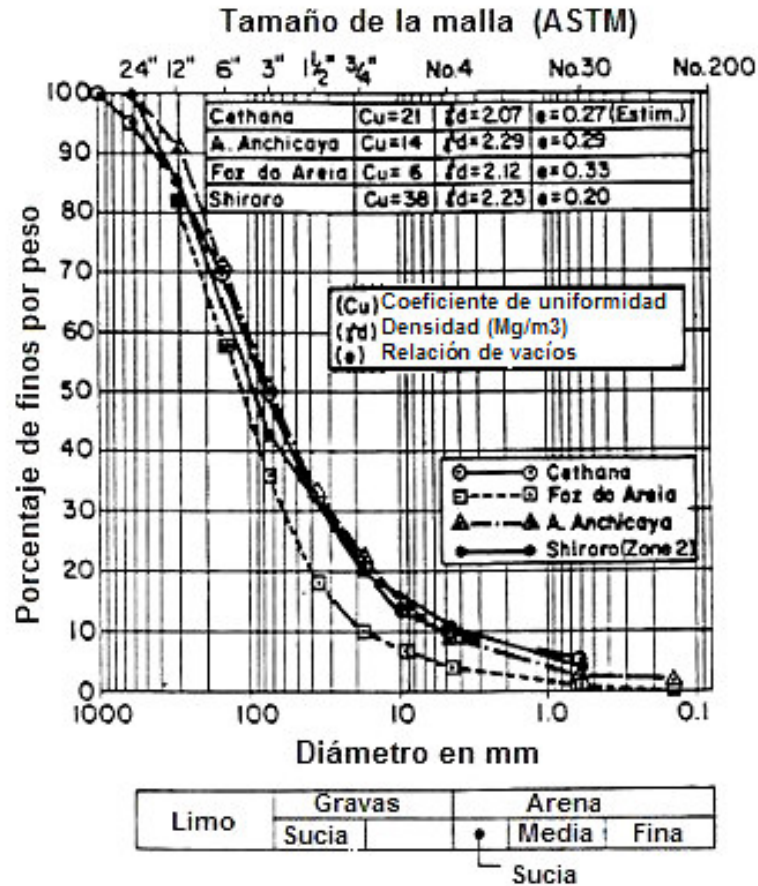


FIGURA I.22 GRANULOMETRÍAS Y PROPIEDADES DE LOS ENROCAMIENTOS DE PRESAS DE ECC (BDTMAN Y WYATT, 1985)

Un aspecto importante, que debe ser tomado en cuenta es la permeabilidad del material compactado. El límite mínimo, propuesto por Penman, es 1×10^{-3} cm/s, que casi siempre se obtiene en el fondo de la capa, aún en rocas blandas con resistencias de compresión inconfinada del orden de 250 kg/cm^2 , como las ensayadas en Salto Osorio (Brasil).

b) Relleno de grava

Algunas presas de gran tamaño en las que se ha utilizado relleno de grava aluvial son Aguamilpa, Salvajina y Yacambú (Venezuela). Esto ha permitido extrapolar su uso en presas como Santa Juana y Pulcaro, en Chile, y Pichi Picum Leufo, Caracoles y Punta Negra, en Argentina.

Las gravas, por su formación selectiva, son enrocamientos con mejor granulometría y características de deformabilidad excelentes, cuando se comparan con enrocamientos normales. La utilización de grava, como relleno principal, ha resultado excelente debido a la poca deformabilidad del material, cuando se compara con el enrocamiento. En

Salvajina se observó que para un nivel de esfuerzos equivalente, dentro de la presa, la deformabilidad de las gravas en el sentido vertical era varias veces inferior que la observada en el enrocamiento.

Las gravas generalmente son compactadas en menores espesores que el enrocamiento (0.60 m) con 4 – 6 pasadas de vibrocompactador de 10 ton, sin la adición de aguas. Las mejor graduadas y sin exceso de finos (<7% # 200) se colocan aguas arriba.

Otros materiales no cohesivos, como depósitos fluviales, son también excelentes para la construcción de las zonas internas de este tipo de presa.

a) Relleno combinado

La combinación de enrocamiento y grava ha resultado económica en la construcción de varios proyectos, ubicando las gravas en la zona aguas arriba y el enrocamiento en la zona aguas abajo de la cortina. Ya que la compresibilidad del enrocamiento puede ser cinco o seis veces mayor que la de la grava compactada, se ha tenido un especial cuidado en las partes altas de la presa donde el ancho de la misma decrece.

En presas de grava, donde el volumen de la roca de excavación no es suficiente para justificar una separación en zonas de enrocamiento y de grava, se ha utilizado la combinación de ambos materiales.

Durante la construcción de Santa Juana, el material proveniente de la excavación del vertedor fue colocado alternadamente con la grava en la zona aguas abajo de la presa. Aguas arriba se utilizó grava mejor compactada. Una solución similar fue adoptada en Caracoles y Punta Negra.

La combinación de materiales requiere un análisis de asentamiento diferencial entre las dos zonas, lo cual puede inducir agrietamiento en las losas de concreto.

Sin embargo, generalmente, cuando se utilizan enrocamientos con gravas, siempre se colocan aguas abajo de estas, por tener un menor módulo de compresibilidad.

I.4.3 ZONIFICACIÓN DEL TERRAPLÉN

La variación de la zonificación en las presas de ECC obedece a las características propias del sitio donde se realiza su construcción, así como a la disponibilidad del material.

Con el fin de obtener los módulos de compresibilidad requeridos, los parámetros de colocación, compactación y la adición de agua durante la colocación, varían y se optimizan progresivamente en cada proyecto. Asimismo el equipo y las técnicas de construcción se definen de acuerdo a la zonificación. En las proximidades de la losa se requiere un alto módulo de compresibilidad y una relativa permeabilidad; ya que se ha observado que la tercera parte de aguas arriba, es la zona más importante para la colocación de un enrocamiento bien compactado. En cambio, las zonas de aguas abajo del eje de la presa, son menos influenciadas durante la aplicación de la carga del embalse; por lo tanto su calidad y compactación son menos rigurosas; y se pueden colocar rocas de inferior calidad, con granulometrías variadas y con gran cantidad de finos (diámetro menor a 1"). La presa de Salvajina y Xingo son ejemplos de presas con enrocamientos finos, aguas abajo, con valores hasta 80% pasando la malla de 1".

Cada una de estas zonas es colocada con un ancho determinado y con un número de pasadas con equipo de compactación específico; por ello es importante describirlas por separado. El espesor de las capas varía entre 20 y 50 cm para las zonas 2 y 3A, y de 0.80 a 2.00 m para las demás zonas.

El estado del arte indica que un mínimo de 4 pasadas de vibrocompactador de 10 ton y la adición eventual de agua (250 l/m^3) producen rellenos con gran capacidad de absorber las cargas del embalse.

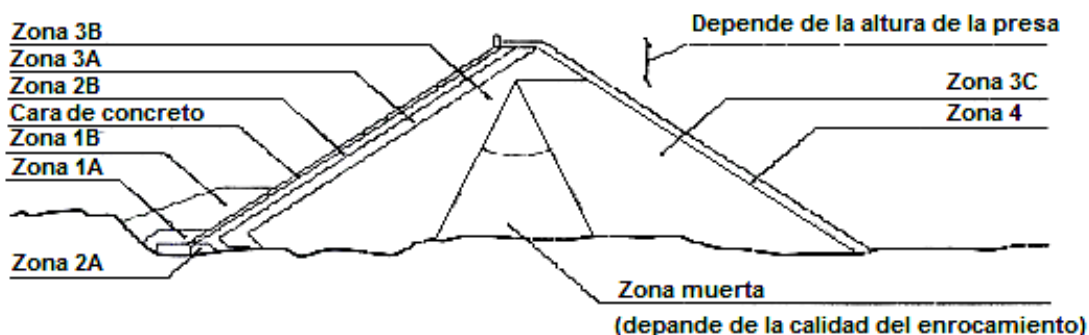


FIGURA I.23 NOMENCLATURA INTERNACIONAL DE LA ZONIFICACIÓN DE LAS PRESAS DE ECC (COOKE, 2000)

ZONA 1

Consiste en un relleno de arena fina limosa colocado aguas arriba de la cara de concreto, cubriendo la junta perimetral, donde están siendo ésta la mayor fuente de problemas en este tipo de presas. En caso de que el sello falle, la arena cumplirá su función al filtrarse al interior de la abertura. Estos filtros han sido sistemáticamente utilizados en presas como Alto Anchicayá, Foz do Areia, Segredo. Esta zona se divide en dos subzonas:

1A: Se localiza justo sobre la junta perimetral. Generalmente compuesta por arena fina de limo o por ceniza volcánica. El uso de material arcilloso ya no es usual, ya que este material cohesivo mantiene libre la abertura entre el filtro y la cara de concreto. El volumen de material granular es limitado, ya que no se considera como una capa, sino solamente un depósito para sellar las aberturas en las juntas o las fisuras que puedan ocurrir en las losas.

Como se explicó anteriormente, esta zona tiene la función de limitar la salida de material alrededor del plinto o en la base de la cara de concreto. Se colocan contra los estribos donde existen materiales que pueden migrar por los altos gradientes hidráulicos. Su volumen es pequeño, ya que es el que sellará las fisuras o aberturas que se presenten; por lo que no se requiere de grandes cantidades.

El material de esta zona es colocado a volteo o ligeramente compactado en capas de 20 a 30 cm mediante platos vibratorios, y confinado contra la cara de concreto por el material 1B.

También es común colocar una mezcla de arena con cemento asfáltico debajo del sello de cobre. Esta zona se mezcla en obra y se compacta manualmente hasta obtener densidades equivalentes a ensayos Marshall efectuados en laboratorio. El porcentaje de asfalto puede ser de 10 a 12 % del peso total. La figura 1.24 Muestra estas zonas especiales, utilizadas en la presa de Foz do Areia.

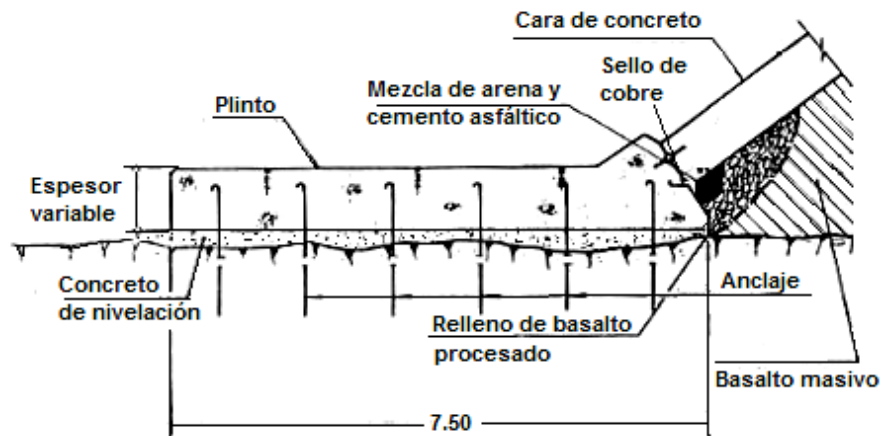


FIGURA 1.24 ZONAS ESPECIALES EN LA JUNTA PERIMETRAL DE LA PRESA FOZ DO AREIA (B. MATERÓN)

También se colocan drenes con tractor, se compactan con vibrocompactador y se protegen con chapas de acero para facilitar el paso de los equipos y evitar contaminación.

1B: Consiste en material aleatorio cuya función es confinar y proteger el material de la zona 1A contra el agua que pueda “lavarlo” durante la construcción. Es esparcido y compactado con el equipo de construcción (volteos de 20 toneladas y bulldozers).

ZONA 2

Constituye la zona de filtros. Se localiza aguas abajo de la cara de concreto y se divide en dos:

2A: Se localiza justo debajo de la junta perimetral y se compone de material procesado y graduado a manera de filtro para retener la arena fina que emigre a través de las aberturas de la junta y restringir cualquier filtración de agua que pudiera presentarse. Su diámetro máximo va de 25 a 32 mm buscando disminuir la permeabilidad en caso de fracturas en el concreto; ya que en la mayoría de los casos, las filtraciones que se han presentado en presas de ECC han ocurrido en o cerca de la junta perimetral.

El material de esta zona es colocado en capas de 20 cm y compactado mediante equipos manuales. En la cara inclinada se utilizan platos vibratorios montados sobre sistemas hidráulicos. En algunos proyectos se agrega alrededor de 3 o 4% de cemento para dar mayor cohesión y estabilidad durante la remoción del sello de protección.

2B: Enrocamiento de transición entre la cara de concreto y el enrocamiento principal. Se localiza aguas abajo de las losas de concreto. Su finalidad es la de dar un soporte adecuado, controlando y limitando las filtraciones eventuales a través de la cara de concreto y las juntas que se puedan presentar durante la vida útil de la presa, o durante la construcción si una avenida llega a sobrepasar la ataguía, como ocurrió en Aguamilpa (Marengo, 2005).

Anteriormente, el material utilizado era procesado con triturador primario para lograr un tamaño máximo de 15 a 20 cm. En proyectos recientes (Marengo, 2005), el diámetro máximo que presenta este material es de 75 mm. El propósito de utilizar materiales de menor tamaño es el de controlar la segregación, facilitando la construcción, y obtener un material semipermeable (alrededor de 10^{-3} m/s) e internamente estable para los altos gradientes existentes en caso de filtraciones a través de la losa de concreto.

La granulometría recomendada por Sherard (1985) se muestra en la tabla I.23. Esta granulometría debe ser estable y los finos no deben ser susceptibles al lavado. Por su parte, la ICOLD (1909a) propone la granulometría que coincide casi por completo con la propuesta por Sherard. En la figura I.25 se presentan las granulometrías de las zonas de transición de varias presas de ECC y la granulometría recomendada por Sherard.

Tamaño de la malla (mm)	Sherard (1985)	ICOLD (1989a)
	% de finos	
75	90-100	90-100
37	70-95	70-100
19	55-80	55-80
4.76	35-55	35-55
0-6	8-30	8-30
0-075	2-12	5-15

TABLA I.23 GRANULOMETRÍA RECOMENDABLE PARA LA ZONA DE TRANSICIÓN DE PRESAS DE ECC

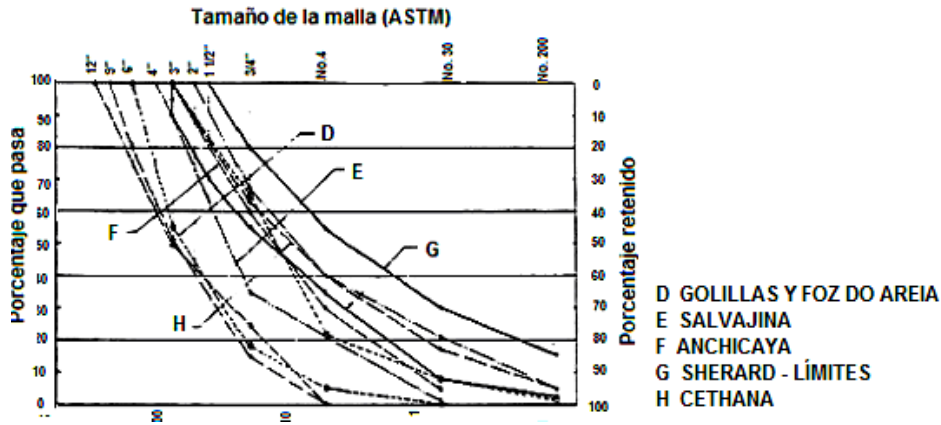


FIGURA I.25 GRANULOMETRÍAS DE LAS TRANSICIONES DE PRESAS DE ECC Y GRANULOMETRÍA RECOMENDADA (ICOLD)

En un principio la compactación era efectuada en capas de 0.40 a 60 cm y la zona se colocaba con geometría variable: 4 m en la cresta y 10 a 20 m en el fondo del río. Actualmente esta zona es compactada en capas que van desde 30 cm (las gravas), hasta 50 cm para enrocamiento procesado, con 4 a 8 pasadas utilizando rodillo liso vibratorio de 10 ton. Se recomienda (Cooke, 2000) una compactación adicional (un par de pasadas con rodillo vibratorio de 5 ton) en las partes inclinadas del enrocamiento para compensar la pérdida de superficie del material y asegurar su densidad. Además se indica que el ancho de esta zona deberá ser parejo de 4 a 5 m, y posiblemente mayor, tratándose de presas de más de 150 m de altura.

Cooke (2000) afirma que:

“...para presas futuras de gran altura se tomarán en cuenta detalles más prudentes para el material procesado semi-permeable, directamente por debajo de la cara de concreto”.

ZONA 3

Constituye el enrocamiento principal de las presas de ECC y debe satisfacer los siguientes requerimientos (J.B. Cooke, 1985):

- Debe permitir el paso del agua para impedir la subpresión y la presión de poro durante la construcción.
- Debe tener módulos de elasticidad lo suficientemente altos, después de la compactación, para que las deflexiones de la cara de concreto, bajo la carga de agua, tengan valores aceptables. Asimismo, los módulos de deformación a largo plazo (creep) deben de ser lo suficientemente pequeños para impedir los excesivos asentamientos a largo plazo.

Esta zona se divide en tres subzonas: 3A, 3B y 3C. El espesor de las capas puede ir entre 0.80 a 1.00 m para la zona 3B y de 1.60 a 2.00 m para la zona 3C. La zona 3A es compactada en capas similares a las de la zona 2B.

El incremento del grueso de las capas 3B y 3C es para lograr módulos de un valor considerable donde se necesitan y para conseguir un incremento de la permeabilidad. Al incrementarse la permeabilidad del enrocamiento, las filtraciones que pudiesen presentarse en la cara de concreto, llegarán más fácilmente y por completo al pie de la cortina aguas abajo, sin presentar riesgos por erosión en la estabilidad de la presa; como en las presas de TE, ya que no hay material que pueda erosionarse. Esta es una importante ventaja de las presas de ECC sobre las de TE (J. L. Sherard y J. B. Cooke, 1987).

En las presas que utilizan grava compactada el método es similar; pero los espesores de las capas son menores (0.60 a 1.20 m). La segregación por capa no es muy visible, aunque la permeabilidad horizontal resulta tan alta como la vertical.

Con el objeto de bajar los costos por el concepto de la compactación del material en proyectos altos, cuyo tamaño deberá ser mayor, se han realizado prácticas para tratar cada zona en la misma capa de espesor y compactación y se pretende adoptar las especificaciones necesarias para elevar los módulos de deformación cerca de los empotramientos (Marengo, 2005). La compactación especificada para el enrocamiento de presas de ECC se realiza con rodillo liso vibratorio de 10 ton, con una frecuencia de 1,200 a 1,500 VPM y una velocidad de 4 km/hr.

A continuación se describe cada una de las subzonas que componen a la zona 3:

3A: Generalmente se coloca como transición entre las zonas 2B y 3B. Usualmente se compone de material procesado, pero también es utilizado enrocamiento más fino proveniente de las pedreras o de los depósitos de roca. La graduación de esta zona debe obedecer al criterio utilizado en la zona de filtro para impedir que los finos del material 2B se laven cuando ocurra una filtración en la cara de concreto. El diámetro máximo del material va de 0.4 a 0.5 m y es esparcido y compactado en capas del mismo espesor que el material de la zona 2B mediante 4 pasadas

3B: Constituye el soporte principal de la losa, por lo que se busca lograr altos módulos de elasticidad que limiten el asentamiento de la cara de concreto. Se localiza inmediatamente

aguas abajo del material 3A. Es importante para el comportamiento adecuado de la cortina, que la calidad y graduación del material de esta zona sean buenos. Un enrocamiento sano, bien graduado, dará como resultado módulos mayores que un enrocamiento de pobre calidad. Cooke (1984) sugiere que si el material, producto de las voladuras, es lo suficientemente fuerte para resistir el peso de los camiones cargadores y de los vibrocompactadores, será aceptable para utilizarse como enrocamiento; cualquier enrocamiento con una resistencia a la compresión de 30 MPa o más, en prueba sin confinar, es adecuado para utilizarse en esta zona.

El máximo tamaño de la partícula deberá ser tal que permita que el material se incorpore en la capa, a fin de obtener una superficie lisa para la compactación. Se manejan diámetros máximos de 0.8 a 1.0 m y una compactación en capas de máximo 1 m de espesor con 4 a 8 pasadas. La granulometría que sugiere Cooke (1984) para esta zona, consiste en que no más del 50 % del material deberá pasar por la malla de 25 mm; no más del 20 % deberá conformarse por partículas menores a 4.76 mm y no más del 10 % por partículas menores a 0.075 mm. Al limitar el contenido de finos se busca contribuir a la propiedad de permeabilidad del enrocamiento.

Por otro lado, Penman (1982) y Charles (1976) sugieren que el enrocamiento sea considerado drenable, con una permeabilidad de al menos 10^{-5} cm/s, basándose en pruebas *in situ*. El nivel de la cortina hasta la que se levanta esta zona depende del tipo de graduación, la altura de la presa y las especificaciones de diseño. Es una práctica común colocarlo al menos a un tercio del ancho total de la sección transversal de la presa.

En presas de ECC como Golillas se utilizó grava en esta zona, dando como resultado altos módulos de enrocamiento (Amaya y Marulanda, 1985). El material se colocó en capas de aproximadamente 0.6 m de espesor y se compactó con 4 pasadas de vibrocompactador de 10 ton, sin adicionar agua durante la colocación.

3C: Es el enrocamiento aguas abajo que no está tan afectado por la carga hidráulica, por lo que son aceptables módulos más pequeños para esta zona, así como material de menor calidad y mayor granulometría que el de la zona 3B. Se compacta en capas de hasta 2 m con 6 pasadas con vibrocompactador de 10 o 12 ton. Se localiza aguas abajo del eje de la cortina, o en presas recientes, a dos tercios del relleno. El tamaño máximo que generalmente se utiliza para esta zona es de 1.6 m.

ZONA T

Eventualmente existe una “zona muerta”, también llamada zona T, localizada entre las zonas 3B y 3C. Esta zona consiste en un material similar al de la zona 3B, con características de deformación semejantes pero con menor calidad; se busca con esto una mayor economía en el balance de enrocamiento del proyecto, además de evitar concentraciones excesivas de esfuerzos en el cuerpo de la cortina.

El tamaño máximo de este material es de 1.6 m, y es compactado en capas de 1.6 a 2.0 m, con el mismo número de pasadas y el mismo equipo utilizado para el material 3B. La inclinación que lo delimita aguas abajo va de 0.3:1 a 0.5:1, a fin de reducir la deformación de la cresta de la presa para el embalse en su nivel máximo

ZONA 4

Enrocamiento de sobretamaño, el cual queda expuesto en la cara aguas abajo de la presa. Generalmente es colocado a volteo y acomodado utilizando apoyo topográfico, de forma que se obtenga una buena apariencia, como en las presas de Foz do Areia y Xingó. Los bloques son acañados con piedras menores para conservar su posición. Esta práctica permite obtener pendientes muy inclinadas de hasta 1H:1V, pero generalmente se utilizan de 1.4H:1V y 1.3H:1V.

ZONA DE DRENES

Cuando el enrocamiento tiene un exceso de finos y poca permeabilidad, se requiere una zona de drenes. La ubicación más recomendable de esta capa es aproximadamente el eje de la cortina. Debido a las cargas durante la construcción, la sección central del enrocamiento suele asentarse más y cuando llueve, el agua se acumula en esta zona; además cada capa compactada tiene mayor cantidad de finos en la parte superior, por lo que la trayectoria del agua tiende hacia el centro; lo cual puede causar asentamientos adicionales no deseados. Adicionalmente a estos drenes, puede colocarse enrocamiento compuesto por roca sana, uniforme y permeable, sobre la superficie de la cimentación aguas abajo de la presa.

I.4.4 PENDIENTES DE LA PRESA Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

La presa está definida por sus taludes de aguas arriba y aguas abajo, que generalmente son más inclinados que los de presa de núcleo impermeable.

El talud aguas arriba varía entre 1.3H:1V y 1.4H:1V, para presas con enrocamiento sano y de fácil drenado, y es un poco más tendido para presas de grava o rocas blandas (1.5 a 1.6H:1V). Se recomienda que el talud aguas abajo siga las mismas reglas, aunque en la práctica existen diferencias.

Si se tiene un enrocamiento débil, también se utilizan pendientes menores; por ejemplo 1.5H:1V en la presa de Mangrove Creek (MacKenzie y McDonald, 1985). También la cimentación puede demandar pendientes pequeñas, como en el caso de la presa de Winneke con pendientes de 2.2H:1V (Casinader y Watt, 1985).

En algunos casos, los últimos 10 o 15 m de la presa se diseñan más empinados hasta 1.25H:1V para ganar una mayor altura de corona (Fitzpatrick *et al*, 1985). En la tabla I.24 se muestran los taludes aguas arriba y aguas abajo de varias presas de ECC.

Presa	Relleno	Altura (m)	Taludes (H:V)	
			Aguas arriba	Aguas abajo
Segredo	Enrocamiento	145	1.3:1	1.4:1
Machadinho	Enrocamiento	124	1.3:1	1.3:1
La Miel	Enrocamiento	180	1.5:1	1.5:1
Xingo	Enrocamiento	140	1.4:1	1.4:1
Porce III	Enrocamiento	155	1.4:1	1.4:1
Tiangshenquiao	Enrocamiento	180	1.4:1	1.4:1
Campos Novos	Enrocamiento	185	1.4:1	1.4:1
Aguamilpa	Gravas y enrocamiento	190	1.5:1	1.4:1

TABLA I.24 TALUDES DE PRESAS DE ECC

Sherard y Cooke (1987b) y Fitzpatrick *et al* (1985) señalan que los análisis de estabilidad de las pendientes de las presas de ECC usualmente no son analizados, ya que no existen altas líneas de saturación internas, por la drenabilidad de los materiales que constituyen el relleno; es decir: no generan presión de poro y permanecen estables bajo las cargas estáticas de construcción. De cualquier forma, la tabla I.25 muestra los ángulos de fricción interna para diversos enrocamientos, dependiendo del rango del esfuerzo de confinamiento y su resistencia al corte, la cual es obtenida de la siguiente relación (Charles y Watts, 1980) para presiones de confinamiento menores a 700 kN/m²:

$$\tau = A(\sigma')^b \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación I.4}$$

Donde:

- τ Resistencia al corte, en kN/m²
- A y b Constantes de resistencia propias de cada enrocamiento
- σ' Presión de confinamiento, en kN/m²

Tipo de roca	Coeficientes de resistencia		Angulo de fricción interna para distintos esfuerzos de confinamiento		
	A	b	100 kN/m ²	300 kN/m ²	700 kN/m ²
Basalto	4.4	0.81	61°	56°	52°
Arenisca	6.8	0.67	56°	46°	38°
Pizarra suave	5.3	0.75	59°	52°	46°
Pizarra	3.0	0.77	46°	39	34°

TABLA I.25 VARIACIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL ENROCAMIENTO CON EL ESFUERZO DE CONFINAMIENTO (ADAPTACIÓN DE CHARLES Y WATTS, 1980)

I.4.5 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

La construcción de los rellenos de la presa está influenciada por el equipo de excavación y transporte, y el requisito de cumplir con las diferentes etapas constructivas; especialmente el espacio físico que permita acomodar las unidades de transporte exigidas por el cronograma constructivo.

Un aspecto muy conveniente de estas presas es la facilidad para construir rampas y taludes internos en cualquier dirección; lo cual representa varias ventajas, sobre todo en boquillas anchas, tales como: la reducción del número de accesos desde las márgenes, el acortamiento de las distancias al sitio, la reducción del volumen de colocación después del desvío y la facilidad de la colocar el material mientras otras actividades se realizan simultáneamente. Esta flexibilidad en la construcción del enrocamiento permite el desarrollo de programas prácticos y más económicos.

Las dimensiones de las rampas dependen, más que nada, del equipo seleccionado; pero algunos parámetros que pueden definirse son:

- Las rampas que quedan dentro de la zona del enrocamiento pueden tener pendientes de hasta 15% en cada dirección; y las rampas permanentes, localizadas aguas abajo, tendrán una pendiente máxima del 12%.
- Es aconsejable que los cambios de dirección sean ejecutados con plataformas de nivelación.
- Las pendientes, entre rampas, pueden ser de hasta 1.2H:1V para el enrocamiento. Para gravas, deberán ser más planas para evitar el rodamiento de las partículas (1.3-1.35H:1V).
- La pendiente promedio de los enrocamientos, que contienen rampas temporales, se recomienda de 1.3H:1V y 1.5H:1V para roca y grava, respectivamente.
- La zona 2B se puede construir en varios niveles con rampas entre ellos. Este procedimiento permitirá una continua estabilización mediante compactación, pruebas de campo y la construcción del bordillo.
- Las rampas deben construirse con el material especificado para cada zona y compactarse bajo las mismas condiciones. La excepción puede presentarse aguas debajo del eje de la presa o donde los accesos presenten dificultad. En este caso se pueden construir rampas con material a volteo en áreas bien definidas.
- El ancho de las rampas se puede definir de acuerdo a las unidades de transporte, de tal forma que no se genere tráfico. Lo recomendable es un ancho de 10 m para cargadores de 25 a 35 ton.

El proceso constructivo del material 3B, T y 3C (enrocamiento principal) es característico de este tipo de presas y conlleva una serie de ventajas que han incrementado la calidad de la estructura en cuanto a procesos, economía y funcionamiento de la estructura. Consiste en descargar el material desde una capa ya compactada hacia la nueva capa, distribuyéndolo posteriormente con tractores de 8 ton o similares, procurando la segregación del material; es decir: las rocas de mayor tamaño queden en la parte más baja de la capa y los espacios entre ellas sea relleno por las rocas más pequeñas y los finos. Con esto se obtiene una superficie lisa y visiblemente horizontal, la cual facilita el proceso de colocación y compactación, y logra una favorable permeabilidad horizontal en el interior de la capa, además del ahorro en cuanto al desgaste de los neumáticos del equipo de trabajo (J. L. Sherard y J. B. Cooke, 1987)

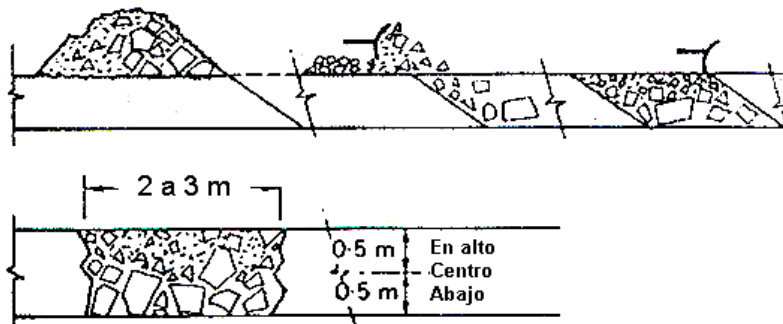


FIGURA I.26 ARREGLO DEL ENROCAMIENTO COLOCADO Y COMPACTADO (COOKE, 1991)

El tráfico de los cargadores y los movimientos de los tractores que esparcen el material proveen una efectiva compactación, la cual es complementada por pasadas de rodillo liso vibratorio. Una práctica estándar para roca sana son 4 pasadas con rodillo de 10 ton de peso estático (J.B. Cooke, 1991). En caso de que se tenga roca con poca calidad, los factores del número de pasadas, el espesor de las capas y el uso de agua durante la colocación, se deben considerar.

En el caso de presas con volúmenes grandes se busca utilizar la parte del enrocamiento disponible evitando rechazos y pérdidas por manejo o mala calidad.

En general, se planea un balance de roca de tal manera que las pérdidas no excedan más del 5% para material excavado como enrocamiento y 10% para filtros, agregados y otros materiales procesados. Un balance adecuado del enrocamiento es básico para optimizar los costos del proyecto, reduciendo las demandas de pedreras y controlando el desperdicio de material.

La granulometría del material de transición exige procesamiento previo y es aconsejable la creación de acopios para evitar diferencias pronunciadas en cotas con respecto a los rellenos de aguas abajo. Cuando se coloca este material es muy importante controlar el nivel de la línea teórica y así impedir el exceso de concreto durante la colocación de la losa. Es normal establecer una cuadrícula controlada con tránsito.

En lo que respecta a la granulometría del material de enrocamiento, cabe señalar que mientras el enrocamiento de roca sana esté bien segregado (figura I.26), la granulometría no es importante. Un enrocamiento bien graduado dará los módulos más altos, pero cualquier enrocamiento con material procesado, incluso pobremente graduado resulta satisfactorio. La resistencia de cada capa proviene de la densidad del material en la parte superior y de las fuerzas de interacción de la zona más baja. En el caso de roca débil, la granulometría es menos importante; y la resistencia proviene exclusivamente de la densidad del enrocamiento; por lo que los procedimientos de construcción (espesor de capa, compactación y uso de agua) son pensados para asegurar dicha densidad.

En las presas actuales es común adicionar agua al enrocamiento durante su colocación, con el fin de mejorar las propiedades del enrocamiento: reducir su compresibilidad y minimizar los asentamientos posteriores a la construcción. Sin embargo, la necesidad de

adicionar agua al enrocamiento es debatible y los siguientes puntos podrían servir de guía para determinar su utilización (J.Barry Cooke y James L. Sherard).

1. Para presas, de pequeñas a medianas construidas con roca sana, la adición de agua tiene una insignificante influencia en su comportamiento.
2. Para presas altas y enrocamientos con baja resistencia a la compresión, probados en condiciones saturadas, la adición de agua es aceptable para la zona de enrocamiento aguas arriba (material 3B).
3. Para enrocamiento con alto contenido de finos, el agua ayuda considerablemente a suavizarlos y permite que el material de mayor tamaño entre en contacto entre sí por medio de la compactación.

Algunas recomendaciones de la literatura al respecto, se mencionan a continuación:

- Cuando la absorción de agua de la roca es pobre (menos del 2%), la práctica de adicionar agua puede no justificar su costo; especialmente para presas de altura moderada y para el material 3C.
- El uso de agua no pretende lavar el material fino y conducirlo a los huecos que quedan entre el material grueso; por lo tanto no es necesario que el agua lleve una presión deliberada al ser esparcida sobre el material.
- Es conveniente que el agua se agregue durante la colocación, antes de que el material sea compactado. Con ello el beneficio continúa durante la construcción de la cortina, siendo que el enrocamiento es sujeto de percolación de agua y humedad en este tiempo. La práctica de adicionar el agua, justo cuando el material está siendo vaciado de los volteos, resulta económica y asegura que todo el material se humedezca.
- El volumen de agua especificado depende del tipo de roca; comúnmente varía de 10 a 20 % del volumen de material y ocasionalmente hasta 30 %. Casi para todo tipo de roca, el 10 % resulta adecuado.
- No se especifica agregar agua cuando el material es grava.
- Lo más recomendable, en cuanto a la adición de agua, es determinar el índice de ablandamiento de la roca; y si existen pérdidas de resistencia, después de la saturación, adicionar la cantidad adecuada de líquido con base en los ensayos de Marsal.

I.4.6 EQUIPO DE CONSTRUCCIÓN

En la mayoría de los casos, en el área de la cimentación, la excavación se hace sólo con equipo de movimiento de tierras, para remover principalmente depósitos de material suave y exponer la roca sana. También es adecuado el uso de tractores.

Para el transporte del material se utilizan unidades de 35 ton o equipos convencionales, como camiones articulados de 20 a 25 ton que son llenados mediante cargadores con una capacidad compatible. Es usual contar con depósitos de material con un 20 a 30% del volumen total que va a ser colocado, previendo que la demanda se incremente en elevaciones altas.

Para esparcir el material se utilizan bulldozers y tractores, en el caso del enrocamiento, o motoniveladoras en el caso del material; y la compactación se realiza con rodillos lisos vibratorios de 6 ton.

El equipo usado para la producción del enrocamiento depende de la fuente, de la que donde se obtenga el material para su transporte, de las distancias y del volumen de la presa.

Los filtros se compactan con equipos vibratorios menores y los enrocamientos con vibrocompactadores de rodillo liso de 10 ton de peso estático en el tambor.

Una flota típica para una producción de grandes volúmenes de material es la siguiente:

- a) Grúas estacionarias o electromecánicas.
- b) Cargadores sobre orugas (con capacidad de 3 m³ o más).
- c) Camiones de 35 a 50 ton; y eventualmente de 75 ton.
- d) Bulldozers (de 320 HP)
- e) Cribas
- f) Vibrocompactadores de 6, 10 y 18 ton
- g) Platos vibradores montados en sistemas hidráulicos
- h) Máquina de concreto pobre para el bordillo

No se ha tenido experiencia alguna que sugiera algún cambio del rodillo vibratorio de 10 toneladas.

En presas donde se especifica la adición de agua, durante la colocación del material, es importante calcular el número de tanques, de acuerdo a la posible demanda. Lo ideal es utilizar un tanque elevado natural que suministre por gravedad el volumen de agua requerido. En caso de que no se cuente con este recurso, deberán instalarse sistemas de bombeo.

I.5 CRITERIOS DE DISEÑO DE LA CARA DE CONCRETO Y PARAPETO

La cara de concreto constituye la característica impermeable de este tipo de presas; aunque cabe señalar que, aunque se presenten eventuales filtraciones en el empalme del perímetro, entre losa y losa, y/o a través de fracturas en su superficie, estas filtraciones no ponen en riesgo la seguridad de la presa.

La evolución de esta estructura ha permitido una gradual reducción de su espesor, menor concentración de refuerzo y una optimización de juntas, de acuerdo al método de construcción adoptado. Estos aspectos habían funcionado satisfactoriamente. Sin embargo, actualmente han ocurrido incidentes desfavorables (figura I.27), cuyas hipótesis van enfocadas a la deficiencia, tanto en el diseño como en la construcción y supervisión de la presa; además de los efectos no considerados en su llenado.

No se debe olvidar que este tipo de presas tienen, en términos generales, una fuerte dosis de empirismo y que, continuamente, se revisan y retroalimentan las hipótesis de diseño para mejorar los proyectos subsecuentes.

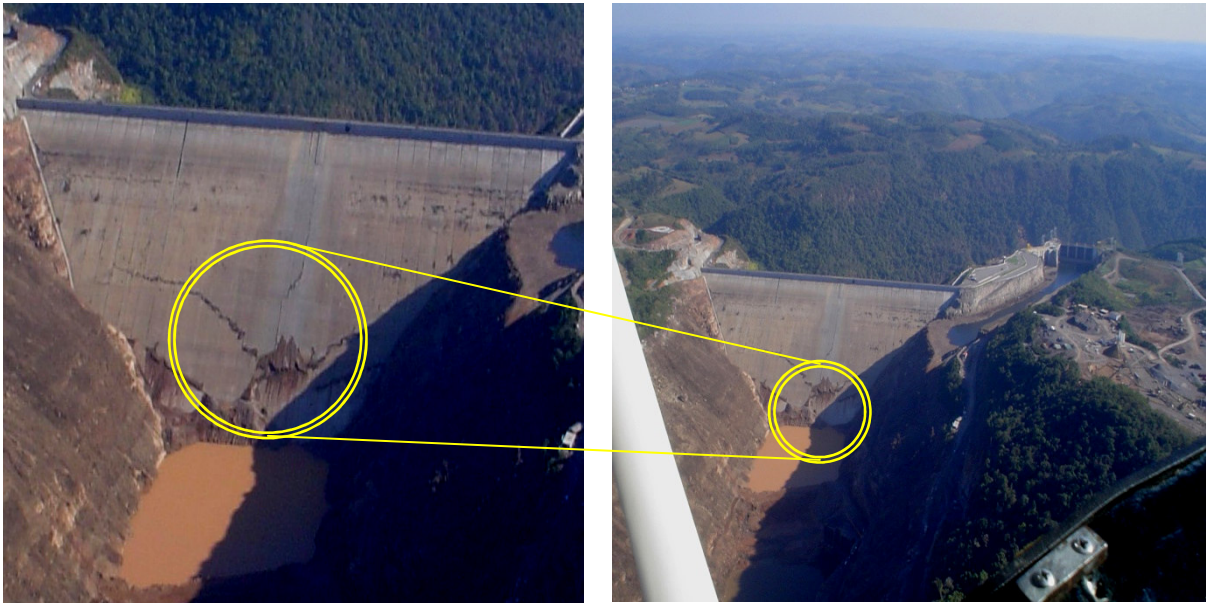


FIGURA I.27 PRESA “CAMPOS NOVOS” DE 202 M DE ALTURA EN BRASIL QUE PRESENTÓ UN FRACTURAMIENTO IMPORTANTE EN LA LOSA DE CONCRETO DURANTE SU PRIMER LLENADO (2006)

La construcción de la cara de concreto se ha desarrollado recientemente, pasando del diseño tradicional de paneles cuadrados separados con juntas de compresión, a una colocación continua de losas utilizando cimbras deslizantes. Generalmente la losa es dividida en paneles de 12 a 18 m de anchura, con juntas verticales y horizontales. La figura I.28 muestra un detalle típico de la losa.

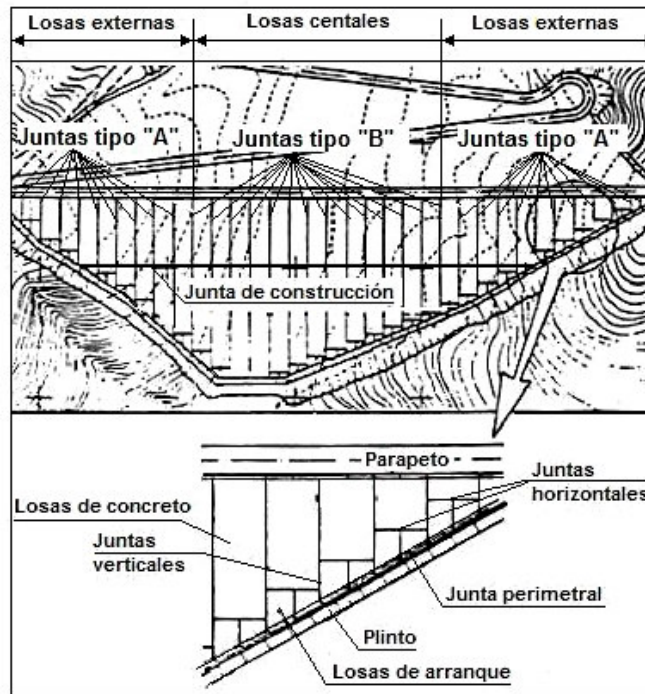


FIGURA I.28 ESQUEMA DE LA LOSA DE CONCRETO DE LAS PRESAS DE ECC (WATERPOWER, 1990).

Un panorama cronológico de las presas de ECC muestra una idea clara de la tendencia en el diseño de las mismas. En tabla I.26 se muestra una lista con las presas de ECC construidas a partir de 1931, indicando las principales características del diseño de la cara de concreto.

Nombre	País	Año	Altura (m)	Área de la cara de concreto (m ²)	Pendientes H:V		Espesor de la cara de concreto	% de acero de refuerzo en la losa
					Aguas arriba	Aguas abajo	$e=m+CH$	
Salt Springs	EEUU	1931	100		1.4-1.4	1.4	0.3+0.0067H	0.5
New Exchequer	EEUU	1933	150		1.4	1.4	0.3+0.0067H	0.5
Cethana	Australia	1971	110	24,000	1.3	1.3	0.3+0.002H	0.6
Alto Anchicayá	Colombia	1974	140	22,300	1.4	1.4	0.3+0.0037H	0.4
Chuza (Golillas)	Colombia	1978	130	14,300	1.6	1.6	0.3+0.0037H	0.4
Foz do Areia	Brasil	1980	160	138,000	1.4	1.25-1.4	0.3+0.0034H	0.4
Salvajina	Colombia	1983	148	57,460	1.5	1.4	0.3+0.0031H	0.4
Segredo	Brasil	1992	145	92,000	1.3	1.2-1.4	0.3+0.0035H	0.3-0.4
Aguamilpa	México	1993	187	135,000	1.5	1.4	0.3+0.003H	0.3-0.35
Itá	Brasil	1999	125	110,000	1.3	1.3	0.3+0.002H	0.3-0.4
Tianshengqiao I	China	1999	178	168,000	1.4	1.4	0.3+0.005H	0.4
Torata	Perú	2002	100		1.3	1.3	0.3+0.002H	0.3-0.35
Sekaman	Laos		187		1.3	1.3	0.3+0.002H	0.35-0.4

TABLA I.26 LISTA CRONOLÓGICA DE PRESAS DE ECC DE MÁS DE 100 M DE ALTURA, CON SUS PRINCIPALES ELEMENTOS DE DISEÑO (HIDROPOWER & DAMS, ISSUE SIX, 1998)

I.5.1 PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE

La experiencia con muchas presas indica que la estabilización de la cara inclinada sobre la que se construyen las losas de concreto es vulnerable a la segregación del material 2B durante la construcción, especialmente en sitios lluviosos. De ahí que la preparación de la superficie de la cara aguas arriba dependa del tipo de material de la zona 2B y de la práctica adoptada para controlar la erosión.

La tendencia a la segregación se debe al tipo de material utilizado y a los métodos de construcción adoptados. Normalmente ocurre cuando:

- Se usa grava y sus partículas tienden a rodar más fácilmente por su geometría.
- El material es descargado de los camiones cerca del borde de la cara aguas arriba.
- El material es descargado en una posición perpendicular al eje de la zona 2B.

Algunos ejemplos de erosión causada por lluvia son: Alto Anchicayá, Salvajina, Citara, Tianshengqiao I y otras. La concentración de lluvia sobre la superficie y especialmente entre el plinto y el enrocamiento, puede causar serios problemas, los cuales deben preverse en las especificaciones técnicas y considerarse medidas de protección durante la fase de construcción.

Algunas prácticas adoptadas para controlar la erosión son:

- a) Construir la zona 2B ligeramente más inclinada cerca del centro de la presa, para prevenir que el flujo de agua, originado en el plinto y el enrocamiento, llegue hasta la cara aguas arriba (Aguamilpa).
- b) Construir barreras temporales entre el material 2B y el plinto, espaciadas de 10 a 15 m a lo alto, para forzar al agua atrapada entre ellas a salir por el plinto sin causar erosión.
- c) En presas construidas en boquillas anchas, se utiliza una protección de asfalto (Xingó).

Sin embargo, la mejor solución para evitar, tanto la segregación del material 2B, como la erosión de la cara aguas arriba, es la desarrollada para la presa de Ita. Consiste en un bordillo de concreto extruido (de baja resistencia) para delimitar la cara aguas arriba de la cortina y confinar el material de transición 2B para su compactación. Este método ha sido aplicado en las presas de este tipo más recientes, con importantes ventajas como las que se mencionan a continuación:

- Controla la segregación y la erosión ante los agentes externos, ya que la cara aguas arriba queda protegida
- Reduce las actividades sobre la cara aguas arriba, mejorando la economía y la seguridad.
- Reduce la cantidad de equipo para estabilizar la cara.
- Facilita la colocación del acero de refuerzo de las losas de concreto.
- Acelera el programa de obra; dos capas por día en presas con coronas de hasta 500 m de longitud.

En presas convencionales sin bordillo, se usó asfalto o mortero como protección de la erosión durante la construcción para fin de contar con una base firme para colocar el acero de las losas de concreto.

Cuando se usa protección asfáltica, las recomendaciones son las siguientes:

- a) Cuando el material 2A sigue la graduación de Sherard con un alto porcentaje de arena (35 a 55%) y finos que pasan por la malla No. 200 del orden de 2 a 12%, el tratamiento del asfalto es importante para minimizar la acción erosionable de la lluvia. Es común aplicar una segunda capa antes de la colocación del acero de refuerzo de las losas.
- b) Cuando el material de respaldo es grueso y bien graduado, el tratamiento de la cubierta se realiza mediante emulsiones asfálticas. Este método se utilizó en presas brasileñas como Foz do Areia y Segredo.

En Mesochora (Grecia), el material 2B se estabilizó con concreto lanzado después de compactarse la cara inclinada. Métodos similares se han empleado en otras presas como Golillas y Salvajina, en Colombia.

Cuando se utiliza el método del bordillo, la preparación de la superficie inclinada se simplifica notablemente. Se emplea una máquina especial para esta función y la composición de la mezcla utilizada es la siguiente (Cooke, 2000):

Cemento	70 – 75 kg/m ³
Agregado de ¾	1,173 kg/m ³
Arena	1,173 kg/m ³
Agua	125 litros

TABLA I.27 DOSIFICACIÓN DE LA MEZCLA UTILIZADA PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL BORDILLO

El molde de la máquina es diseñado para que la inclinación de la cara aguas arriba resulte adecuada, de 1.3H:1V o 1.4H:1V.

Las etapas de construcción del bordillo son las siguientes:

1. Colocar y compactar la cara de material 2B hasta lograr una superficie horizontal para que se desplace la máquina.
2. Construir el bordillo extruido utilizando el molde metálico de la máquina, el cual se diseña con una altura usual de 0.40 m y una inclinación aguas arriba de 1.4H:1V).
3. El alineamiento de la máquina se controla mediante equipo láser montado estratégicamente en el plinto o mediante otro equipo topográfico.
4. Después de una hora de haberse colocado el bordillo, es factible comenzar a colocar el material 2B.
5. El material es esparcido y colocado hasta alcanzar la altura específica o en dos etapas. En Antamina, Perú, la altura del bordillo fue de 50 cm y cada capa de material colocado fue de 25 cm.

I.5.2 DISEÑO DEL ESPESOR

El desarrollo, en el diseño de la cara de concreto, ha sido considerable desde que se abandonó la práctica del enrocamiento a volteo. El espesor de las losas y el acero de refuerzo se definen empíricamente mediante expresiones como la siguiente:

$$e=m+CH \quad \dots\dots\dots\text{Ecuación I.3}$$

Donde:

- e* Espesor de las losas
- H* Tirante de agua o gradiente hidráulico
- m* Espesor en la base (3m)
- C* Constante que se fija para el proyecto

En las primeras presas de ECC con enrocamiento colocado a volteo, el espesor de la losa se diseñaba con la fórmula $e = 0.3m + 0.0067H$. Este considerable espesor obedecía al hecho de que el material bajo la cara de concreto no representaba un soporte regular. Cuando surgió el enrocamiento compactado, se disminuyó el espesor a $0.3m + 0.002H$, tomando en cuenta que el soporte de la cara ya era uniforme. Actualmente también se utilizan espesores de $e = 0.3m + 0.003H$

La ICOLD (1989a) y Cooke & Sherard (1987) recomiendan que:

- Para presas de baja a mediana altura (menores a 100 m), se utilice un espesor constante de 0.25 m o 0.30 m.
- Para presas altas se utilice la fórmula: $e=0.3m + 0.002H$, donde H es el valor de la carga de agua, en m.

La disminución en el espesor de la cara de concreto trae consigo una disminución en el costo de la estructura, al reducirse la cantidad de acero de refuerzo.

Tomando en cuenta que el espesor de la cara de concreto no involucra la seguridad de la presa, pueden considerarse espesores todavía menores (Cooke, 1998), además de que últimamente se ha presentado un considerable desarrollo en los métodos de construcción. Esto ha permitido que el criterio más actual para el diseño del espesor de la cara de concreto de presas de ECC (Marengo, 2005) sea el siguiente:

Altura H (m)	Espesor e (m)
Menor a 100	$e = 0.3 + 0.002 H$
Mayor a 100	$e = 0.3+0.005 H$

TABLA I.28 ESPESORES DE LA CARA DE CONCRETO DE ACUERDO A LA ALTURA DE CORTINA

I.5.3 JUNTAS Y SELLOS

Las filtraciones en las presas de ECC, con enrocamiento sin compactar, fueron la razón principal por la que se abandonó, temporalmente, el uso de este tipo de presa entre 1940 y 1955. Cuando surgió el enrocamiento compactado (1960-65) se retomaron las presas de ECC para proyectos de gran tamaño, pero las abundantes filtraciones siguieron siendo un problema. Las principales causas identificadas para estas filtraciones fueron:

- La falta de sellos en la junta perimetral de la losa
- La compactación inadecuada cerca de la junta perimetral que resultaba en daños en los sellos
- Un plinto alto sin el apoyo adecuado
- Una zona 2 con material altamente permeable en la junta perimetral

Las filtraciones se presentaron en y cerca de la junta perimetral. Cabe señalar que los esfuerzos de compresión se desarrollan en más del 90 % de la cara de concreto, debido al asentamiento del enrocamiento.

En la tabla I.29 se muestran los máximos movimientos medidos en la junta perimetral de varias presas de ECC.

Presa	Año en que se completó	Altura (m)	Movimientos de las juntas (mm)		
			Normal a la junta (normal)	Paralelo a la junta (de corte)	Normal a la cara de concreto (asentamiento)
Foz do Areia	1980	160	23	25	55
Salvajina (*)	1984	148	9.1	15.4	19.5
Alto Anchicayá	1974	140	125	15	>100
Khao Laem	1984	130	5	-	8
Golillas (*)	1978	127	100	-	36
Shiroro	1983	125	30	21	>50
Reece	1986	122	7	-	70
Cethana	1971	110	11	7	-
Murchison	1982	94	12	7	10
Komate	1984	90	2	5	20
Sugarloaf	1982	85	9	24	19
Mackintosh	1981	75	5	3	20
Bastyan	1983	75	4.8	-	21.5
Serpentine	1972	39	1.8	-	5.3
Paloona	1971	38	0.5	-	5.5
Tullabardine	1982	26	-	0.3	0.7

(*) Hecha de grava compactada

TABLA I.29 PROPIEDADES DE LOS ENROCAMIENTOS (BODTMAN Y WYATT, 1985). MOVIMIENTOS MÁXIMOS DE LA JUNTA PERIMETRAL DE VARIAS PRESAS DE ECC (ICOLD, 1989A).

Actualmente también se han presentado incidentes que han ocasionado filtraciones y fracturas de la cara de concreto y el perímetro.

Para minimizar las filtraciones en los empalmes de la cara de concreto se diseñan sistemas de juntas y sellos, acomodados estratégicamente de manera horizontal y vertical en las juntas entre losas, así como en su perímetro. Su función es absorber los esfuerzos y deformaciones a que se somete la cara de concreto ante el empuje del agua y durante la construcción de la presa.

El diseño de estos elementos es fundamentalmente empírico y ha evolucionado de acuerdo con las experiencias adquiridas en el estudio del comportamiento de los proyectos en que se han aplicado.

El tipo de juntas previsto y los materiales utilizados son aspectos muy importantes para garantizar el correcto funcionamiento de la estructura.

Con la utilización de cimbras deslizantes se eliminó una cantidad apreciable de juntas, quedando principalmente las siguientes:

a) Junta perimetral:

Ubicada entre la losa principal y el plinto. Es la junta más importante porque siempre abre, asienta y en menor grado, se desplaza en el mismo sentido de la junta. Ha sido tradicionalmente la mayor fuente de problemas relacionados con filtraciones.

Las presas de Cethana, Reece, Alto Anchicayá y Lower Pieman (figura I.29) utilizaron un sistema de protección duplo en la junta perimetral, de acero inoxidable o cobre en el fondo y un bulbo de caucho (ó Hypalón) en el centro, sin recubrimiento de másticos, el cual fue adoptado después debido a los problemas de filtraciones de Alto Anchicayá.

Foz do Areia (figura I.30) incorporó el sistema duplo de Cethana, sustituyendo el bulbo de caucho central por PVC; sin embargo este material no resistió las presiones ocasionadas por los movimientos de las juntas, las cuales terminaron abriéndose.

En las presas de Salvajina y Golillas se utilizó una triple línea de defensa compuesta por un sello de cobre, PVC y relleno mástico (figura I.32). El sello de cobre fue construido de manera continua directamente en la presa, evitando empalmes y excesiva soldadura.

Las presas construidas recientemente eliminaron el uso de PVC como sello central, pero continúan utilizando sellos de cobre en la parte inferior de la junta perimetral y de las demás juntas críticas de la losa. Ejemplo de ello son las presas de Segredo, Xingó, Ita (Brasil) y Antamina (Colombia). Las principales razones de este cambio fueron las siguientes:

- Se facilita la construcción evitando las dificultades que implica la colocación de concreto alrededor del sello, teniendo en cuenta que en Alto Anchicayá y Golillas se detectaron problemas de concreto poroso.
- Los problemas que se presentaron en presas precedentes de gran tamaño, construidas en cañones angostos, debido a la verticalidad de las laderas.

Asimismo, a partir de los incidentes de filtraciones presentados, se optó por cubrir la parte superior de la junta con material arenoso fino (como ceniza volante) para controlar las

filtraciones sellándolas al instante; además de un material en la zona de soporte de la cara de concreto con poca permeabilidad que retiene la ceniza para facilitar dicho sello.

También se coloca material compresible, como madera de un espesor entre 12.5 a 20 mm, entre la cara de concreto y el plinto, para prevenir la concentración de esfuerzos en la junta durante la construcción y antes del llenado del embalse.

La presa de Aguamilpa, en la cual se basó el diseño de sellos para El Cajón presenta tres barreras: Cobre, PVC y contenedor de ceniza volante. La figura I.34 muestra el esquema de estos sellos y la figura I.35 muestra las dimensiones del sello de cobre (*ASTM-B152 Cal. 20 Fosforado*).

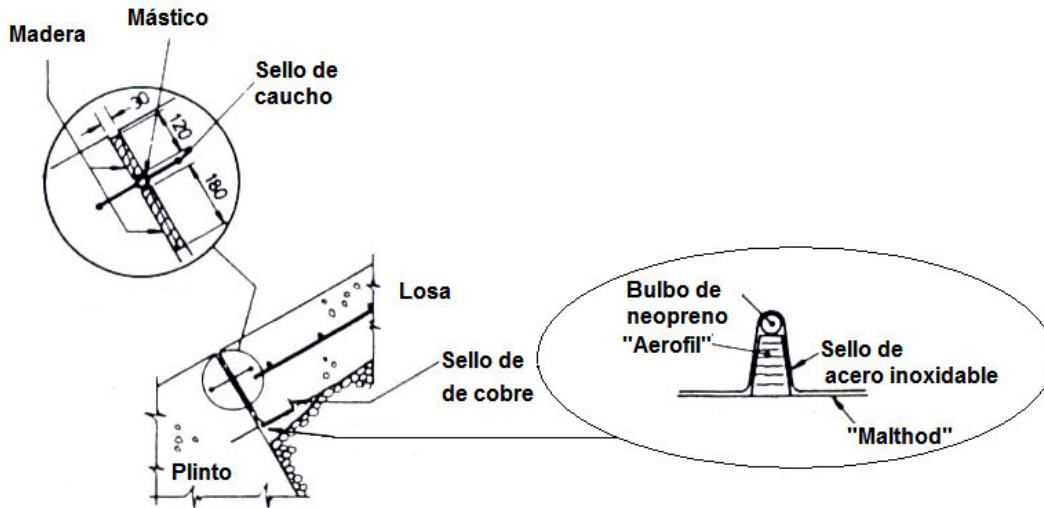


FIGURA I.29 ESQUEMA DE LA JUNTA PERIMETRAL UTILIZADA EN LA CETHANA, REECE, ALTO ANCHICAYÁ Y LOWER PIEMAN (FITZPATRICK ET AL, 1985)

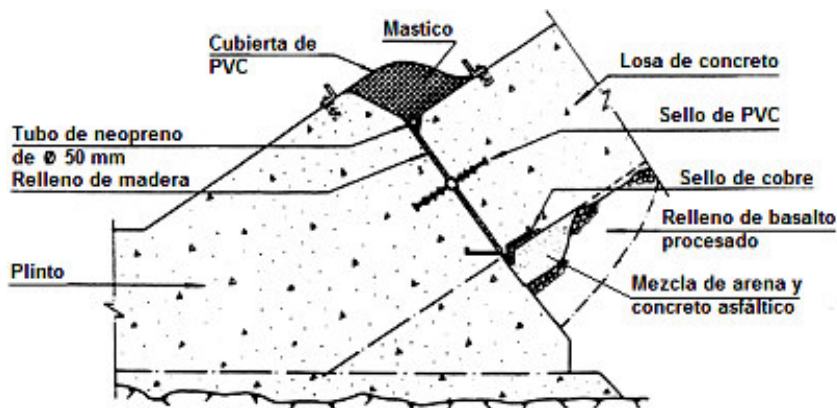
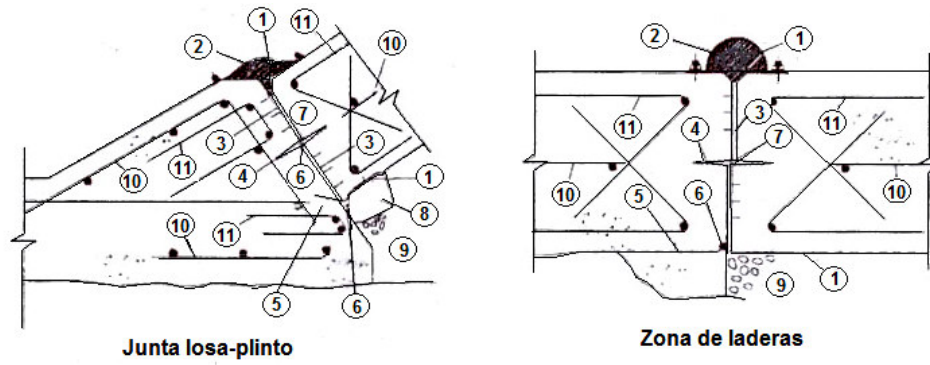


FIGURA I.30 DETALLES DE LA JUNTA PERIMETRAL DE FOZ DO AREIA (PINTO ET AL, 1985)



Donde:

- 1 Banda de PVC
- 2 Relleno mástico
- 3 Relleno compresible
- 4 Sello de PVC
- 5 Sello de cobre
- 6 Cilindro de neopreno
- 7 Relleno de styrofoam
- 8 Mezcla de arena y asfalto
- 9 Colchón de mortero
- 10 Capa de acero de refuerzo
- 11 Acero de refuerzo para proteger al concreto contra rompimiento y al sello de cobre

FIGURA I.31 ESQUEMA DE LA JUNTA PERIMETRAL DE SALVAJINA (J.B. COOKE, 2000)

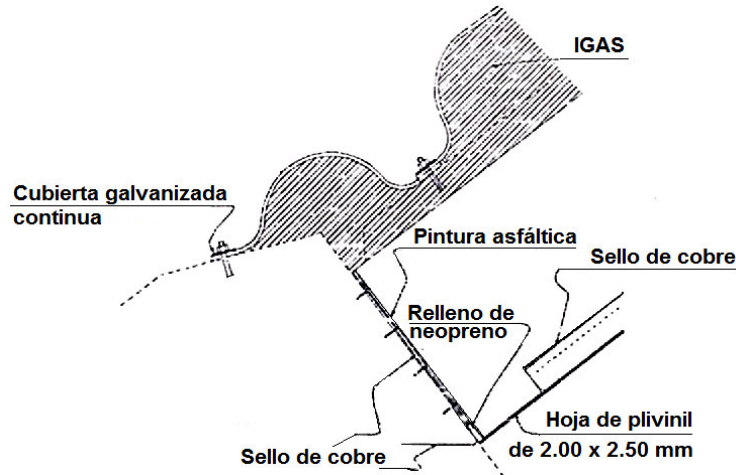
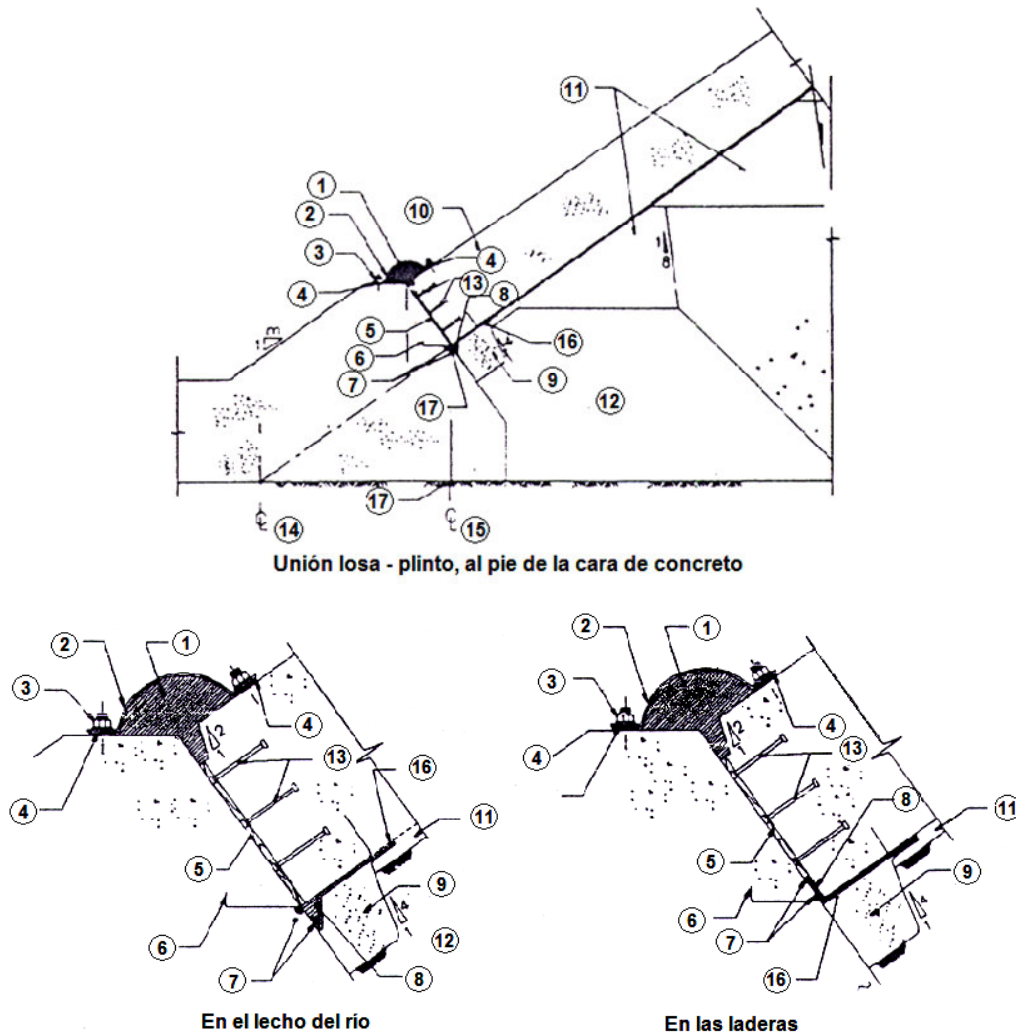


FIGURA I.32 ESQUEMA DE LA JUNTA PERIMETRAL DE LAS PRESAS DE XINGÓ E ITÁ (J.B. COOKE, 2000)



- 1 Ceniza volante
- 2 Banda de PVC
- 3 Tornillos de anclaje
- 4 Adhesivo epóxico
- 5 Relleno de madera
- 6 Sello de cobre
- 7 Cilindro de neopreno
- 8 Styrofoam
- 9 Mezcla de arena y asfalto
- 10 Losa
- 11 Colchón de mortero
- 12 Material 2A
- 13 Tornillos de acero
- 14 Línea de referencia de la excavación del plinto
- 15 Línea de referencia de la construcción del plinto
- 16 Plantilla de PVC

FIGURA I.33 ESQUEMA DE LA JUNTA PERIMETRAL UTILIZADA EN LA PRESA DE ANTAMINA-COLOMBIA (J.B. COOKE, 2000)

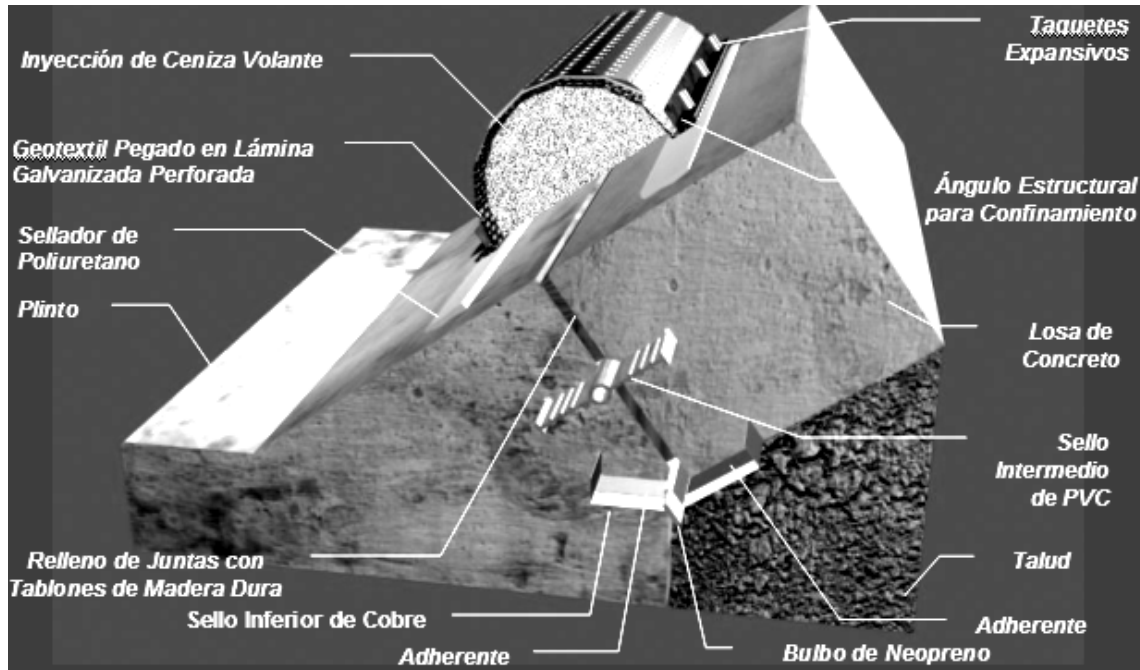


FIGURA I.34 ESQUEMA DE LOS SELLOS UTILIZADOS EN LA JUNTA PERIMETRAL DE AGUAMILPA

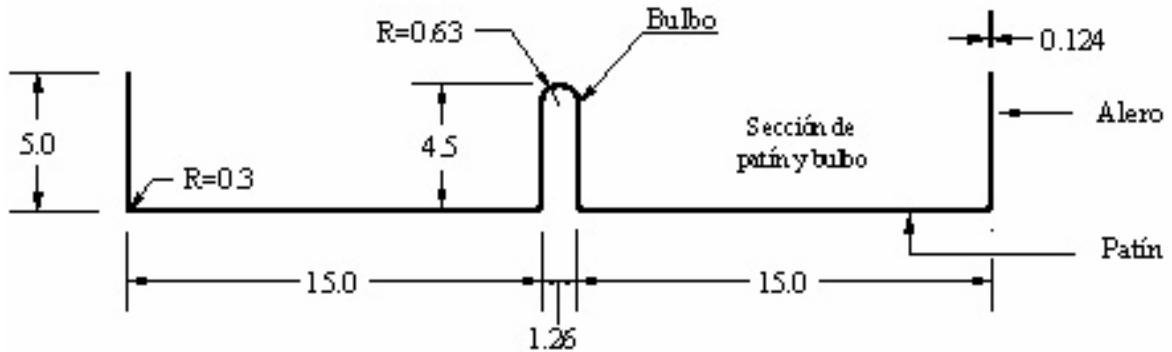


FIGURA I.35 DIMENSIONES DEL SELLO INFERIOR DE AGUAMILPA

b) Juntas verticales:

Generalmente quedan separadas entre sí 12, 15 o 18 m, dependiendo de los factores construcción. Para presas pequeñas se recomienda un espaciamiento menor.

Estas juntas se dividen en dos tipos, dependiendo de las fuerzas a que se someten:

b.1) Juntas de tensión (Tipo “A”)

Son las que están próximas a los estribos o a las zonas de tracción, entre las losas externas de la cara de concreto. Se extienden, desde la cresta hasta el plinto, en dirección normal al eje de la presa, terminando perpendiculares a la junta perimetral. Requieren de tratamientos superficiales en caso de que la junta abra. Conservan el mismo arreglo de la junta perimetral, a excepción del uso de distintos materiales en la superficie externa de la junta.

En la presa de Itá la solución convencional con hoja de caucho y asfalto mástico, similares a los de la junta perimetral, se sustituyeron por un perfil de neopreno extruido tipo JEENE JJ 1350. Este criterio significó una simplificación en los métodos de construcción e impulsó el uso de perfiles en las presas de ECC, basándose en resultados de laboratorio satisfactorios de ensayos de comportamiento para las cargas previstas. La figura I.38 ilustra esta aplicación.

En Salvajina; al igual que en la junta perimetral se utilizó una triple línea de defensa (figura I.39) y en la parte central se colocó una capa de pintura asfáltica en vez del relleno compresible. También se omitió la mezcla de arena y asfalto en la base, siendo el colchón de mortero el único apoyo de los sellos y la junta.

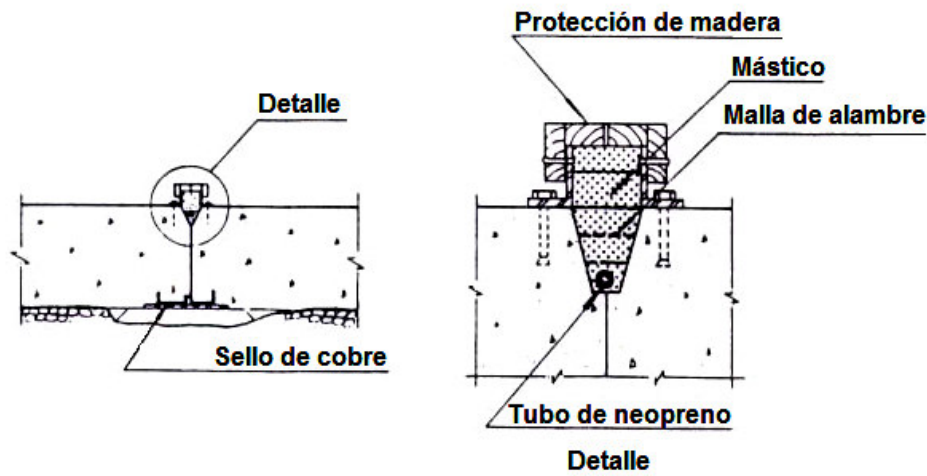


FIGURA I.36 ESQUEMA DE LA JUNTA VERTICAL TIPO “A” UTILIZADA EN SEGREDO (PINTO ET AL, 1985)

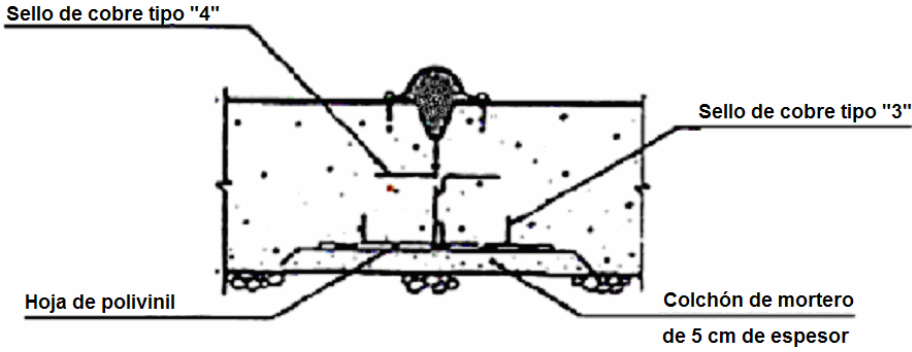


FIGURA I.37 ESQUEMA DE LA JUNTA VERTICAL TIPO "A" UTILIZADA EN FOZ DO AREIA Y XINGÓ (J.B. COOKE, 2000)

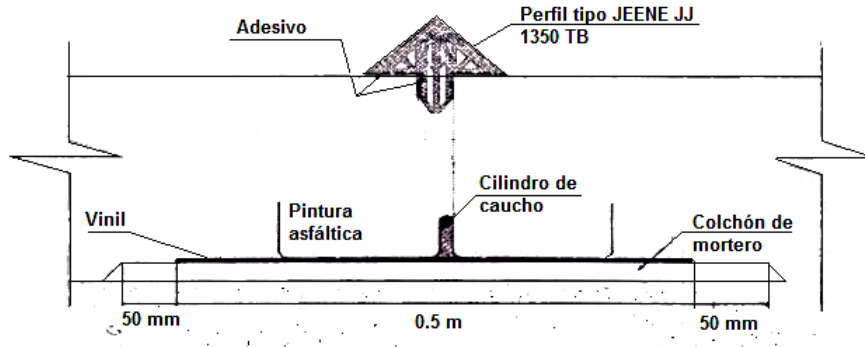


FIGURA I.38 ESQUEMA DE LA JUNTA VERTICAL TIPO "A" USADA EN ITÁ, MACHADINHO E ITAPEBÍ (J.B. COOKE, 2000)

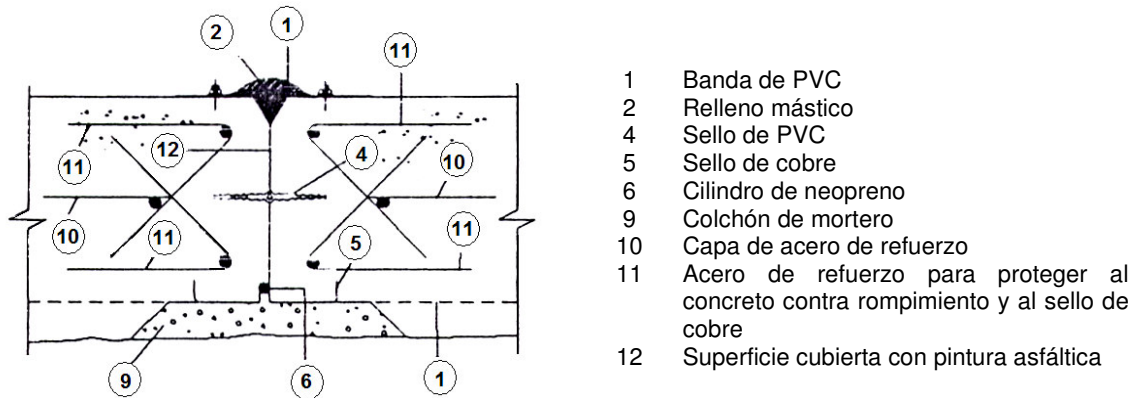


FIGURA I.39 ESQUEMA DE LA JUNTA VERTICAL TIPO "A" USADA EN LA PRESA DE SALVAJINA (J.B. COOKE, 2000)

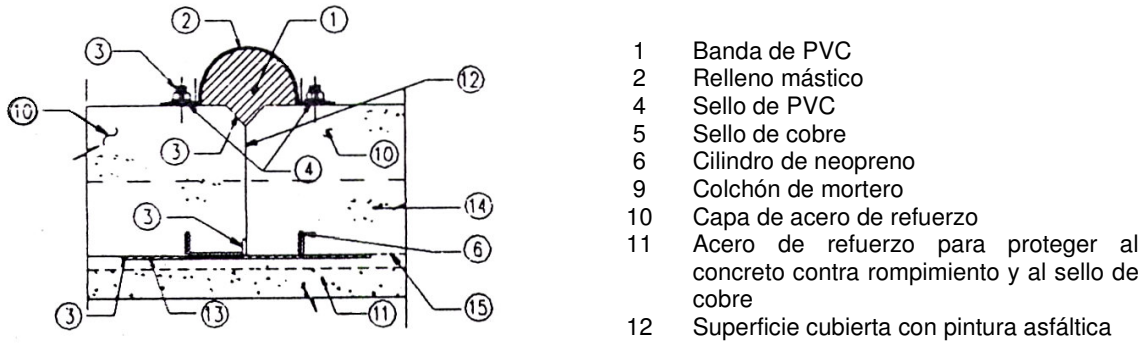


FIGURA I.40 ESQUEMA DE LA JUNTA VERTICAL TIPO “A” UTILIZADA EN LA PRESA DE ANTAMINA (J.B. COOKE, 2000)

b.2) Juntas de Compresión (Tipo “B”)

Son las juntas de contracción ubicadas en el centro entre las losas centrales de la cara de concreto. Como están sometidas a esfuerzos de compresión, no abren al efectuarse el llenado del embalse.

Las presas de Foz do Areia, Segredo y Xingó sólo cuentan con sellos de cobre en estas juntas (figura.41). En Itá y en procesos subsecuentes se han utilizado perfiles JEENE JJ 1020 (figura I.42). Salvajina utiliza sólo una banda de PVC en la base, el sello de cobre, la pintura asfáltica y el neopreno, y elimina el uso del relleno mástico en la parte superior

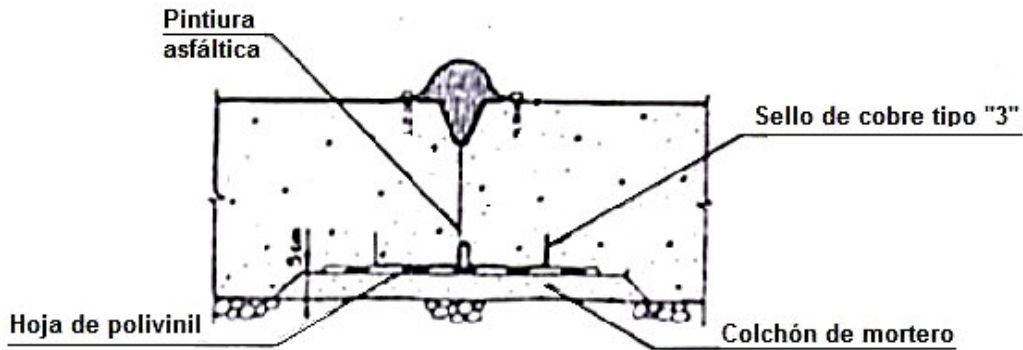


FIGURA I.41 ESQUEMA DE LA JUNTA VERTICAL DE COMPRESIÓN UTILIZADA EN FOZ DO AREIA, SEGREDO Y XINGÓ (J.B. COOKE, 2000)

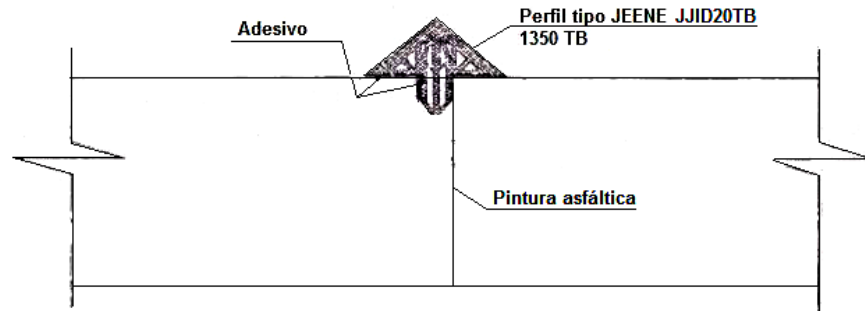
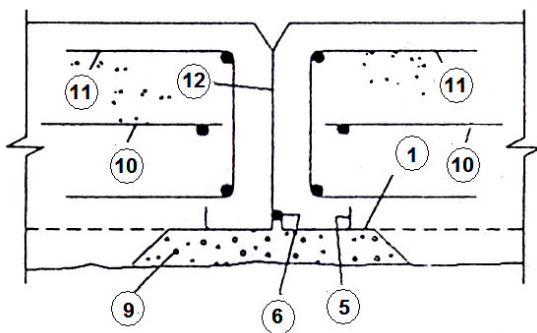


FIGURA I.42 ESQUEMA DE LA JUNTA VERTICAL TIPO "B" UTILIZADA EN LA PRESA DE ITÁ, MACHADINHO E ITAPEBI



- 1 Banda de PVC
- 5 Sello de cobre
- 6 Cilindro de neopreno
- 9 Colchón de mortero
- 10 Capa de acero de refuerzo
- 11 Acero de refuerzo para proteger al concreto contra rompimiento y al sello de cobre
- 12 Pintura asfáltica

FIGURA I.43 ESQUEMA DE LA JUNTA VERTICAL TIPO "B" UTILIZADA EN LA PRESA DE SALVAJINA (J.B. COOKE, 2000)

- 2 Banda de PVC
- 6 Sello de cobre
- 8 Styrofoam
- 9 Bulbo de neopreno
- 10 Losa
- 11 Bordillo de concreto
- 12 Superficie rugosa tratada con sistema "green cutting" y adhesivo epóxico
- 13 Colchón de mortero
- 15 Línea de diseño

FIGURA I.44 ESQUEMA DE LA JUNTA VERTICAL TIPO "B" UTILIZADA EN LA PRESA DE ANTAMINA (J.B. COOKE, 2000)

c) Juntas horizontales de construcción

La ICOLD (1989) indica que la práctica actual no incluye juntas horizontales, salvo las de construcción, las cuales son programadas para definir las etapas de la presa. Estas juntas no llevan sello de cobre y el acero de refuerzo pasa a través de la junta. La figura 1.45 muestra una junta horizontal de construcción definida en Antamina (Colombia), en la cual se utilizó un relleno mástico protegido con una banda de PVC en la parte superior.

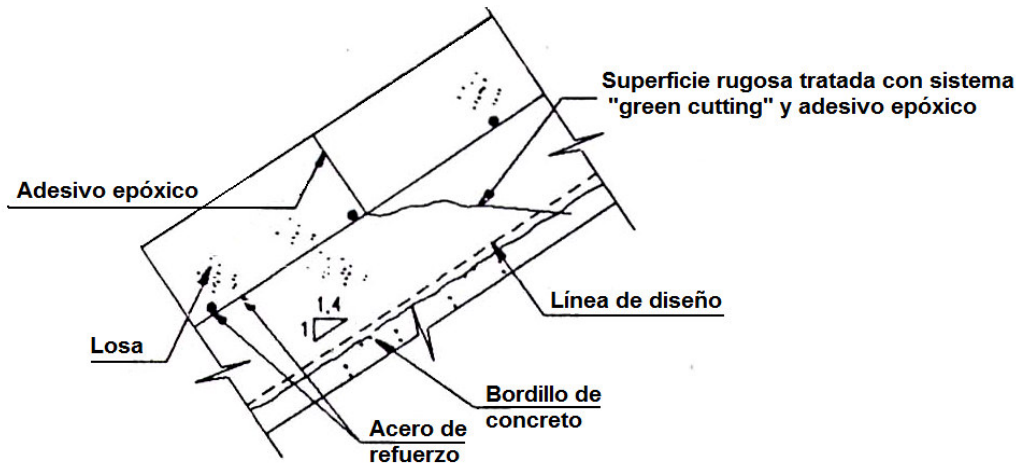


FIGURA 1.45 ESQUEMA DE LA JUNTA HORIZONTAL DE CONSTRUCCIÓN UTILIZADA EN ANTAMINA (COLOMBIA), TANTO EN LAS LOSAS CENTRALES COMO EXTERNAS (J.B. COOKE, 2000)

Los últimos criterios respecto al tipo de sellos y el material para las juntas considera lo siguiente (Marengo 2005):

- Juntas verticales a cada 15 ó 16 m.
- La colocación de madera en las juntas verticales.
- Sellos de cobre en la cimentación de la losa en todas las juntas verticales y en la junta perimetral.
- Sellos superiores en la junta perimetral y juntas verticales cerca de los estribos con tendencia a abrir.
- En presas altas, construidas en cañones estrechos, puede omitirse la colocación del sello central.

El sello superior puede ser de tipos diversos:

- Membrana de hule reforzado sobre relleno de mástico
- Relleno de ceniza volante (en vez de IGAS) contenido en media caña de acero perforado galvanizado.
- Sello de cobre aplicado sobre la junta.
- Sello de hule reforzado-corrugado aplicado sobre la junta.
- Una combinación de estos. Las zonas bajas de las juntas son aún cubiertas de material fino, arena limosa, para un efecto de colmatación en caso de filtraciones.

La práctica, en el diseño para la siguiente generación de presas superiores a los 200 m de altura, no será muy diferente a la que actualmente está establecida. Los sellos de cobre se utilizarán solamente en la junta perimetral y vertical, cerca de las laderas; estas juntas trabajan a tensión. En las juntas a compresión, localizadas en las partes altas de de la cara de concreto, se colocarán juntas de neopreno. Es importante proteger los sellos de cobre contra los daños que puedan sufrir durante la construcción, colocando cubiertas de madera o metal.

I.5.4 PARAPETO

La mayoría de los proyectos recientes incluye una cresta de concreto o parapeto, cuyo objetivo es disminuir el volumen de enrocamiento requerido para que la presa llegue a su altura de diseño; lo cual economiza la obra (siempre y cuando el costo del parapeto no exceda el ahorro de material) e incrementa su altura.

Las primeras presas se diseñaron con parapetos de 1.2 m. Hoy en día estos muros protectores se construyen de 3 o hasta 5 m de alto; es ésta una práctica económica y segura. En zonas de alta sismicidad su altura se reduce. Deben realizarse análisis estructurales para definir sus dimensiones.

El ancho de la superficie en la elevación base del parapeto facilita la colocación de la cimbra y el colado de la estructura. Además un parapeto alto evita que el oleaje afecte al enrocamiento.

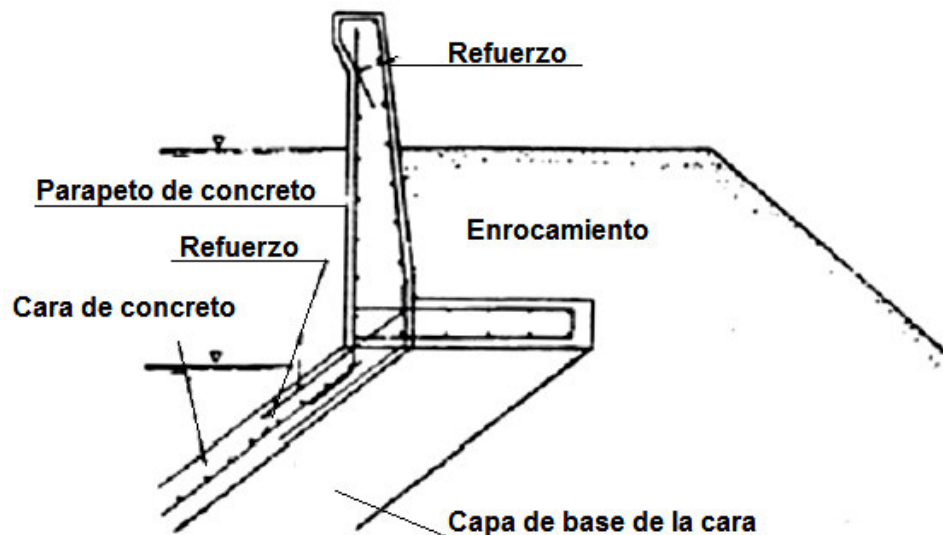


FIGURA I.46 ESQUEMA DE PARAPETO PARA PRESAS DE ECC, (WATERPOWER, 1990)

Los parapetos muy empinados requieren de juntas verticales para admitir asentamientos y evitar fracturas del concreto por temperatura.

Cabe señalar que el bordo libre de las presas de ECC se calcula a partir de la parte superior del parapeto, no de la parte superior de la cortina.

La base del parapeto usualmente se acopla a la losa de concreto con una junta flexible (figura I.47). Su ancho depende de los requerimientos operacionales pero pueden considerarse de 4.9 m.

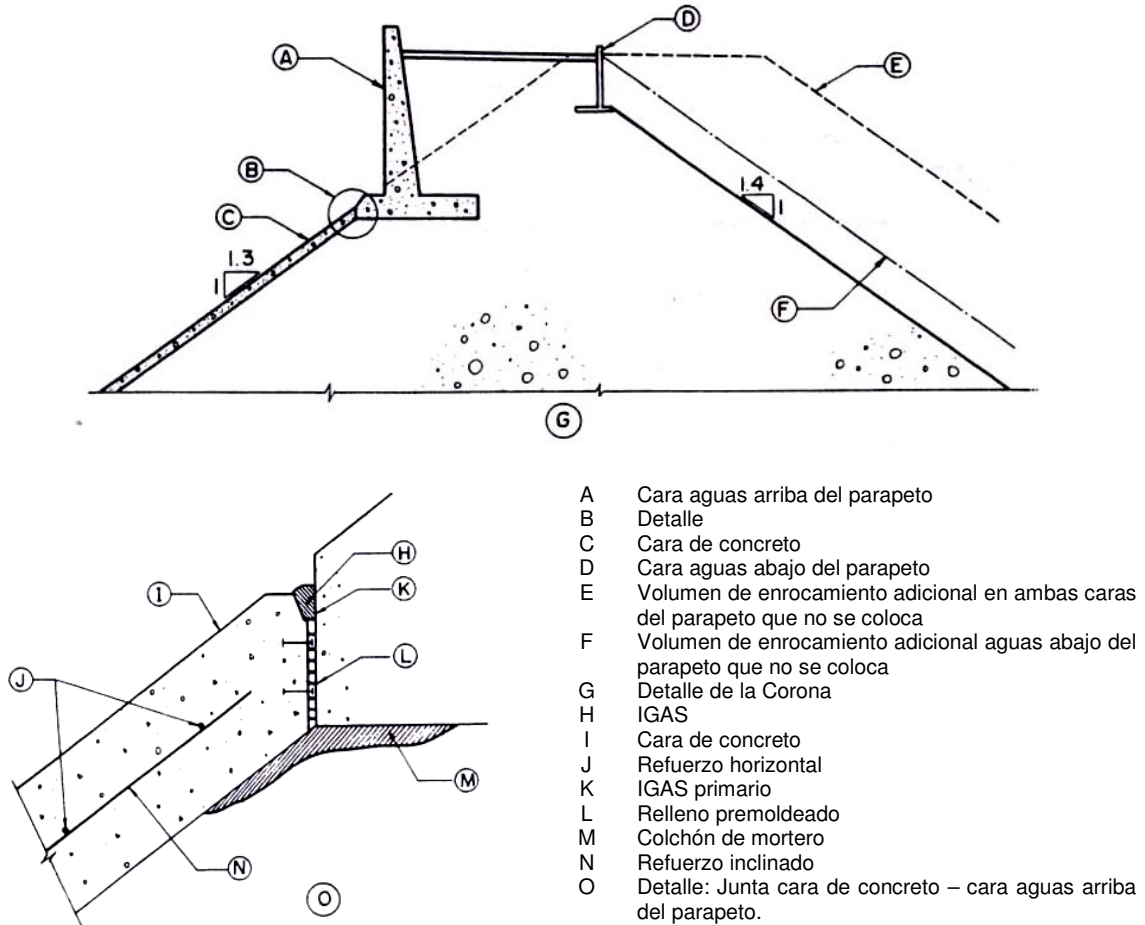


FIGURA I.47 JUNTA FLEXIBLE ENTRE LA CARA DE CONCRETO Y EL PLINTO (ICOLD, 1989)

I.5.5 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

La cimbra utilizada es la convencional para las losas de arranque y cimbra deslizante para el resto de la cara de concreto (figura I.48).

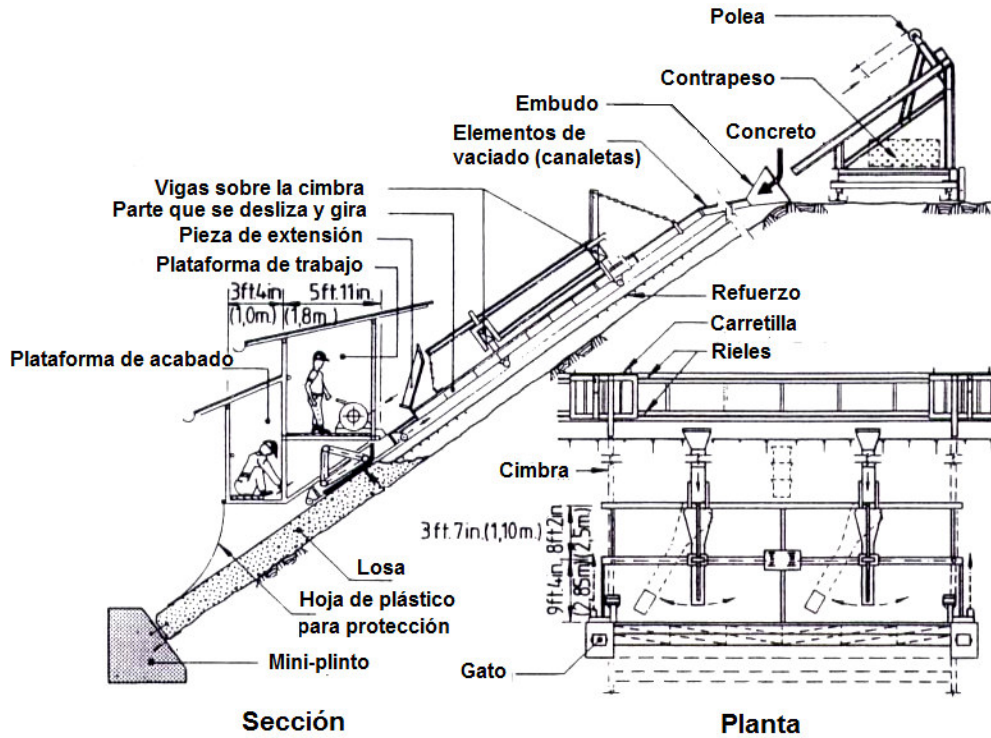


FIGURA I.48 ESQUEMA DE LA CIMBRA DESLIZANTE UTILIZADA EN LA PRESA DE KHAO (WATAKEEKUL ET AL. 1985)

El diseño de la cimbra es simple y generalmente se planea para cargas muertas de 300 kg/m. Las cargas vivas de alrededor de 70 a 10 kg/m, y las cargas adicionales como la vibración, el efecto del viento, las contingencias, etc., se asumen como el 20% del valor de la carga viva.

El tamaño de las losas define el número de cimbras. En presas altas, se recomienda el uso de dos cimbras ligeras jaladas por gatos electromecánicos o hidráulicos (más económicos) montados sobre rieles, los cuales restringen el movimiento lateral de la cimbra y permiten desplazarla hacia abajo para la construcción de una nueva losa.

Han sido utilizados 4 tipos de cimbra: tres de deslizamiento vertical y la otra, utilizada en Outardes - Canadá, de deslizamiento horizontal, tipo “finisher”, adecuada para presas de poca altura y gran longitud. Estos tipos de cimbra se describen a continuación:

- a) Cimbra con gatos distribuidos: Similar a las cimbras deslizantes de edificios o silos, operada sobre barrones separados 1.50 m de centro a centro, con gatos pequeños sincronizados a una bomba hidráulica de aceite. Cada gato con capacidad de 2 – 3 ton, funcionando a velocidades medias entre 1 – 1.5 m/hr. Este tipo de cimbra fue utilizado en Alto Anchicayá y Golillas.
- b) Cimbra con gatos laterales, de 40 – 50 cm de carrera, operados hidráulicamente sobre rieles con capacidad (2 gatos) de impulsar la cimbra a velocidades de 1.5 – 2.0 m/hr como valor medio y valores pico del orden de 6 m/hr. Este sistema se utilizó en Foz do Areia
- c) Cimbra con malacates sincronizados con cables que la desplazan sobre rieles a velocidades de 5 m/hr máximo y rendimientos del orden de 3 m/hr. Utilizada en Salvajina y presas australianas.

Las losas de arranque son las que se encuentran en contacto con la junta perimetral y sobre las cuales se coloca la cimbra deslizante para las losas principales. Tienen forma trapesoidal y longitud variable. Son construidas simultáneamente con la colocación del enrocamiento y permiten tomar todos los cuidados necesarios para proteger los sellos de la junta perimetral y ejecutar correctamente los concretos alrededor de ellos de manera que haya una correcta fijación para evitar filtraciones eventuales.

En Alto Anchicayá se proyectaron losas paralelas a la dirección de los estribos, las cuales fueron enrasadas; se utilizaron formas de 6.50 m por 0.70 m y se lograron rendimientos de 1.50 m/hr, al utilizar tirfos o poleas diferenciales. Las losas irregulares también fueron construidas de manera similar.

En Foz do Areia se utilizaron cimbras temporalmente fijas y en Salvajina cimbras operadas por malacates, similares a las utilizadas en presas Australianas.

En lo concerniente al acero de refuerzo, éste es colocado para controlar las fallas por temperatura y contracción, debido a que, en general, la cara de concreto trabaja a compresión.

La tendencia actual es reducir el porcentaje de acero en la cara. Esto facilita el uso de recursos mecánicos para la colocación. Se recomienda la siguiente distribución del armado (Marengo 2005):

Vertical → 0,4% de la sección teórica.
Horizontal → 0,3% de la sección teórica.

En vez de un solo lecho al centro de la losa, se recomiendan dos en una banda de 12 a 15 m de ancho cerca de estribos muy escarpados en presas de alturas superiores a 100 m. Para presas de 150 m de altura o más, se recomienda incrementar el acero a 0,5% en las dos direcciones en una banda de cerca de 15 m de ancho a lo largo del plinto.

Actualmente también existe la tendencia de utilizar menos acero en las losas de la parte central, donde la presa trabaja a compresión. Esto resulta razonable, ya que es la zona donde la presa trabajará permanentemente a compresión.

Suele utilizarse también un armado ligero en las juntas perimetrales (en una franja de 10 m) y en algunos casos en las juntas verticales.

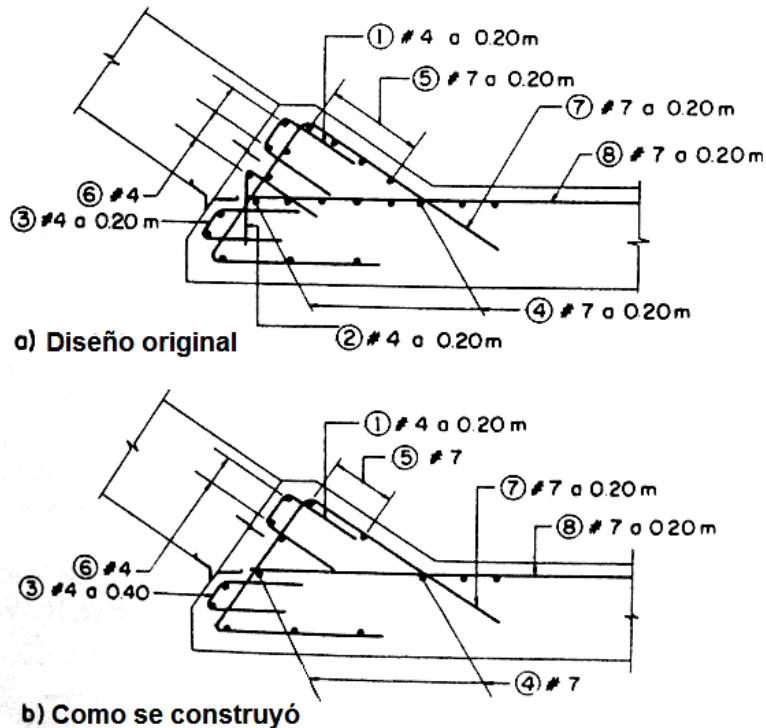


FIGURA I.49 ACERO EN LA JUNTA PERIMETRAL EN LA PRESA DE SALVAJINA (HACELAS Y RAMÍREZ, 1987).

Es importante evaluar el costo que genera el colocar el acero directamente en el sitio, en relación con la ganancia de productividad cuando se utilizan métodos mecánicos. En Xingó, debido a lo ajustado del programa de construcción, se optó por utilizar un esquema mecánico para fabricar el entramado de acero y bajarlo mediante gatos eléctricos. El resultado fue excelente.

El método de colocación del acero depende del costo de la fuerza laboral de cada lugar y del programa de construcción requerido.

Después de la colocación del acero de refuerzo se procede a colocar el concreto con la cimbra deslizante. El tipo de concreto que se utiliza para la construcción de la cara de concreto es, generalmente, una mezcla de cemento puzolánico y agentes reductores de agua, con un contenido de aire de 3 a 5 %, una resistencia a 28 días de 20 MPa, un revenimiento del orden de 10 cm y un tamaño máximo de agregado de 38 mm (1 1/2"), aunque también se llega a utilizar agregado de hasta 64 mm (2.5").

concreto es llevado desde la planta hasta la parte más alta de la presa mediante ollas revoledoras de 6 m³ de capacidad y posteriormente es descargado en canaletas de

metal colocadas sobre el acero de refuerzo. Se requieren de 2 a 3 canaletas para una buena distribución.

Es recomendable construir la cara de concreto en diferentes etapas para permitir el llenado del embalse y que se logre una mejor administración del programa de construcción y una optimización del costo total.

La construcción de la cara de concreto requiere un monitoreo continuo del ritmo de colocación, exceso de concreto, depresiones, contenido de aire y resistencia esperada, registrando todo esto para obtener un análisis estadístico en cada losa.

**COMPARACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO Y EL COMPORTAMIENTO
DURANTE EL PRIMER LLENADO DEL EMBALSE DEL PROYECTO
HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN**

CAPÍTULO II



**CRITERIOS DE DISEÑO PARA EL PROYECTO
HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN**

II. CRITERIOS DE DISEÑO PARA EL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN

OBJETIVOS DEL CAPÍTULO

En este capítulo se presenta la aplicación de los criterios de diseño de presas de ECC a un caso práctico: el Proyecto Hidroeléctrico El Cajón, construido en el estado de Nayarit, como parte del plan de aprovechamiento integral del río Santiago.

Inicia con una descripción general del proyecto, desde los beneficios que representa, hasta las obras que lo componen; esto con el fin de contar con un panorama completo del caso de aplicación y reiterar la importancia que tienen los proyectos de este tipo y, por ende, la importancia de un diseño adecuado de los mismos.

Es importante conocer los rasgos geológicos del sitio para la construcción ya que en gran parte, esto define el tipo de cortina más viable para construir, en función del material disponible y su calidad. Para ello se presentan los principales rasgos geológicos del sitio, así como la serie de estudios realizados para el diseño geotécnico del cuerpo de la cortina.

Con base en los resultados de pruebas de laboratorio y de campo y utilizando recursos geotécnicos y geofísicos, se llevaron a cabo análisis mediante modelos de elemento finito en dos y tres dimensiones, con el fin de estudiar los desplazamientos y deformaciones inmediatos y de largo plazo, así como la respuesta sísmica de la cortina. Los resultados de dichos estudios y la respuesta esperada de la cortina se presentan en este capítulo. Posteriormente esta respuesta se comparará con datos reales obtenidos mediante la instrumentación de la presa en su etapa de construcción y primer llenado.

Las estructuras que componen la obra de contención de una presa de ECC son: la cortina, el plinto y la cara de concreto. En El Cajón estas tres estructuras son las encargadas de contener las aguas del río Santiago y evitar al máximo las posibles filtraciones o paso del agua. Esto se logró al impermeabilizar el macizo rocoso con inyecciones de consolidación e impermeabilización que junto con la cara de concreto, formaron el plano de estanqueidad de la obra para el llenado de la presa.

Por lo anterior es importante conocer cómo se llevó a cabo la construcción de dichas estructuras y el diseño del que se partió; así como los cambios más relevantes de dicho diseño y las causas que llevaron a esos cambios. Esto permitirá considerar cambios para el diseño futuro de presas de este tipo. Los tres últimos subcapítulos tratan del diseño y construcción del plinto, el pedraplén y la cara de concreto, respectivamente. Esta información se tomó de la memoria descriptiva de las obras de contención emitida al concluir la etapa de construcción de la presa.

II.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

II.1.1 BENEFICIOS DEL PROYECTO

El P. H. El Cajón, Nay. está conceptualizado como una planta para suministrar energía pico con potencia total instalada de 750 MW y producción media anual de 1,228 GWh. Se encarga de regular los escurrimientos en la parte media de la cuenca, incrementando con esto la generación firme de la Central Hidroeléctrica Aguamilpa (C.H. Aguamilpa) en 69.61 GWh y reduciendo las probabilidades de derrama por el vertedor.

En la figura II.1 se muestra el sistema Hidrológico Santiago, el cual se compone de los ríos Santiago, Huayanamota, Bolaños, Juchilpa, Verde y el Lago de Chapala; y contempla a 27 proyectos con un potencial hidroenergético de 4,300 MW (El Cajón, 2001), del que sólo se ha desarrollado el 32% mediante la construcción de seis centrales. El Cajón ocupa el segundo lugar en potencia y generación dentro del sistema, después de la C.H. Aguamilpa.

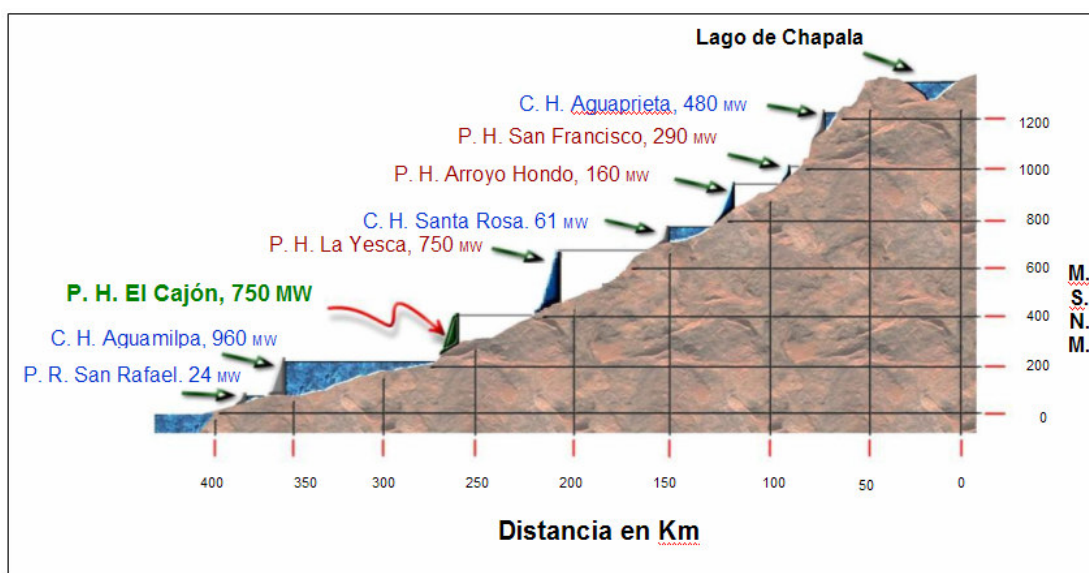


FIGURA II.1 SISTEMA HIDROLÓGICO SANTIAGO

Los principales beneficios que representa el P. H. El Cajón al estado de Nayarit son los siguientes:

- Generación Media anual de 1,228 GWh (ahorro de 2 millones de barriles de combustible al año).
- Creación de 10,000 empleos (5,000 empleos directos)
- Importante derrama económica en la región (cerca del 25% del costo de la obra)
- Incremento en 750 MW en la capacidad instalada del Sistema Eléctrico Nacional
- Aumento de la generación firme de C.H. Aguamilpa
- Mejorar de las vías de acceso fluviales y terrestres de la zona
- Diversificación de las fuentes primarias de energía en el Sistema Eléctrico Nacional

II.1.2 UBICACIÓN Y ACCESO

El P.H. El Cajón se ubica sobre el río Santiago, aguas arriba del P.H. Aguamilpa. El sitio para la construcción de las obras del proyecto se encuentra a 47 Km en línea recta de la ciudad de Tepic, en dirección sureste. En el Estado de Nayarit, al oriente de la Ciudad de Tepic en los municipios de La Yesca y Santa María del Oro; en terrenos comunales del poblado Cantiles, sobre el río Santiago, a 60 Km aguas arriba de la C.H. Aguamilpa; sus coordenadas geográficas son 21° 25' 41" de altitud norte y 104° 27' 14" de longitud oeste.



FIGURA II.2 UBICACIÓN DEL P.H. EL CAJÓN, NAY.

El acceso definitivo a la obra es el siguiente: A partir de la ciudad de Tepic y tomando la carretera federal en dirección a Guadalajara, en el km 30 se toma la desviación a Santa María del Oro. Después de recorrer 20 km pavimentados se continúa por un camino de terracería de 40 km de longitud hasta el sitio del proyecto.



FIGURA II.3 ACCESO DEFINITIVO AL P.H. EL CAJÓN, NAY.

II.1.3 LICITACION Y ESQUEMA ECONÓMICO

El P.H. El Cajón, Nay. es el resultado de un contrato mixto de obra pública financiada para la construcción de las obras civiles, para una presa de enrocamiento con cara de concreto, obras electromecánicas y obras asociadas, procura, montaje, ingeniería, transporte, pruebas y puesta en servicio de dos unidades turbogeneradores equipadas tipo Francis de 380 MW, y con valores garantizados de potencia a diferentes caídas hidráulicas, las cuales en condiciones de diseño y en su conjunto, no podrán tener una potencia menor de 750 MW. Es la primera obra Hidroeléctrica del tipo “Ingeniería, Procuración y Construcción” en la historia del país bajo la modalidad de Obra Pública Financiada (OPF). La contratación de la obra se hace al amparo de la Ley de Obra Pública y Servicios relacionados con la misma. Dentro de la modalidad de “Contrato Mixto”. El cliente es la Comisión Federal de Electricidad y el tipo de contrato es a precio alzado y precios unitarios.

El inicio del proyecto fue en abril de 2003 y de conformidad con la oferta y atendiendo las bases de licitación, el tiempo de construcción se fijó en 64 meses, durante el cual los recursos monetarios deberían ser obtenidos y financiados por la empresa constructora.

La inversión total aproximada es de 750 MDD. La obra civil, en este proyecto representa casi del 80% del total. El Contratista es el único responsable de la obtención del financiamiento durante el período de construcción y el cumplimiento de sus obligaciones no está sujeto a la obtención del mismo.

El financiamiento de construcción definitivo se obtuvo de dos fuentes: una emisión de bonos de aproximadamente el 35 % del costo de la inversión; y un crédito sindicado de la banca comercial (aproximadamente el 65 % del costo de la inversión). Los desembolsos son prorrateados entre ambas fuentes, que tienen una prelación de pago igual que puede variar tratándose de financiamientos otorgados por organismos multilaterales y bilaterales. Además, el Contratista y sus acreedores se comprometen a financiar hasta un 25% adicional al Precio del Contrato (por obras adicionales o incremento de costos).

El valor de terminación de la obra se compone de la siguiente manera:

$$VT=VO + CT - SC - S \quad \dots\dots\dots Ecuación II.1$$

Donde:

VT	Valor de terminación
VO	Valor de las obras reconocido por CFE
CT	Costos de terminación o gastos no recuperables (no pagaderos en caso de terminación imputable al Contratista)
SC	Sobre Costos (penas convencionales y otros adeudos del Contratista)
S	Recursos derivados del pago de seguros

En la tabla II.1 Se muestra el esquema económico de la obra así como los eventos relevantes a lo largo de la construcción de la misma.

ESQUEMA ECONÓMICO DEL P.H. EL CAJÓN, NAY.	
Cliente	Comisión Federal de Electricidad (CFE)
Esquema económico de contrato	Contrato Mixto de Obra Pública Financiada
Monto total del contrato	USD \$748'290,657.39
Cotización	Precio Alzado (91%) y Precios Unitarios (9%)
Fecha de Inicio	Abril de 2003
Plazo	64 meses
EVENTOS RELEVANTES	
14 de marzo de 2003	Fallo definitivo
25 de marzo de 2003	Firma de contrato
26 de marzo de 2003	Inicio de obras
Enero de 2004	Desvío del río
Junio de 2006	Cierre final
Julio-Noviembre de 2006	Llenado de embalse
28 de febrero de 2007	Inicio de operación de Unidad No. 1
31 de mayo de 2007	Inicio de operación de Unidad No. 2
31 de agosto de 2007	Culminación de la obra

TABLA II.1 ESQUEMA ECONÓMICO Y EVENTOS RELEVANTES EN EL P.H. EL CAJÓN, NAY.

El 14 de marzo de 2003, la CFE adjudicó a Constructora Internacional de Infraestructura S.A. de C.V. (CIISA), la construcción del P.H. El Cajón, Nay. Este consorcio está conformado por dos subsidiarias de ICA (Ingenieros Civiles Asociados) y Promotora e Inversora Adisa, así como de las empresas: La Peninsular Compañía Constructora y la rusa Energomachexport Power Machines. La figura II.4 ilustra el porcentaje de las acciones de cada uno de los componentes del consorcio que construye el proyecto.

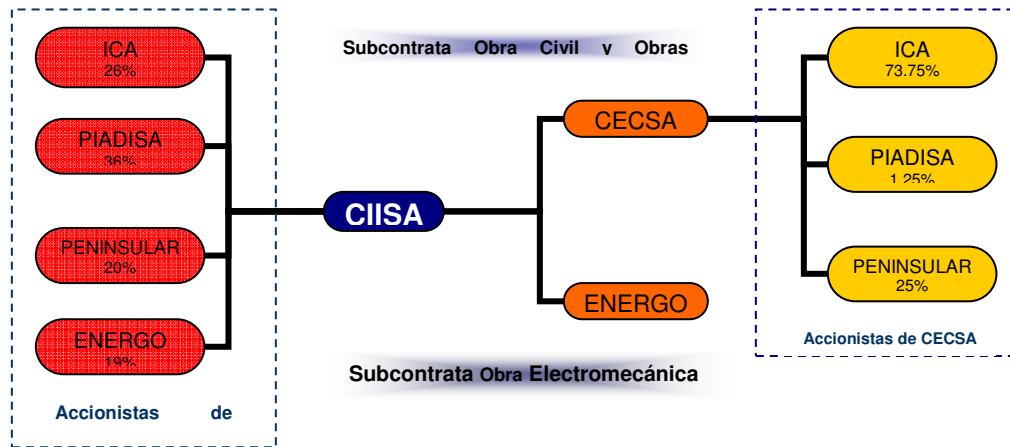


FIGURA II.4 ORGANIZACIÓN DE CONSTRUCTORA INTERNACIONAL DE INFRAESTRUCTURA (CIISA)

Las fases del P.H. El Cajón, Nay. planteadas por CIISA son las siguientes:

1. Diseño: Ingeniería básica.
2. Diseño ejecutivo: Ingeniería de detalle.
3. Planeación: Se determinan las acciones, recursos y tiempos de ejecución.
4. Procura: Gestión de recursos materiales, de maquinaria, equipo y humanos para desarrollar el proyecto.
5. Construcción y equipamiento: ejecución del proyecto ejecutivo.
6. Pruebas y puesta en marcha: pruebas finales de operación.
7. Entrega del proyecto al cliente.
8. Operación: Se inicia la generación y distribución de la energía por parte de la CFE.

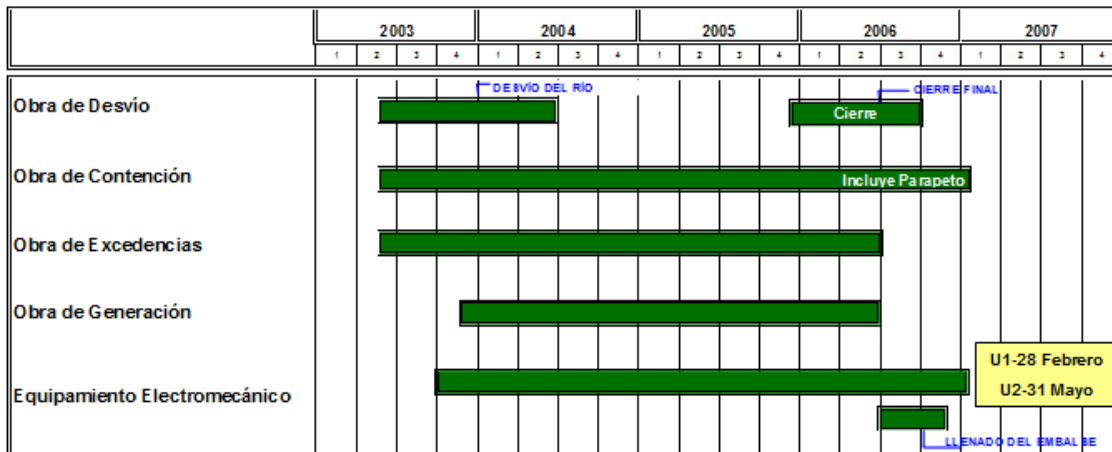


FIGURA II.5 PROGRAMA GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DEL P.H. EL CAJÓN, NAY.

Cada mes la CFE certifica mensualmente el avance de las obras del mes anterior; lo que le permite a CIISA la revolvencia de los desembolsos del financiamiento contratado por el consorcio.

La CFE no hace ningún desembolso sino hasta la aceptación del Proyecto en 2 pagos: el primero en la aceptación de la Unidad 1 (60% del Costo Total del Proyecto) y el segundo en la culminación del Proyecto (40% del Costo Total del Proyecto).

Se establece un plazo de diferimiento (60 días) de las fechas de aceptación provisional, por causas imputables a CFE o a fuerza mayor gubernamental. CFE asume los riesgos hidrológico (llegada anticipada y/o falta de lluvias) y geológico (variaciones en relación al estudio proporcionado por CFE).

II.1.4 OBRAS QUE COMPONEN EL PROYECTO Y DATOS GENERALES

Las obras principales que forman este proyecto son:

- **Obra de desvío**
- **Obra de contención**
- **Obra de Generación**
- **Obra de control y excedencias**

En la figura II.6 Se presenta la planta general y sección transversal del proyecto, donde se puede observar la ubicación de cada área que lo compone, así como los datos principales del embalse. En la tabla II.2 se muestran los datos más importantes del P.H. El Cajón, Nay.:

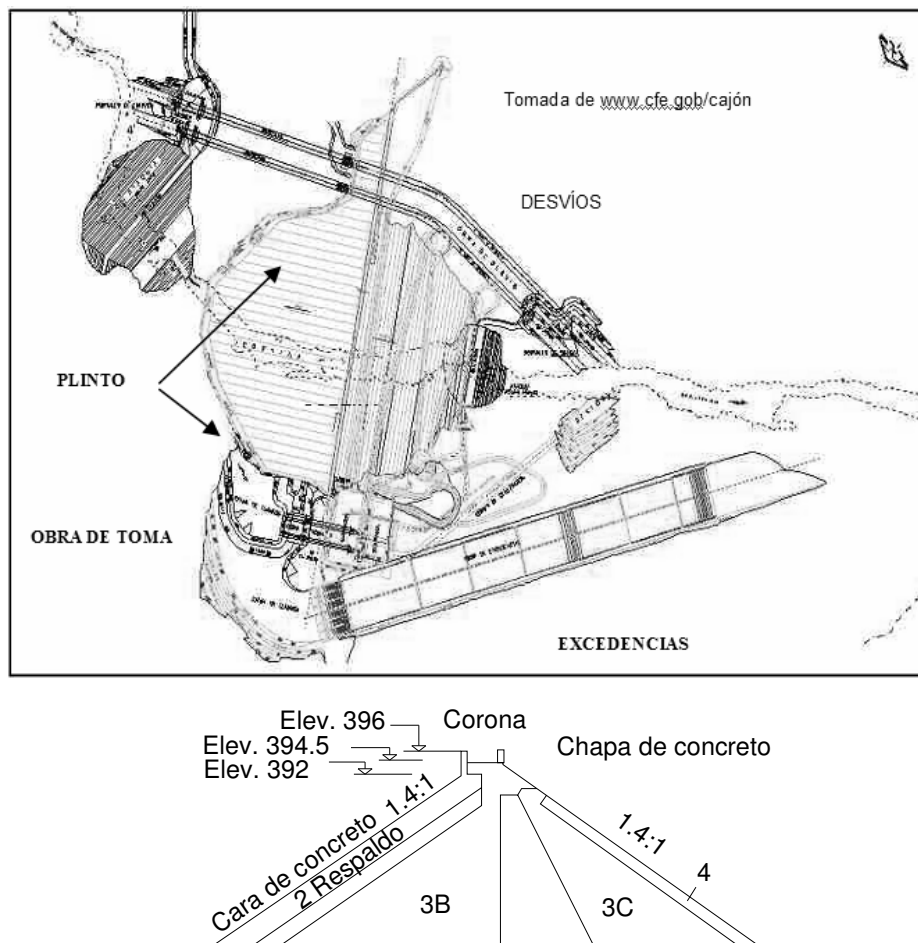


FIGURA II.6 PLANTA GENERAL Y SECCIÓN TRANSVERSAL DEL P.H. EL CAJÓN, NAY.

DATOS GENERALES DEL P.H. EL CAJÓN, NAY.	
Obra de contención	Cortina de materiales graduados con cara de concreto
Obra de desvío	Dos túneles de sección portal y dos ataguías
Obras subterráneas	Excavación de 1,602 m de túneles
Casa de máquinas	Subterránea, equipada con dos turbogeneradores de 375MW cada uno
Vertedor	2 canales a cielo abierto
Equipamiento	2 turbinas tipo Francis de 380 MW

Generación	
Factor de planta	0.19
Energía firme	864.39 GWh
Energía secundaria	364.25 GWh
Generación media anual	1228.64 GWh
Incremento de energía firme en Aguamilpa	69.91 GWh
Generación media anual total	1298.55 GWh

Vaso de almacenamiento	
Elevación al NAMINO	346.0 msnm
Elevación de diseño	380.07 msnm (correspondiente a la carga de diseño de la turbina)
Elevación al NAMO	391.0 msnm
Elevación al NAME	394.0 msnm
Capacidad para azolve (Elev. 319.50)	482.4 hm ³
Capacidad útil para generación	1316.2 hm ³
Capacidad de control de avenidas	117.5 hm ³

Volúmenes de excavación	
Canal de llamada	2'838,000 m ³
Estructura de control	490,000 m ³
Canal de descarga 1ª etapa	633,000 m ³
Canal de descarga 2ª etapa	429,000 m ³
Casa de máquinas	80,500 m ³
Galería de oscilación	61,000 m ³

TABLA II.2 DATOS GENERALES DEL P.H. EL CAJÓN, NAYARIT.

a) Obra de desvío

Consiste en dos túneles de sección portal, localizados en la margen izquierda del río. Excavados en roca y revestidos de concreto hidráulico en la plantilla y paredes y concreto lanzado en bóveda, fueron construidos para transitar la avenida de diseño (6,481 m³/s). Los portales de entrada y salida son excavados en roca, cada túnel cuenta con una lumbrera revestida de concreto para alojar y operar los obturadores accionados por malacates estacionarios para el control del flujo de agua. La compuerta se desliza a través de una lumbrera vertical revestida de concreto por medio de un malacate. El mecanismo instalado estará en la plataforma junto al marco que soporta la compuerta durante el cierre final.

Se complementa con dos ataguías construidas con materiales graduados. El núcleo impermeable de ambas se liga a una pantalla impermeable construida sobre aluvión, hasta la roca sana del fondo del cauce del río, para evitar filtraciones hacia la zona de construcción de la cortina. Esto garantiza la correcta construcción del núcleo y pantalla impermeables y las condiciones adecuadas para el desplante del plinto, a fin de mantener seca dicha zona. Es conveniente realizar la construcción de las ataguías antes del período de lluvias. Para la estabilización de las excavaciones, se realizan los tratamientos al macizo rocoso, que consisten en preanclajes, anclajes y concreto lanzado. En los portales de entrada y salida se utilizan ademes metálicos.

Los principales datos de la obra de desvío se presentan en la tabla II.3. En la figura II.7 se puede observar el esquema de los túneles que componen la obra de desvío del P.H.El Cajón

Túneles de desvío:	
Longitud del Túnel 1	734.09 m
Longitud del Túnel 2	811.02 m
Sección de los Túneles (Tipo Portal)	14 x 14 m
Gasto máximo de la avenida	6481.00 m ³ /s
Gasto máximo de diseño	5248.79 m ³ /s
Velocidad máxima de descarga	14.96 m/s
Volumen de la avenida	1,930.39 hm ³
Periodo de retorno (Tr)	100 años
Ataguía aguas arriba:	
Elevación de la corona	268.50 msnm
Altura (desplante elev. 220.00)	48.50 m
Ancho de la corona	8.00 m
Longitud de la corona	248.00 m
Volumen	708,532 m ³
Ataguía aguas abajo:	
Elevación de la corona	235.00 msnm
Altura (desplante elev. 220.00)	15.00 m
Ancho de la corona	8.00 m
Longitud de la corona	128.50 m
Volumen	60 444 m ³

TABLA II.3 PRINCIPALES DATOS DE LA OBRA DE DESVÍO DEL P.H. EL CAJÓN NAY.

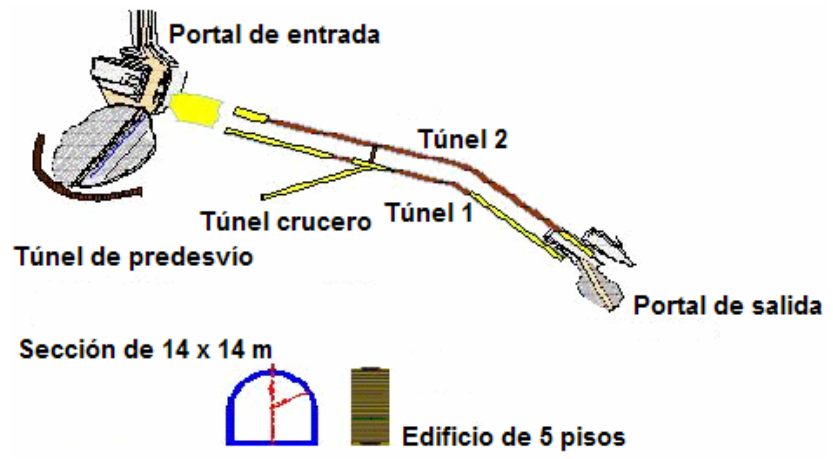


FIGURA II.7 OBRA DE DESVÍO DEL P.H. EL CAJÓN, NAY.

b) Obra de contención

Consiste en una cortina de enrocamiento con cara de concreto de 188 m, cuyo cuerpo se compone de materiales bien graduados que dan apoyo a la cara de concreto formada con losas de ancho y espesor variables, coladas mediante cimbras deslizantes de 15 a 16 m de ancho. El ancho de las losas varía de 12 a 18 m y el espesor queda definido a través de fórmulas empíricas que se han utilizado anteriormente:

$$e=0.30+0.002*H; \text{ para alturas de cortina } < 100m \quad \dots\dots\dots\text{Ecuación II.2}$$

$$e=0.50+0.004(H-100); \text{ para alturas de cortina } > 200m \quad \dots\dots\dots\text{Ecuación II.3}$$

Donde:

e Espesor de la losa, en m

H Carga hidráulica, en m.

El talud de aguas arriba de la cortina, correspondiente a la losa de concreto, se diseñó de 1.405:1. El de aguas abajo de la cortina es de 1.4H:1V; en éste último se encuentran incrustadas las vialidades definitivas que conducen a casa de máquinas y a la subestación eléctrica, construidas fuera del cuerpo principal con modificación en el talud; por ello se consideran como caminos postizos. Finalmente las casetas de instrumentación desde donde se vigila el comportamiento de la presa. En el talud de aguas arriba se consideró la construcción de un bordillo extrudido de sección trapezoidal para que evitar la degradación del material de apoyo de la cara de concreto. Sobre el bordillo se localiza la losa o cara de concreto que sustituye al núcleo impermeable de las presas tradicionales con materiales graduados.

La cara de concreto, que se apoya en el plinto, además de su función, sirve como plataforma para realizar las inyecciones de consolidación y pantalla impermeable que, junto con un sistema de galerías excavadas en ambas laderas adyacentes al empotramiento de la cortina, forman el plano de estanqueidad. Para garantizar que la cimentación del plinto no sea erosionable, ésta se debe desplantar sobre roca sana de buena calidad y que permita ser inyectada. La construcción del plinto implica una excavación de aproximadamente 76,144 m³.

La cara de concreto incluye un sistema de sellos y juntas de cobre y P.V.C. que son colocadas en todas las juntas de la cara y en la junta perimetral plinto-cara de concreto. Estas protecciones deben garantizar que las filtraciones sean mínimas. Para medir estas filtraciones, se ubica una galería filtrante al pie de la cortina en la zona aguas abajo, de tal manera que por ella se capten todas las filtraciones que ocurran por el cuerpo de la presa y se pueda medir el gasto de filtración en cualquier época del año.

La presa se encuentra empotrada en ambos extremos sobre las laderas: en su margen izquierda sobre el macizo rocoso y en su margen derecha sobre el macizo rocoso, así como parcialmente, sobre el talud del canal de llamada de obra de toma y el vertedor.

En la corona de la cortina se construyó un parapeto, a toda la longitud de la presa, en secciones de 15.00 m en la zona central y 7.50 m en los extremos, a base de muros de concreto armado, tanto aguas arriba como aguas abajo, con relleno de material 3A sobre el cual se construyó la vialidad definitiva que comunica la margen izquierda con el vertedor ubicado en la margen derecha.

En el complemento del presente capítulo se tratará más a detalle el diseño de las estructuras que componen la obra de contención del proyecto, principalmente la cara de concreto y el enrocamiento de la presa, ya que el principal objetivo del trabajo es comparar los criterios de diseño de estas estructuras con su comportamiento durante el primer llenado del embalse.

En la tabla II.4 se muestran las principales características de la obra de contención del P.H. El Cajón, Nay.

Tipo: Enrocamiento con cara de concreto (CFRD)	
Elevación mínima de la corona (extremos)	395.0 msnm
Elevación máxima de la corona (centro)	396.0 msnm
Elevación mínima del parapeto (extremos)	396.5 msnm
Elevación máxima del parapeto (centro)	397.5 msnm
Longitud de la corona	603.3 m
Altura total al desplante	188.0 m
Elevación de desplante	208.0 msnm
Altura bordo libre	1.45 m
Talud aguas arriba	1.405 :1
Talud aguas abajo	1.4 :1
Excavación en cauce y laderas	650,541.93 m ³
Volumen total colocado en cortina y parapeto	10,175,290.01 m ³

TABLA II.4 PRINCIPALES DATOS DE LA OBRA DE CONTENCIÓN DEL P.H. EL CAJÓN, NAY.

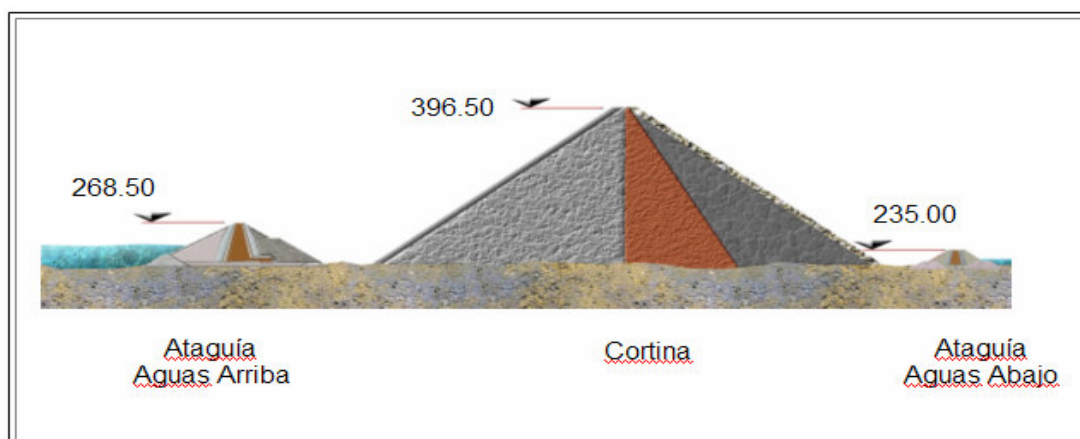


FIGURA II.8 PERFIL DE LA CORTINA Y ATAGUÍAS

c) Obra de Generación

Se localiza en la margen derecha. Consiste en una obra de toma de concreto reforzado y rejillas metálicas, la estructura de control cuenta con dos compuertas deslizantes de servicio operadas con servomotores; la conducción del agua hacia casa de máquinas es mediante 2 túneles circulares a presión, de concreto reforzado en su primera parte y posteriormente revestidos con camisa metálica.

La casa de máquinas es subterránea y su ingreso será por un túnel vehicular. La obra se complementa con la galería de oscilación y el túnel de desfogue, ambos excavados en roca. Cuenta con un sistema forzado de ventilación por medio de tres lumbreras verticales y una lumbrera más para contener todos los cables de control, fuerza y medición.

En la casa de máquinas se instalarán dos grúas viajeras con la capacidad conjunta para realizar el montaje y los servicios de mantenimiento de todos los equipos y sistemas auxiliares de los turbogeneradores. También se debe instalar una turbina auxiliar tipo Francis de eje horizontal, para suministro de energía eléctrica para los servicios auxiliares de la central en caso de emergencia. La energía se conduce a través de lumbreras verticales hasta la superficie, por medio de buses de fase aislada a los transformadores que van a elevar el voltaje de 17 a 400 kV.

La subestación debe ser del tipo blindado, con dispositivos en atmósfera de hexafluoruro de azufre (SF6) y se alojará en un edificio construido en una plataforma a cielo abierto. De manera similar, se ubican los transformadores de potencia, casetas de ventilación, control, baterías y la subestación blindada de servicios auxiliares de la central con una tensión de 13.8 kV.

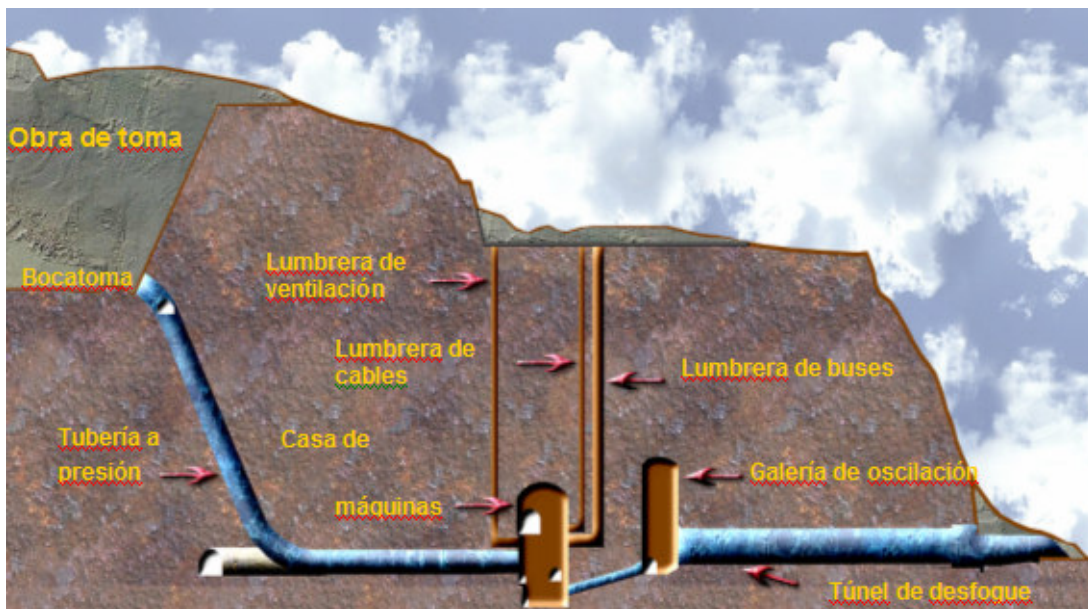


FIGURA II.9 CORTE LONGITUDINAL DE LA OBRA DE GENERACIÓN

OBRA DE GENERACIÓN	
Obra de toma	
Tipo	En rampa
Elevación del canal de llamada	322.402 m
Elevación umbral de compuerta de servicio	322.87 m
Elevación umbral de compuerta auxiliar	324.33 msnm
Carga máxima	71.13 m
Mecanismos de cierre	Compuertas rodantes (2 compuertas de servicio y una auxiliar)
Masa estimada de cada compuerta	75.00 ton
Mecanismo de izaje de comp. de servicio	Servomotores
Tubería a presión	
Tipo	Acero
Diámetro	7.95 m
Longitud del blindaje de acero	222.49 m
Gasto de diseño	259.77 m ³ /s
Casa de máquinas	
Tipo	Subterránea
Dimensiones (ancho, largo, alto)	20 x 100 x 50 m
Número de turbinas	2 Unidades tipo Francis
Potencia nominal por turbina	380 MW
Potencia total instalada	789.48 MVA
Generación media anual	1'230,000 GW h
Grúa viajera	2 grúas de 350 ton
Galería de oscilación	
Tipo	Subterránea
Dimensiones (ancho, largo, alto)	16 x 78.5 x 65 m
Altura máxima	52.75 m
Elementos de cierre	4 compuertas deslizantes de 7.15 x 8.15 m y 60 ton
Mecanismo de izaje	Grúa viajera de 75.00 ton
Carga hidráulica máxima	42.70 m
Desfogue:	
Tipo	Sección portal
Dimensiones	13.90 m de diámetro y 310.33 m de longitud
Subestación	
Tipo	SF6
Tensión	400 Kv
Elevación de la plataforma	340 msnm
Líneas de transmisión	2, con una longitud hacia red de 18 km
Tensión	400 kV

II.5 PRINCIPALES DATOS DE LA OBRA DE GENERACIÓN DEL P.H. EL CAJÓN NAY.

EQUIPO ELECTROMECAÁNICO	
Turbinas:	
Tipo	Francis (eje vertical)
Número de unidades	2
Carga neta máxima	168.94 m
Carga neta mínima	121.80 m
Carga neta de diseño	156.54 m
Potencia máxima	422.56 MW
Potencia mínima	49.19 MW
Potencia nominal (a carga neta de diseño)	380.33 MW
Gasto de diseño	259.70 m ³ /s
Eficiencia considerada a carga mínima	93.75 %
Eficiencia considerada a carga de diseño	95.40 %
Eficiencia considerada a carga máxima	94.54 %
Eficiencia media pesada a caída de diseño	95.00 %
Transformadores de potencia:	
Tipo	Monofásicos
Número de unidades	7
Tensión nominal	17 - 20 / 400 kV
Capacidad	88/117/146 MVA
Frecuencia	60 Hz
Conexión en devanados	Delta - estrella
Generadores	
Tipo	Síncrono (eje vertical)
Número de unidades	2
Número de fases	3
Capacidad nominal	394.74 MVA
Capacidad máxima	438.40 MVA
Corriente nominal	13 – 16 kA
Conexión	Estrella
Velocidad nominal	150.00 rpm
Tensión de generación	17 – 20 kV
Número de polos	48
Factor de potencia	0.95 (atrás)
Frecuencia	60 Hz
Tipo de aislamiento	F
Eficiencia media pesada	98.6 %

TABLA II.6 PRINCIPALES DATOS DEL EQUIPO ELECTROMECAÁNICO DEL P.H. EL CAJÓN NAY.

c) Obra de control y excedencias

Fue diseñada para un gasto máximo de 14,864 m³/s Inicia en un canal de llamada excavado a cielo abierto en la margen derecha. La zona de control está formada por el cimacio y pilas de concreto reforzado para conformar 6 vanos equipados con compuertas radiales operadas por servomotores El canal de descarga, de 95 m de ancho, es de sección rectangular revestido con concreto reforzado y aireadores en el piso; está dividido por un muro longitudinal, rematando en una cubeta deflectora tipo salto de ski.

Los principales datos de la obra de excedencias se muestran en la siguiente tabla:

Obra de excedencias		
Ubicación		Margen derecha
Tipo	Controlado; dos canales de concreto revestido	
Tipo de Compuertas	6 compuertas radiales de 12 x 19 m y 178.00 ton	
Mecanismo para izaje		de masa c/u
Elementos de cierre auxiliar	Servomotores	
Mecanismo de izaje de agujas	Tablero de agujas de 12 x 22.05 m y 144 ton	
Longitud total de la cresta		Grúa pórtico
Elevación de la cresta		72.00 m
Carga hidráulica máxima		372 msnm
Avenida máxima probable (amp)		20.7 m
Gasto Máximo de diseño		15,915.00 m ³ /s
Elevación de la cresta		14,864 m ³ /s
Tr de la amp		372 msnm
		10,000 años

TABLA II.7 PRINCIPALES DATOS DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS DEL P.H. EL CAJÓN, NAY.



FIGURA II.10 VISTA HACIA AGUAS ABAJO DE LA ESTRUCTURA DE CONTROL Y PARTE DEL CANAL DE DESCARGA DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS.

II.2 RASGOS DEL SITIO PARA LA CONSTRUCCIÓN

II.2.1 HIDROLOGÍA

Los principales datos hidrológicos del sitio se muestran a continuación:

- La temperatura media mensual en el sitio de construcción de El Cajón alcanza su máximo de 32°C en el mes de mayo y su mínimo de 23.2° en el mes de enero.
- La evaporación media mensual máxima es de 317.8 mm en mayo y de 129 mm en diciembre.
- La precipitación media mensual máxima es de 242.1 mm se presenta en julio; la mínima es de 0.2 se presenta en el mes de abril.
- El escurrimiento medio mensual máximo es de 852 millones de metros cúbicos en el mes de agosto el mínimo es de 82 millones de metros cúbicos y se presenta en febrero.
- En la zona de las obras, la temporada de lluvias se presenta muy marcada entre los meses de junio a octubre y el estiaje entre los meses de noviembre a mayo. Durante el invierno s presentan lluvias en un porcentaje ligeramente mayor al 5% de la media anual.

En la tabla II.7 Se presentan los datos hidrológicos para la cuenca del sitio de El Cajón.

Área de la cuenca aportadora	54,198 km ²
Volumen de escurrimiento medio anual histórico (1949-1999)	4,026 hm ³
Volumen de escurrimiento medio anual menos usos futuros	3,326 hm ³
Volumen medio aprovechable	3,166 hm ³
Gasto medio anual menos usos futuros	195 m ³ /s
Gasto medio aprovechable (1998-2046)	105 m ³ /s
Gasto de la avenida de diseño para desvío	7,029 m ³ /s
Gasto de la avenida de diseño para el vertedor	14,864 m ³ /s

TABLA II.8 HIDROLOGÍA DE LA CUENCA DE EL CAJÓN

En la siguiente figura se presenta el hidrograma de entrada y de salida de la cuenca de El Cajón

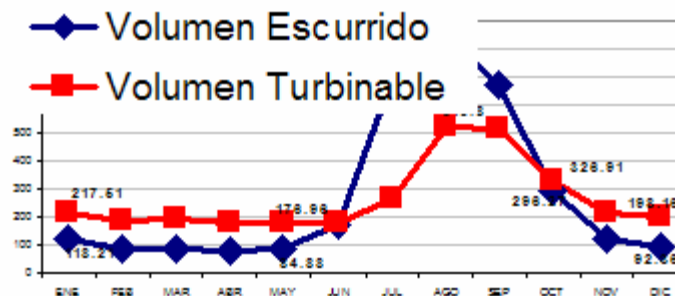


FIGURA II.11 HIDROGRAMA DE ENTRADA Y SALIDA DE LA CUENCA DE EL CAJÓN, NAY.

II.2.2 GEOLOGÍA REGIONAL Y LITOLOGÍA

Existe un profundo conocimiento de la geología del sitio y de las discontinuidades estructurales existentes en el macizo rocoso. Este estudio tuvo por objeto conocer las condiciones geomecánicas del macizo rocoso para afinar el modelo geológico que incluyó un mayor detalle de los tipos de roca presentes en el área y de su interrelación; las estructuras que las afectaron; de su calidad y permeabilidad, así como la evaluación del riesgo geológico que estas condiciones representaron para el desarrollo de la obra. El estudio geológico practicado comprendió las siguientes etapas:

- Levantamiento geológico a detalle de la superficie del sitio, teniendo como base topográfica una restitución fotogramétrica en torno al eje 1 (eje de socavones) que conforma el estrechamiento principal del P.H. El Cajón de la elevación 220 a la 390 m.
- Levantamiento geológico a detalle de las alternativas de cortina propuestas: enrocamiento con cara de concreto, doble arco de concreto y de concreto gravedad compactado o CCR.
- Levantamiento geológico de detalle de todos los socavones excavados, empleando la representación gráfica de paredes abatidas con respecto al techo.
- Cartografiado de la zona del embalse inmediata al área del eje de la cortina.
- Geología regional y del embalse con base en una fotointerpretación utilizando fotografías aéreas e imágenes de satélite y apoyándose posteriormente con verificaciones de campo.
- Estudio de geofísica con el fin de obtener un mayor conocimiento del subsuelo.

El P.H. El Cajón está enmarcado geológicamente por unidades de diversa litología y edad, presentándose desde rocas metamórficas pre-cenozoicas (base de la secuencia litológica), hasta rocas ígneas intrusivas del Oligoceno Tardío al Pleistoceno. Estas comprenden granitos, andesitas, flujos y emisiones piroclásticas riódacíticas y derrames basálticos. Aparecen también diques de composición granítica, andesítica y diabásica. Por último, cabe citar la presencia de los depósitos Vulcano-sedimentarios, pumiciticos lacustres, de talud y de aluvión de paleocauce y del cauce actual, que varían del Mioceno Tardío al Reciente. Desde el punto de vista geológico-estructural, el macizo rocoso en donde está situado el proyecto se encuentra intrusionado, basculado y delimitado por fallamiento regional.

El embalse tiene una longitud aproximada de 60 km y su límite llegó a las inmediaciones de la confluencia del río Bolaños con el río Grande de Santiago y al límite interestatal Nayarit-Jalisco; tiene un desarrollo encañonado, alcanzando su mayor amplitud (2 km) dentro de los primeros 15 km.

En el área del embalse la geología estuvo representada por rocas ígneas extrusivas de composición riódacítica, las cuales fueron las más ampliamente distribuidas a lo largo del mismo. Además afloró una andesita que está expuesta, en sus dos ventanas, en las partes bajas de ambos márgenes del río y que constituyó la base de la columna ignimbrita expuesta en el área. Finalmente apareció el basalto cuaternario que se presenta como testigo de erosión a lo largo del cañón del río Santiago, formando terrazas.

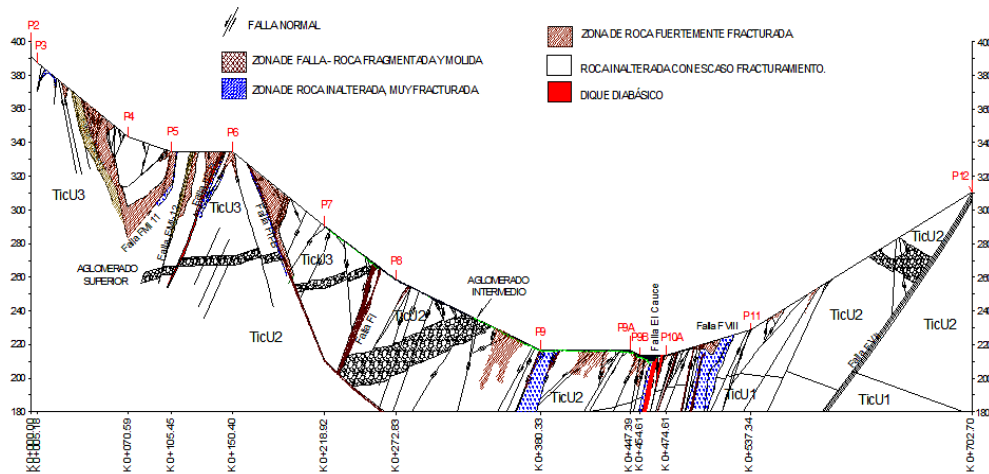


FIGURA II.12 SECCIÓN GEOLÓGICA DE LA BOQUILLA DEL SITIO DE CONSTRUCCIÓN

Con el fin de tener un panorama general de los procesos geodinámicos que tienen lugar en el entorno de este sistema hidroeléctrico, se analizó la sismicidad histórica instrumental de la región. Las estructuras que tienen influencia en la cortina del Proyecto Hidroeléctrico El Cajón se identificaron mediante fotografías aéreas.

La conclusión de estos estudios permitió afirmar que El Proyecto Hidroeléctrico El Cajón es susceptible a la acción de fenómenos tectónicos regionales, locales y de tipo volcánico, dada la evolución tectónica del bloque Jalisco. Sin embargo, el estudio de las características sísmicas de la región permite la construcción de cualquier obra civil, siempre y cuando sea considerada tal información.

En los estudios previos de riesgo sísmico en el P.H. El Cajón, se estableció que los temblores que representan un mayor riesgo corresponden a:

- La Faja Volcánica Transmexicana, que puede generar temblores de 6 y 6.5 grados en la escala de Richter, a una distancia de 15 y 45 km respectivamente del proyecto,
- La Trinchera Mesoamericana a 120 km con una magnitud de 8.0 grados y
- La estructura geológica localizada aproximadamente a 1 km del sitio conocido como Falla Sobaco, a la cual se le asignó teóricamente una magnitud máxima creíble de 4.0 grados.

Así pues, los procesos tectónicos de la Faja Volcánica Transmexicana son los que generarían la aceleración máxima en el proyecto.

En lo que se refiere a la litología del sitio, en la zona correspondiente a la boquilla del proyecto afloran principalmente las unidades litológicas siguientes: Ignimbrita el Cajón (Tic); Unidad Vulcano-sedimentaria (Tvs); Depósitos Conglomeráticos en Paleocauce (Tc); Basalto Cuaternario (Qb) y Depósitos Lacustres y Pumicita (Qlp). Afectando a algunas de las unidades mencionadas están presentes cuerpos intrusivos (diques y diquestratos) de composición diabásica y andesítica.

Las obras civiles implicadas en el proyecto se emplazaron principalmente en la unidad litológica Ignimbrita el Cajón la cual, debido a variaciones en su textura, fue posible diferenciarla en tres unidades, las cuales se describen a continuación:

Unidad 1 (TicU1). Está conformada por rocas compactas, de dureza alta, con pseudoestratificación gruesa (mayor de 4 m); características que le confieren un aspecto masivo; presenta coloraciones del gris al café claro grisáceo; su textura es piroclástica a piroclástica-eutaxítica, con clastos y litofisas de pómez que en ocasiones alcanzan hasta 15 y 10 cm, respectivamente, los cuales varían tanto en contenido como en tamaño, así como en la proporción de sus feldespatos y plagioclasas. Los clastos, en su mayoría, son de color oscuro; de forma angulosa a subangulosa y por lo general de composición intermedia (andesita).

Los afloramientos de esta unidad se distribuyen, en ambas márgenes, en las inmediaciones del cauce, como puede apreciarse en las cercanías del arroyo de la Falla Sobaco, hasta 100 m aproximadamente aguas abajo de ella. Se le estimó un espesor de 150-200 m.

Unidad 2 (TicU2). Se halla constituida por rocas de color café claro-grisáceo, con textura piroclástica-eutaxítica y en ocasiones brechoide, presenta clastos de color oscuro, de forma subangulosa a subredondeada, observándose que predominan los de composición intermedia (andesitas); es de notarse también la presencia de fragmentos de pómez alargados (litofisas) menores que 5 cm. Generalmente estas rocas son compactas y de dureza alta y su estructura es pseudoestratificada, con espesores variables entre 3 y 5 m.

Unidad 3 (TicU3). Está compuesta por rocas desde color gris muy claro (blanquecino) a gris rosado; su textura es piroclástica con escasa presencia de litofisas de pómez (de tamaño menor que 5 cm) y de líticos color oscuro, de forma angulosa a redondeada, también menores que 5 cm. Por lo general son rocas compactas, duras y con pseudoestratos que varían de gruesos a delgados (0.25-1.50 m); los primeros se presentan principalmente en su parte baja, en las inmediaciones del cauce y los segundos en las partes altas de ambas márgenes. Esta unidad se puede distinguir de las otras, principalmente porque es menor su contenido y el tamaño de las litofisas de pómez y clastos. En el área estudiada es la más ampliamente distribuida, pues se encuentra expuesta sobre las orillas del cauce.

Unidad vulcanosedimentaria. Otra de las unidades, en la que en menor proporción se apoyó la parte alta de la cortina en la margen izquierda, es la vulcanosedimentaria; la cual se ha caracterizado principalmente por presentar dos partes que se diferencian por su litología y compacidad. La parte inferior, que se encuentra cubriendo al paquete ignimbrítico, tiene un espesor aproximado de 40 m y en algunos sitios alcanza hasta los 70 m. Está compuesta por un aglomerado de estratificación gruesa, de apariencia masiva, compacta y de dureza media a alta; su fracturamiento en general contiene calcita y en menor proporción, arcilla. Presenta pseudoestratificación bien definida que varía de laminar a gruesa; son rocas poco compactas, alteradas y en ocasiones deleznable. El fracturamiento, en su mayoría, se encuentra relleno de arcilla color café rojizo y de calcita. Esta alternancia de materiales piroclásticos es bastante vulnerable al intemperismo, el cual profundiza en ocasiones los 40 m, con amplia formación de arcilla.

El banco El Vertedor ubicado en la margen derecha del río Santiago, a una distancia de 200 m del eje de la boquilla, entre las elevaciones 375 y la 450, está constituido por dos

litologías: la ignimbrita de la unidad 3 (Sánchez de la Vega, 1993) que cubre el 70% de su área, y la unidad vulcanosedimentaria que aparece en un 30% de su superficie. Esta última se considera como inadecuada para material de construcción por la alteración que presenta.

II.3 ESTUDIOS PARA EL DISEÑO GETÉCNICO DE LA CORTINA

II.3.1 BASES PARA LA ZONIFICACIÓN

El diseño considerado para la presa de El Cajón es de enrocamiento con cara de concreto. Tendrá una altura total al desplante de 186 m. Actualmente sólo existen dos presas de ECC construidas con alturas similares: Aguamilpa y Tianshengqiao No. 1 (TSQ1) y sólo otras dos presas con alturas de 160 m o mayor, Foz do Areia y Yacambu.

En la tabla siguiente se presentan algunas características de estas presas (Cooke, 2002).

Nombre	País	Altura	Año	Taludes		Área de la cara 10^3m^3	Enrocamiento		Capacidad del embalse 10^6m^3
		m		Aguas arriba	Aguas abajo		Tipo	Volumen 10^3m^3	
Foz do Areia	Brazil	160	1980	1.4	1.4	139	Basalto	13,000	6,950
Aguamilpa	México	187	1993	1.5	1.4	137	Grava/ignimbrita	12,732	6,100
Yacambu	Venezuela	162	1996	1.5	1.6	13	Grava	2,800	435
TSQ 1	China	178	1999	1.4	1.4	41.8	Gneiss	1,280	309

TABLA II.9 PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE PRESAS DE ECC CON ALTURAS MAYORES A LOS 160 M

Para este tipo de presas se debe dar prioridad a los siguientes factores que influyen en su comportamiento:

- Riesgos geológicos
- Estabilidad de laderas y movimientos de roca
- Filtraciones y niveles de agua a través de la cimentación, laderas y terraplén
- Agrietamiento de las losas de la cara de concreto y movimiento de las juntas
- Sismos
- Deformaciones del terraplén

Por los factores antes mencionados y básicamente las deformaciones del terraplén, es importante considerar las deformaciones futuras de las losas de concreto, y en consecuencia, la magnitud de los movimientos de sus juntas debidos a los asentamientos de los materiales de respaldo.

El módulo de deformación E_c de un enrocamiento depende de los siguientes factores:

- La dureza y forma de los granos (medidos a través de la carga de ruptura de granos, Pa)
- Lo compacidad o grado de acomodo alcanzado (medido por la relación de vacíos)
- La granulometría (medida con el coeficiente de uniformidad)
- El tamaño máximo de la partícula

En general, E_c varía en proporción directa a P_a y al coeficiente de uniformidad, y en proporción inversa a la relación de vacíos y al tamaño máximo de partícula.

De los factores mencionados, sólo la dureza es una característica intrínseca del material; el resto puede ser controlado, hasta cierto punto, mediante especificaciones adecuadas. Para un mismo material, la compactación que pueda proporcionarse en campo depende de la energía aplicada, que a su vez depende del espesor de capa, el peso del equipo de compactación y el número de pasadas.

Tanto en la presa de Aguamilpa (figura II.13) como en TSQ1 se buscó obtener un alto módulo de deformación en la zona 3B (enrocamiento principal), sin preocuparse demasiado de los módulos de deformación de las zonas T y 3C (zona muerta y enrocamiento de respaldo). De hecho, en Aguamilpa la relación entre los módulos de la zona 3B a T y 3B a 3C es del orden de 3 a 6 veces.

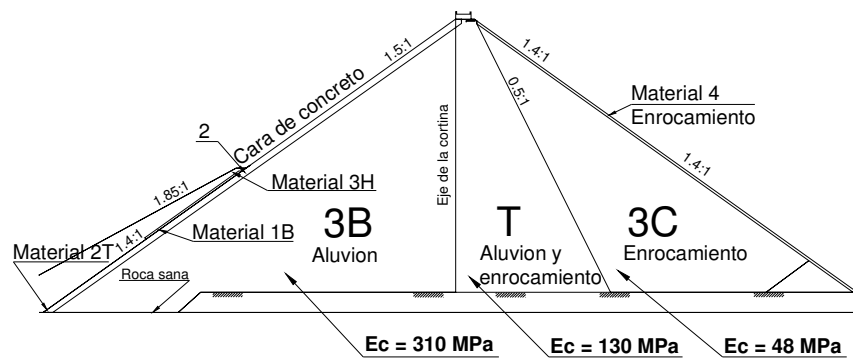


FIGURA II.13 ZONIFICACIÓN DE AGUAMILPA

Sin embargo, aunque el comportamiento de estas presas se considera adecuado, han presentado agrietamientos atribuidos a las fuertes diferencias entre los módulos de deformación del enrocamiento principal y de zonas del material adyacentes (Marulanda, 2000, Alberro, 1999). Ejemplo de ello es Aguamilpa (figura II.14), donde el respaldo aguas arriba perdió soporte al deformarse más el respaldo aguas abajo, generándose en la elástica de losas una doble curvatura, lo que provocó un punto de inflexión cerca de la corona, en la elev. 180 donde rompió el concreto (Alberro, 1998).

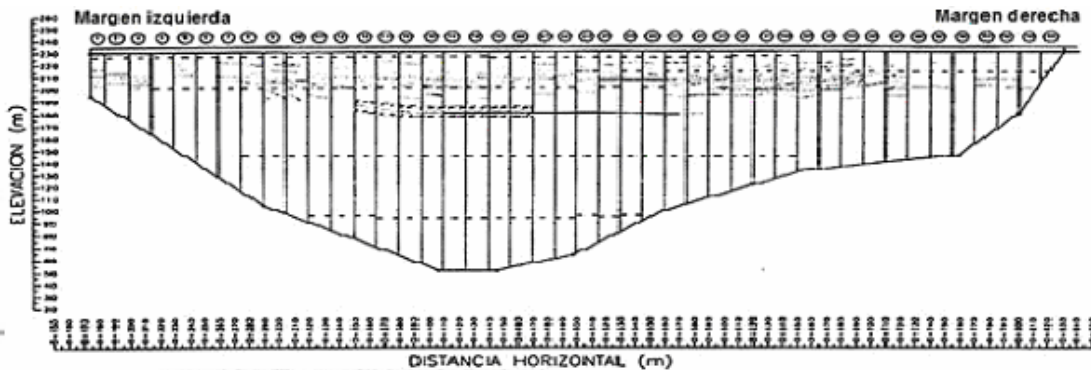


FIGURA II.14 AGRIETAMIENTO DE LA CARA DE CONCRETO DE AGUAMILPA

También se ha establecido que el origen de las grietas de la cara de concreto se debe a la deformación por “creep” del enrocamiento de respaldo de aguas abajo (Macedo, *et al*, 2000).

Considerando los precedentes mencionados, la zonificación de la cortina del P.H. El Cajón se propuso en primera instancia, atendiendo a los siguientes criterios:

- a) Una baja deformabilidad de enrocamiento en la zona 3B
- b) Una relación de módulos de deformación entre zonas adyacentes menor que 2
- c) Eficacia y eficiencia (es decir, comportamiento adecuado a un costo razonable)

Se consideró además que las laderas en la boquilla son de pendiente relativamente suave y que las juntas perimetrales y de tensión tendrán las tres barreras típicas contra filtraciones (sello de cobre, sello de PVC y material autosellante cubriendo estas juntas), y que la construcción se hará cumpliendo estrictamente con las especificaciones correspondientes.

Tomando como base para la zonificación del terraplén el desplazamiento máximo esperado de la cara de concreto y el módulo de deformación del material 3B durante la construcción, se tomaron en cuenta los siguientes aspectos:

1. Aceptar un máximo desplazamiento de la cara de concreto del orden de 60 cm, en vista de que la presa Foz do Areia se desplazó 70 cm con filtraciones de 260 l/s y éstas fueron reducidas a 60 l/s después de reparaciones relativamente sencillas.
2. La ecuación propuesta por Haceles para el cálculo de esta deformación (Haceles, 1999):

$$E_{II} = \frac{0.003 H^2}{2 \times \delta} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación II.4}$$

Donde:

- E_{II} Módulo de deformación del material 3B en el llenado, en MPa
- H Altura de la presa, en m
- δ Desplazamiento máximo de la cara de concreto

3. Considerar una relación E_{II}/E_c igual a 2 (valor usualmente encontrado en la práctica)

Con esto el módulo de deformación E_c , quedaría:

$$E_c = \frac{0.003 \times 188^2}{2 \times 0.6} = 88.36 \text{MPa}$$

Es decir, el módulo de deformación requerido para la construcción del enrocamiento resulta del orden de 85 MPa.

En cuanto a los taludes de aguas arriba y aguas abajo, éstos generalmente se diseñan con base en la experiencia. Con enrocamientos de buena calidad en zonas de sismicidad baja y media, generalmente se usan taludes 1.4H:1V, bajando a taludes 1.5H:1V para gravas o enrocamientos de relativa baja resistencia al corte. Para el P.H. El Cajón se

consideraron en principio, taludes de 1.5H:1V para el talud aguas arriba y 1.48H:1V para el de aguas abajo. Estos taludes se revisarían durante el análisis sísmico. También se revisaría la propuesta de Cooke (2002) de utilizar taludes 1.4:1 tanto aguas arriba como aguas abajo. Considerando los resultados obtenidos en las pruebas triaxiales, estos valores parecen factibles de utilizar, sin embargo, debe evaluarse si la pérdida de bordo libre ante acciones sísmicas no es significativa comparada con la opción original.

II.3.2 FINALIDAD DE LOS ESTUDIOS

Los estudios del material para enrocamiento de la cortina partieron de los siguientes objetivos:

- a) Definir el diseño de la voladura óptima que proporcione la granulometría requerida.
- b) Definir las especificaciones de colocación y compactación del enrocamiento que se planea utilizar en la construcción de la cortina
- c) Determinar las características de resistencia al corte y deformabilidad del enrocamiento
- d) Evaluar la influencia de las propiedades de resistencia y deformabilidad de los materiales en el comportamiento futuro de la presa (con especial cuidado en el comportamiento de la cara de concreto), definiendo riesgos de mal comportamiento y sus posibles soluciones a nivel de ingeniería de preconstrucción.
- e) Proporcionar las recomendaciones para la zonificación de materiales de la presa.

Para lograr estos objetivos se realizaron trabajos en campo y en laboratorio mediante la construcción de un pedraplén de prueba al que se le aplicaron ensayos geotécnicos y pruebas geofísicas, y el análisis en laboratorio de material procesado destinado a la zona de filtros de la cortina.

Con base en la información de los estudios del enrocamiento, con los resultados experimentales y con parámetros de experiencias previas en otros proyectos con el mismo tipo de cortina, se procedió a ejecutar análisis de elemento finito para pronosticar el orden de magnitud de los esfuerzos y deformaciones de la presa durante su etapa de construcción, llenado y después del llenado, considerando la interacción cortina-losa y las condiciones sísmicas del sitio.

Con ello se logró una evaluación del comportamiento del terraplén y la losa de concreto, considerando la geometría real de la boquilla y la zonificación de los materiales. También se obtuvieron las condiciones de soporte del plinto, el efecto viscoso a largo plazo (creep) y la evaluación de la respuesta dinámica de la presa.

II.3.3 PEDRAPLÉN DE PRUEBA

La construcción de terraplenes o pedraplenes de prueba, tiene como principal objetivo, determinar la relación esfuerzo-deformación para diferentes energías de compactación, con el fin de lograr un diseño apropiado para el terraplén de la cortina de acuerdo a las características mecánicas de los materiales disponibles.

Para la construcción del pedraplén del Cajón se consideró material del banco El Vertedor, situado a 200 m aguas debajo de la boquilla, en la margen derecha del río Santiago. Asimismo se acarrió material extraído del mismo banco a una planta de trituración (La Labor), donde los materiales fueron triturados a tamaños menores que 50 mm (2”), colocados en capas de 23 cm de espesor promedio, con contenidos de agua entre 5.6 y 7.3 %, homogeneizados con tractor y compactados con el rodillo de 10.5 t de masa, variando el número de pasadas entre 4 y 8 veces.

El pedraplén se dividió en dos etapas, de acuerdo a la altura del mismo y al peso del rodillo vibratorio. La primera etapa abarca los primeros 8.5 m de altura y se utilizó un rodillo de 7.5 ton de masa. En la segunda etapa se alcanzó una altura de 12.5 m y el peso del vibrocompactador utilizado fue de 10.6 ton.

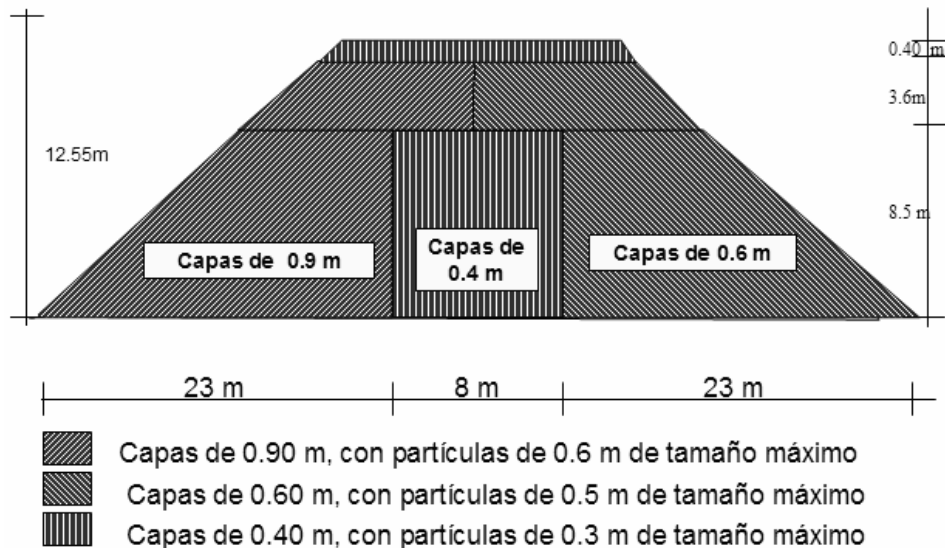


FIGURA II.15 PEDRAPLÉN DE PRUEBA PARA EL CAJÓN

En la primera etapa se partió de los siguientes parámetros:

- La ejecución de voladoras de prueba se efectuaría en los primeros 20 m de una zona seleccionada del banco El Vertedor con el fin de lograr una granulometría adecuada para ser utilizada en el terraplén de prueba.
- Para fines de la instrumentación del pedraplén (mediante celdas de carga y niveles hidráulicos) éste se dividiría en tres zonas: La zona 1 construida en capas de 90 cm de espesor; la zona 2 (central) con capas de 40 cm; y la zona 3 con capas de 60 cm.
- Los primeros 5 m del pedraplén se compactarían con 6 pasadas de un rodillo liso vibratorio de 7.5 t de masa en el tambor, agregando agua (del orden de 170 l/m³). En los siguientes 3.5 m se variaría el número de pasadas entre 4 y 8 para definir su influencia en el peso volumétrico.
- Sólo en una de las capas no se agregó agua antes de compactar.

La segunda etapa del pedraplén tuvo las siguientes características:

- Las voladuras de prueba para determinar la granulometría adecuada fueron hechas por debajo de 20 m de profundidad en el banco El Vertedor.
- Se continuó con las tres zonas establecidas desde la primera etapa, todas con los mismos espesores anteriores de 8,5 m a 12.5 m de altura.
- En las tres zonas el pedraplén se compactó con 4, 6 y 8 pasadas de un rodillo liso vibratorio de 10.6 ton de masa en el tambor, agregando el mismo volumen de agua por m³ de material colocado que en la primera etapa (del orden de 170 l/m³).

Los estudios realizados en campo en ambas etapas del pedraplén abarcan lo siguiente:

- Calas volumétricas gigantes para obtención de pesos volumétricos secos, la granulometría del material, su densidad de sólidos, y los límites de consistencia, tratándose de materiales finos.
- Ejecución de pruebas de placa confinada en el pedraplén para obtención de parámetros de deformabilidad.
- Pruebas de permeabilidad tipo Matsuo-Akai para evaluar la permeabilidad.
- Tendidos de refracción sísmica en la corona del terraplén para el cálculo de los módulos elásticos dinámicos.

Por su parte, en el laboratorio se efectuaron pruebas índice de muestras de enrocamiento y posteriormente pruebas mecánicas. Las primeras se realizaron con la finalidad de conocer las características de partículas individuales de enrocamiento; pues se sabe que el comportamiento de los enrocamientos integrales está íntimamente relacionado con el de partículas individuales (Marsal, 1972).

Las pruebas índice realizadas a las muestras de 6 m³ (por etapa) de enrocamiento proveniente del banco El Vertedor fueron las siguientes:

- Granulometría integral de los 12 m³ de material (material de ambas etapas)
- Densidad de sólidos
- Desgaste Los Ángeles
- Absorción
- Intemperismo acelerado
- Rotura de granos

Las pruebas mecánicas que se realizaron fueron:

- Pruebas de consolidación en odómetro mediano (probetas de 30 cm de diámetro y 38 mm de tamaño máximo), aplicando cargas de 24 hrs.
- Pruebas de consolidación en odómetro gigante (probetas de 1.05 m de diámetro y 17 cm de tamaño máximo), aplicando cargas cada 24 hrs.
- Pruebas triaxiales estáticas en probetas de 30 cm de diámetro, 70 cm de altura y 38 de tamaño máximo de partícula

Con el fin de lograr datos de asentamientos y esfuerzos verticales suficientes, y con esto obtener el módulo de deformabilidad del material seleccionado para construir el terraplén de prueba, se colocaron tres plataformas de instrumentación en los niveles +0, +4 y +7.5 m. En cada plataforma se colocaron tres celdas de presión y tres niveles hidráulicos, considerando que cada plataforma de instrumentación tiene tres zonas (capas de 90, 40 y 60 cm).

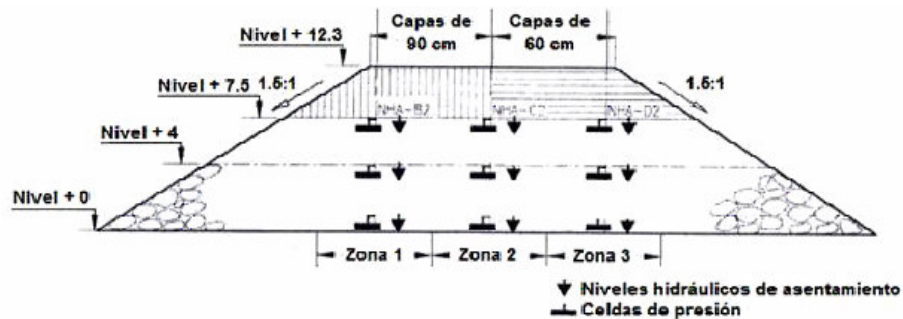


FIGURA II.16 INSTRUMENTACIÓN DEL PEDRAPLÉN DE PRUEBA

II.3.4 RESULTADOS DE LOS ESTUDIOS DEL ENROCAMIENTO

Los resultados que se presentan a continuación se derivan de las pruebas mencionadas anteriormente:

a) Pesos volumétricos y relaciones de vacíos del enrocamiento

DENSIDADES SECAS PROMEDIO (KG/M ³)							
1A. ETAPA (RODILLO DE 7.5 T DE PESO)				2A ETAPA (RODILLO DE 10.5 T DE PESO)			
No. de pasadas	DENSIDAD SECA PROMEDIO			No. de pasadas	DENSIDAD SECA PROMEDIO		
	Espesor (cm)				Espesor (cm)		
	40	60	90		40	60	90
4	2056.0	1953.5	1845.5	4	2077.0	2022.1	2015.0
6	2091.6	2039.5	1899.0	6	2148.5	2071.3	1928.3
8	2154.5	2026.0	1926.0	8	2149.0	1956.2	1896.3
RELACIÓN DE VACÍOS							
1A. ETAPA (RODILLO DE 7.5 T DE PESO)				2A ETAPA (RODILLO DE 10.5 T DE PESO)			
No. de pasadas	RELACIÓN DE VACÍO			No. de pasadas	RELACIÓN DE VACÍO		
	Espesor (cm)				Espesor (cm)		
	40	60	90		40	60	90
4	0.268	0.336	0.413	4	0.253	0.287	0.281
6	0.255	0.298	0.389	6	0.210	0.259	0.349
8	0.207	0.291	0.350	8	0.210	0.341	0.378

TABLA II.10 RESUMEN DE DENSIDADES SECAS Y RELACIONES DE VACÍO

Respecto a estos resultados se puede concluir lo siguiente:

- La densidad creció al aumentar el número de pasadas y/o el peso del rodillo. Cuando esto no sucedió se debió a que el rodillo no era eficiente para el espesor de capa considerada o el número de pruebas fue muy pequeño; lo que no hizo representativo el promedio obtenido.
- Los promedios de densidades y relaciones de vacíos obtenidos en las capas de 90 cm de espesor mostraron una gran erradicidad. Esto se atribuye, además del propio espesor, a los tamaños máximos de partículas incluidos en esta capa (del orden de 80 cm).
- En general, se puede afirmar que para espesores de capa de 40 cm es posible alcanzar relaciones de vacíos promedio del orden de 0,25 o menores, para rodillos de 10.6 t de peso y 4 a 6 pasadas. Para capas de 60 cm de espesor se obtuvieron relaciones de vacíos promedio entre 0.29 y 0.26 para 4 y 6 pasadas.
- Es de señalarse que la adición de agua incrementó de manera importante la densidad del enrocamiento sobre todo en las capas de 40 y 60 cm. Además de influir en el peso volumétrico, se sabe que la adición de agua reduce la deformación a largo plazo (creep) de los enrocamientos (Penman, 2000); aspecto favorable para el comportamiento de la presa.

b) Granulometría, densidad de sólidos y límites de consistencia

La granulometría del enrocamiento obtenida para las tres zonas del pedraplén (figura II.17) puede caracterizarse como bien graduada y de granos blandos (con un coeficiente de uniformidad, D_{60}/D_{10} , promedio mayor que 30). En la figura II.18 aparecen las granulometrías utilizadas en otras presas. Se observa que la granulometría del pedraplén es similar a las utilizadas en presas como Aguamilpa, Alto Anchicayá y Hongjiadu.

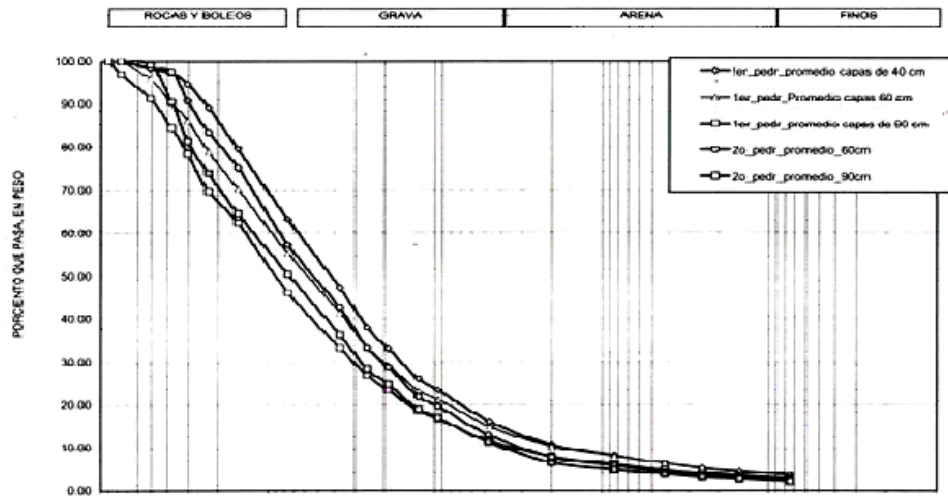


FIGURA II.17 GRANULOMETRÍAS PROMEDIO DE LAS TRES ZONAS DEL TERRAPLÉN

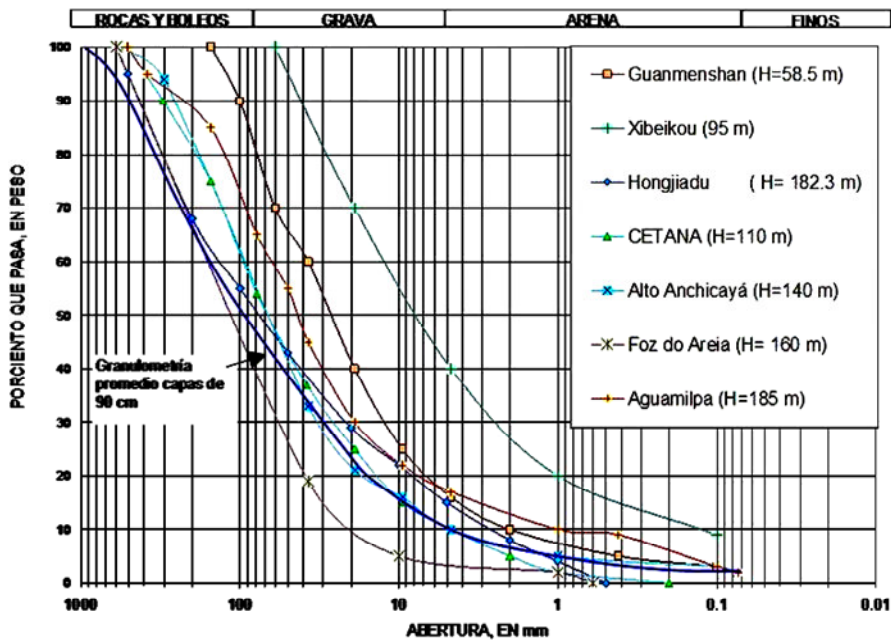


FIGURA II.18 GRANULOMETRÍAS UTILIZADAS EN OTRAS PRESAS DE ECC PARA EL MATERIAL 3B

El contenido promedio de finos fue menor que 4%. Estos finos son limos no plásticos o de muy baja plasticidad, producto del fracturamiento de la roca al ser explotada con explosivos. En general no se presentó incremento de porcentaje de finos del material después de ser compactado. La densidad de sólidos promedio del enrocamiento resultó de 2.62.

Es significativo que, en general, el enrocamiento mejora en cuanto a la dureza de grano con la profundidad de extracción, aunque mantiene su clasificación de grano blando.

c) Módulos de deformabilidad estáticos (pruebas de placa e instrumentación)

A continuación se presentan los módulos de deformabilidad estáticos (E) obtenidos mediante las pruebas de placa confinada en los niveles +5.0, +8.0 y +12.3 del pedraplén de prueba.

No. de prueba	Elevación	Espesor de capa de la zona de prueba	E promedio de ΔE	E regresión lineal	E promedio general	Desviación estándar	Coefficiente de variación	Módulo elástico dinámico	Intervalo del valor esperado del promedio de E	
		m	Mpa	Mpa	MPa	MPa	%	MPa	Min	Máx
5	5.0	0.4	62	75	91.5	28.5	31.1	247.0	61.7	119.2
7	5.0	0.4	95	90						
8	5.0	0.4	87	96						
10	8.5	0.4	108	94						
11	8.5	0.4	60	54						
15	8.5	0.4	126	140						
2	5.0	0.6	90	87	86.7	12.8	14.8	252.0	73.2	99.2
3	5.0	0.6	102	98						
4	5.0	0.6	64	65						
9	8.5	0.6	87	83						
13	8.5	0.6	98	101						
14	8.5	0.6	96	87						
1	5.0	0.9	158	149	114.1	41.8	36.7	175.0		
6	5.0	0.9	88	89						
12	8.5	0.9	102	104						
16	12.0	0.6	125	139	109.2	25.6	23.5			
18	12.0	0.6	88	94						
21	12.0	0.6	94	95						
17	12.0	0.6	68	74						
19	12.0	0.6	115	125	104.8	26.8	25.6			
20	12.0	0.6	105	115						

TABLA II.11 RESULTADOS DE PRUEBAS DE PLACA CONFINADA

Se observa una gran dispersión en los resultados. En general, los módulos de deformación confinados del enrocamiento, medidos en pruebas de placa, dan valores esperados entre 60 y 120 MPa para relaciones de vacíos del orden de 0.25. Los módulos promedio para las capas de 40 y 60 cm varían de 90 a 110 MPa, mientras que los valores mínimos esperados para niveles de confianza de 95% están entre 60 y 70 MPa. El enrocamiento colocado en capas de 90 cm de espesor tiene un E promedio del orden de 110 MPa. Sin embargo, conviene aclarar que estos valores están influenciados por la presencia de fragmentos de roca del tamaño de la placa utilizada o mayores, por lo cual no pueden considerarse como representativos.

En la siguiente tabla se presentan los módulos de deformación estáticos obtenidos mediante la instrumentación del pedraplén.

Espesor de capa (cm)	Relación de vacíos promedio	Módulo de deformación (MPa)
40	0.255	70
60	0.286	60
90	0.389	30

TABLA II.12 MÓDULOS DE ELASTICIDAD OBTENIDOS CON NHA INSTALADOS EN EL PEDRAPLÉN DE PRUEBA

d) Módulos de deformabilidad dinámicos

Se obtuvieron empleando el método microsísmico, el cual consiste en la medición de los tiempos de tránsito de las ondas sísmicas (generadas por un marro de 5.5 kg de masa) por medio de un tendido corto de refracción.

Los resultados de estos trabajos aparecen resumidos en la tabla II.13. Para cada zona se obtuvo el módulo elástico dinámico (E_d), el módulo de rigidez dinámica y la relación de Poisson (μ). Dichos resultados parten de las ecuaciones que relacionan la velocidad de onda, los módulos de Poisson y los módulos del enrocamiento (ecuaciones II.1, II.2 y II.3)

Zona	Espesor de capa (cm)	E_d (MPa)	G (MPa)	μ
1	90	175	62	0.4
2	40	247	89	0.39
3	60	252	100	0.37

TABLA II.13 RESUMEN DE RESULTADOS DE MÓDULOS DE DEFORMABILIDAD DINÁMICOS

e) Permeabilidad

En las zonas 1 y 3 del pedraplén (con espesores de 0.9 y 0.6m, respectivamente) el agua se filtró libremente sin levantar tirante.

En la zona 2 (con espesor de 0.4 m), la primera prueba también filtró libremente y en la segunda se obtuvo un coeficiente de permeabilidad, $k = 2.66$ cm/s.

f) Material triturado en la planta “La labor”

Los resultados de la granulometría del material triturado en la planta “La Labor”, correspondiente a la zona 2 del enrocamiento (filtros), indicaron que éste no cumple con la granulometría propuesta por Sherard para este material (menos de 5% pasando la malla No. 200).

No obstante, en las pruebas de laboratorio de materiales con granulometría similar a la que se especifica para el material 2, sí se alcanzan relaciones de vacíos del orden de 0.21, lo que permitió afirmar que en campo sería posible obtener valores aún menores, al menos de 0.20.

g) Características índice

El resumen de las pruebas índice realizadas al enrocamiento proveniente de la séptima voladura del banco El Vertedor, se presentan en la tabla II.14. En la tabla II.15 se muestra la clasificación de enrocamientos, según Marsal (1972).

Prueba	Condición de prueba	Pa, para dm=50mm	Absorción de agua	Desgaste de Los Angeles	Granulometría	Cu	Tipo de enrocamiento	
		kN	%	%				
Prueba 1	Seca	3.6	4.7	31.1	Bien graduada	>10	3W	
	Saturada	2.8						
Prueba 2	Seca	1.9	4.53		22	Bien graduada	>10	3W
	Saturada	1.8						
Prueba 3	Seca	4.8	4.9	22	Bien graduada	>10	3W	
	Saturada	3.3						
Prueba 4	Seca	4	5.5	22	Bien graduada	>10	3W	
	Saturada	3.6						

TABLA II.14 RESUMEN DE RESULTADOS DE LAS PRUEBAS ÍNDICE REALIZADAS A LOS ENROCAMIENTOS

Material	Pa, para dm=50mm	Absorción de agua	Desgaste de Los Angeles	Granulometría	Cu	Tipo de enrocamiento
	kN	%	%			
Granos duros	>10	1 a 2.5%	<15	Uniforme	1-3	1U
				Bien graduada	>10	1W
Granos semiduros	>10		15-25	Uniforme	1-3	2U
				Bien graduada	>10	2W
Granos blandos	>10	2.5-15	>25	Bien graduada	1-3	3U
				Bien graduada	>10	3W

TABLA II.15 CLASIFICACIÓN DE ENROCAMIENTOS (MARSAL, 1972)

Según el sistema de clasificación propuesto por Marsal (1972), con los valores y los resultados de las pruebas índice, este material se puede clasificar en la nomenclatura 3W, que corresponde a un enrocamiento de granos blandos, bien graduado y que puede tener asentamientos no despreciables.

En general, el enrocamiento mejora en cuanto a dureza de grano con la profundidad de extracción, aunque mantiene su clasificación de grano blando.

h) Resistencia al corte

Se realizaron dos pruebas triaxiales consolidadas drenadas en probetas de enrocamiento de 30 cm de diámetro y 70 cm de altura.

Las pruebas se ejecutaron en especímenes con una granulometría con tamaño máximo de 25 mm, coeficiente de uniformidad similar al de campo y densidad seca entre 1.995 y 2.016 (relaciones de vacío entre 0.312 y 0.30).

Se observa que este enrocamiento posee resistencia al corte alta ($\Phi=58.5^\circ$ y $\Delta\Phi=12^\circ$), por lo que no se prevén problemas de estabilidad de la presa.

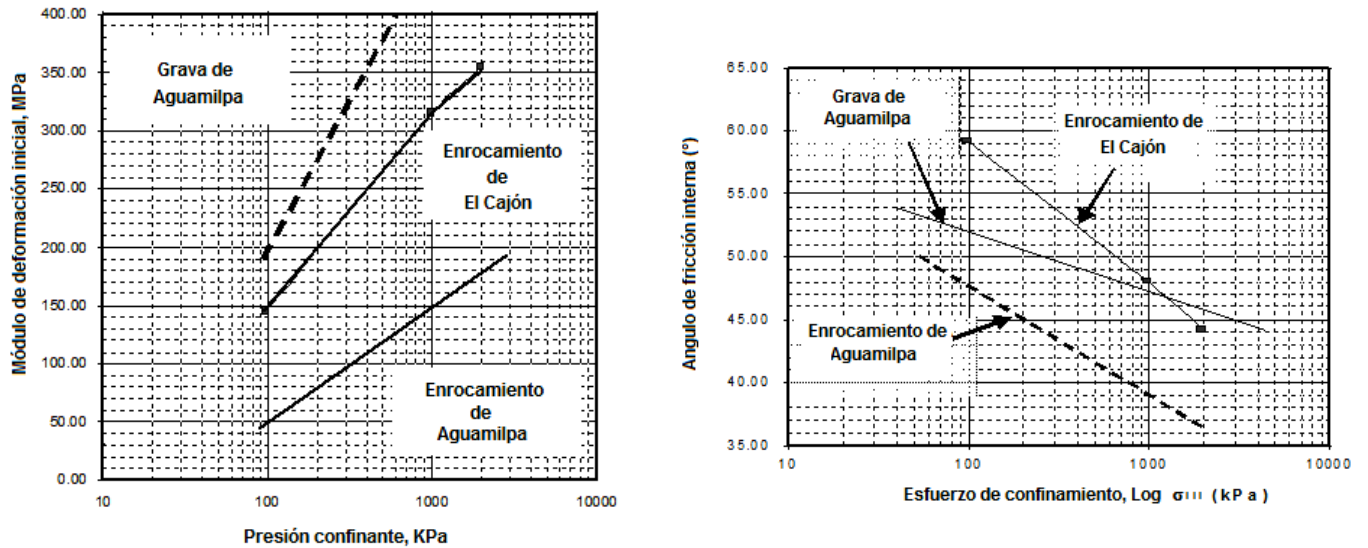


FIGURA II.19 RESULTADOS DE PRUEBAS TRIAXIALES

i) Deformabilidad

▪ Comportamiento elastoplástico (desplazamientos inmediatos)

Las pruebas 1 y 3 de consolidación en odómetro mediano y gigante, respectivamente, se realizaron saturando la probeta a un nivel de carga definido, sin que se observara un colapso de importancia, aunque si un decremento importante en el módulo de deformación. Las pruebas 5 y 6 (odómetro mediano) 1-G (odómetro gigante) se realizaron en seco totalmente. Las pruebas 4 y 5 (odómetro mediano y 2-G (odómetro gigante) se ejecutaron saturando al espécimen antes del primer incremento de carga y manteniéndolo saturado durante toda la prueba. En todas las pruebas los incrementos de carga se aplicaron cada 24 hrs.

Los módulos de deformación confinados (M_{oc}), obtenidos de pruebas de odómetro mediano dieron valores entre 110 y 200 MPa para condiciones secas; presiones verticales entre 0.25 y 5 MPa; relaciones de vacíos entre 0.208 y 0.225 y tamaño máximo de partícula de 38mm. Para condiciones saturadas, estos módulos decrecieron a valores entre 75 y 150 MPa.

Los módulos de deformación no confinados (obtenidos a partir del M_{oc}) variaron entre valores de 70 y 140 MPa para la probeta saturada; relación de vacíos de 0.28 y presiones verticales entre 0.25 y 5 MPa. Para probetas secas estos módulos se incrementaron a valores entre 110 y 170 MPa.

Es de señalarse que, en las pruebas de odómetro que se llevaron a cabo con probetas medianas y gigantes bajo diferentes condiciones de saturación, se determinó que dicha saturación no genera colapso apreciable en el material.

II.3.5 ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS Y DEFORMACIONES INMEDIATOS

Los cálculos para los análisis de elemento finito que se presentan, se basan en las bases para la zonificación y en la información generada por la investigación de campo y de laboratorio, realizada en el pedraplén de prueba y complementada por el uso de correlaciones empíricas establecidas en la literatura y comprobadas en la práctica.

Tomando en cuenta los valores esperados de los módulos de deformación, obtenidos de las pruebas de placa, la instrumentación y las pruebas con odómetro mediano y gigante, así como los valores de E_c medidos en Aguamilpa, es posible afirmar que: el enrocamiento del banco El Vertedor, con una granulometría bien graduada, colocado en capas de 60 cm de espesor y compactado con 6 pasadas de rodillo liso vibratorio (RLV) de 10.3 ton de peso, alcanzará una relación de vacíos promedio de 0.26 y un módulo de deformación entre 70 y 80 MPa.

Las zonas T y 3C deberán tener valores mayores a 40 MPa y 20 MPa, respectivamente. El talud de la línea que separa a las zonas T y 3C depende de la calidad del enrocamiento. En principio se propuso un talud de 0.5:1, aunque también se analizó uno de 0.7:1, propuesto por J. Alberro (2002).

En la tabla II.15 se presenta un resumen de las zonificaciones analizadas. Se pueden observar los parámetros de compactación, espesor de capa, propiedades del material, el rango de los módulos de deformación considerados y, finalmente, las deflexiones máximas calculadas en la losa. Al respecto se concluyó lo siguiente:

- Las alternativas I, II, III y V (zona 3B con capas de 0.6 m de espesor y variando únicamente las características de la zona T y 3C), prácticamente proporcionan el mismo resultado en cuanto a desplazamiento máximo de la cara de concreto (del orden de 50-60 cm).
- La principal diferencia es que la alternativa II (zona T con capas de 0,8 m y zona 3C con capas de 1.2 m) presenta desplazamientos horizontales y verticales ligeramente mayores en la parte superior de la presa, debido sobre todo a la presencia de un material 3C con un módulo de deformación relativamente bajo. Sin embargo, esta diferencia es mínima, por lo que no parece que tenga una relevancia importante en el comportamiento de la presa.
- Si bien las alternativas III y V presentan contornos de desplazamientos verticales más suavizados y una deformación de la cara de concreto con una concavidad hacia arriba ligeramente mayor que las obtenidas con las alternativas I y II, prácticamente no existirá una diferencia significativa en el comportamiento de la presa para las cuatro alternativas (J. de D. Alemán, 2002). Es decir, todas estas alternativas garantizan un comportamiento adecuado de la presa.
- Ninguna de estas alternativas presenta un cambio de curvatura en la deformada de la presa, por lo que no se prevén problemas de agrietamientos por esa causa (a diferencia de lo que ha pasado en Aguamilpa). Esto se debe a que la diferencia de módulos entre zonas adyacentes es menor que 2.
- Para la opción IV (recomendada por J.B. Cooke), el desplazamiento máximo de la cara de concreto es del orden de 120 cm, valor que pudiera implicar riesgos de

deformaciones excesivas de la junta perimetral y posibles agrietamientos en la cara de concreto.

- Los contornos de esfuerzos y desplazamientos para la alternativa III.c, para la cual se consideró un talud aguas arriba de 1.4:1, son prácticamente las mismas que para las alternativas con taludes 1.5:1.
- Se considera factible la utilización de taludes aguas arriba y aguas abajo de 1.4:1.
- Al añadir agua antes de la compactación en toda la presa, se estima que el asentamiento de la corona de la presa a largo plazo será del orden de 0.1% de la altura (20 cm), lo cual es muy satisfactorio. Por ello, el uso de agua en todas las zonas de la presa debe ser obligatorio para garantizar que se alcancen las relaciones de vacíos establecidas y reducir los asentamientos a largo plazo de la presa. Se recomienda una cantidad de 200 l/m³ de enrocamiento (20 % en volumen).

No. de alternativa	Zona	Tipo y tamaño de material	Espesor de capa (m)	Procedimiento de compactación	Valores de los parámetros			Deflexión máxima calculada en la losa (m)
					Densidad seca Mg/m ³	Relación de vacíos E	Modulo de deformación E _c MPa	
I	3B	Enrocamiento (ignimbrita). 0.5 m de tamaño máximo	0.6	6 pasadas RLV de 10.6 t, agregando 20 % de agua	2.096	0.25	70 – 80	0.5 – 0.6
	T	Enrocamiento (Ignimbrita). 0.6 m de tamaño máximo	0.8	6 pasadas RLV de 10.6 t, agregando 20 % de agua	2.047	0.28	40 - 45	
	3C	Enrocamiento (ignimbrita) 0.6 m de tamaño máximo	0.8	6 pasadas RLV de 10.6 t, agregando 20 % de agua	2.047	0.28	40 - 45	
II	3B	Enrocamiento (ignimbrita). 0.5 m de tamaño máximo	0.6	6 pasadas RLV de 10.6 t, agregando 20 % de agua	2.096	0.25	70 - 80	0.5-0.6
	T	Enrocamiento (Ignimbrita). 0.6 m de tamaño máximo	0.8	6 pasadas RLV de 10.6 t, agregando 20 % de agua	2.047	0.28	40 - 45	
	3C	Enrocamiento (ignimbrita) 0.8 m de tamaño máximo	1.2	6 pasadas RLV de 10.6 t, agregando 20 % de agua	--	--	20 – 25	
III ^(b)	3B	Enrocamiento (ignimbrita). 0.5 m de tamaño máximo	0.6	6 pasadas RLV de 10.6 t, agregando 20 % de agua	2.096	0.25	70 - 80	0.5-0.6
	T	Enrocamiento (Ignimbrita) 0.5 m de tamaño máximo	0.6	6 pasadas RLV de 10.6 t, agregando 20 % de agua	2.047	0.25	70 - 80	
	3C	Enrocamiento (ignimbrita) 0.8 m de tamaño máximo	1.2	6 pasadas RLV de 10.6 t, agregando 20 % de agua	--	--	20 - 25	
IV ^(c)	3B	Enrocamiento (ignimbrita). 0.8 m de tamaño máximo	0.8	4 pasadas RLV de 10.6 t, agregando 20 % de agua	2.015	0.30	30-35	1.1 – 1.26
	T	Enrocamiento (Ignimbrita) 0.8 m de tamaño máximo	0.8	4 pasadas RLV de 10.6 t, agregando 20% de agua	2.015	0.30	30-35	
	3C	Enrocamiento (ignimbrita) 1.6 m de tamaño máximo	1.6	6 pasadas RLV de 10.6 t, Sin agua	--	--	20	
V ^(d)	3B	Enrocamiento (ignimbrita). 0.5 m de tamaño máximo	0.6	6 pasadas RLV de 10.6 t, agregando 20 % de agua	2.096	0.25	70 - 80	0.5-0.6
	T	Enrocamiento (Ignimbrita) 0.6 m de tamaño máximo	0.8	6 pasadas RLV de 10.6 t, agregando 20 % de agua	2.047	0.28	40 - 45	
	3C	Enrocamiento (ignimbrita) 0.8 m de tamaño máximo	1.0	6 pasadas RLV de 10.6 t, agregando 20 % de agua	--	--	30 - 35	

TABLA II.16 ZONIFICACIONES DE LA PRESA PARA ANÁLISIS DE ELEMENTO FINITO

Notas:

- La modelación se realizó suponiendo un comportamiento elástico de los materiales involucrados, hipótesis que ha logrado reproducir convenientemente el comportamiento de este tipo de presas (Alberro, 1998).
- Propuesta de J. Alberro
- Propuesta de J.B. Cooke
- Propuesta de Dr. D. Reséndiz
- La alternativa III se modeló con talud entre zona T y 3C de 0.5:1 y 0.7:1, así como con talud aguas arriba de 1.5:1 y 1.4:1

Con base en este análisis, la propuesta más recomendable resulta ser la alternativa II (J. de D. Alemán, 2002), agregando una zona 3A (Cooke, 2002) que funcione como filtro de transición entre la zona 2 y 3B.

La zonificación, características de colocación, compactación, y las granulometrías recomendadas, se muestran en la figura II.20. Otras especificaciones de colocación y compactación son:

- El peso estático del rodillo liso vibratorio para la compactación será de 10 ton
- Al material que constituye la zona de filtros (2F, 2 y 3A) se agregará la cantidad óptima de agua y deberá estar libre de zonas segregadas.
- Los materiales 3A, T y 3C se colocaran mediante el procedimiento de balconeo (figura I.25) y se les agregarán 200 L/m³ de agua durante su colocación.
- El material 2F, 2, 3A y T se compactará hasta alcanzar la relación de vacíos especificada.
- El material 3C se compactará con 6 pasadas de rodillo liso vibratorio.
- El material 4 se colocará acuñándolo en la cara aguas abajo de la cortina de tal manera que presente una apariencia uniforme.
- El material 3B se compactará con el número de pasadas necesario para alcanzar un peso volumétrico seco mínimo de 20.4 N/m³ (equivalente a una relación de vacíos de 0.25 y una densidad seca de 2,070 kg/m³).

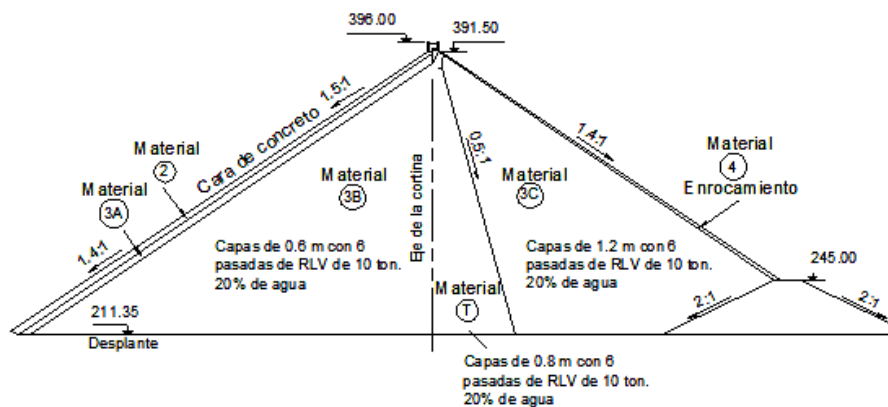


FIGURA II.20 ZONIFICACIÓN RECOMENDADA (J. DE D. ALEMÁN, 2002)

En la siguiente tabla se pueden observar las características de cada material que compone la zonificación recomendada. Posteriormente se presentan las bandas granulométricas que corresponden a dichos materiales.

Material	Zona en la estructura	Origen	Características	Espesor de capa (cm)	Rel. de vacíos e
2F	Filtro bajo la junta perimetral y juntas de tensión	Bancos aluvión y/o del banco de roca El Vertedor	Grava arena limosa bien graduada. Granulometría mostrada en la figura II.22	30	0.22
2	Soporte de losa	Banco El Vertedor	Grava arena limosa con contenido de finos entre 6 y 10% pasando la malla No. 4 mayor que 40%. Granulometría mostrada en la figura II.21	30	≤ 0.22
3A	Filtro/transición entre zona 2 y 3B	Banco El Vertedor	Enrocamiento bien graduado con tamaño máximo de 50 cm. Granulometría mostrada en la figura II.21	30	≤ 0.24
3B	Enrocamiento principal	Banco El Vertedor	Enrocamiento bien graduado con tamaño máximo de 50 cm. Granulometría mostrada en la figura II.23	60	≤ 0.25
T	Transición	Banco El Vertedor	Enrocamiento bien graduado con tamaño máximo de 70 cm. Granulometría mostrada en la figura II.24	80	0.28
3C	Respaldo de aguas arriba	Excavaciones y/o banco de roca El Vertedor	Enrocamiento bien graduado con tamaño máximo de 80 cm. Granulometría mostrada en la figura II.25	120	
4	Enrocamiento de protección	Excavaciones y/o banco de roca El Vertedor	Fragmentos de roca sana con tamaño mayor que 80 cm		

TABLA II.17 CUADRO DE MATERIALES RECOMENDADO

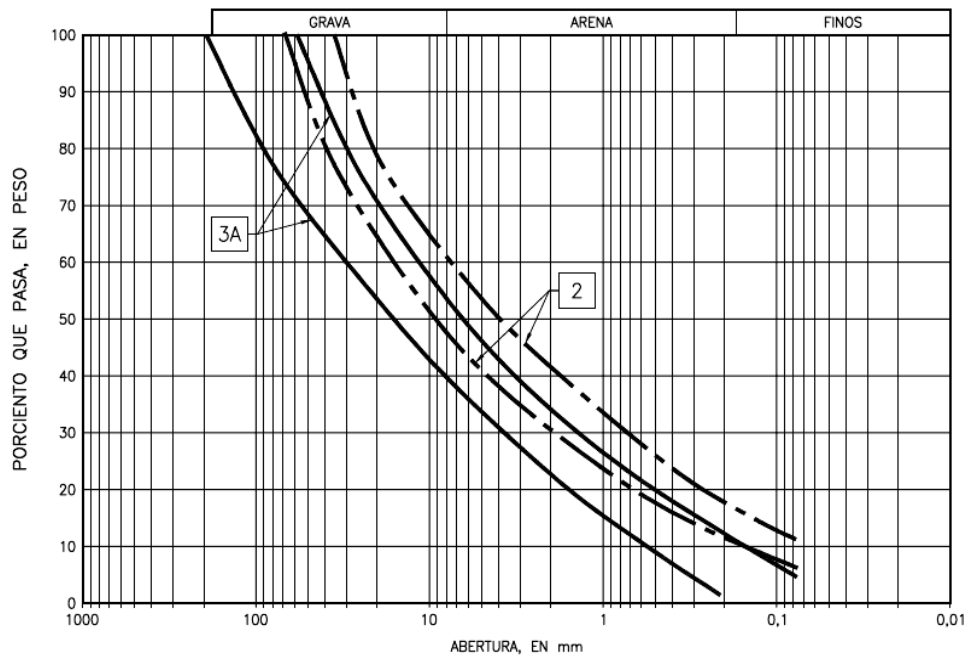


FIGURA II.21 BANDAS GRANULOMÉTRICAS RECOMENDADAS PARA EL MATERIAL 2 Y 3A

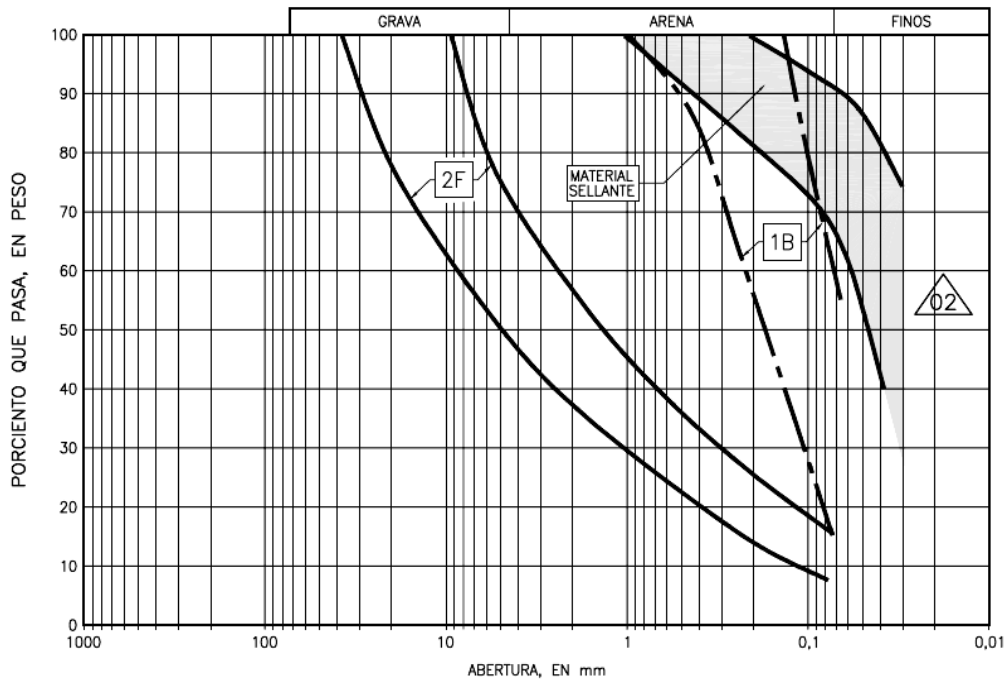


FIGURA II.22 BANDAS GRANULOMÉTRICAS RECOMENDADAS PARA EL MATERIAL 2F, 1B Y MAT. SELLANTE

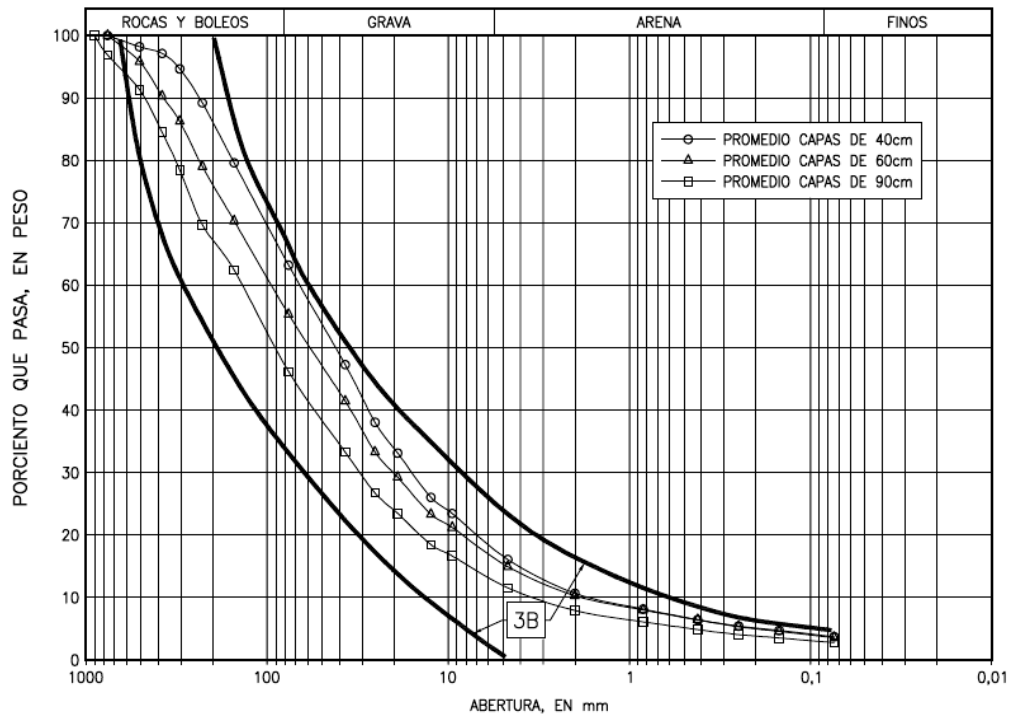


FIGURA II.23 BANDAS GRANULOMÉTRICAS RECOMENDADAS PARA EL MATERIAL 3B

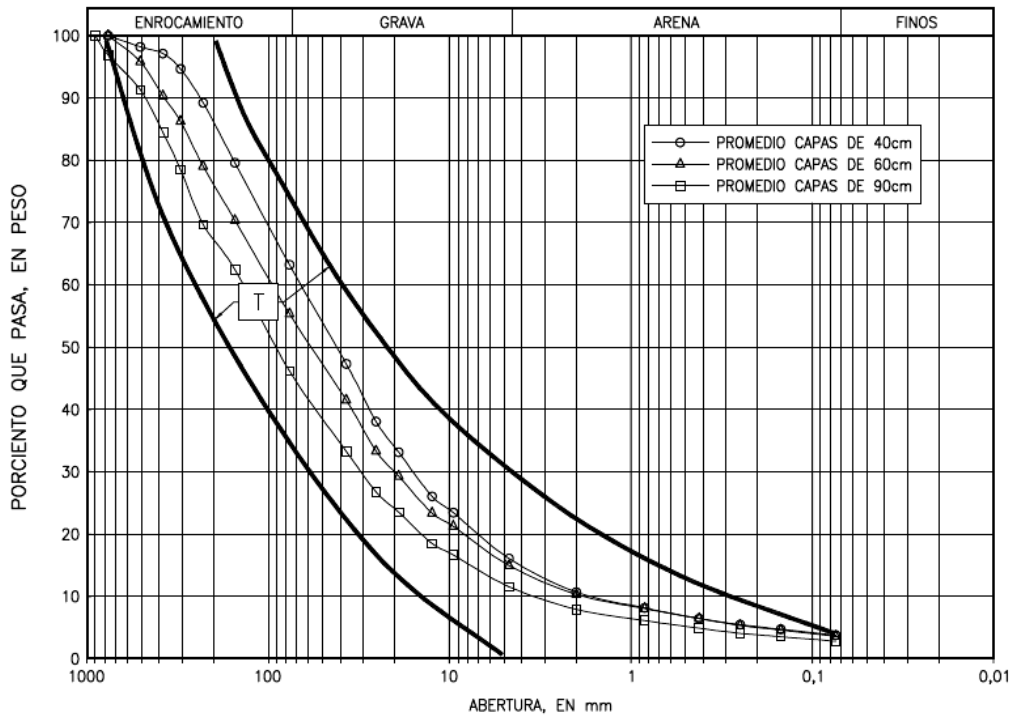


FIGURA II.24 BANDAS GRANULOMÉTRICAS RECOMENDADAS PARA EL MATERIAL T

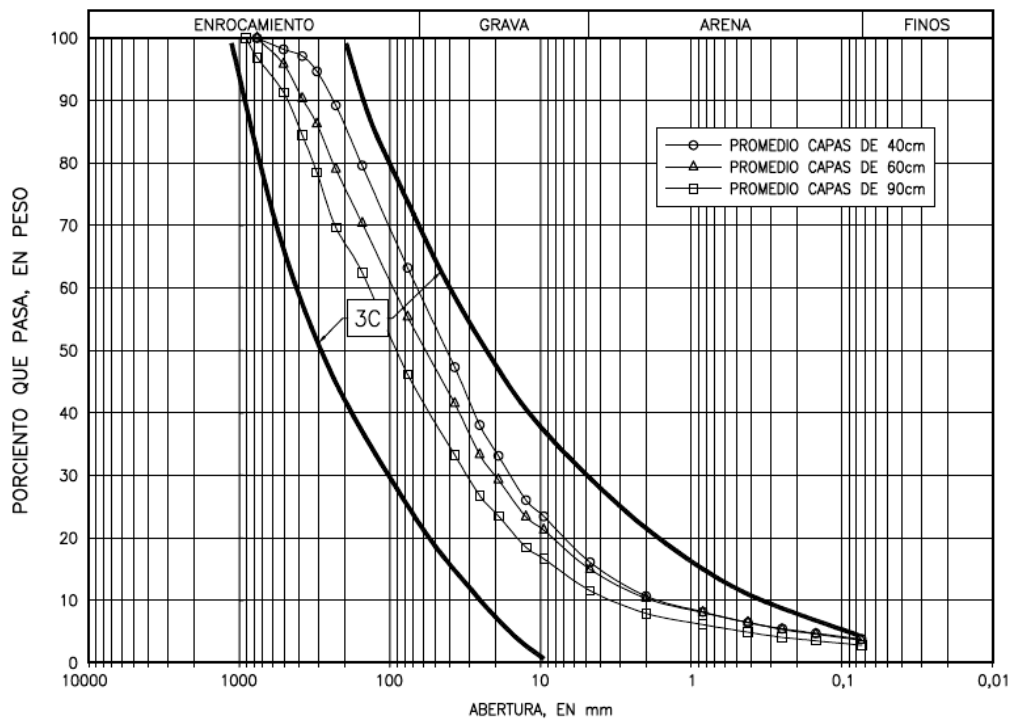


FIGURA II.25 BANDAS GRANULOMÉTRICAS RECOMENDADAS PARA EL MATERIAL 3C

II.3.6 ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS A LARGO PLAZO

Las alternativas I, II, III y IV consideran la utilización de agua durante la compactación del enrocamiento en toda la presa; lo cual, además de mejorar las características de compactación del material, reduce de manera significativa los desplazamientos a largo plazo (Penman, 2000). Además, de acuerdo a los resultados de las pruebas odométricas que se le realizaron al enrocamiento, el material presentó el clásico comportamiento de tipo viscoplástico, es decir: se continua deformando a través del tiempo ante una carga sostenida, con líneas prácticamente rectas en un gráfico deformación vs logaritmo de tiempo.

Tomando en cuenta lo anterior y utilizando el modelo de Mitchell (Mitchell, 1993), es posible calcular el orden de magnitud que se puede esperar de la deformación axial a largo plazo de la presa.

El modelo de Mitchel define la deformación a largo plazo con base en la siguiente ecuación:

$$\varepsilon^c = Ae^{\alpha D} t_1 \ln(t) \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación II.5}$$

Donde:

- ε^c Deformación axial a largo plazo, en %
- t_1 Tiempo de referencia, se consideró de 10 min
- t Tiempo para el cual se calcula la deformación axial por creep, en min
- A Constante del material, valor de la ordenada al origen de la gráfica de $d\varepsilon^c/dt$ vs D para t_1
- D Nivel de carga considerado, se considera la carga vertical aplicada en el odómetro

Tomando las gráficas de las pruebas de odómetro gigante, para la condición seca y saturada, se encontraron los siguientes valores:

Parámetro	Condición saturada	Condición seca
α	0.000084	0.00015
A	0.00295	0.00119

TABLA II.18 COEFICIENTES DEL MEDELO DE MICHEL PARA CONDICIONES SECA Y SATURADA

La ecuación II.5 aparece graficada, para los parámetros anteriores, en la figura II.26. Se puede observar que más del 70% de la deformación a largo plazo ocurre durante el primer año y que del año 2 al 10 la deformación axial al largo plazo sería del orden de 0.1% para las zonas de la presa más esforzadas. En los siguientes años la deformación ya es despreciable.

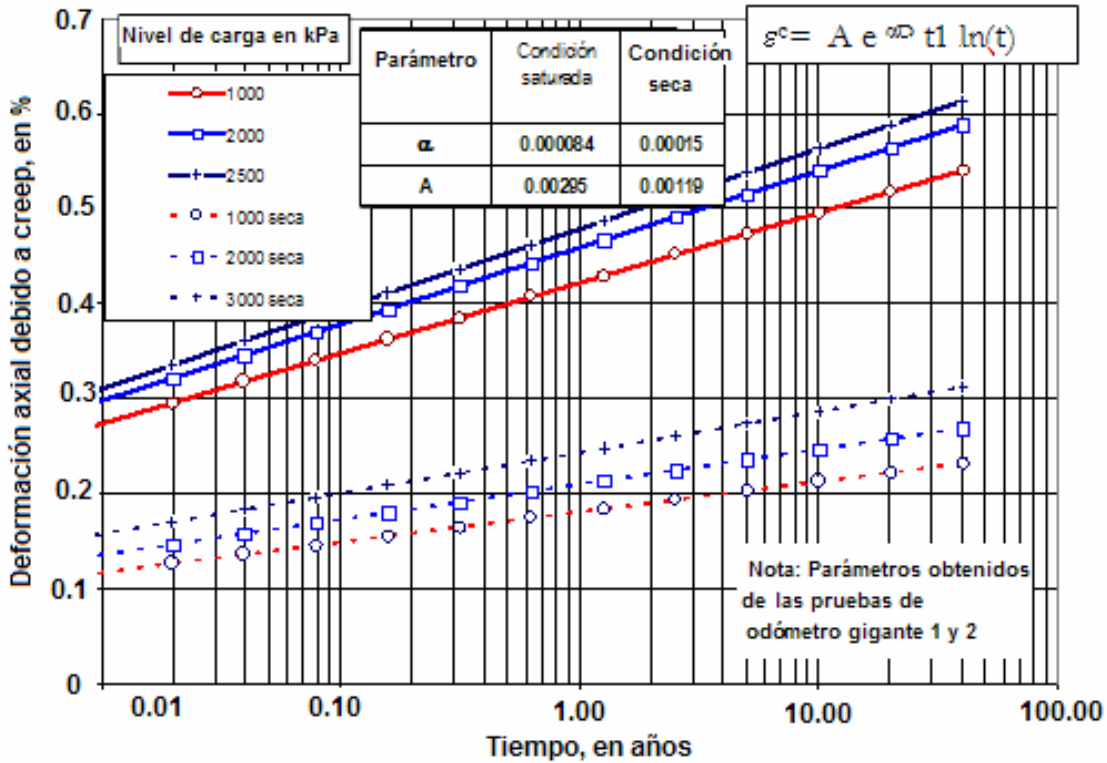


FIGURA II.26 GRÁFICA DE DEFORMACIÓN AXIAL A LARGO PLAZO (CREEP) VS. TIEMPO

Por lo anterior, es posible predecir, conservadoramente, que la deformación de la presa con el tiempo después de construida será del orden de 0.1% de altura, es decir, 20 cm (Aguamilpa, hasta el año 2002 se asentó aproximadamente 45 cm).

II.3.7 ANÁLISIS ESTÁTICOS TRIDIMENSIONALES

Con el objeto de definir con mayor detalle las zonas de tensión de la cara de concreto se realizaron análisis estáticos mediante modelos de elemento finito tridimensionales, tomando en cuenta los siguientes escenarios:

- Al final de la construcción
- Durante el llenado
- Varios instantes después del llenado (5, 10, 20 y 50 años).

El considerar las diferentes etapas de la vida de la cortina permite seguir la evolución del desempeño del pedraplén, así como predecir su funcionamiento futuro.

La zonificación que se analizó fue la recomendada anteriormente, tomando en cuenta las cinco zonas más importantes del pedraplén: 3C, T, 3B, 3A y 2. Las características de estos materiales se muestran a continuación:

Zonas	Características				
	Material	Tamaño máximo (cm)	Espesor (cm)	Agua agregada durante su colocación (1t/m ³)	Número de pasadas con vibrocompactador de 10 ton
3C	Enrocamiento bien graduado	80	100	200	6
T	Enrocamiento bien graduado	60	80	200	6
3B	Enrocamiento bien graduado	50	60	200	Las necesarias para obtener $\gamma_d > 20.4 \text{ kN/m}^3$
3A	Enrocamiento bien graduado	20			
2	Grava arena limosa				

TABLA II.19 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS EN EL PEDRAPLÉN

Se propusieron dos alternativas para definir la pendiente de contacto entre el material 3C y el T:

$$0.5(V) : 1(H)$$

$$0.7 : 1$$

Con la segunda alternativa se esperan menores asentamientos en la cortina.

Por la asimetría de la configuración de la boquilla, el análisis se llevó a cabo considerando todo el cuerpo de la cortina, y simplificando su geometría por medio de mallas sin que se comprometiera la precisión del análisis. Asimismo, se supuso un piso plano, uniforme en toda la sección transversal, con el nivel correspondiente al plinto. La malla de elemento finito resultante, al haber hecho estas consideraciones es como la que se muestra en la siguiente figura:

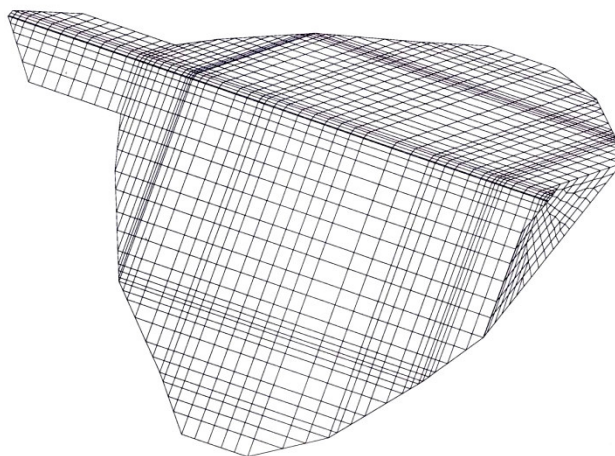


FIGURA II.27 VISTA GENERAL DE LA MALLA DE ELEMENTO FINITO

Las condiciones de frontera se definen a lo largo de todo el contacto pedraplén-roca (cauce y laderas). La cimentación rocosa se considera rígida por su baja deformabilidad y en consecuencia, todo el contacto pedraplén-roca es fijo donde los tres desplazamientos se consideran nulos.

La construcción de la cortina se simuló en 25 etapas.

Además, en este estudio se consideró que los tres movimientos a los que está sometida la losa (de talud, normal y horizontal) se encuentran completamente libres, hipótesis que equivale a que las rigideces en el contacto losa-plinto son nulas. Esta simplificación, además de no estar muy lejos de la realidad, permite conocer los máximos movimientos del plinto, datos importantes para el diseño.

Los parámetros elásticos considerados para el análisis al final de la construcción son los que se muestran en la tabla II.20.

Material	Peso específico	Módulo de elasticidad	Relación de Poisson
	kN/m ³	Mpa	
3C	20.0	20.0	0.38
T	20.5	40.0	0.36
3B	21.0	70.0	0.35
3A	21.0	70.0	0.35
2	21	70.0	0.35
Losa	24.0	20,000	0.25

TABLA II.20 PARÁMETROS ELÁSTICOS PARA EL ANÁLISIS AL FINAL DE LA CONSTRUCCIÓN

Por otro lado, en muchas cortinas de ECC se ha observado sistemáticamente que la deformabilidad de la cortina durante el llenado se reduce por un factor entre 1.5 a 3.0 con respecto a la etapa de construcción. Este fenómeno generalmente se atribuye al cambio de trayectoria de esfuerzos entre la etapa de construcción y la del llenado.

En efecto, en la etapa de construcción, los esfuerzos medio (un tercio de la suma de los tres esfuerzos normales) y los esfuerzos cortantes se incrementan con la misma rapidez. Durante el llenado, sin embargo, los esfuerzos medios siguen aumentando con respecto a la construcción pero los esfuerzos cortantes se disminuyen. Esto es entendible pues las columnas de agua actúan sobre la cara o el talud aguas arriba como una berma al tiempo que el agua no penetra al cuerpo del pedraplén. Bajo estas circunstancias, la estabilidad del talud aguas arriba se incrementa con el llenado.

Tomando en consideración estas observaciones, los parámetros de los suelos se modifican durante el llenado de la siguiente manera: Los módulos de elasticidad de los suelos se duplican y las relaciones de Poisson se reducen a la mitad. Los parámetros del concreto se mantienen invariables. En la tabla II.21 se muestran estos parámetros para el análisis durante el llenado.

Material	Peso específico	Módulo de elasticidad	Relación de Poisson
	kN/m ³	MPa	
3C	20.0	40	0.19
T	0.5	80	0.18
3B	21.0	140	0.18
3A	21.0	140	0.18
2	21.0	140	0.18
Losa	24.0	20,000	25

TABLA II.21 PARÁMETROS ELÁSTICOS DE LOS MATERIALES PARA EL ANÁLISIS DURANTE EL LLENADO

Para el análisis correspondiente a varios instantes después del llenado, es decir, el estudio del material respecto a su comportamiento viscoso bajo cargas sostenidas (creep), en vez del modelo de Mitchel se utilizó la siguiente ley fenomenológica, basado en pruebas experimentales que sugieren:

$$\varepsilon_{cz} = a \exp\left(b \frac{\sigma_z}{p_a}\right) \ln\left(\frac{t}{t_0}\right) \dots\dots\dots \text{Ecuación II.6}$$

Donde a y b son parámetros adimensionales del suelo, t₀ es el tiempo de referencia que tiene la misma unidad que el tiempo t; p_a es la presión atmosférica que tiene la misma unidad que el esfuerzo vertical σ_z. A partir de la expresión anterior se puede obtener la rapidez de la deformación creep como:

$$\frac{d\varepsilon_{cz}}{dt} = \frac{a}{t_0} \exp\left(b \frac{\sigma_z}{p_a}\right) \exp\left[-\frac{\varepsilon_{cz}}{a} \exp\left(b \frac{\sigma_z}{p_a}\right)\right] \dots\dots\dots \text{Ecuación II.7}$$

Condición	a	b	t ₀
Saturada	0.0295	0.0084	1.0
Seca	0.0119	0.0150	1.0

TABLA II.22 PARÁMETROS DE CREEP DEL ENROCAMIENTO

Este modelo es válido para todos los materiales térreos, 3C, T, 3B, 3A y 2, utilizando los mismos parámetros.

Al utilizar este modelo se ha demostrado la congruencia entre los resultados analíticos y las observaciones hechas en otras presas del mismo tipo (Cethana y Foz de Areia), indicando que los efectos de creep deben ser considerados en el análisis de las presas de enrocamiento.

Los resultados obtenidos mediante este análisis se resumen en lo siguiente:

- Los asentamientos máximos al final de la construcción y al final del llenado son de 220 y 230 cm, respectivamente, ubicados ambos a la elevación 303 msnm, o bien a 100 desde la base. El asentamiento máximo en la corona es de 15 cm al final del llenado. En la obtención de estos resultados, se supusieron valores de 70, 40 y 30 MPa del módulo de elasticidad para las zonas 3B, T y 3C, respectivamente. Estos valores, que son considerados durante la construcción se duplicaron para el llenado.
- Los asentamientos se incrementan por efectos viscosos. A 100 días, el asentamiento máximo en la corona alcanza un valor de 45 cm y se incrementa hasta 60 cm después de 50 años. Esto representa una deformación vertical viscosa del orden de 0.3%.
- Durante la etapa de construcción y el llenado aparecen los esfuerzos normales horizontales en el sentido del eje de la cortina. Ellos se concentran en ambas márgenes donde ocurren cambios geométricos fuertes. Tomando en cuenta solamente las cargas hidrostáticas, la profundidad de penetración de la zona de tensión es aproximadamente de 20 m. Debido al carácter conservador que tiene este resultado (pues es derivado de un análisis elástico lineal), se considera adecuado el espesor total de 12 m para las zonas 2 y 3A, siempre y cuando el grado de compactación de la zona 3A no sea muy alto. Es necesario, por lo tanto, llevar a cabo estudios experimentales y analíticos para asegurar que el aumento en la deformabilidad del material 3A no comprometa el buen comportamiento de la losa.
- La compresión en la losa se incrementa con el efecto de creep; a los 50 años el máximo esfuerzo de compresión en la losa es del orden de 20 MPa. El concreto en la losa debe tener una resistencia a la compresión mínima de 20 Mpa.
- La consideración del llenado instantáneo sobreestima zonas de tensión en la losa y debe sustituirse por el análisis combinado del llenado y el tiempo de llenado. Se considera para el P. H. El Cajón 100 días para el llenado total del embalse.
- En las zonas cercanas a la junta perimetral plinto-losa, la losa sufre tensiones horizontales y las grietas potenciales se propagarían en el sentido del talud. Es recomendable colocar juntas de expansión en estas zonas a fin de detener la transmisión de esfuerzos de tensión; dichas juntas colocadas entre las losas del ancho entre 12 y 15 m, según el equipo de construcción disponible, han mostrado su eficiencia en la reducción de tensiones.
- En la parte central inferior de la losa se presenta una zona de tensión de talud por la cual las grietas se propagarían horizontalmente. Es recomendable colocar una berma sobre la cara del talud cubriendo toda la altura de la zona de tensión a fin de sellar las grietas potenciales. Según experiencias previas, la berma debe protegerse por una capa de materiales gruesos para atenuar efectos de erosión.
- En la parte central de la losa se presenta una zona de tensión de talud por la cual las grietas aparecerán horizontalmente. Es recomendable aumentar en esta zona refuerzos en el sentido del talud a fin de incrementar la capacidad de la losa en contra del agrietamiento. De acuerdo con el nivel de esfuerzos de tensión que se reportan en el cálculo, el refuerzo adicional debe ser 0.3 %. Las experiencias anteriores recomiendan un refuerzo de 0.3 % en el sentido horizontal y entre 0.4 % en el sentido vertical. Para la zona de tensión superior, el refuerzo en el sentido talud debe ser 0.55 %.
- Las condiciones más críticas de la losa se presentan a los 100 días. A largo plazo, el potencial de agrietamiento se mantiene en la losa excepto en la zona central inferior donde dicho potencial se reduce.
- Los movimientos de las juntas losa-plinto alcanzan valores máximos de 30, 30 y 5 mm al final del llenado para las direcciones de talud, horizontal y normal, respectivamente. Estos movimientos cambian a 12, 45 y 12 mm para 50 años.

II.3.8 ANÁLISIS SISMODINÁMICOS

Estos estudios se realizaron con el objeto de evaluar la seguridad sísmica de la cortina. Para ello, al igual que para los análisis estáticos, se utilizaron modelos de elemento finito tridimensionales.

Los alcances de este estudio fueron los siguientes:

- Definido el modelo numérico, analizar la respuesta sísmica de la cortina de la presa, considerando la alternativa de zonificación propuesta por J. de D. Alemán (figura II.20), los datos de comportamiento del material provenientes de los estudios del pedraplén de prueba (tabla II.18), y los ambientes sísmicos determinados para el sitio de construcción del proyecto.
- Definir la pérdida de bordo libre ante las acciones sísmicas.
- Definir el espesor de las capas y el peso del equipo a utilizar para la compactación del material.
- Incluir el efecto de la interacción cara de concreto – cortina.
- Estimar los asentamientos en la cara de concreto y en la cortina, causados por el peso propio del material y la presión hidrostática.

Las pendientes exteriores consideradas fueron las siguientes:

1.5H:1V

1.4H:1V

Asimismo, los escenarios que se incluyeron para la simulación del modelado fueron:

- Simulación del proceso constructivo
- Colocación de la losa de concreto
- Llenado del embalse.

Una vez terminada esta secuencia, se aplicó el sismo máximo creíble (SMC) propuesto para el sitio del proyecto; y con el propósito de aplicar una condición sísmica más severa y evaluar sus efectos potenciales en la cortina y en la cara de concreto, las ordenadas espectrales del SMC se incrementaron 20%. Con esto se persiguió cubrir la eventualidad de que ocurra un sismo más severo que el SMC. De la respuesta dinámica obtenida con ambas sollicitaciones, se obtuvieron las presiones hidrodinámicas y las pérdidas de bordo libre.

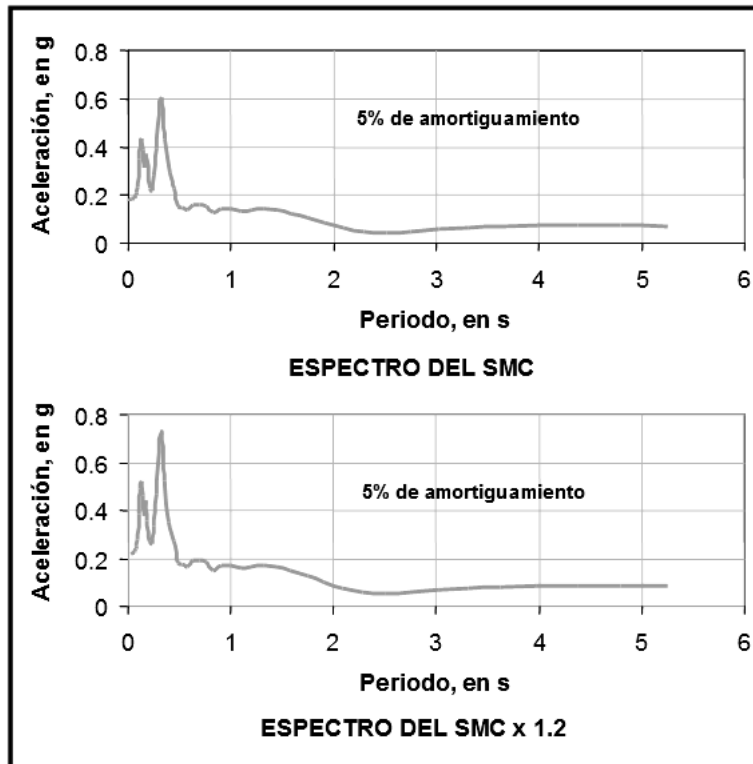


FIGURA II.28 ESPECTROS DE LOS SISMOS UTILIZADOS EN LOS ANÁLISIS SISMODINÁMICOS

Aunque el objetivo de este estudio se limitaba a evaluar la respuesta sísmica de la zonificación propuesta por J. de D. Alemán, se realizaron estudios complementarios que condujeron al planteamiento de dos alternativas más de diseño.

En todos los análisis, las propiedades de los materiales se consideraron elásticas lineales y los materiales térreos se modelaron de tal forma que se lograra una interacción entre la losa de concreto y la cortina.

Los módulos de elasticidad y relaciones de vacíos que se consideraron para este análisis fueron los mismos que se utilizaron para los análisis de desplazamientos y deformaciones inmediatos (tabla II.23), considerando un equipo de compactación de 10.5 ton.

Espesor de capa (m)	Relación de vacíos (e)	Módulo de deformación , E (Mpa)
0.6	0.26	70-80
0.8	0.28	40-45
1.0	0.30	30-35
1.2	0.32	20-25
2.0	> 0.34	< 20

TABLA II.23 MÓDULOS DE ELASTICIDAD Y RELACIÓN DE VACÍOS PARA CADA ESPESOR DE CAPA

Cabe señalar que estos datos se estimaron a partir de curvas carga-asentamiento (o esfuerzo-deformación) con la teoría de elasticidad; por lo que corresponden al máximo valor del módulo (tangente al origen de las curvas esfuerzo-deformación) para los esfuerzos de confinamiento existentes en el pedraplén de prueba (de 12.55 m). Debido a que la altura de la cortina es de más de 180 m, es natural que la relación de vacíos disminuya apreciablemente, sobre todo, en las capas inferiores y, por consiguiente, los módulos de elasticidad se incrementen. Con base en esto, los valores incluidos en la tabla se consideran representativos de valores correspondientes a esfuerzos de confinamiento bajos, comparados con los que actúan en la cortina. Por esta razón es necesario tomar en cuenta el aumento de rigidez (módulo de elasticidad) de los materiales, con el nivel de esfuerzos (figura II.29).

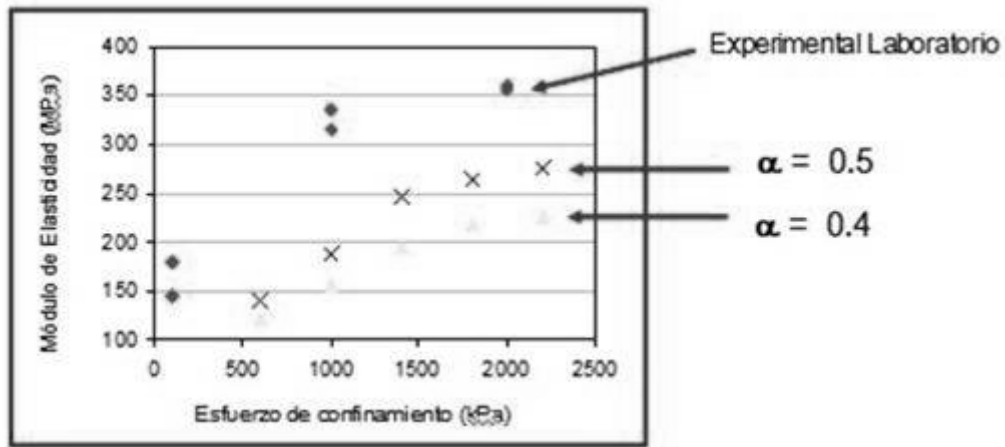


FIGURA II.29 INFLUENCIA DEL EFECTO CONFINANTE EN EL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL ENROCAMIENTO

Partiendo de los resultados experimentales, se plantea una relación entre los módulos de elasticidad obtenidos de las pruebas de placa (equivalentes a los existentes en el pedraplén de prueba) y el valor del módulo de elasticidad para cualquier estado de esfuerzos:

$$E_i = E \left[1 + \frac{\sigma_{oct}(i)}{\sigma_{oct}} \right]^\alpha \quad \dots\dots\dots Ecuación II.8$$

Donde:

- E Módulo de elasticidad correspondiente a esfuerzos de confinamiento equivalentes a los del pedraplén de prueba
- E_i Módulo de elasticidad para cualquier estado de esfuerzos
- σ_{oct} (i) Esfuerzo octaédrico para la elevación (i)
- σ_{oct} Esfuerzo octaédrico para la elevación del pedraplén de prueba.
- α Coeficiente de ajuste que define la tasa de variación del módulo en función del esfuerzo octaédrico y el cual se obtiene de los resultados de los ensayos en la cámara triaxial gigante

En la figura II.30 se muestran las curvas de módulos de elasticidad, E_i vs esfuerzo de confinamiento, $\sigma_{oct}(i)$ para $\alpha=0.4$ y 0.5 . El valor del esfuerzo octaédrico se estimó según los pesos volumétricos de los materiales y una relación de Poisson de 0.35 .

Es importante aclarar que el módulo que se utiliza en todas las capas recién colocadas es el que corresponde al espesor (material) especificado en la tabla II.21. La variación del módulo se calculó con la expresión III.8 y se aplicó a las capas ya construidas, siempre y cuando $\sigma_{oct}(i)$ sea un 20% mayor que σ_{oct} . Si esto no se cumple, se utilizó el valor de E .

Además de los ensayos en la cámara triaxial gigante, se hace necesario un análisis, bajo sollicitaciones dinámicas (incluyendo eventos sísmicos), ya que la experiencia del análisis del comportamiento de otras cortinas muestran que el módulo de elasticidad (en este caso el de corte, G) se incrementa con el nivel de esfuerzos. En la figura II.30 se muestran los resultados de doce presas. Se observan los valores del módulo de rigidez, G , normalizado con respecto al módulo de rigidez máximo, G_0 vs la altura de la cortina, H , también normalizada respecto a la profundidad, Y .

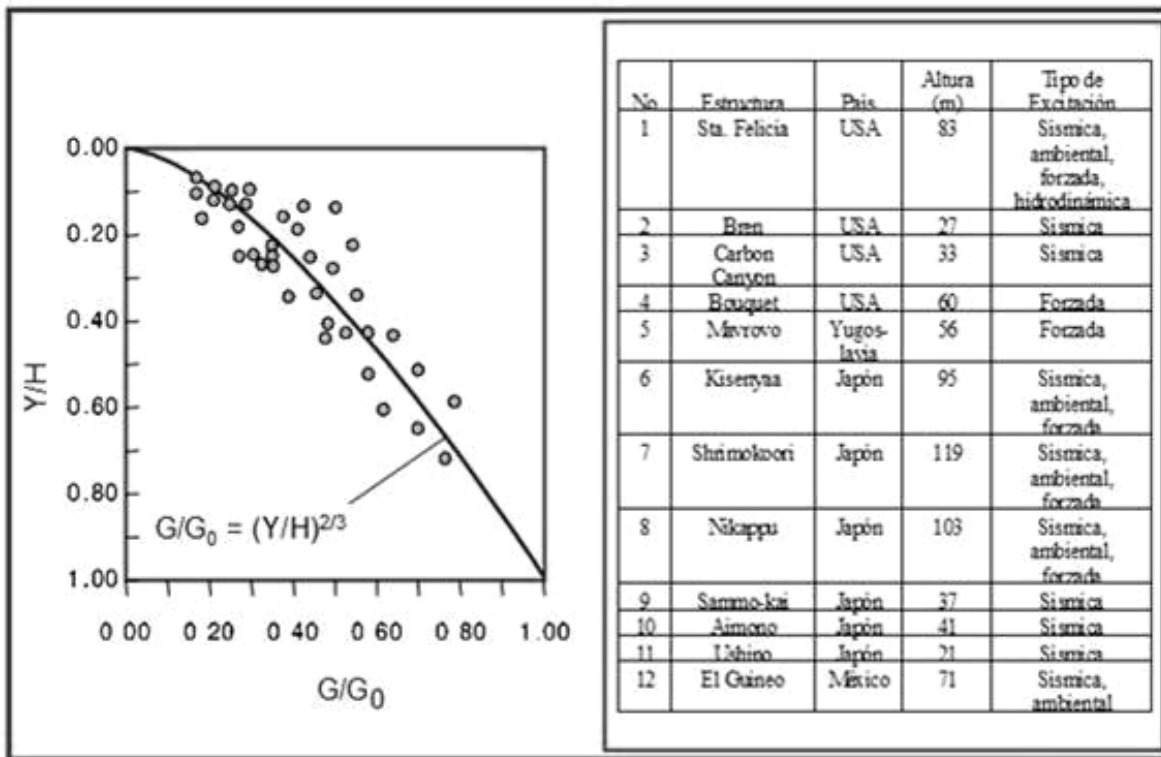


FIGURA II.30 VARIACIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ DINÁMICO EN LA CORTINA

Aunque existe dispersión (lo cual es comprensible, dada la variedad de cortinas y tipos de excitación consignados en la tabla), se puede detectar un patrón claro cuya expresión analítica es:

$$\frac{G}{G_0} = \left(\frac{Y}{H} \right)^{2/3} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación II.9}$$

Donde:

- G Módulo de rigidez
- G_0 Módulo de rigidez máximo
- Y Profundidad
- H Altura de la cortina

Esta información se utilizó en todos los estudios de respuesta sísmica, aunque, en aras de mayor cautela se sustituyó el exponente 2/3 por 3/4, quedando la expresión II.9 de la siguiente manera:

$$\frac{G}{G_0} = \left(\frac{Y}{H} \right)^{3/4} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación II.10}$$

Para evaluar el efecto de las presiones hidrodinámicas máximas que ejerce el agua sobre la cara de concreto, se utilizó la ecuación:

$$P = \gamma h C_s C_p \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación II.11}$$

Donde:

- P Presión hidrodinámica
- γ Peso volumétrico del agua
- C_s Coeficiente sísmico
- C_p Coeficiente por inclinación del talud aguas arriba

La simulación para el análisis se realizó en nueve etapas. A falta de información respecto al procedimiento constructivo, en cada una de las etapas se colocó una capa horizontal hasta alcanzar la altura de la cortina. Después de terminada la construcción de la cortina, se simuló la colocación de la cara de concreto (figura II.31). Con el propósito de evaluar la conveniencia de instalar la losa al final de la construcción o en varias etapas intermedias, se estudiaron dos alternativas de colocación:

1. En una etapa, al final de la construcción de la cortina
2. En tres etapas, cada una al término de la construcción de 1/3, 2/3 y 3/3 de la altura de la cortina.

Posteriormente, se simuló el llenado del embalse, en el cual, generalmente, se considera el mismo número de etapas que las usadas para completar la construcción de la cortina. Los esfuerzos acumulados hasta esta etapa, se usan para definir las propiedades dinámicas de los materiales. Finalmente se aplicó la excitación sísmica en la base de la cortina (etapa 12).

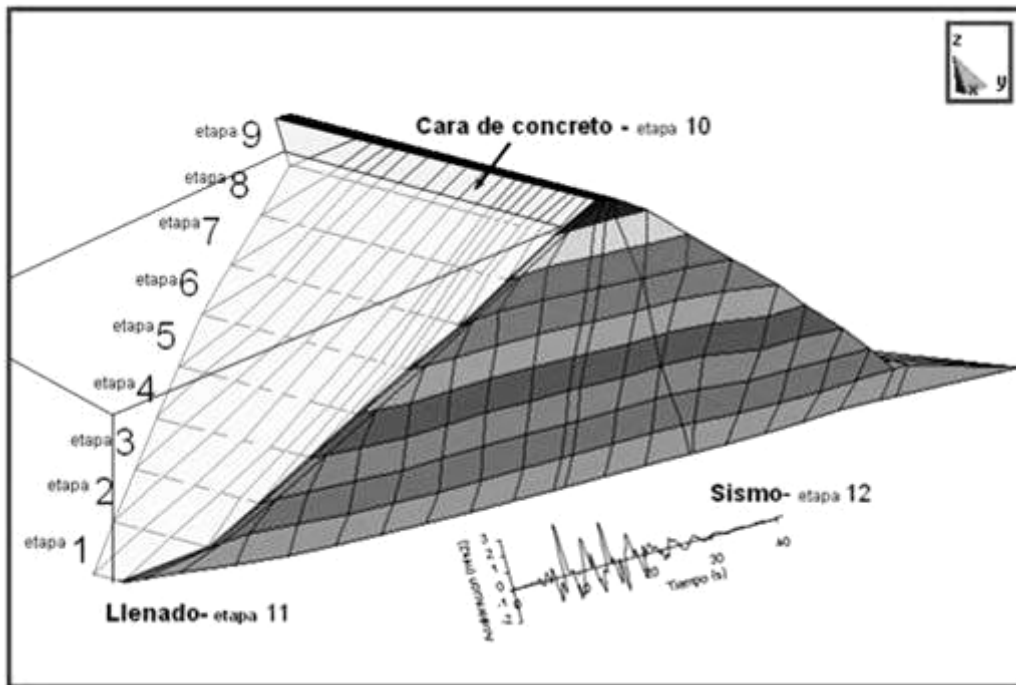


FIGURA II.31 PROCESO DE APLICACIÓN DE CARGAS PARA EL ANÁLISIS SISMODINÁMICO

Los valores de los módulos de elasticidad E , utilizados para cada material, se muestran en la figura II.32 junto con la malla de elementos finitos, para la parte de la cortina comprendida entre su sección media y la margen izquierda. Se observa que el material 3B es más rígido que el material T y, éste a su vez, más rígido que el 3C.

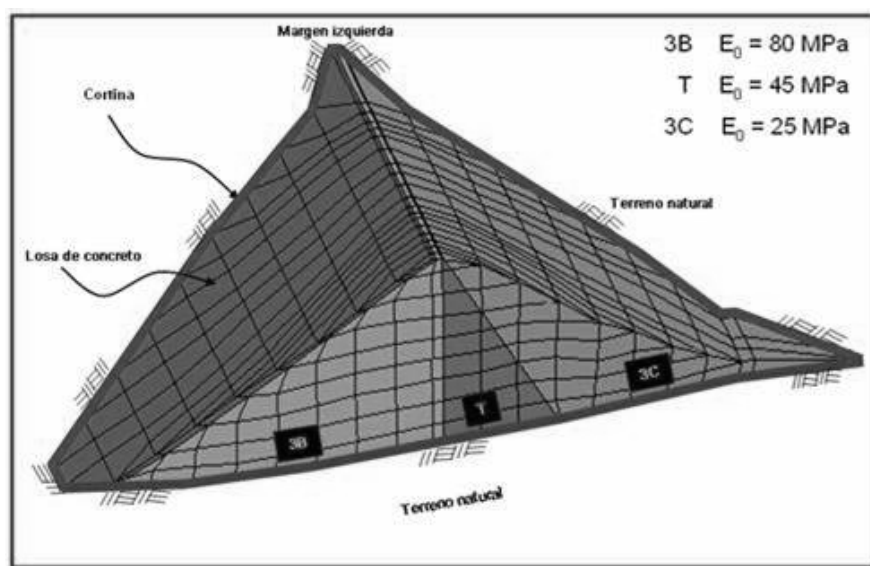


FIGURA II.32 VISTA TRIDIMENSIONAL DE LA CORTINA, DE LA SECCIÓN MEDIA HACIA LA MARGEN IZQUIERDA

Se consideró un comportamiento lineal ante las cargas estáticas y sísmicas para los materiales que componen la cortina y para el concreto del plinto y la losa. La resistencia a 28 días del concreto se supuso de $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ y su módulo de elasticidad, de $E=10,000(f'c)^{0.5}$.

Es importante señalar que en estos análisis no se consideraron juntas en la losa (se supuso continua) ni en el contacto losa-plinto. Esto, evidentemente es discordante con la realidad. Sin embargo esta hipótesis conduce a que se sobrestimen los momentos flexionantes y esfuerzos cortantes calculados. Consecuentemente, si los momentos y cortantes calculados no son críticos, la sección de la losa se puede considerar adecuada. Si esto ocurre, entonces las fuerzas normales regirán el diseño de la losa de concreto y el plinto.

La principal razón por la cual no se consideraron juntas fue que el análisis del sistema losa-cortina, en estas condiciones, debería ser inelástico debido a los movimientos relativos permitidos por las juntas. Por otro lado, los resultados de los esfuerzos obtenidos en el material que está en contacto con la losa se pueden utilizar para diseñar las características mecánicas y geométricas de las juntas.

A continuación se presentan los aspectos más importantes sobre los resultados de este análisis al diseño propuesto por J. de D. Alemán:

- Los asentamientos máximos, en la sección media, al final del proceso completo de aplicación de las cargas muertas y vivas, ocurren en la porción media de la cortina donde se propone colocar el material 3C. Esto se explica porque es el enrocamiento más compresible. El máximo asentamiento en esta zona es de aproximadamente 92 cm. Por otro lado, en el talud aguas arriba, el asentamiento es del orden de 30 cm, lo cual significa que la losa no estará sujeta a deformaciones unitarias capaces de propiciar su agrietamiento. Es de mencionar que la mayor parte del asentamiento de la cortina se da durante el proceso constructivo, lo cual resulta benéfico ya que al ser mayores los asentamientos durante la construcción, existe la posibilidad de que los asentamientos posteriores sean menores puesto que la relación de vacíos será menor (mayor rigidez de los materiales).
- Por su parte, la influencia del llenado del embalse y la acción de las fuerzas sísmicas (incluyendo la presión hidrodinámica) es mínima.
- Respecto a los desplazamientos horizontales, se afirma que la influencia de las fuerzas dinámicas en los desplazamientos máximos es despreciable.
- El esfuerzo máximo ocurre casi al centro de la cortina en el material 3B (el más rígido), y está influenciado por el llenado del embalse, incrementando apreciablemente los esfuerzos en el tercio inferior del talud aguas arriba de la cortina.
- Tratándose de la cara de concreto, los resultados indican que el máximo asentamiento de la losa ocurre en la semialtura inferior y del lado de la margen derecha, resultando de 12 cm e incrementándose a 45 cm por efecto del llenado. Los desplazamientos horizontales se desarrollan principalmente en la sección media, ligeramente a un lado, debido a la geometría de la boquilla. El máximo resulta de 12 cm y se incrementa 2 cm durante el llenado.

Cuando se comparó el comportamiento de la cortina al construir la cara de concreto en una y tres etapas se observó lo siguiente:

La diferencia de asentamientos y deformaciones es mínima, siendo menores cuando la losa se instala en una etapa. En cuanto a los esfuerzos, las magnitudes de los esfuerzos cortantes (Q_y) y el momento flexionante (M_y) resultan muy semejantes. Sin embargo, el valor del esfuerzo normal (N_y) se incrementa apreciablemente cuando la cara de concreto se coloca en tres etapas. Esto obedece a que los movimientos permanentes (principalmente los asentamientos) que se producen en la cortina, después de colocada una parte de la losa, generan cargas adicionales al peso de la misma. Aspecto que no ocurre cuando la cara de concreto se coloca en una etapa, al final de la construcción de la cortina. Es de resaltar que el valor de N_y es de compresión en todas las etapas constructivas incluyendo la(s) de colocación de la losa. Sin embargo, cuando se llena el embalse se generan fuerzas de tensiones del orden de 25 ton/m.

Al comparar los resultados para las dos pendientes exteriores propuestas, se encontró que el efecto más importante al aumentar la pendiente de 1.5H:1V a 1.4H:1V, es que el valor de N_y sobre la cara de concreto se incrementa un 10%, por lo que resulta recomendable que el espesor de la losa varíe según la expresión II.12

$$\varepsilon = 0.3 + 0.004z \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación II.12}$$

Donde:

- ε Espesor de la cara de concreto, en m
- z Altura de la presa, en m

Con base en esta ecuación, en la corona de la cortina la losa tendría un espesor de 0.3 y a 180 de profundidad su espesor sería 1.02 m. El concreto a utilizar se recomendó con un $f'c$ de, al menos, 300 kg/cm².

La configuración alterna a la zonificación de J. de D. Alemán, que busca cumplir con los requisitos de seguridad y reflejar ahorros en el costo directo de la cortina, se presenta en la figura II.32. La diferencia con el primer diseño analizado es la amplitud de la zona donde se coloca el material denominado de transición (T). De esta manera, se disminuye el volumen del material 3B, que es más costoso y se evita la frontera vertical entre los materiales 3B y T. Además, al colocar el material T aguas arriba del eje longitudinal de la cortina, se logra una sección más homogénea, por lo que es de esperar que se tenga un comportamiento semejante al de la primera zonificación. La experiencia ha mostrado que una sección homogénea se comporta mejor que una zonificada.

Los taludes exteriores considerados fueron también 1.4H:1V y 1.5H:1V y los análisis realizados fueron del mismo tipo que los ejecutados para el primer diseño.

Con base en las experiencias de La Villita y El Infiernillo en las que los asentamientos causados por diversos sismos, causaron la pérdida de bordo libre, se realizó un cálculo para El Cajón mediante una metodología que permite estimar cambios volumétricos inducidos por carga dinámica.

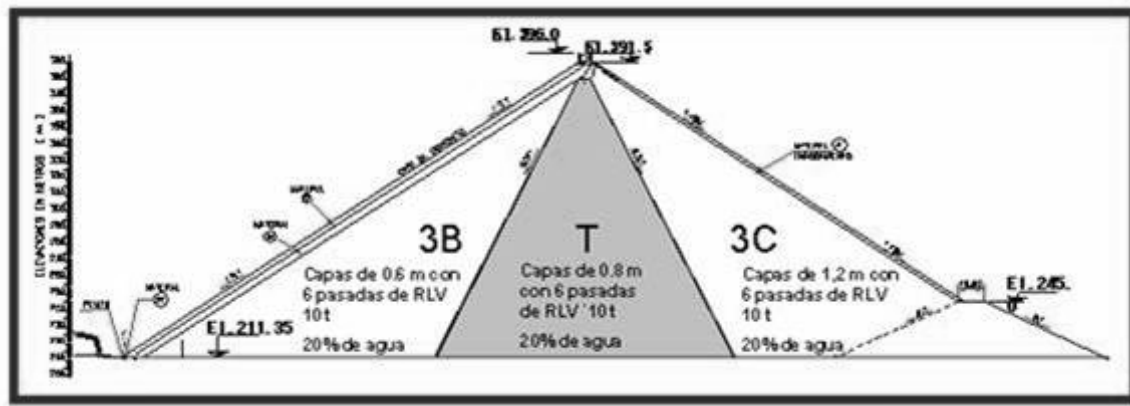


FIGURA II.33 OPCIÓN (I) PROPUESTA COMO ALTERNATIVA AL DISEÑO DE J. DE D. ALEMÁN

De los resultados obtenidos se concluye que:

- Tanto los desplazamientos en la cortina como en la cara de concreto, así como los elementos mecánicos en la losa de concreto, son aceptables y semejantes a los calculados para la solución propuesta J. de D. Alemán. Sin embargo, la pérdida de bordo libre es mayor para esta propuesta (35 cm contra 28), considerando en el cálculo el evento más severo. Este valor sigue siendo aceptable, por lo que un asentamiento de esta magnitud lo puede asimilar la cortina sin comprometer la integridad de la losa de concreto.
- El aumento en las pendientes no modifica el comportamiento de la cortina de manera significativa, por lo que el cambio de pendiente (1.5:1 a 1.4:1) es aceptable. Sin embargo, es importante que esta modificación se evalúe desde la perspectiva del procedimiento constructivo, principalmente de la cara de concreto.
- Las mayores diferencias resultan en los esfuerzos verticales máximos acumulados en las etapas constructivas de la cortina y el llenado del embalse, que son un 18% mayores en la opción de J. de D. Alemán.
- Los patrones de variación del esfuerzo vertical se modifican apreciablemente al modificar la proporción de los materiales 3B y T. Esta diferencia se puede explicar parcialmente con base en el fenómeno que se desarrolla en la interfaz de dos materiales con diferente rigidez: El material más compresible le transmite carga, por cortante en la interfaz, al menos compresible. Por consiguiente, el material más rígido soporta más carga (mayores esfuerzos verticales) y el material más compresible se descarga proporcionalmente. Este fenómeno se distingue en las dos alternativas de zonificación. En la opción (I) la transmisión de carga al material más rígido es menor que para el caso de interfaz vertical. Consecuentemente, los esfuerzos verticales máximos son menores en la zona de enrocamiento 3B. Al transferirse menor porcentaje de carga, los esfuerzos verticales máximos en la zona del material T serán mayores. Este intercambio de cargas es más equilibrado en la opción propuesta (I), por lo que se estima que los asentamientos diferidos serían más uniformes, que para la zonificación propuesta por CFE.
- Es de recalcar la necesidad de diseñar la junta losa-plinto, ya que al comparar los elementos mecánicos (Q_y , M_y y N_y), se generan tensiones considerables en la zona de esta interfaz. Además las pérdidas de bordo libre y la vibración del parapeto (durante un sismo) pueden inducir esfuerzos de corte que demanden un refuerzo adicional para evitar daños en esta zona.

En vista de los resultados positivos obtenidos, se decidió evaluar el comportamiento de la cortina manteniendo una geometría igual, pero cambiando el espesor de las capas del material T (1.0 m en vez de 0.8). Esta fue la Opción (II), la cual se ilustra en la figura II.34.

El aumento en el espesor de las capas se simuló utilizando las rigideces más bajas reportadas para los materiales en cuestión. Además, se consideró $\alpha = 0.4$ en lugar de 0.5, como se había usado en los casos anteriores y módulos de elasticidad que representarían las condiciones más críticas posibles (según los resultados de ensayos de campo y de laboratorio), desde el punto de vista de la deformabilidad de la cortina (tabla II.24).

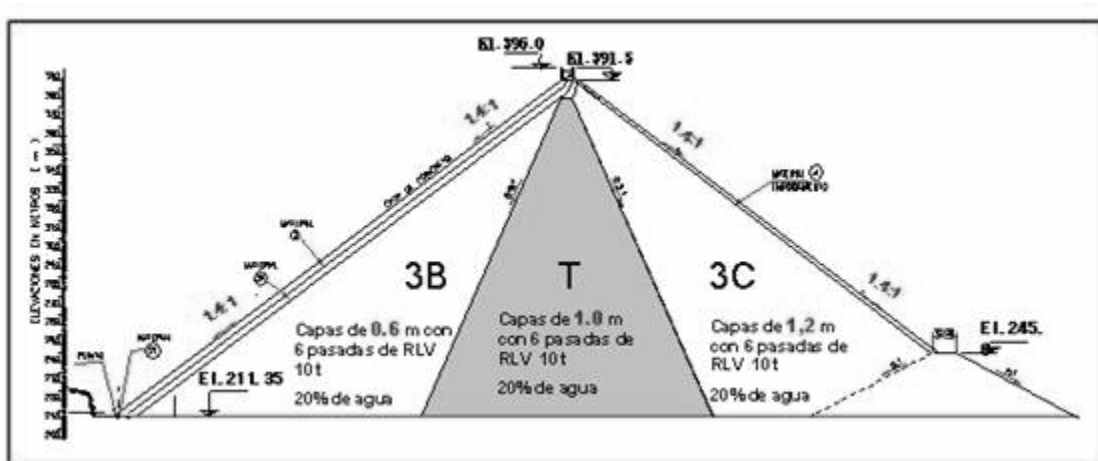


FIGURA II.34 OPCIÓN (II) PROPUESTA COMO ALTERNATIVA AL DISEÑO DE CFE

Material	α	E (MPa)
3B	0.4	70
T	0.4	30
3C	0.4	20

TABLA II.24 PARÁMETROS DE α Y E CONSIDERADOS PARA LA OPCIÓN (II)

La comparación del análisis de esta opción respecto a la opción (I) arrojó lo siguiente:

- Aunque los desplazamientos permanentes y los elementos mecánicos en la losa de concreto se incrementaron aproximadamente en un 12%, la solución es factible desde el punto de vista del comportamiento global de la cortina y de la cara de concreto.
- Los asentamientos, las deformaciones horizontales máximas, así como los esfuerzos máximos de Q_y , M_y y N_y resultan mayores en la opción (II), aunque no significan una amenaza para la integridad de la losa. Además debe señalarse que el máximo asentamiento ocurre en el material 3C, por lo que su efecto sobre la losa es despreciable.
- La pérdida de borde libre para la opción propuesta (II) se incrementa 11cm con respecto a la opción (I).

Para que la losa soporte el incremento en la fuerza normal se recomienda aumentar, para esta opción, el espesor en su parte inferior de acuerdo con $\varepsilon = 0.3 + 0.006 z$ (ecuación II.13) y que el concreto tenga, al menos, un $f'c=300\text{kg/cm}^2$.

Con base en los resultados obtenidos de los análisis sismodinámicos tridimensionales, se recomendó que la primer alternativa (Opción (I)) se considere viable, ya que satisface los requerimientos de seguridad y presenta ventajas técnicas y económicas con respecto a la propuesta por J. de D. Alemán. Además se lograron las siguientes conclusiones:

- Es más favorable colocar la cara de concreto al final de la construcción de la cortina, que en tres capas y construirla con una variación del espesor de la losa de $0.3 + 0.004z$ (ecuación II.14), con concreto $f'c=300\text{ kg/cm}^2$, ya que en su parte más baja, la losa debe soportar esfuerzos de compresión de este orden.
- Son las condiciones de carga sostenida las que definen el diseño de la cortina y de la cara de concreto, ya que el sismo obtenido por CFE y el escalado 20% inducen sólo efectos secundarios en la losa y cortina y los momentos flexionantes no ponen en riesgo la seguridad de la losa.
- El llenado del embalse modifica sustancialmente la deformada de la losa de concreto y es la etapa más crítica.
- La opción propuesta modificada (II) es también una alternativa viable, aunque debe ejercerse un estricto control de calidad en la compactación del material T.
- Es pertinente realizar estudios numéricos adicionales para optimar la solución propuesta (incluyendo la zonificación de los materiales, espesores de las capas y pendientes de los taludes), así como la variación del espesor de la losa y aspiración de las juntas verticales.
- Se debe definir con mayor precisión la relación módulo de rigidez vs espesor de la capa, para el equipo de compactación a utilizar.
- Deben hacerse estudios para evaluar la seguridad sísmica del parapeto y su efecto sobre la losa de concreto.
- Debe estudiarse el problema potencial de corrosión del concreto que integra la losa.
- Es necesario que se diseñe un sistema de instrumentación con el propósito de monitorear los comportamientos de la cara de concreto y de la cortina. La información que se recabe, debidamente analizada, permite entender fenómenos como la interacción estática y dinámica entre la losa y la cortina; el comportamiento independiente de estos elementos en función del tiempo; la influencia de los desplazamientos de la cortina en la respuesta de la losa, entre otros. Con este modelo de estudios, se pueden desarrollar procedimientos sencillos para pronosticar el comportamiento de este tipo de estructuras, a partir de mediciones realizadas durante las etapas iniciales de su construcción.
- Es indispensable que se analicen los asentamientos diferidos tomando en cuenta los comportamientos de casos históricos como El Infiernillo, La Villita y Aguamilpa. Para que estos estudios sean completos deben incluir trabajos de campo, análisis de la información existente con métodos numéricos en los que se formule el problema inverso. También, se requieren más ensayos de laboratorio en los materiales de El Cajón.

II.3.9 PRUEBAS EN LOS SELLOS DE LAS JUNTAS

La selección de materiales para los sellos utilizados en la junta perimetral y el las verticales, se determinan mediante pruebas y ensayos en prototipos. A continuación se presentan las pruebas que se realizaron para la selección de materiales en los sellos de Aguamilpa y El Cajón.

El buen comportamiento de los sellos de Aguamilpa dió la pauta para la mejora del diseño de sellos en el P.H. El Cajón, al no presentar problemas hasta el momento. Los gastos originados por filtraciones son de un orden máximo de 250 l/s con una carga hidráulica de 180 m; lo que demuestra la eficiencia de los sellos en las juntas. Además, en esta magnitud de gasto, se consideran otras fuentes de aportaciones que se derivan de grietas generadas paulatinamente en las losas de la cara de concreto.

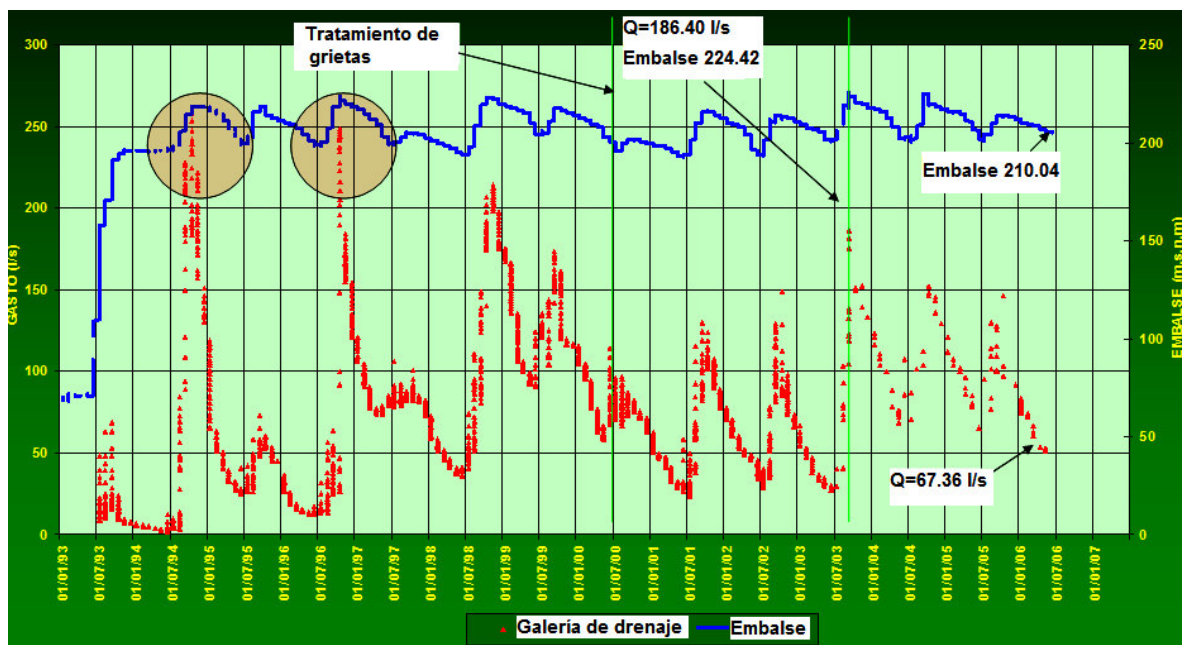
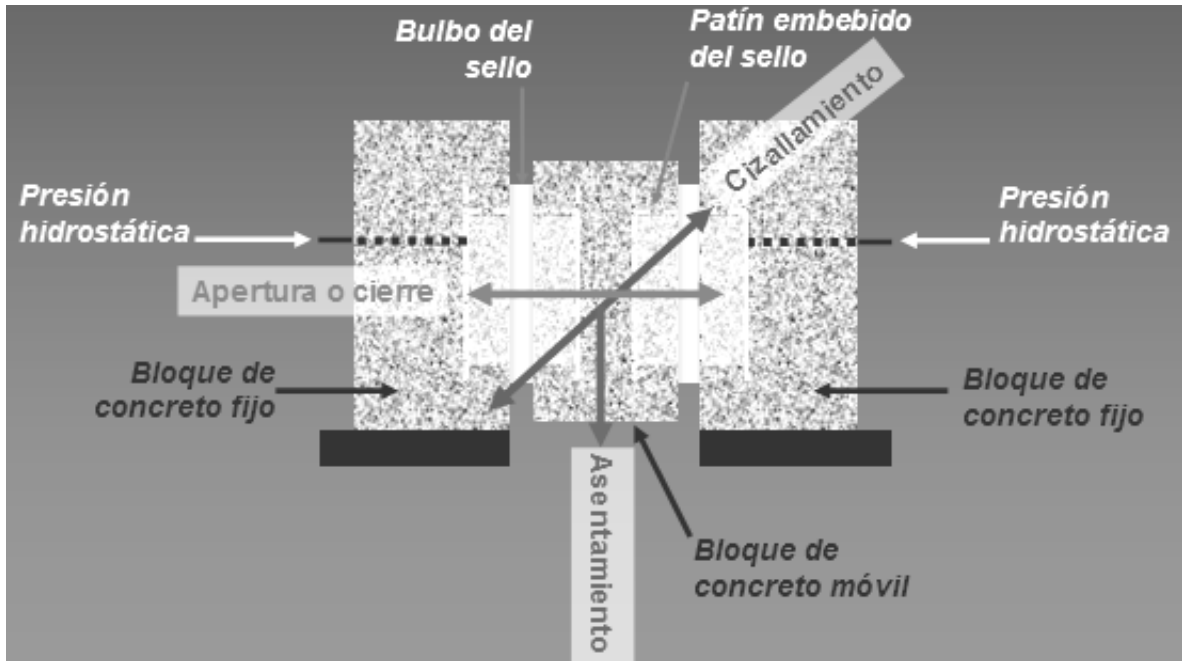


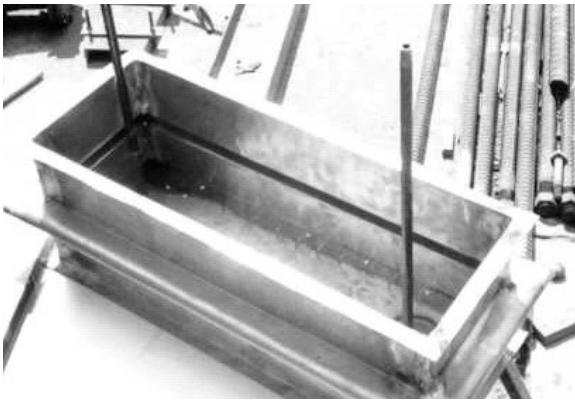
FIGURA II.35 NIVELES DE EMBALSE Y FILTRACIONES EN GALERÍA DE DRENAJE DE AGUAMILPA

Los sellos de Aguamilpa consistieron en tres barreras de diferentes materiales: Cobre, PVC y contenedor de ceniza. Para éste último no se realizaron pruebas, solamente se diseñó la forma del contenedor.

En el caso de los sellos de cobre y PVC, éstos fueron sujetos a pruebas tridimensionales aplicando presiones hidrostáticas en los tres sentidos (figura II.36). Los resultados de estas pruebas se muestran en la tabla II.25.



Sello de cobre



Sello de PVC



FIGURA II.36 PRUEBAS TRIDIMENSIONALES EN LOS SELLOS DE COBRE Y PVC DE AGUAMILPA

Etapas de prueba	Presión en kPa	Apertura en mm	Asentamiento en mm	Cizallamiento en mm
Primera	490	10	5	5
Segunda	980	20	10	10
Tercera	1,470	30	15	15
Cuarta	1,960	40	20	20

TABLA II.25 RESULTADOS DE PRUEBAS TRIDIMENSIONALES EN SELLOS DE AGUAMILPA

Con base en la experiencia obtenida en los sellos de Aguamilpa se implementaron las siguientes innovaciones para el P.H. El Cajón:

1ª Barrera: Sello inferior de cobre

Se aumentaron las dimensiones del bulbo y los radios de conformado. Además, se empleó un material epóxico y perforaciones en los patines para incrementar la adherencia del sello con el concreto.

2ª Barrera: Sello superior de cobre

La barrera de PVC empleada en Aguamilpa fue sustituida por un sello de cobre que tiene la ventaja de ser instalado al final del colado de las losas, evitando demoras en la construcción. Este nuevo sello es similar al inferior de cobre, lo que permite agilizar su instalación, además de que se puede conformar en la misma roladora.

3ª Barrera: Contenedor de Ceniza Volante

Fue adicionada una lámina interior en el contenedor, la cual tiene la función de impedir el colapso o desprendimiento del Geotextil, y evitar las obstrucciones del paso de la ceniza en el caso de algún vaciado, facilitando recargar el contenedor nuevamente.

Para diseñar la primera barrera se realizaron pruebas de tensión de diferentes probetas embebidas en el concreto e impregnadas con diversos productos epóxicos (figura II.37). Los resultados se presentan en la tabla II.26. El sistema más efectivo fue emplear Sikadur 32 en una probeta lisa y con barrenos de ½". En este caso, soportando una carga de 936 kg, la probeta no se desprendió, falló por ruptura.



FIGURA II.37 PRUEBAS A LA PRIMERA BARRERA DEL SELLO PARA EL CAJÓN

Producto impregnado	Carga promedio de falla o desprendimiento (kg)			
	Tipo de probeta			
	Lisa	Lisa con barrenos de ½"	Moleteada	Moleteada con barrenos de ½"
Ninguno	510	913.3	810	843.3
Sikaflex 1 A	436.6	883.3	820	826.6
Sikadur 32	876.6	936.6	772.6	717.5
IGOL con arena	93.3	783.3	246.6	643.3
IGOL e IGAS negro	50	480	105	430
Polyurea IC 5000	103.3	879	380	746.6
Membrana HLM 5000	145	340	253	233

TABLA II.26 RESULTADOS DE LA PRUEBA A LA PRIMERA BARRERA DEL SELLO

Las pruebas hechas a la segunda barrera consistieron en aplicar presión hidrostática en todas direcciones a una probeta colocada en una cámara sellada (figura II.38)

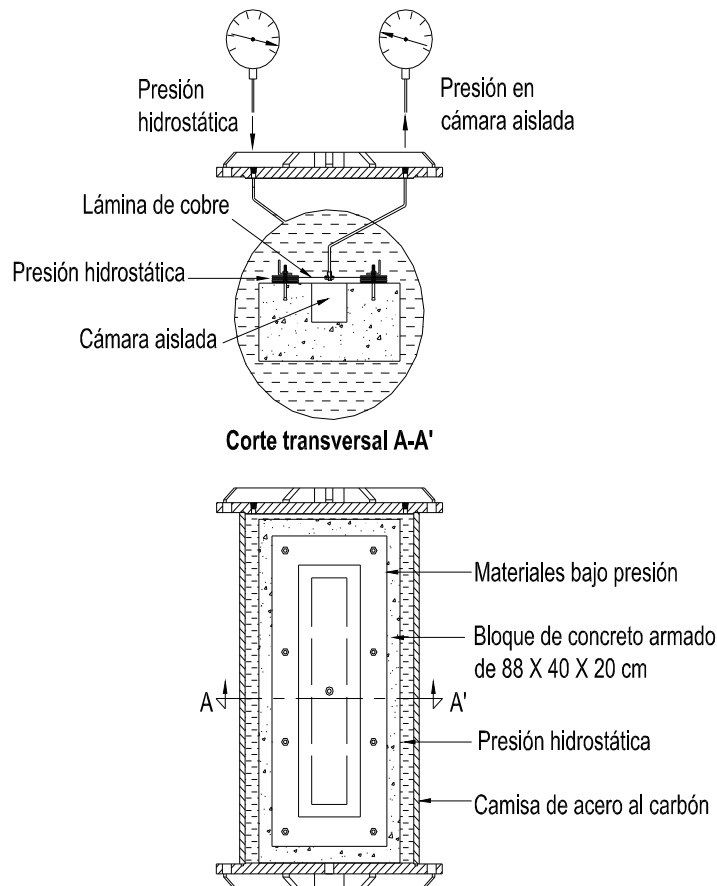
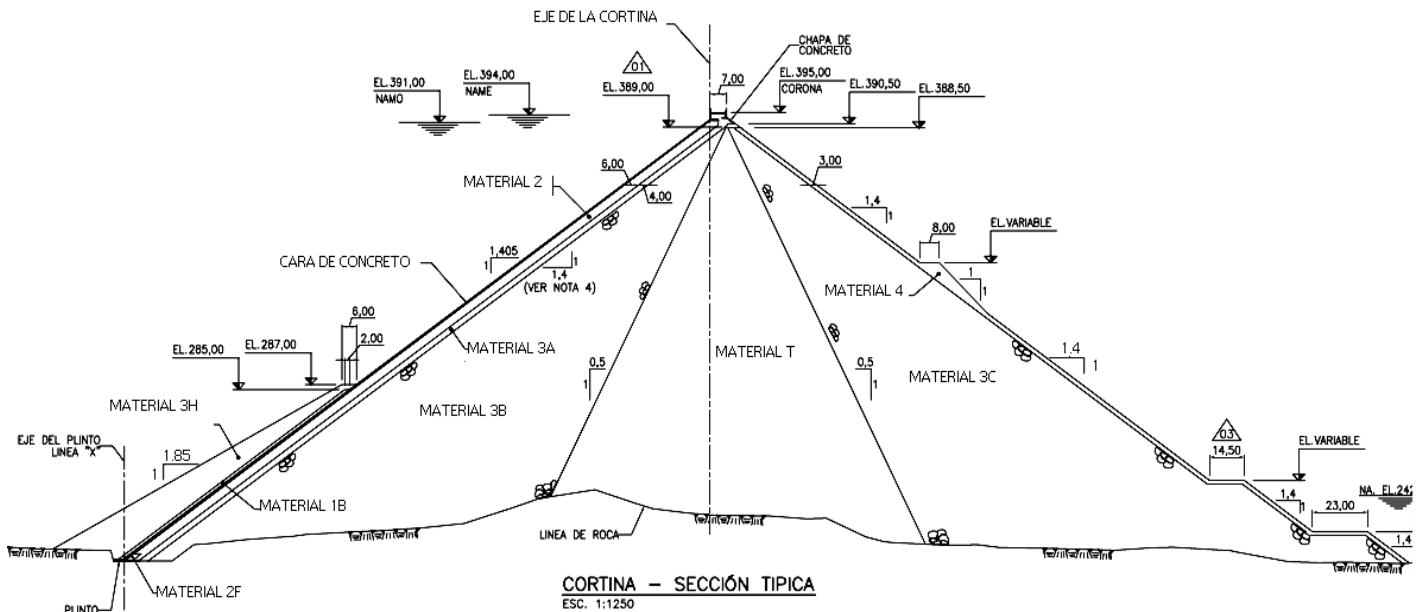


FIGURA II.38 PRUEBAS A LA SEGUNDA BARRERA DEL SELLO PARA EL CAJÓN

II.3.10 ZONIFICACIÓN DE LA CORTINA Y ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN

El diseño, al cual se llegó después de los estudios de los materiales y los análisis de elemento finito, es el que se presenta a en la figura II.39. Este diseño es el que se solicitó en las especificaciones de construcción de obra civil del P.H. El Cajón, Nay. Las características de los materiales a utilizar se muestran en la tabla II.26. Las granulometrías utilizadas fueron las recomendadas en los estudios (figuras II.21 a II.25).



CORTINA - SECCIÓN TÍPICA
ESC. 1:1250

Tipo de cortina	Enrocamiento con cara de concreto
Altura máxima sobre el cauce	186 m
Longitud de corona	550 m
Volumen de material	Del orden de 10 millones de m ³
Tipos de material	2F, 3A, 2, 3B, T, 3C, 4, 1B y 3H.

FIGURA II.39 SECCIÓN DE LA PRESA DEL P. H. EL CAJÓN, NAY.

Material	2F	3A	2	3B	T	3C	4	1B	3H
Estructura	Filtro	Filtro transición	Soporte de la losa: cara de concreto	Enrocamiento principal	Transición	Respaldos aguas abajo	Enrocamiento de protección	Protección	Protección
Zona de la Cortina	Bajo la junta perimetral y juntas de tensión cortina cara aguas abajo	Entre las zonas 2 y 3B		Sobre el cauce del río y desplanta sobre roca sana	Sobre el cauce del río y desplanta sobre roca sana	Desplante sobre aluvión		Sobre la losa de Concreto	Sobre 1B
Volumen de proyecto (miles m³)	8	273	398	4,540	1,575	3,186	153	26	184

TABLA II.27 GEOMATERIALES DE LA CORTINA DEL P.H. EL CAJÓN

El cuerpo principal de la cortina se construyó con tres tipos de roca clasificada con la nomenclatura: “3B”, “T” y “3C”, su sección geométrica equivale aproximadamente a un tercio de cada material.

El primer tercio de aguas arriba corresponde al material “3B” y es el de mayor importancia para el comportamiento de la presa, en el segundo tercio se localiza el material “T” que es la transición intermedia que forma la parte central, y el material “3C” corresponde al tercio de aguas abajo siendo su límite exterior el talud de protección que forma la chapa de enrocamiento final de material 4.

La geometría de la cortina establece parámetros propios de estabilidad y comportamiento mecánico, derivados de las propiedades del material rocoso como su calidad, clasificación, compactación, resistencia, compresibilidad y permeabilidad. Es de estas características de donde se derivan los procedimientos de construcción, que soportan las especificaciones implementadas mediante las cuales debe lograrse el objetivo fundamental de cumplir con la granulometría y llegar a un peso volumétrico máximo en estado seco especificado.

Las etapas fundamentales de construcción son cuatro:

Etapas I

Construcción de la preatagüa aguas arriba, atagüa aguas arriba, atagüa aguas abajo, desvío del río y desagüe del recinto. La función principal de esta etapa es formar el plano de estanqueidad de la cortina para su construcción. Estas estructuras encauzaron provisionalmente las aguas del río Santiago por el túnel del predesvío y, posteriormente en forma definitiva por los túneles de desvío, evitando el flujo hacia la cortina; lo cuál permitió realizar las actividades de limpieza, tanto del cauce del río como de las laderas.

Etapas II

Limpieza, desmonte y despalle de laderas y cauce del río hasta descubrir roca sana, regularización del terreno para desplante, concreto dental y de regularización; tratamientos a la roca para desplante del plinto; tratamientos de inyección para contacto concreto roca; inyección de consolidación e inyección de pantalla de impermeabilización hasta su elevación final. El material producto de la limpieza se depositó en bancos de desperdicio ubicados en la zona de aguas arriba de la cortina.

Etapas III

Construcción de la cortina hasta su elevación final, de manera continua o hasta las elevaciones que señale el proceso constructivo, incluyendo extracción, procesamiento, almacenamiento, colocación, adición de agua, compactación de los diferentes materiales y pruebas de control de calidad; instrumentación del cuerpo principal de la cortina; construcción de las casetas de instrumentación y alumbrado de casetas y cortina.

Etapas IV

Construcción de la cara de concreto y de las juntas cara de concreto- plinto (cuidando la protección de los sellos para garantizar su calidad); construcción de las losas de arranque, parapeto, corona y acabados.

II.4 CONSTRUCCIÓN DEL P.H. EL CAJÓN

II.4.1 PLINTO

Como parte del conjunto general de obras del P. H. El Cajón, el plinto es una de las estructuras civiles de mayor importancia que integran la contención. Se localiza en la traza perimetral de aguas arriba del cuerpo de la cortina y constituye la cimentación sobre la que descansa la cara de concreto. Su diseño se hizo sin perder de vista que en las presas de ECC, esta estructura debe tener una conexión que garantice la impermeabilidad entre la cara de concreto y la cimentación de la presa.

El trazo y la geometría del plinto obedecieron a los estudios geológicos realizados en la etapa de estudios. Sin embargo, en ocasiones fueron modificados en función de las condiciones reales que presentó el macizo rocoso, posterior a la excavación. En la figura se muestra el proyecto original de esta estructura, que parte desde la intersección plinto-corona, a la elevación 391.7 y se desarrolla de margen izquierda a margen derecha.

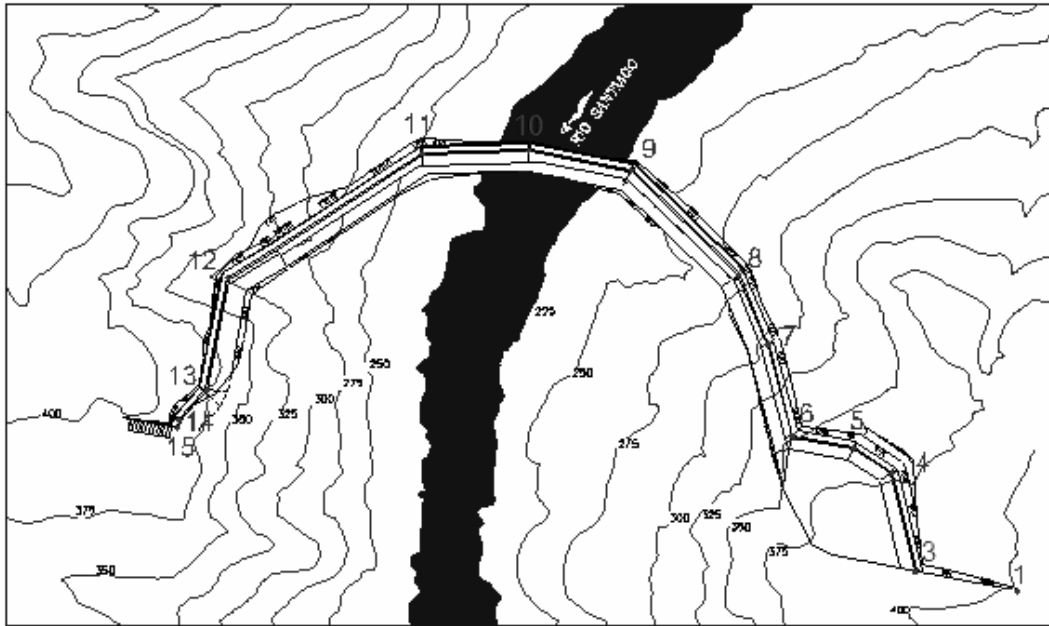


FIGURA II.40 PROYECTO ORIGINAL DEL PLINTO DEL P.H. EL CAJÓN, NAY.

El criterio utilizado para las excavaciones del plinto radicó en la conveniencia de formar tramos rectos, tratando de que los cortes y los rellenos fueran lo menos voluminosos posibles. Se tomó en cuenta el ancho de las losas de la cara de concreto y características de la roca, tales como el RQD, el grado de Intemperismo, la consistencia y las discontinuidades del terreno.

El criterio que se empleó para determinar el ancho y espesor de la losa en los diferentes niveles, fue con base en el gradiente hidráulico y en la calidad del macizo rocoso. Este criterio es el mismo que se está aplicando en presas altas de todo el mundo, utilizando el

concepto de plinto externo y losa interior (ver cap. I.5.2) para cubrir el ancho determinado según el tipo de masa rocosa encontrada y la presión del embalse, tal como es el caso de África (Berg river, Merowe), Asia (bacón), Brasil, Chile (Punilla), Colombia (El Cercado) etc.

Así pues, con base en la información obtenida de la perforación exploratoria y en los datos reales de excavación, se determinó el ancho y espesor de las losas externa e interna.

Cabe mencionar que el programa de obra para la excavación, así como la trayectoria de la estructura, se modificaron debido a la detección de la falla "Calypso" en el cauce del río. El cambio de trayectoria se realizó para garantizar la estabilidad y permeabilidad de la cortina.

Así como el la C. H. Aguamilpa y en las presas de este tipo construidas recientemente, en El Cajón se utilizó un sistema de sellos de cobre en la junta del plinto y la cara de concreto. Dicho sistema se compuso de:

a) Sello inferior: Embebido totalmente en el concreto de la losa del plinto y en la losa de arranque de la cara de concreto; compuesto de bulbo y patín en cada extremo, con perforaciones en el patín cuyo objetivo fue el de tener mayor adherencia con el concreto.

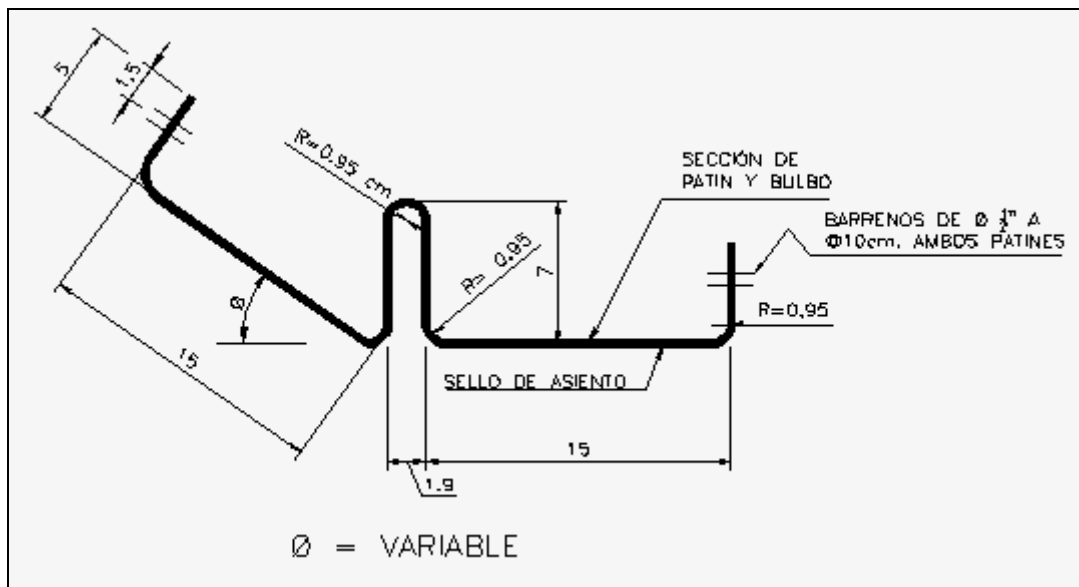


FIGURA II.41 POSICIÓN DEL SELLO INFERIOR DE COBRE ENTRE LAS LOSAS Y EL PLINTO

b) Sello superior: No cuenta con patines; pero también fue perforado en la parte horizontal en ambos lados para ser sujetado en la parte exterior entre las losas del plinto y la cara de concreto con tornillos, ángulos y neopreno; adicionalmente fue cubierto y protegido con ceniza volante y su contenedor. Este sello tiene por objeto conformar una barrera adicional en aquellas zonas de mayor deformación, como en la junta perimetral del plinto y en las losas de la cara de concreto que trabajaran a tensión.

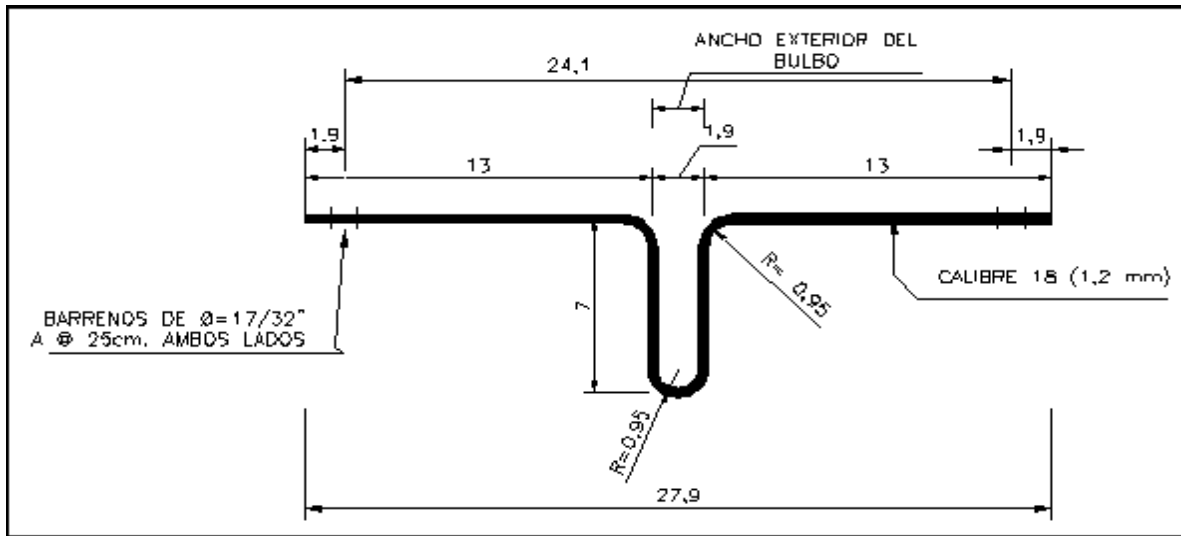


FIGURA II.42 SELLO SUPERIOR DE COBRE

Previo a la colocación del concreto del plinto se colocó concreto de nivelación y dental ($f'c=200\text{kg/cm}^2$). Para efectuar la colocación del acero de refuerzo, se perforaron barrenos para colocar anclas de apoyo con el fin de facilitar la colocación y amarre de las varillas. Por último se colocó la cimbra frontal, la lateral y la de la nariz del plinto, así como la contra cimbra en la parte superior, espaciada a cada 40 cm (para el vibrado); ésta se fue retirando conforme avanzaba la colocación del concreto, con el fin de dar el acabado o terminado del proyecto (figura II.43). La resistencia del concreto estructural del plinto y de la cara de concreto fue de $f'c=250\text{ kg/cm}^2$ y la compactación del mismo se efectuó por medio de vibración.



FIGURA II.43 COLOCACIÓN DE CONCRETO CON MOTOBOMBA ENTRE LOS PUNTOS P7 Y P8

Los trabajos de tratamiento de contacto concreto-roca y de consolidación y pantalla comenzaron con perforaciones en la losa del plinto. Este tratamiento tuvo como objetivo formar el plano de estanqueidad de la cortina.

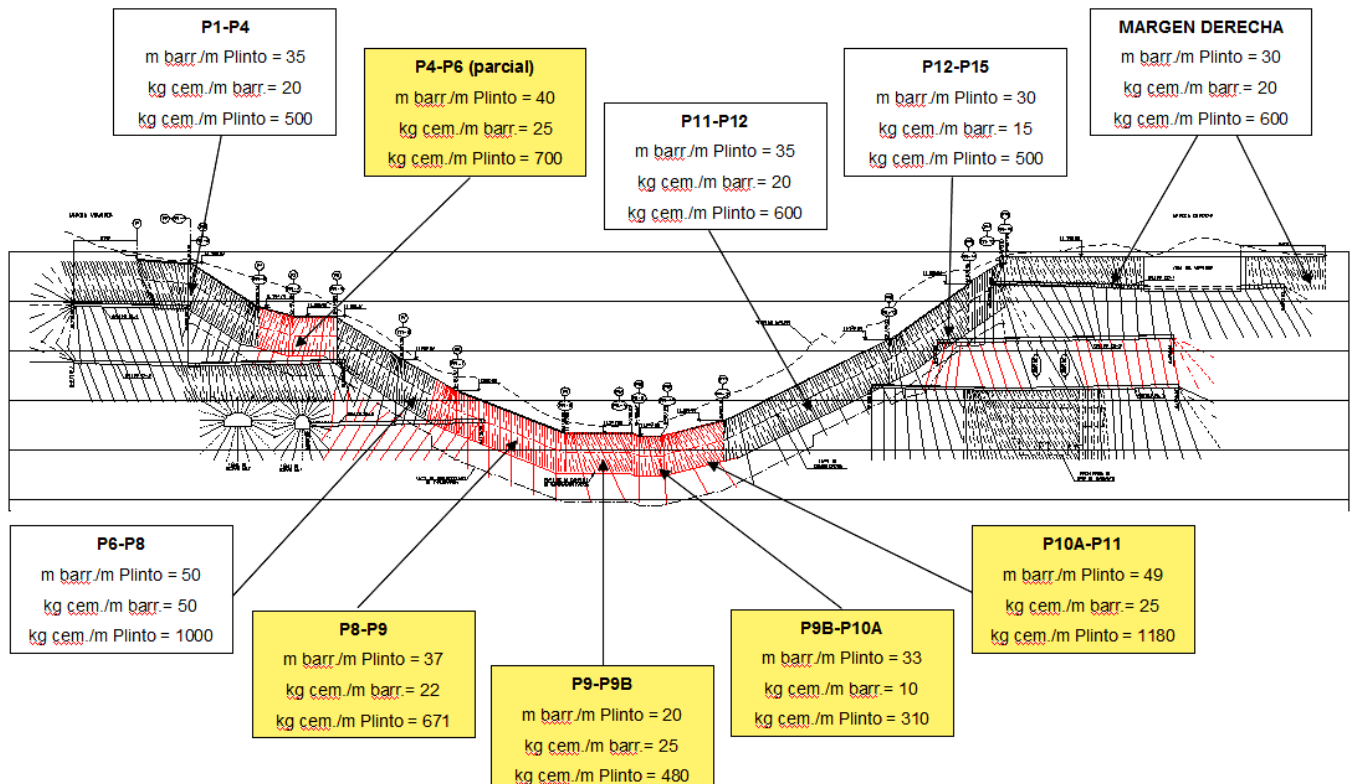


FIGURA II.44 PARÁMETROS DE INYECTABILIDAD EN EL PLINTO, CFE, 2006

Tanto los trabajos de topografía, procesos de excavación, elaboración y colocación de los sellos y la calidad del concreto fresco y endurecido se verificaron de acuerdo a las normas de calidad correspondientes durante toda la construcción del proyecto.

II.4.2 CUERPO DE LA CORTINA

El enrocamiento que conformó el cuerpo principal de la cortina fue producto de las excavaciones de las diferentes estructuras que integran el proyecto y la explotación del banco de roca “El Vertedor”. Por su parte, el material de soporte de la cara de concreto fue resultado de una producción obtenida por medio de un procesamiento de la roca por medio de trituradoras y cribas.

La mayor parte del terraplén de la cortina (3B, T, 3C y 4) se realizó en sus diferentes zonas sobre el aluvión del cauce, excepto la zona de filtros y una traza de 50 cm del material 3B. Esta condición favorable la dieron los resultados de la granulometría del material aluvial, el peso específico seco suelto por arriba de $2,000 \text{ kg/m}^3$ y la poca deformabilidad del mismo.

Para asegurar que se contara con una cimentación adecuada, se vigiló que no se clocara material sobre la misma sin que ésta fuera previamente preparada. Los materiales 2, 2F y 3A se colocaron una vez construido el plinto y colocado los sellos de cobre y neopreno, con su respectiva protección. Las zonas de material erosionable o susceptible a tubificación localizadas aguas abajo del plinto se trataron con filtros o concreto lanzado. La resistencia del material de desplante de las zonas 3B y T debió ser tal que no pudiera ser removido con tractor de 200 HP.

Durante la construcción de la obra se elaboró un pedraplén de pruebas con el fin de verificar los parámetros especificados en los materiales de enrocamiento, y con el propósito de asegurar los estándares requeridos en la colocación del material 3B (siendo éste el que constituye el enrocamiento principal de la presa). La zona T prácticamente no influye en el comportamiento de la cara de concreto y dada su semejanza con el material 3B, es posible extrapolar los resultados del pedraplén de prueba 3B al material T. Los parámetros que se utilizaron fueron: 6 pasadas de rodillo liso vibratorio de 12 Ton, una frecuencia no menor de 30 Hz y adicionando 200 lt de agua por m^3 .



FIGURA II.45 PEDRAPLÉN DE PRUEBAS DURANTE LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

Objetivos particulares de la construcción del pedraplén que fue hecho para estudiar la zonificación de la cortina:

- Efectuar pruebas de colocación y compactación con los materiales 3B, T y 3C, empleando los nuevos criterios especificados y comparándolos con los resultados de pruebas anteriores.
- Evaluar la eficiencia del rodillo vibratorio al utilizarlo en la construcción de la presa, determinando en definitiva el número adecuado de pasadas para cada material. Esta evaluación se efectuó por medio de medidas topográficas del asentamiento resultante en las etapas de compactación.
- Obtener determinaciones de los pesos volumétricos secos del enrocamiento compactado, las relaciones de vacíos y granulometrías de los materiales compactados por medio de calas gigantes.
- Calibrar los medidores de compactación, que en el futuro estarían conectados a los rodillos lisos vibratorios, con el propósito de comprobar, en cualquier momento, la velocidad, amplitud y frecuencia de vibración con que se ejecutarían los trabajos de compactación.

Con base en los resultados de este pedraplén se dictaminó que no serían necesarias más de seis (6) pasadas para la compactación del material 3B; sin embargo este numero fue excedido hasta en un 300 por ciento debido a que en campo no se llegaba a las condiciones de relación de vacíos y densidad seca de los materiales marcadas en las especificaciones.

Las consideraciones y criterios que se tomaron en cuenta durante la colocación del material, durante toda la etapa de construcción del terraplén, fueron las siguientes:

- En el caso del enrocamiento principal, sabiendo que la estabilidad de un suelo se alcanza cuando la cantidad de vacíos es mínima, se procuró balconear el material; que éste tuviera una sucesión adecuada de tamaños que permitiera que los huecos resultantes del acomodo de las partículas mayores, fueran ocupadas por partículas menores y que a su vez, los huecos que dejan estas últimas, fueran ocupados por partículas mas finas.
- Compactar cada capa de material de la cortina de manera sistemática, ordenada y continua, **con tantas pasadas hasta alcanzar los parámetros de densidad seca requeridos** (pero no menos de 4 pasadas).
- Utilizar equipos manuales de compactación donde no fuera posible utilizar rodillos vibratorios, con el fin de lograr una cobertura total.
- Tener una frecuencia de compactación mínima de 30 Hz.
- Eliminar los bloques de roca que sobrepasen el tamaño máximo de la partícula o que impidan la compactación adecuada del material.

Las etapas que se concibieron para la construcción de la cortina se muestran en la figura II.46 y se basaron en el cumplimiento de las fechas programadas de deslizados de la cara de concreto.

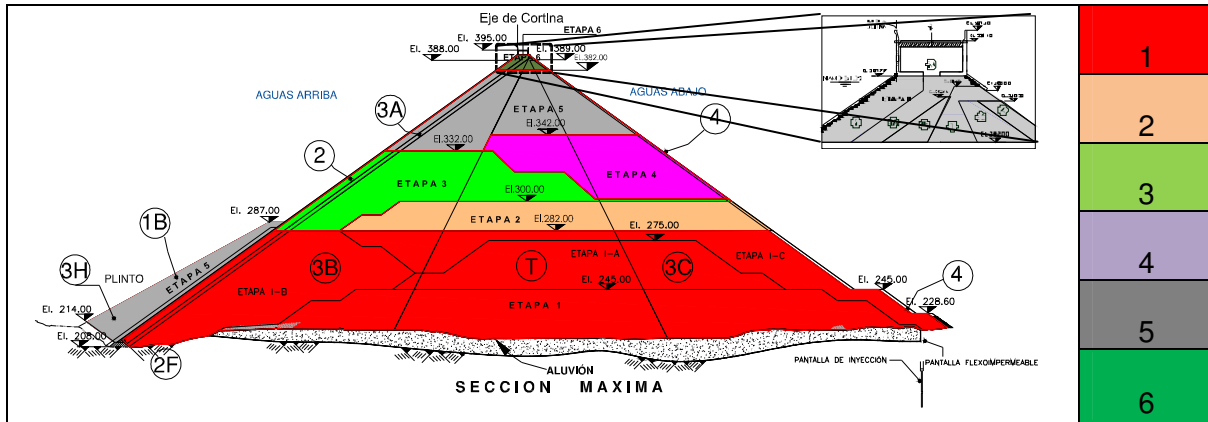


FIGURA II.46 ETAPAS REALES DE LA COLOCACIÓN DE MATERIAL EN EL CUERPO DE LA CORTINA

Las características de los materiales y sus condiciones de compactación se muestran a continuación:

Material	Descripción	Tam. máximo (cm)	Espesor de capa (cm)	Características de compactación
2 y 2F	Zona de filtros; grava-arena limosa bien graduada	40% por la malla no. 4	30	No. pasadas de RLV de 10.6 ton. necesario para: $\gamma \geq 21.06 \text{ kN/m}^3$ relación de vacíos < 0.22 coeficiente de permeabilidad $\leq 10^{-3} \text{ cm/s}$
3B	Enrocamiento bien graduado	65	80	6 pasadas de RLV de 12 ton. agregando un mínimo de 200 lts de agua por cada m^3 de material colocado
T	Enrocamiento bien graduado	80	100	6 pasadas de RLV de 12 ton. agregando un mínimo de 200 lts de agua por cada m^3 de material colocado
3C	Enrocamiento bien graduado	110	140	6 pasadas de RLV de 12 ton. agregando un mínimo de 200 lts de agua por cada m^3 de material colocado
4	Enrocamiento de respaldo; roca sana	100		
1B	Protección de los sellos plinto-losa; arena fina limosa		30	Colocado en estado suelto sin compactar

TABLA II.28 ESPECIFICACIONES DE COLOCACIÓN Y COMPACTACIÓN DE LOS MATERIALES

Las características granulométricas del material enviado a la cortina influyeron en mayor o menor facilidad para lograr una compactación adecuada.

Para la protección y contención del material 2 se construyó un bordillo de concreto pobre, de 30 cm de altura, utilizando una máquina cordillera y respetando la inclinación de la cara de concreto (1.4 H: 1 V). El alineamiento y acabado del bordillo fueron la base principal para regular los espesores de concreto en las etapas de los deslizados.

Después de colocar el bordillo se procedió a colocar y compactar el material 2 y 2F en capas de 30 cm. La compactación del material provocaba que el bordillo se desplazara hacia aguas arriba, por lo que fue necesario recortarlo en forma manual para cumplir con la rasante de proyecto. Posteriormente se colocó una plantilla de mortero que sirvió como asiento para el sello de cobre.



FIGURA II.47 DESCARGA DE CONCRETO A LA MÁQUINA BORDILLERA PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL BORDILLO

Durante toda la construcción de la cortina se realizaron pruebas de control de calidad, basadas en las especificaciones de obra y todas las normas aplicables. Estas pruebas fueron realizadas con el fin de comprobar que se alcanzaran las propiedades requeridas de los materiales colocados conforme avanzara la construcción.

El sistema de calidad diseñado incluyó actividades de muestreo, ensayos o pruebas de propiedades índice, clasificación, compactación, resistencia, compresibilidad y permeabilidad con muestras tomadas de cualquier material de la cortina; así como pruebas de campo geotécnicas y geofísicas en el enrocamiento principal.

Así mismo se realizó un estudio mediante la técnica geofísica down hole en el material T de la cortina del P.H. El Cajón, Nay., basándose en el procedimiento de Bruce Alud para ensayos profundos y aprovechando el inclinómetro No. 3 ubicado en dicho material. Este sondeo se hizo con el objetivo de calibrar un nuevo método de control de compactación, como alternativa para determinar las características de compactación de los materiales.

II.4.3 CARA DE CONCRETO

Siendo la metodología más común en el proceso constructivo de la cara de concreto de este tipo de presas, lo que se utilizó en la construcción de El Cajón, fueron cimbras deslizantes de 15 a 16 m de ancho; por lo que el ancho de las losas varió en función del tamaño de la cimbra en el caso de las losas deslizadas, y de las condiciones del sitio, en el caso de las losas de arranque. La cara de concreto de El Cajón está sentada sobre el plinto y consta de 43 losas longitudinales, cuyo espesor quedó definido a través de las siguientes fórmulas empíricas:

$$e=0.30+0.002H, H < 100 \text{ m} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación II.13}$$
$$e=0.5+0.004(H-100), \text{ para } H > 100\text{m} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación II.14}$$

Donde:

- e Espesor de la losa, en m
- H Carga hidráulica, en m

Con dichas relaciones, el espesor del desplante resultó de 80 cm y el de la corona de 30 cm.

En cuanto a la densidad del acero de refuerzo, los diámetros y separación variaron en las diferentes elevaciones de las cuatro etapas en que la cara de concreto se construyó: En las losas de arranque el armado consistió en una doble parrilla con diámetros de 1", 3/4" 5/8" y 1/2" separada a 0.5 del espesor total de la losa; en la elevación 336 el armado cambió de dos a una parrilla. El porcentaje de acero se incrementó en una franja de 10 metros en la zona adyacente al plinto desde el recinto hasta la corona a todo lo largo de la junta perimetral.

Etapa constructiva	Elevaciones
1ª	214 a 280
2ª	280 a 330
3ª	330 a 380
4ª	380 a 391.7

TABLA II.29 ETAPAS CONSTRUCTIVAS DE LA CARA DE CONCRETO DE EL CAJÓN.

En proximidad con las laderas el ancho de las losas se redujo para evitar fracturamientos a causa del espesor reducido del material de relleno.

La cimbra deslizante que se utilizó para colar las losas constó de dos plataformas de trabajo:

- La primera, para la colocación de concreto ubicada en la parte frontal, donde un grupo de vibradoristas fue compactando el concreto en la medida que éste descargaba de los canalones. En esa misma plataforma se localizaban dos unidades de comando direccionales para accionar los gatos hidráulicos en forma independiente.
- La segunda plataforma de trabajo, ubicada en la parte posterior de la cimbra, sirvió para concentrar a los albañiles que iban dando el acabado y a su vez recortando el

excedente de concreto que sobresalía por arriba de la línea de proyecto. Esta plataforma también se utilizó para realizar el curado del concreto con membrana de curacreto y la colocación de la costalera de yute sobre las losas. Se optó por ambos métodos de curado, debido a las altas temperaturas a las que la losa estaba expuesta.

Para evitar la flotación de la cimbra durante la colocación del concreto se le adicionó un lastre de 2000 kg.

La manera de transportar el concreto, desde el nivel superior de la cortina, fue a través de canalones curvos de lámina, dispuestos sobre la parrilla de acero de refuerzo y cubiertos con lona a todo lo largo, para evitar la evaporación y la pérdida de revenimiento.

En el extremo inferior de los canalones se colocó un repartidor para el concreto con un radio de influencia de 5 m y en el extremo superior se colocaron tolvas para recibir el concreto que descargaban los camiones revolvedores de forma directa.

El revenimiento del concreto, colocado en la cara de la cortina, osciló en el rango de 8 a 12 cm, siendo el valor ideal de 10 cm, que fue el que permitió la mayor longitud de deslizado debido a que al momento de desplazar la cimbra, el concreto permanecía en el lugar de colocación sin producirse panzas. Con revenimientos mayores a 10 cm el concreto tendía a colgarse, lo que implicaba recortar el excedente disminuyendo con ello la velocidad de deslizado.

Debido a lo estrecho en el terraplén de la cortina a la elevación 391.70 (cuarta etapa) y la dificultad para realizar las maniobras de las ollas revolvedoras y para bajar la cimbra deslizando, prácticamente fue imposible el uso de canalones para colar las losas de la cuarta etapa por lo que fue necesario el uso del equipo de bombeo. En este nivel el concreto utilizado fue una mezcla bombeable con revenimientos entre 12 a 16 cm, lo cual originó que los rendimientos en la velocidad del deslizado disminuyeran en comparación con la primera, segunda y tercera etapa.



FIGURA II.48 COLADO DE LOSA EN LA CARA DE CONCRETO

Otro aspecto primordial de la cara de concreto son las juntas, debido a que son las que permiten el dinamismo del comportamiento de las losas. Las juntas con que contó El Cajón fueron:

- Junta perimetral tipo I y V
- Junta tipo II, de tensión
- Junta tipo III, de compresión
- Junta tipo IV, de compresión
- Junta de construcción

La junta perimetral tipo I se localiza entre las losas de la cortina y el plinto. Esta junta permite el desplazamiento en forma independiente de estas estructuras.

La junta consiste en tableros cubiertos con pintura asfáltica antiadherente en las dos caras, instalados en la franja entre el plinto y las losas y unidos con clavos para evitar desplazamientos durante el proceso de colocación de concreto. La función de la pintura fue evitar que el concreto fresco se adhiriera a la madera y ésta perdiera humedad, pudiendo despostillarse debido a algún movimiento relativo.

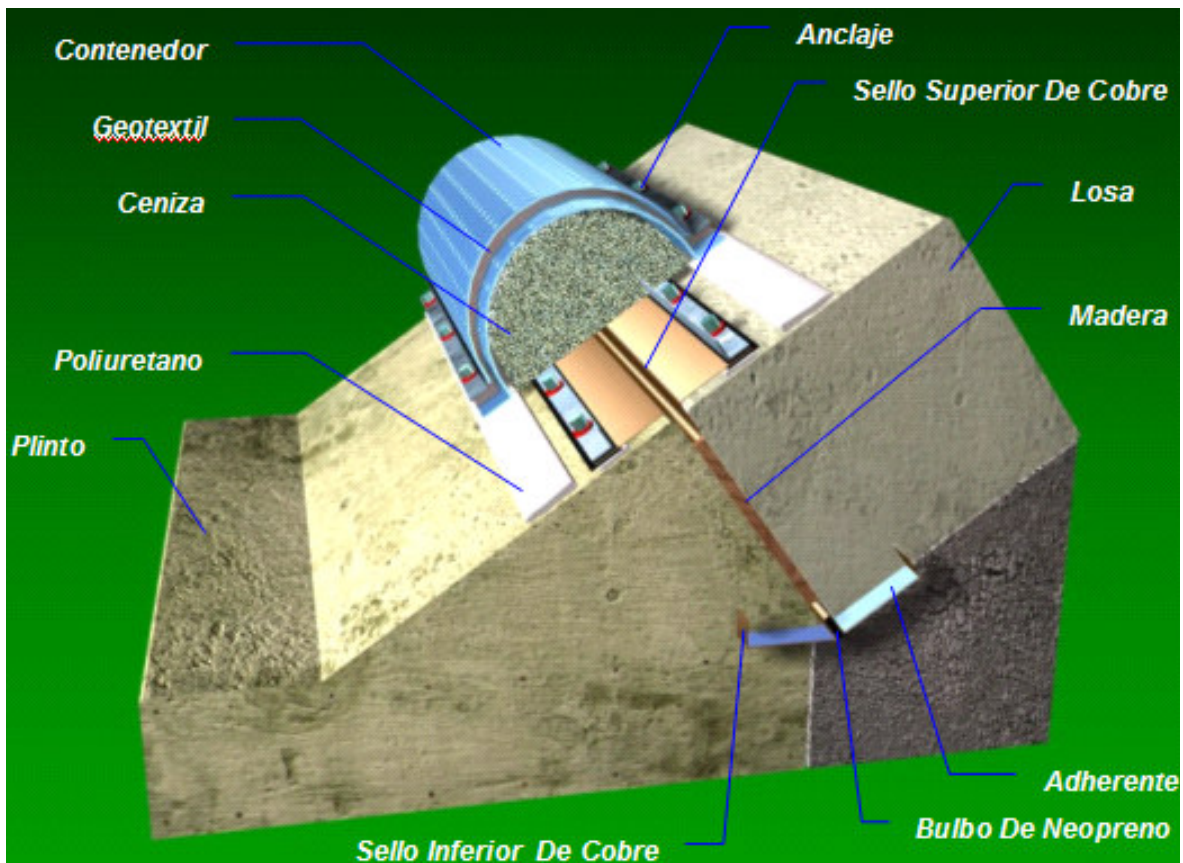


FIGURA II.49 ARREGLO DE LA JUNTA PERIMETROAL TIPO I

Las juntas tipo II se localizan entre losa y losa en los extremos de la cara de concreto sometidos a esfuerzos de tensión.

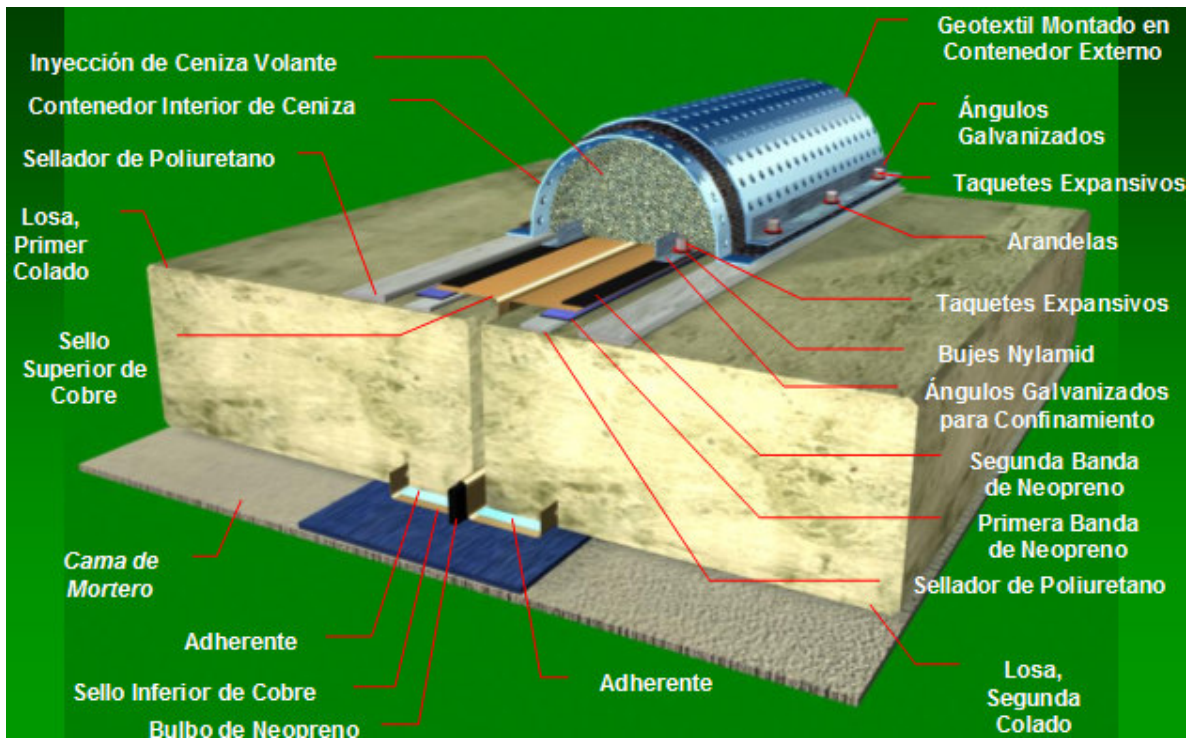
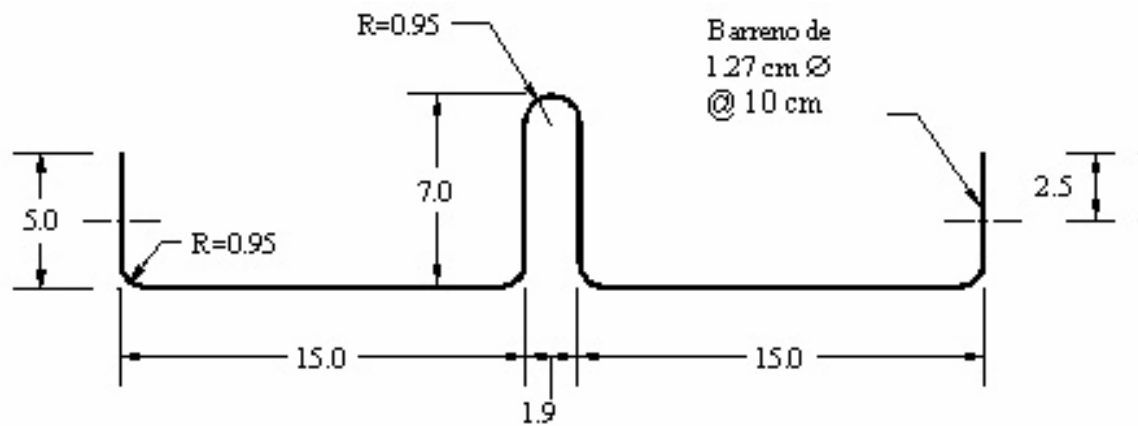


FIGURA II.50 ARREGLO DE LA JUNTA TIPO II

El sello que se utilizó en estas juntas fue del mismo tipo que el utilizado en Aguamilpa y la apertura máxima esperada con este sistema es de 150 mm entre losa y losa.

El sello superior que se colocó a todo lo largo de la junta perimetral tipo 1 y en las juntas de tensión de la cara de concreto de la cortina tiene la ventaja de ser instalado, al final del colado de las losas, evitando demoras en la construcción. Además es similar al sello inferior, lo que permita agilizar su conformado e instalación.



Acot. en cm

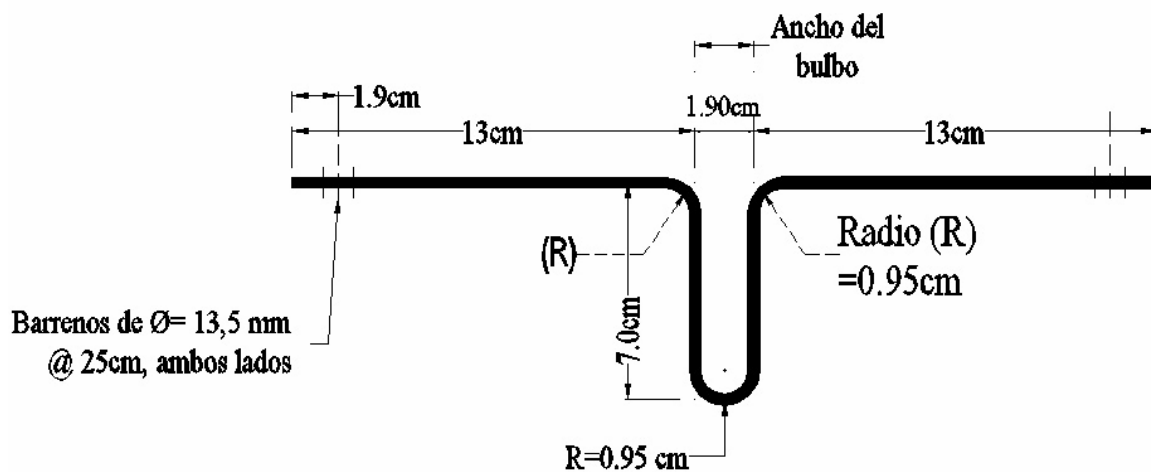


FIGURA II.51 SECCIÓN Y DIMENSIONES DE LOS SELLOS UTILIZADOS EN EL CAJÓN

Para la unión, entre el concreto y los sellos, se aplicó una capa de adhesivo epoxico previo a la colocación del mismo, con el objeto de formar un sistema de sello continuo e impermeable que evite filtraciones entre el concreto y el sello.

Finalmente, la junta perimetral tipo 5 la forman la unión entre las losas de la cara de concreto y la estructura del parapeto. Los elementos que conforman esta junta fueron los siguientes:

- Plantilla de mortero
- Banda de polivinilo
- Sello de cobre horizontal

- Contenedor de lamina galvanizada
- Ceniza volante.

Después de haberse construido la tercera etapa de la cara de concreto, se inició con la instalación de contenedores de ceniza volante en las juntas con tendencia a abrir (tipo I, tipo II y tipo V).

Este contenedor fue fabricado en forma semicircular con aleros rectos de lamina galvanizada perforada. En su interior se colocó un geotextil y otro contenedor para confinarlo, utilizando además un pegamento de contacto de alta resistencia.

En el caso de los ensambles y cambios de dirección en los que los contenedores sufrían una pérdida de galvanizado, éste se sustituyó con pintura epóxica la cual suplía las funciones de protección anticorrosivo.



FIGURA II.52 HABILITADO EN TALLER DE LOS CAMBIOS DE DIRECCIÓN DE LOS CONTENEDORES

Para garantizar el sello entre el concreto y el contenedor y que la ceniza volante no se escapara del mismo, se aplicó una capa de sellador elástico de poliuretano.

El llenado de los contenedores con ceniza volante se realizó inyectando la mezcla de agua - ceniza con un *satélite* a presión.

Los contenedores de la parte baja de la cortina se protegieron con costales de rafia llenos de arena a todo lo largo de la junta para garantizar su integridad durante el proceso de construcción de la cara de concreto y la colocación de material de respaldo 1H.

**COMPARACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO Y EL
COMPORTAMIENTO DURANTE EL PRIMER LLENADO DEL
EMBALSE DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN**

CAPÍTULO III



**COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DURANTE LA
CONSTRUCCIÓN Y EL PRIMER LLENADO DEL
EMBALSE**

III. COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DURANTE LA CONSTRUCCIÓN Y EL PRIMER LLENADO DEL EMBALSE

OBJETIVOS DEL CAPÍTULO

En este capítulo se explicarán de manera general, los métodos de monitoreo y pruebas que se realizan con el fin de conocer el comportamiento de la presa de El Cajón. La metodología empleada es la que se utiliza en la actualidad en presas de ECC a nivel mundial. La importancia de esta información radica en que el diseño de proyectos futuros depende, en gran medida de un conocimiento empírico; y dicho conocimiento es respaldado por resultados estadísticos del buen o mal comportamiento de las estructuras. Además, éste monitoreo permite llevar a cabo, paralelamente, un control de calidad adecuado durante la construcción de la obra.

Los principales factores que rigen el comportamiento de este tipo de presas son los módulos del enrocamiento y las deformaciones que sufren el cuerpo de la cortina y la cara de concreto en su etapa de construcción, primer llenado y a largo plazo. Estos parámetros pueden ser obtenidos directa e indirectamente, mediante pruebas que cuentan con un respaldo geotécnico sólido y se apoyan en potentes armas técnicas como la geofísica y la instrumentación.

Los datos acerca del comportamiento, que se presentan en este trabajo, parten de los informes emitidos por el área de instrumentación y control de calidad del proyecto. Los correspondientes a la etapa de construcción se tomaron del último informe, antes de iniciar el llenado del embalse; y los referentes al primer llenado, se tomaron cuando el embalse alcanzó la cota 378, a 12,81 m por debajo del NAMO, con una carga hidráulica de 168 m.

Es importante señalar que los resultados obtenidos y presentados en este trabajo deben considerarse con cierto criterio, ya que existen incertidumbres implícitas al cálculo como la determinación de los pesos volumétricos del material, las geometrías reales de las fronteras con la roca de desplante y del terraplén, la gran velocidad y asimetrías en la colocación de materiales, etcétera.

III.1 MONITOREO Y ESTUDIOS DEL COMPORTAMIENTO DE EL CAJÓN

III.1.1 MÉTODOS GEOTÉCNICOS

Como se mencionó anteriormente, la deformabilidad de un terraplén depende, principalmente, de su granulometría, la compacidad la dureza de las partículas. Por ello es necesario, mediante métodos geotécnicos, determinar en campo y en laboratorio estos parámetros, antes y durante la construcción de la presa. Antes, mediante la construcción y monitoreo de terraplenes de prueba para determinar los parámetros de compactación y el espesor de las capas; y durante la construcción, para el control de calidad de la compactación y para tomar en cuenta el efecto de escala.

La importancia de llevar a cabo, tanto pruebas de laboratorio como pruebas en campo, radica en que las pruebas de laboratorio conllevan una alta incertidumbre, acerca de los parámetros medidos, debido al efecto de escala y a las limitaciones de los aparatos de ensaye, aun cuando son de gran dimensión, ya que los suelos ensayados rara vez tienen la misma composición granulométrica que los materiales que se van a utilizar en la construcción. Por ello es necesario que los resultados de laboratorio sean verificados en campo mediante pruebas en el terraplén y pruebas de control de calidad. En El Cajón se llevó a cabo un plan de pruebas de exploración y control de calidad del terraplén como el que se muestra en la figura III.1.

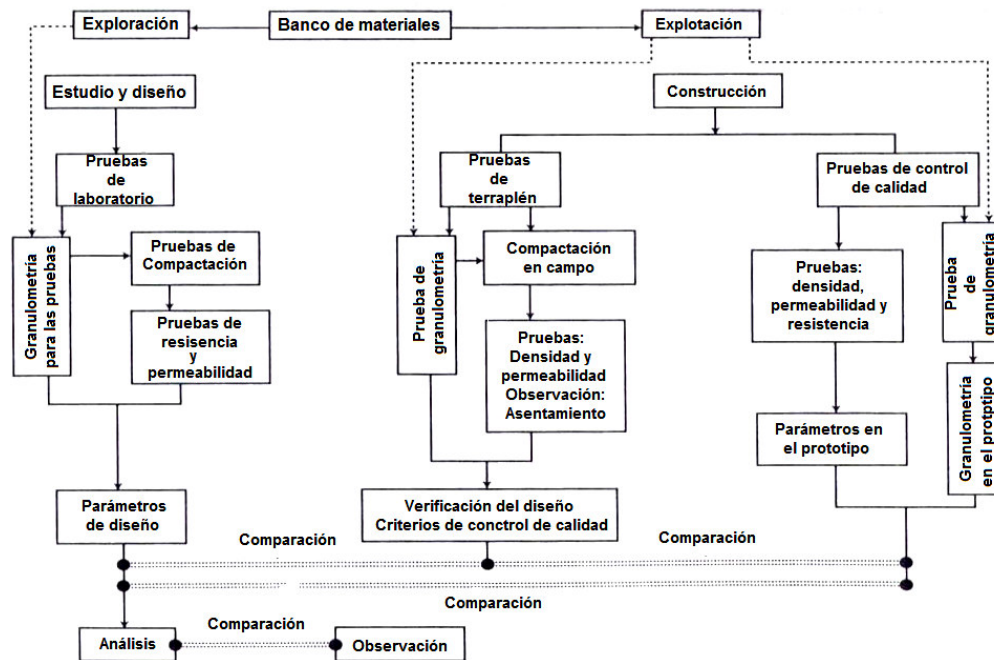


FIGURA III.1 PRUEBAS DE MATERIALES ENROCAMIENTO,

Las pruebas de laboratorio utilizadas para estudiar el enrocamiento, se diseñan para masas rocosas; es decir, son estudios geotécnicos a gran escala con probetas de enrocamiento de tamaño máximo mayor a 1 m², aplicando presiones confinantes de hasta 100 kg/cm² en cualquier dirección. De acuerdo a la literatura, se acepta que el tamaño máximo del grano no rebase una sexta vez el diámetro de la probeta; por lo que ya está preestablecido el valor permisible del tamaño máximo del grano; y a fin de que los materiales a ensayar cumplan con este requisito y sigan siendo representativos con respecto a sus propiedades en campo, se debe modificar la composición granulométrica de los mismos. Las principales dificultades para la aplicación de este tipo de pruebas, además de la incertidumbre que conllevan, son el grueso de las partículas dentro del enrocamiento, su variación dentro de los estratos y la densidad del material.

Por lo anterior, durante la construcción de El Cajón, se llevó a cabo una serie de pruebas en campo, directamente sobre el material, con la finalidad de verificar los parámetros del mismo definidos en el laboratorio. Mediante calas volumétricas se determinaron las propiedades índice, el porcentaje de compactación (a partir del peso volumétrico seco y la humedad) y la densidad estadística para el cálculo de módulos de deformación. Además, mediante la instrumentación de la cortina, se midieron los esfuerzos y los movimientos verticales y horizontales dentro de la presa y en sus taludes. También se realizaron pruebas de granulometría para definir el tamaño máximo de granos y se recurrió a la geofísica para la obtención de los módulos de deformabilidad de los materiales que conforman el cuerpo principal de la cortina (3B, T y 3C).

III.1.2 MÉTODOS GEOFÍSICOS

Con base en el arreglo de los materiales que conforman el enrocamiento principal de la cortina de una presa de ECC, los métodos geofísicos, más adecuados para su aplicación, son los métodos de prospección sísmica que se basan en el estudio de las ondas elásticas; su principal objetivo es describir, espacialmente, la velocidad de propagación de dichas ondas para reconstruir la disposición de las rocas en el subsuelo y sus características físicas; ello permite la determinación de los módulos dinámicos del material.

Estos métodos se han usado con frecuencia en terraplenes de tierra y enrocamiento de otras presas; sobre todo, como control regular de la compactación de los materiales, haciendo tendidos en las diferentes zonas y elevaciones con el fin de cubrir gradualmente el volumen de la cortina. Tienen una profundidad de influencia de doce metros y cada tendido cubre una longitud aproximada de treinta metros. Sin embargo, a pesar de la versatilidad de aplicación, el método presenta problemas que provocan una gran dispersión en los resultados.

En la siguiente tabla se muestra una clasificación de roca con base en una interpretación geofísica de módulos dinámicos y relaciones de Poisson.

Categoría o tipo	1	2	3	4	5
Calidad de roca	Excelente	Buena	Regular	Mala	Muy mala
Condición de rigidez	Compacta a muy compacta	Generalmente compacta a compacta	Medianamente compacta	Medianamente compacta a moderadamente suave	Suave a muy suave
Frecuencia y condiciones de fracturamiento	Poco distribuido y cerrado	Más o menos distribuido y cerrado en su mayor parte	Ampliamente distribuido y parcialmente abierto	Notablemente distribuido y abierto en su mayor parte	Profusamente distribuido y de difícil identificación
Propiedades mecánicas típicas	E	< 450	300 - 450	< 150	< 150
	μ	0.16 - 0.20	0.18 - 0.25	0.25 - 0.40	0.35 - 0.48
Características geotécnicas	Generalmente impermeable; macizos rocosos compresibles	Poco permeable; aceptable para excavaciones y cimentaciones	Bajo nivel de competencia para obras subterráneas	Generalmente permeable o de alto contenido arcilloso	Taludes y encapes; altera en arcillas y/o arenas

TABLA III.1 DESCRIPCIÓN DE CLASIFICACIÓN DE ROCAS POR INTERPRETACIÓN GEOFÍSICA

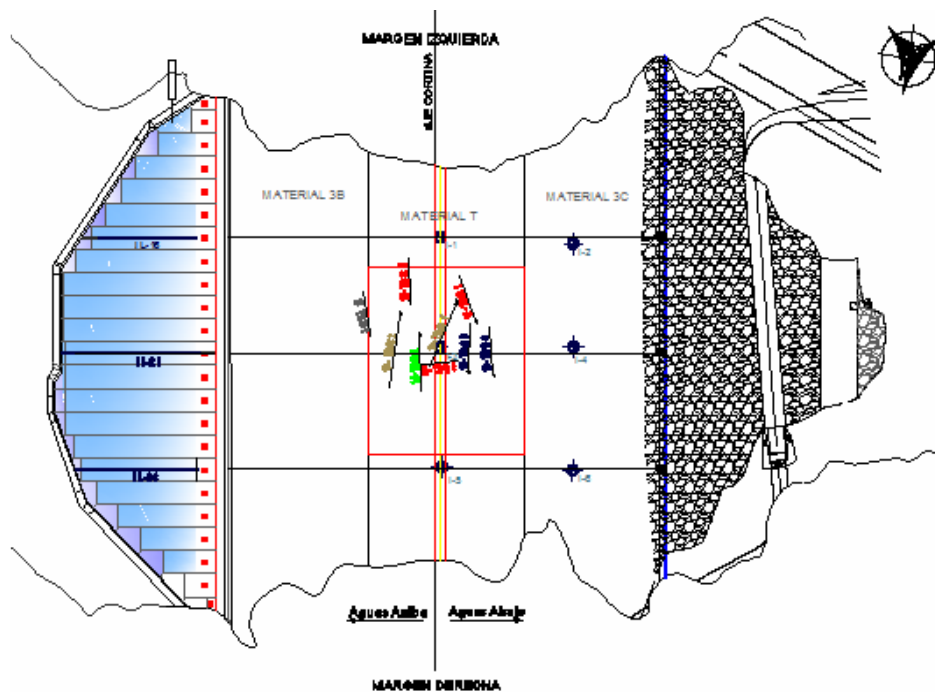


FIGURA III.2 TENDIDOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA EN EL MATERIAL T A LA ELEV. 300

Es importante señalar que el rango de deformación (en cuanto a módulo secante, G) que producen las pruebas sísmicas y las pruebas dinámicas, en general, son de un orden mucho menor a las producidas por las pruebas de laboratorio. Con el fin de poder comparar lo anterior, en la figura III.3 se representan los intervalos de deformación producidos por las pruebas dinámicas y estáticas conocidas en geotecnia, así como el intervalo de deformación esperado durante un sismo. Se puede apreciar que tanto las pruebas dinámicas, como las sísmicas, producen niveles de deformación mínimos; mientras que las pruebas estáticas y las de presión de placa, generan mayores niveles de deformación. De acuerdo con esto, los valores del módulo de corte que se obtienen en las pruebas sísmicas son máximos y los alcanzados con las pruebas estáticas son mínimos.

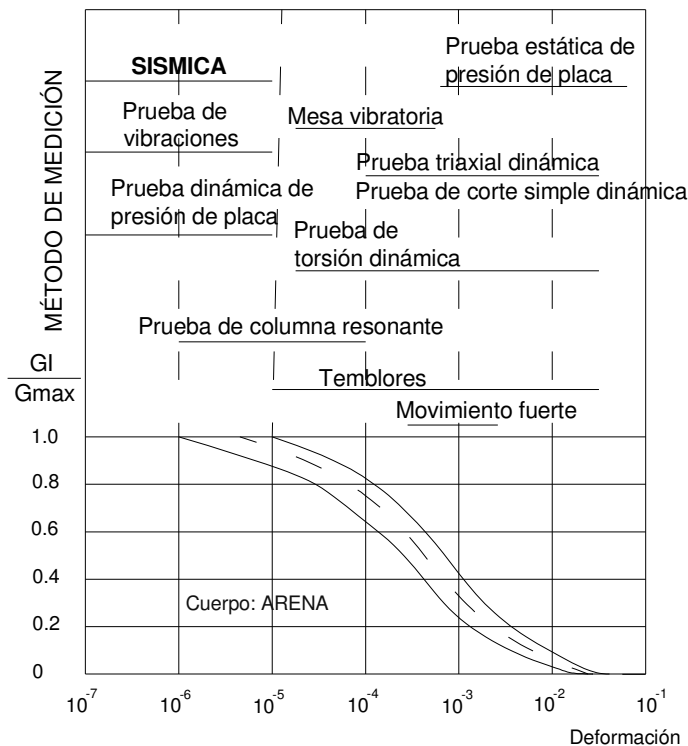


FIGURA III.3 DEPENDENCIA DEL MÓDULO DE CORTE CON EL MÉTODO DE MEDIDA. (LÜDELING, 1976)

También es posible obtener una relación entre los módulos elásticos dinámicos (E_d) obtenidos mediante geofísica y los estáticos (E_s) obtenidos mediante pruebas mecánicas de placa confinada o pruebas de laboratorio. Esto se logra a través de las relaciones de Schnaider, relacionando los módulos estáticos E_s con la frecuencia de las ondas transversales, o bien el cociente E_d/E_s y la longitud de dichas ondas. La figura III.4 muestra dichas relaciones y se puede apreciar que, efectivamente, las mediciones microsísmicas son correlacionables con las pruebas estáticas; por lo que pueden tomarse en consideración para establecer un factor de seguridad.

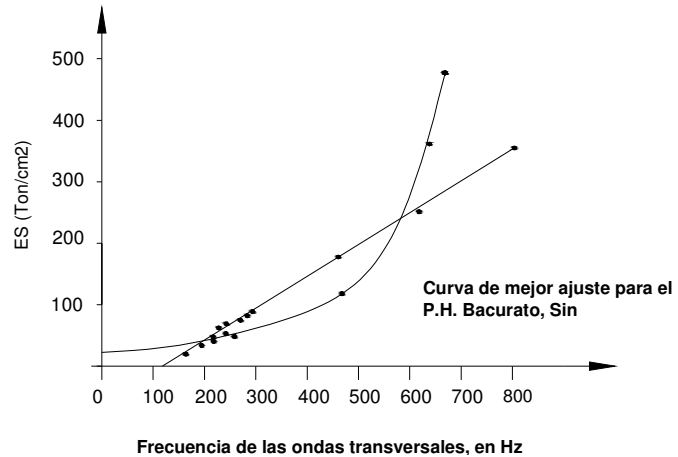
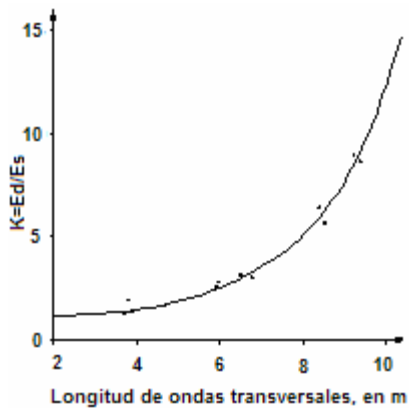


FIGURA III.4 RESULTADOS DE LAS RELACIONES DE SCHNAIDER EN EL P.H. BACURATO, SIN.

La estimación de los módulos secante se realizó con base en la siguiente relación empírica que liga el módulo dinámico de Young, el módulo secante y la longitud de las ondas transversales.

$$\Gamma = m * E_d / K^2 \quad \dots\dots\dots Ecuación III.1$$

En donde:

- m: constante
- E_d: Módulo dinámico de Young
- Γ: Módulo Secante
- K: Parámetro de las relaciones de Schnaider: E_d/E_s
- E_s: Módulo de elasticidad estático

En diciembre de 2005 se realizó un estudio geofísico mediante la técnica Down Hole en el material T de la cortina a la elev. 337; se basó en el procedimiento de Bruce Alud para ensayos profundos y se aprovechó el inclinómetro 3 ubicado en dicho material. La intención de este ensaye fue la calibración de un nuevo método para la obtención de los módulos elásticos en las presas de este tipo; utilizando los inclinómetros y se logró una mayor profundidad de estudio (50 m) y valores más representativos del comportamiento de la presa.

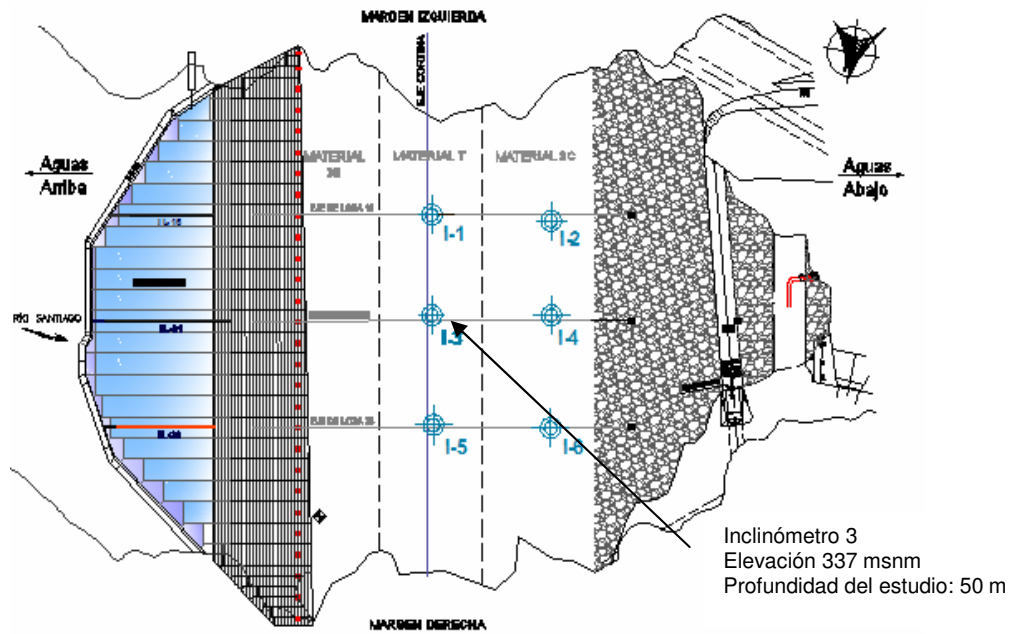


FIGURA III.5 UBICACIÓN DEL ESTUDIO DOWN HOLE EN EL CENTRO DE LA CORTINA DE EL CAJÓN

III.1.3 INSTRUMENTACIÓN

La instrumentación también contribuyó a la determinación de las deformaciones horizontales y verticales de la cara de concreto y parapeto. El sistema de auscultación, utilizado para el control del comportamiento de El Cajón durante su construcción y a largo plazo, se muestra esquematizado en la siguiente figura:

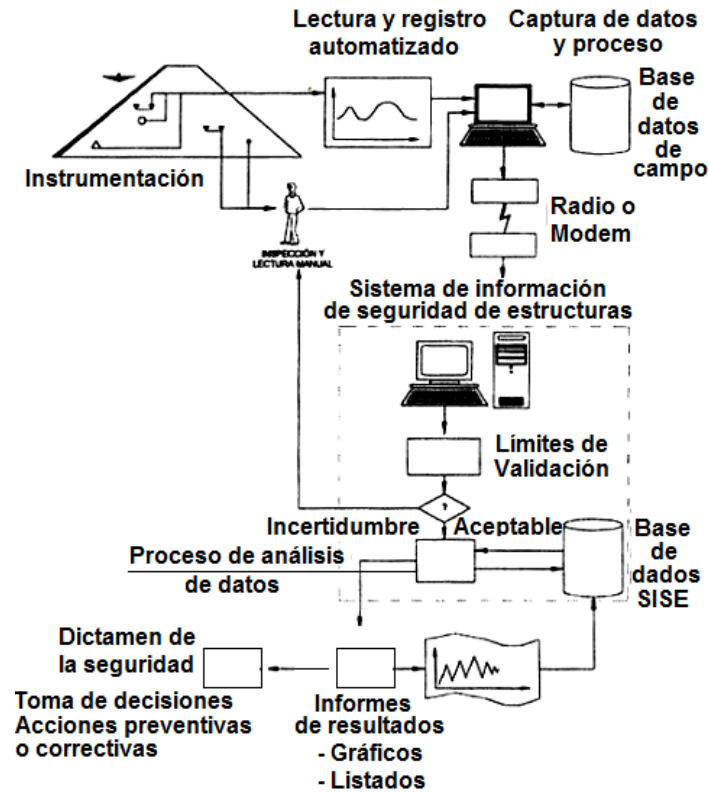


FIGURA III.6 ESQUEMA BÁSICO DE CONTROL REGULAR DE COMPORTAMIENTO (SCE-CFE)

A continuación se presenta la instrumentación que se utilizó en el terraplén y la cara de concreto de la presa, además de su distribución y la función y finalidad particular de los instrumentos:

TERRAPLÉN			
Instrumento	Función	Finalidad	Distribución
Niveles hidráulicos de asentamiento	Medir desplazamientos verticales en el interior del terraplén	Evaluar la pérdida de bordo libre o la movilización incipiente de taludes; evaluar la estabilidad del terraplén y su influencia sobre el comportamiento de la cara de concreto; establecer la influencia de la geometría de la boquilla sobre el terraplén y en el plano de estanqueidad. Las deformaciones que sufre el terraplén durante las etapas de construcción, primer llenado y a largo plazo (creep) tienen una influencia fundamental en el comportamiento de la cara de concreto. Las deformaciones excesivas en el terraplén pueden llegar a agrietar las losas o romper los sellos de las juntas.	Secciones transversales y longitudinal de la cortina
Celdas eléctricas de asentamiento	Medir desplazamientos verticales en el interior del terraplén		Sección longitudinal de la cortina
Inclinómetros verticales	Medir los asentamientos y los desplazamientos horizontales del terraplén y los taludes del vertedor		En cada sección transversal de la cortina; en la corona y en el respaldo aguas abajo. En los taludes del vertedor también.
Referencias topográficas, bancos de nivel y bases de centraje	Permiten conocer las deformaciones y desplazamientos del respaldo de aguas arriba y el parapeto.		Cortina, en sus líneas longitudinales y transversal; en las laderas (en zonas de potencial deslizamiento).
Celdas de presión y extensómetros	Permiten medir la deformabilidad del material 3B		Sección de la losa L-19, elev. 245
Piezómetros	Conocer la distribución del nivel de agua en la cimentación del cuerpo de la cortina	Evaluar la eficiencia del plano de estanqueidad, además de facilitar la ubicación de las posibles vías de flujo.	En el nivel de desplante del terraplén; en la sección L-14, L-16, L19 y L-24.
CARA DE CONCRETO			
Inclinómetro en cara de concreto	Medir la deformación de los materiales del terraplén y su interacción con la cara de concreto	Detectar grietas potenciales en la cara de concreto durante las etapas de construcción, primer llenado y operación. Los inclinómetros permiten ubicar los sitios donde la geometría de las losas cambia abruptamente de pendiente al deformarse el terraplén.	En el interior de las losas L-24, L-19 y L-24
Extensómetros unidireccionales	Medir los movimientos de las juntas verticales de la cara de concreto	Detectar las losas que potencialmente pueden tener problemas por la rotura de los sellos	Ambos márgenes de la cara de concreto, elev. 361
Extensómetros tridimensionales	Medir los movimientos de la junta perimetral		A lo largo de la junta perimetral
Extensómetros bidimensionales	Medir aberturas y asentamientos de la junta losas-parapeto	Los movimientos del parapeto se reflejan junto con los movimientos de las losas en la junta parapeto-losas. Es importante este monitoreo ya que las deformaciones a largo plazo y por sismo, pueden provocar daños en los sellos de esta junta, lo cual implica riesgo por erosión superficial.	Losas L-5, 10, 14, 19, 24, 29 y L-33
Dispositivo de aforo	Captar y conducir filtraciones	Evaluar la eficiencia del plano de estanqueidad	A la salida de cada una de las galerías de tratamiento, y uno en la galería de drenaje al pie de la cortina y en los ramales principales dentro de las galerías

TABLA III.2 INSTRUMENTACIÓN DEL TERRAPLÉN DEL P.H. EL CAJÓN, NAY.

III.2 COMPORTAMIENTO DEL TERRAPLÉN

Como se explicó anteriormente, los parámetros de comportamiento más importantes en las presas de ECC, en cuanto al terraplén, son las deformaciones verticales (asentamientos), horizontales y módulos de enrocamiento. A continuación se muestran los resultados, para El Cajón, de dichos parámetros:

III.2.1 ASENTAMIENTOS

En las tablas III.3 y III.4 se muestran los asentamientos de El Cajón obtenidos en su etapa de construcción mediante 96 NHA, 6 inclinómetros verticales y más de 300 referencias topográficas. Para la interpretación de valores promedio se debe tomar en cuenta la influencia de los diferentes materiales, los espesores de las capas y la secuencia de construcción.

Material	Primera etapa		Fin de la construcción	
	Elevación	Asentamientos máximos, en cm	Elevación	Asentamientos máximos, en cm
3B	290	19.8	392	44.44
T	290	23.9	392	72.80
3C	245	23.4	392	69.90

TABLA III.3 ASENTAMIENTOS VERTICALES DEL TERRAPLÉN DEL EL CAJÓN MEDIDOS MEDIANTE NHA

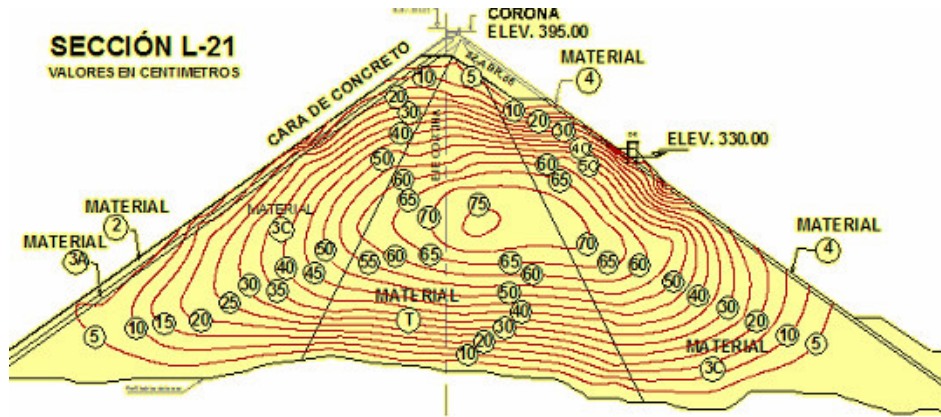
Material	Primera etapa		Fin de la construcción	
	Inclinómetro	Asentamientos máximos, en cm	Inclinómetro	Asentamientos máximos, en cm
T	I-1	12.70	I-1	58.10
3C	I-2	15.50	I-2	52.40
T	I-3	25.70	I-3	76.50
T	I-4	27.30	I-4	72.90
3C	I-5	26.50	I-5	75.20
T	I-6	18.20	I-6	53.50

TABLA III.4 ASENTAMIENTOS MEDIDOS CON INCLINÓMETROS

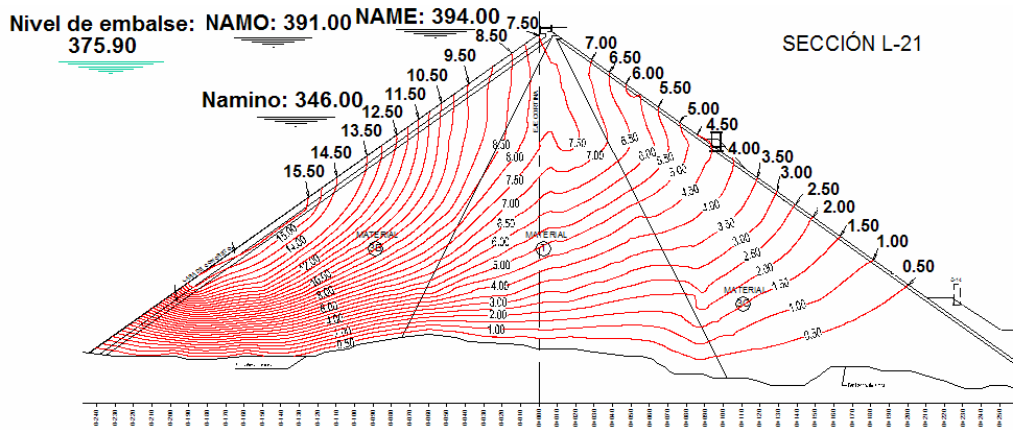
Estos valores se complementan, para tener la distribución dentro del terraplén, tanto en las líneas verticales como en las horizontales. A medida que avanzó la construcción de la cortina se presentaron mayores asentamientos en la zona del material con mayor relación de vacíos entre las partículas (3C).

Casi al final del llenado del embalse (94 % de la carga hidráulica total), los desplazamientos verticales del terraplén registraron los mayores asentamientos atrás de la cara de concreto con un valor máximo de 19 cm en la sección L-21 (Parte central derecha) a la elevación 290 m, acumulado al 1º de diciembre de 2006.

En la siguiente figura se puede observar el comportamiento de los asentamientos del terraplén, tanto en su etapa de construcción, como en el primer llenado de la presa. Los análisis de todos los instrumentos instalados indicaron que la zona del terraplén que más resintió el empuje hidrostático en esta etapa, fue la que corresponde al material 3B, entre las elevaciones 245 y 330, con una pequeña influencia en el material T.



Construcción



Primer llenado (del 14 de julio al 4 de noviembre)

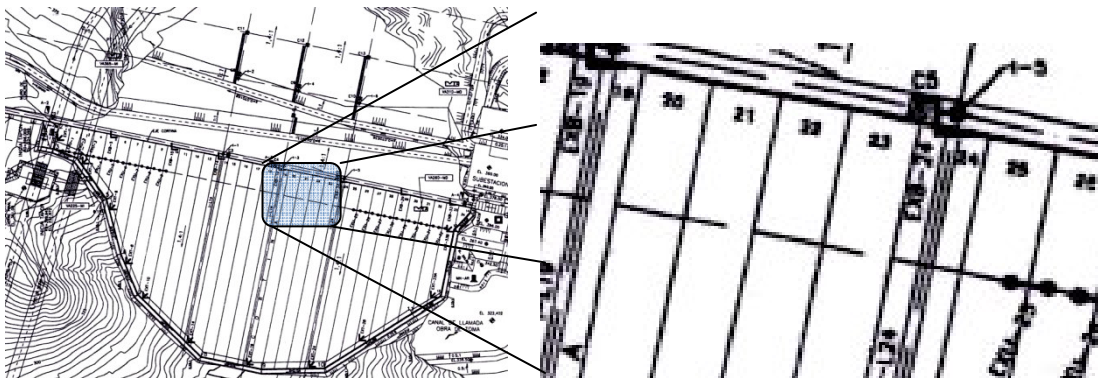


FIGURA III.7 ASENTAMIENTOS MÁXIMOS REGISTRADOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE AGUAMILPA Y EL CAJÓN, MEDIDOS CON NHA

En suma: los factores más dominantes que influyen el asentamiento de la cresta después de la construcción son:

- El método de colocación (a volteo o compactado).- Existe un asentamiento mucho mayor para el caso de enrocamiento colocado a volteo, después de la construcción y durante el primer llenado.
- La resistencia pura de la roca para enrocamientos compactados.- En enrocamientos construidos con roca de mediana a alta resistencia, la magnitud total del asentamiento a 10 años es, en promedio, aproximadamente dos veces la de los enrocamientos construidos con roca de muy alta resistencia. Esto ocurre también a un plazo mayor, aunque en menor proporción.
- El uso de gravas en el enrocamiento.- En enrocamientos construidos predominantemente de gravas bien compactados, el asentamiento total, después de la construcción, es menor que en enrocamientos hechos de roca bien compactada de alta resistencia. Esto se debe a varias razones pero la más importante es, al parecer, la forma redonda de las gravas. El punto del área de contacto entre las partículas de grava es significativamente mayor que para roca con formas angulares; entonces, el esfuerzo de contacto será significativamente menor, con el resultado de un menor quiebre de partículas.
- La forma de la partícula y el coeficiente de uniformidad también parecen tener influencia en el comportamiento del asentamiento de la cresta, después de la construcción; sin embargo no existen correlaciones estadísticas; lo que demuestra que esta influencia es relativamente menor en relación con otros factores.
- La geometría de la zona del enrocamiento principal.- Dado que la zona 3B es, generalmente, la que cuenta con la menor compactación para diseños típicos de CFRD, se esperan mayores asentamientos para esta zona.
- El clima.- En regiones donde llueve mucho, la gran cantidad de agua infiltrada al enrocamiento provoca asentamientos mayores.

III.2.2 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

Los desplazamientos horizontales en el interior del terraplén, medidos también con los inclinómetros, permiten observar la tendencia de los movimientos de la cortina. Estos desplazamientos se presentan en la tabla III.4 para las diferentes etapas de la presa.

Inclinómetro	Material	Primera etapa		Fin de la construcción		Fin del primer llenado	
		Desplazamientos horizontales máximos, en cm		Desplazamientos horizontales máximos, en cm		Desplazamientos horizontales máximos, en cm	
		Eje del río	Eje de la cortina	Eje del río	Eje de la cortina	Eje del río	Eje de la cortina
I-1	T	1.90	3.60	9.50	10.20	2.7 ↓	2.5 →
I-2	3B	2.90	5.10	18.70	11.00	2.5 ↓	1.5 →
I-3	T	1.50	3.16	10.90	5.80	3.1 ↓	2.1 →
I-4	3C	5.10	3.00	22.20	4.00	2.9 ↓	0.2 ←
I-5	T	2.00	5.30	7.90	8.90	3.3 ↓	1.2 ←
I-6	3C	2.40	4.00	14.40	8.80	2.6 ↓	1.2 ←

TABLA III.5 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS HORIZONTALES DEL TERRAPLÉN MEDIDOS CON INCLINÓMETROS

Notas:

- ↑ Hacia aguas arriba
- ↓ Hacia aguas abajo
- Hacia margen derecha
- ← Hacia margen izquierda

Al final de la etapa de construcción, la mayor deformabilidad ocurrió cerca de la frontera de los materiales T y 3C.

El análisis de las mediciones obtenidas con la instrumentación geotécnica y topográfica, instalada en el terraplén y la cara de concreto de la cortina, con el terraplén a la cota de proyecto antes del parapeto (392 m) y 99% de material colocado, indicó un comportamiento adecuado antes del primer llenado.

Después del primer llenado, el desplazamiento máximo en el eje del río fue de 3.3 cm hacia aguas abajo a la elevación 328 m. En el eje de la cortina resultó de 2,5 cm hacia margen derecha a una elevación de 390; y de 1.2 cm hacia margen izquierda a la elevación 335 m.

III.3.3 MÓDULOS DE DEFORMABILIDAD

El cálculo de los módulos depende, principalmente, de los pesos volumétricos del terraplén, así como de los espesores de capa abajo y arriba del instrumento donde se miden los asentamientos.

Estos módulos de deformabilidad se calcularon de varias formas. Una de ellas fue a partir de los valores de asentamientos medidos tanto en los NHA como en los tubos de inclinómetros. Los resultados se muestran en la siguiente tabla para las tres etapas de interés y el terraplén de prueba.

Material	Terraplén de prueba	Primera etapa	Fin de la construcción	Fin del primer llenado
		Rango	Rango	
3B	70	160 - 200	85 - 100	110
T	50	140 - 170	106 - 122	125
3C	40	90 - 120	46 - 72	75

TABLA III.6 MÓDULOS DE DEFORMABILIDAD EN MPA, REPRESENTATIVOS PARA LAS DIFERENTES ETAPAS DE LA CORTINA CALCULADOS A PARTIR DE LOS ASENTAMIENTOS.

El efecto de la interacción, entre las fronteras del terraplén y de las laderas del cañón, se manifiesta como un incremento en el valor del módulo de deformación; ya que éstas garantizan un mayor confinamiento de los materiales del terraplén; de igual manera los instrumentos que se encuentran cercanos a los taludes del terraplén, registran módulos bajos, debido a la falta de confinamiento y a la geometría local.

Por otro lado: este efecto también se presenta en las fronteras entre materiales, donde el material más rígido se asienta más de lo normal por el efecto de sobrecarga que le causa el asentamiento del menos rígido (el menos rígido le transfiere carga al más rígido). Por esta razón el módulo calculado en el lado más rígido de la frontera disminuye, mientras que el del lado menos rígido aumenta. Este fenómeno no es novedoso y se ha observado en otras presas.

El hecho de que los valores obtenidos en la cortina resulten mayores a los previstos en el diseño, se explica por el **factor de escala** del terraplén de prueba y los esfuerzos de confinamiento de los materiales en la cortina. Esto no permite estimar adecuadamente los valores del Módulo de Deformabilidad para el diseño de la cortina. Sin embargo, el hecho de que exista un reducido contraste entre las deformabilidades de los diferentes materiales del terraplén, alienta el buen comportamiento de la cara de concreto, ya que se reduce la posibilidad de agrietamientos y abertura de juntas.

Cabe señalar que este método es adecuado sólo para aplicarse en el 40 . 60% de la altura total del terraplén; más allá, la influencia de la forma de la boquilla, provoca que el método sobre estime los valores del esfuerzo vertical y subestima los módulos de enrocamiento, ya que no toma en cuenta el efecto de la distribución de esfuerzos (Hunter & Fell, 2003).

En la tabla III.7 se presenta una serie de factores de reducción sobre los esfuerzos verticales del terraplén por efecto de la boquilla.

Wr/H	Pendiente de las laderas (°)	Factor de reducción del esfuerzo en el terraplén			
		Base (0 a 20 %)	Mitad inferior (20 a 40%)	Mitad superior (40 a 65%)	Parte alta (65% a la cresta)
0.2	10 a 20	0.93	0.95	0.97	1.0
	20 a 30	0.88	0.92	0.96	0.98
	30 a 40	0.82	0.88	0.94	0.97
	40 a 50	0.74	0.83	0.91	0.96
	50 a 60	0.66	0.76	0.86	0.94
	60 a 70	0.57	0.69	0.82	0.92
0.5	<25	1.0	1.0	1.0	1.0
	25 a 40	0.93	0.95	0.97	1.0
	40 a 50	0.91	0.92	0.95	0.05-1.0
	50 a 60	0.87	0.88	0.93	0.05-1.0
	60 a 70	0.83	0.85	0.90	0.05-1.0
1.0	Todas las pendientes	0.95-1.0	0.95-1.0	1.0	1.0

Wr/H: Relación entre el ancho del río y la altura del terraplén

TABLA III.7 FACTOR DE REDUCCIÓN DE TENSIÓN POR EFECTO DE LA FORMA DE LA BOQUILLA (HUNTER Y FELL, 2003)

Los resultados obtenidos, mediante sísmica de refracción a diferentes elevaciones y en diferentes zonas de la cortina, muestran una gran dispersión debido a las limitaciones del método en cuanto a su aplicación y la interpretación de sus resultados. En consecuencia se optó por tomar un promedio de los resultados para cada zona del terraplén (tabla III.8).

Estos valores son representativos de la etapa de construcción de la presa, ya que los ensayos que se tomaron en cuenta son los que se realizaron desde el comienzo del terraplén hasta que se llegó a la elev. 300. Se puede observar que el módulo de elasticidad de mayor valor se presenta en el material T; sin embargo no existen grandes diferencias entre los valores de las tres zonas: lo cual es congruente con los resultados de los módulos calculados a partir de los asentamientos.

Material	E (MPa)
3B	265.37
T	284.46
3C	203.67

TABLA III.8 MÓDULOS DE DEFORMABILIDAD PROMEDIO OBTENIDOS MEDIANTE SÍSMICA DE REFRACCIÓN

Es normal que los valores de E dinámicos sean mayores que los E estáticos debido a los diferentes niveles de deformación que produce cada método (figura III.4)

La relación entre la longitud o la frecuencia de las ondas y los módulos estáticos y dinámicos, mediante la cual se puede definir un factor entre ambos módulos, no fue

posible efectuarla ya que los reportes de los estudios geofísicos no contemplaron la presentación de datos de longitud de onda y frecuencia de los tendidos.

Finalmente se presentan los resultados de los módulos de elasticidad y rigidez a las diferentes profundidades dentro del estrato obtenidos para el material T en el centro de la cortina mediante la técnica geofísica Down Hole, aprovechando el inclinómetro 3 de la cortina.

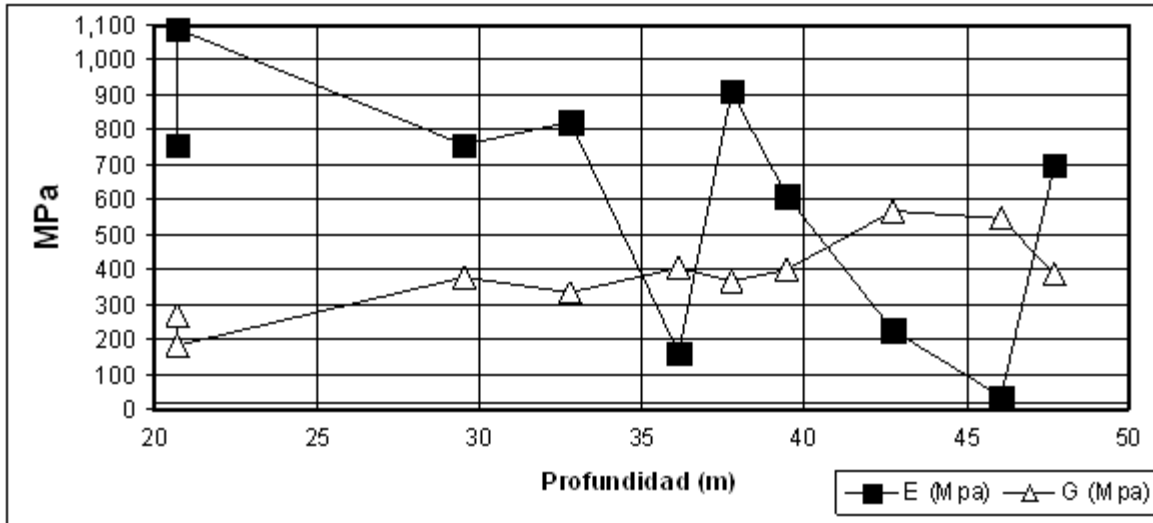


FIGURA III.8 RESULTADOS DE E Y G OBTENIDOS DEL ENSAYO DOWN HOLE AL CENTRO DE LA CORTINA

Se puede observar una tendencia del módulo G a crecer conforme alcanza la profundidad máxima de estudio; sin embargo, en el caso del módulo de elasticidad E, la tendencia no es clara y más bien parece disminuir; lo cual no es congruente con el comportamiento teórico del material, que es el de aumentar su compresibilidad conforme aumenta la profundidad, a causa del aumento del confinamiento de partículas.

III.3 COMPORTAMIENTO DE LA CARA DE CONCRETO

En el caso de El Cajón, los valores considerados en el diseño condujeron a un criterio conservador de algunos elementos, como los sellos de la cara de concreto.

El conocimiento del movimiento y abertura de las juntas, así como los asentamientos de las losas, es el que representa de mejor manera el comportamiento de la presa durante la etapa crítica para esta estructura: el llenado del embalse.

Cuando el llenado del embalse comenzó, los resultados obtenidos de la instrumentación en la cara de concreto fueron los siguientes:

III.3.1 MOVIMIENTOS DE LAS JUNTAS

De los extensómetros previstos para medir el movimiento en tres direcciones de la junta perimetral plinto – losas en sitios característicos, la tendencia de los movimientos previa al primer llenado, fue de cierre con valores máximos de 3,1 mm en la losa 23. Los extensómetros de las márgenes indicaron desplazamiento hacia el cauce, con valores máximos de 3,50 mm en la losa 16 de margen izquierda, y de 1,3 mm en la losa 30 de margen izquierda. En todas las losas los levantamientos fueron menores de 1 mm, respondiendo a la colocación del material de recargue al pie del talud aguas arriba (1B y 3H).

Los desplazamientos verticales de las losas L-16, L-21 y L-26 medidos con inclinómetros inclinados y verificados con referencias topográficas en la losa 21, indicaron tendencia de asentamiento, antes del primer llenado, sin cambios bruscos que indicaran daño importante a lo largo de las losas.

El 1º de diciembre de 2006 se registró un nivel de embalse de 380.17 m, con un tirante de 173 m, equivalente al 94 % de la carga hidráulica y al 88 % del empuje hidráulico al NAMO. A esta fecha las mediciones en la cara de concreto indicaron lo siguiente:

Como consecuencia del empuje hidrostático el comportamiento de la junta perimetral plinto-losa fue de abertura en todos los extensómetros de la dirección paralela a la cara de concreto; y registró 8.1 mm como la mayor abertura (figura III.9).

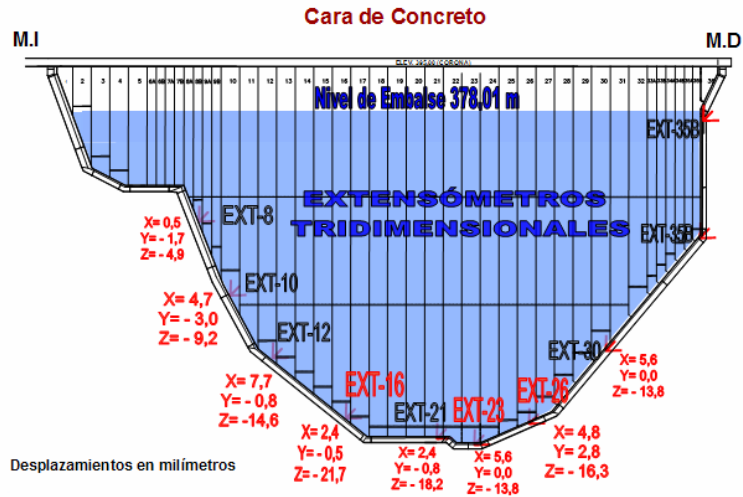


FIGURA III.9 COMPORTAMIENTO DE LA JUNTA PERIMETRAL DESPUÉS DEL PRIMER LLENADO

En la dirección tangencial a la cara de concreto en cambio, los extensómetros registraron un comportamiento de deslizamiento hacia el centro de la boquilla con valores pequeños que van de 0.2 mm a 3.2 mm. Las juntas instrumentadas al centro de la cortina tienen como valor máximo 0.6 mm, con deslizamiento hacia la margen derecha; y las juntas instrumentadas en esta margen indicaron una tendencia de deslizamiento hacia el cauce, con un valor máximo de 2.8 mm.

En la dirección normal a la cara de concreto todas las juntas indicaron un asentamiento de las losas, teniendo la mayor magnitud en la losa 16, con un valor de 23.3 mm. Los movimientos de la junta perimetral en las tres direcciones no indicaron indicios de mal comportamiento, ya que las magnitudes de abertura resultaron menores a las esperadas en los análisis numéricos previos que condicionaron el diseño de los sellos.

En lo que respecta a las juntas verticales de la zona de tensión en ambas márgenes de la cara de concreto a la elevación 379 indican movimientos de apertura menores de 6,5 mm.

Los medidores de junta en las losas centrales, colocados en la zona de compresión de la losa, indican una tendencia de cierre con valor de 2,2 mm en la elevación 330, y 0,6 mm en la elevación 361 (junta losas 21-22).

En conclusión: los movimientos de las juntas, tanto verticales como losa-plinto, no indican anomalías en su comportamiento; por lo que no se esperan filtraciones a través de ellas.

III.3.2 ABERTURAS DE JUNTAS

Los mayores valores de esfuerzos se concentraron en las elevaciones 245 m a 330 m, donde se encuentran las juntas horizontales de construcción de las losas de la cara de concreto, las cuales están sujetas a esfuerzos de flexión. Por esta razón se podría sospechar de una eventual abertura de estas juntas.

Es importante señalar que se detectaron fisuras pequeñas en las losas, entre las elevaciones 280 m a 330 m, y entre las losas 21 y 28, durante la etapa de construcción, que fueron tratadas superficialmente.

Los extensómetros eléctricos colocados registraron un cierre máximo de 2.2 mm en las juntas de compresión en la elevación 330 y de 0.4 mm en la elevación 361.

En la margen derecha e izquierda, los extensómetros eléctricos unidireccionales indicaron que las juntas de tensión fueron influenciadas por el empuje hidrostático con una elevación de embalse de 370.38 m; y tuvieron como valor máximo de abertura, 6.3 mm en ambas márgenes.

En cambio las juntas mecánicas colocadas cerca del parapeto, en la elevación 392, registraron valores de cierre máximos de 0.9 mm.

Por su parte: los inclinómetros inclinados de la cara de concreto, en la sección 16, presentaron un cambio de curvatura en las elevaciones 260, 280 y 330 con un valor de asentamiento máximo de 9 cm en la elevación 322 y una velocidad de asentamiento de 5 cm/mes entre las elevaciones 330 a 390, del 25 de octubre al 8 de noviembre de 2006, la cual disminuyó después de esta fecha.

En la sección 21 también se presentó una curvatura simple, con un valor máximo de 11.5 cm en la elevación 299 m; en contraste, la losa 26 mostró una doble curvatura, con cambio en la elevación 330 m. El máximo desplazamiento fue de 11.6 cm, en la elevación 303.

III.3.3 ASENTAMIENTOS DE LAS LOSAS

En la figura III.10 se muestra el comportamiento con el tiempo de los asentamientos de las losas 16, 21 y 26 durante el primer llenado; se pudo observarse que son del mismo orden y que el mayor, de 10 cm, se ubica en la losa 21 casi al centro de la cortina, como era de esperarse.

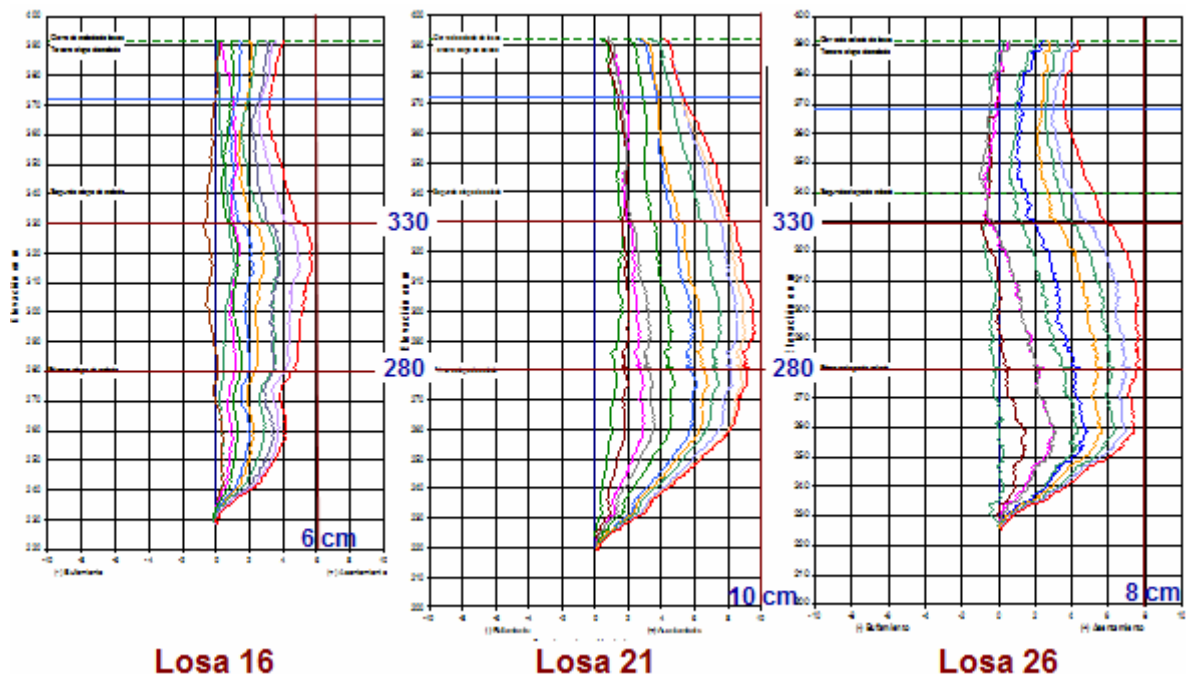


FIGURA III.10 ASENTAMIENTOS EN LA CARA DE CONCRETO DURANTE PRIMER LLENADO.

III.4 ESTANQUEIDAD DE LA PRESA

III.4.1 FILTRACIONES EN GALERÍAS

Con el objetivo de formar el plano de estanqueidad y drenaje de la cortina se diseñó un sistema de seis galerías: tres en cada margen.

Los sistemas de aforo de filtraciones y de piezómetros abiertos en galerías, proporcionan datos cuantitativos para evaluar la efectividad de las pantallas de inyección y de drenaje, respectivamente.

Durante el primer llenado, la galería de filtraciones al pie del talud aguas abajo, tuvo tres etapas de incremento: La primera de 15 L/s, entre los días 1 al 8 de septiembre; la segunda de 12 L/s entre los días 20 y 6 de octubre; y la última se ha registrado a partir del 25 de noviembre al 1º de diciembre, con un gasto variable de 63 L/s a 78 L/s, el primero de diciembre.

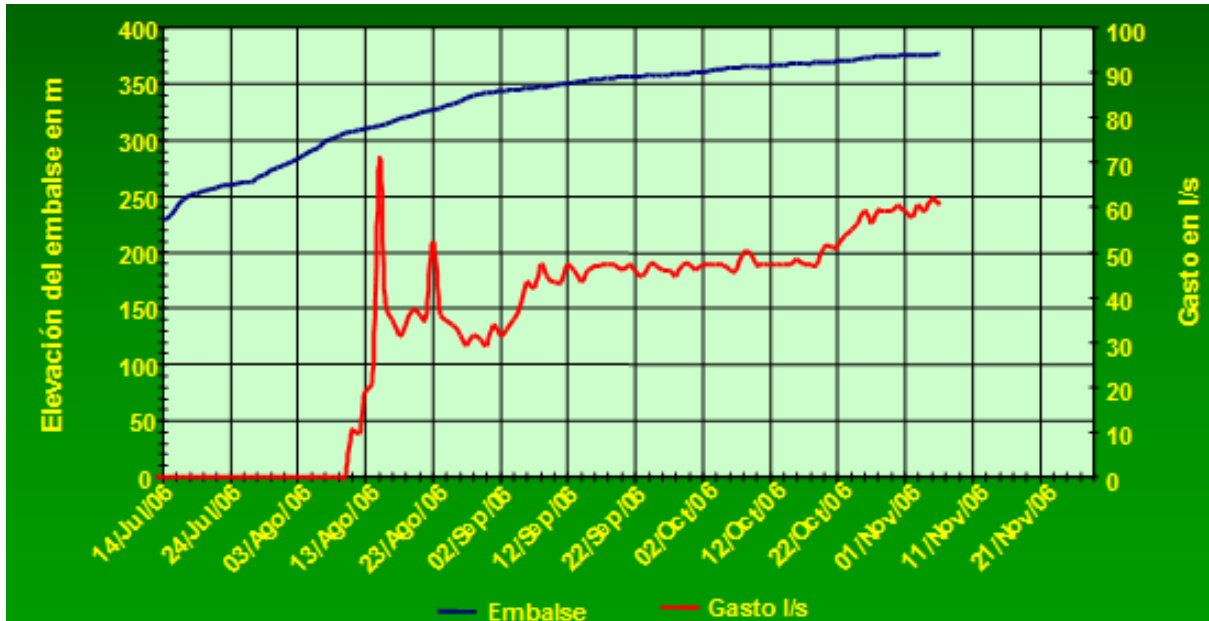


FIGURA III.11 FILTRACIONES EN LA GALERÍA DE CAPTACIÓN DE EL CAJÓN

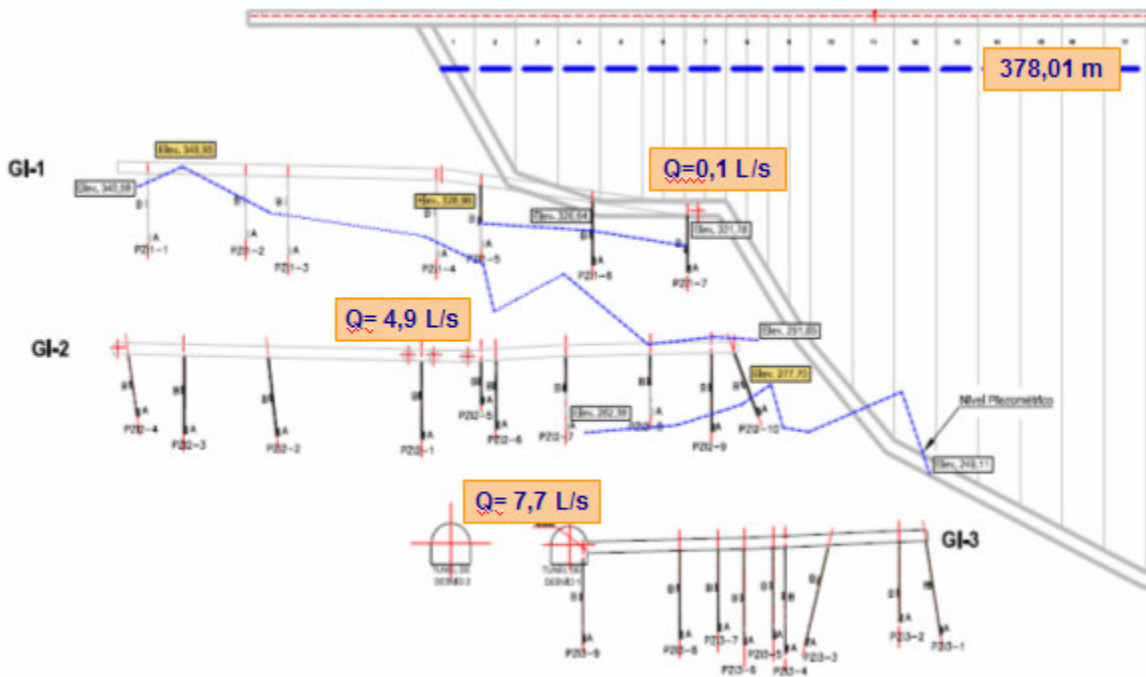


FIGURA III.12 FILTRACIONES EN MARGEN IZQUIERDA AL 15 DE NOV DE 2006

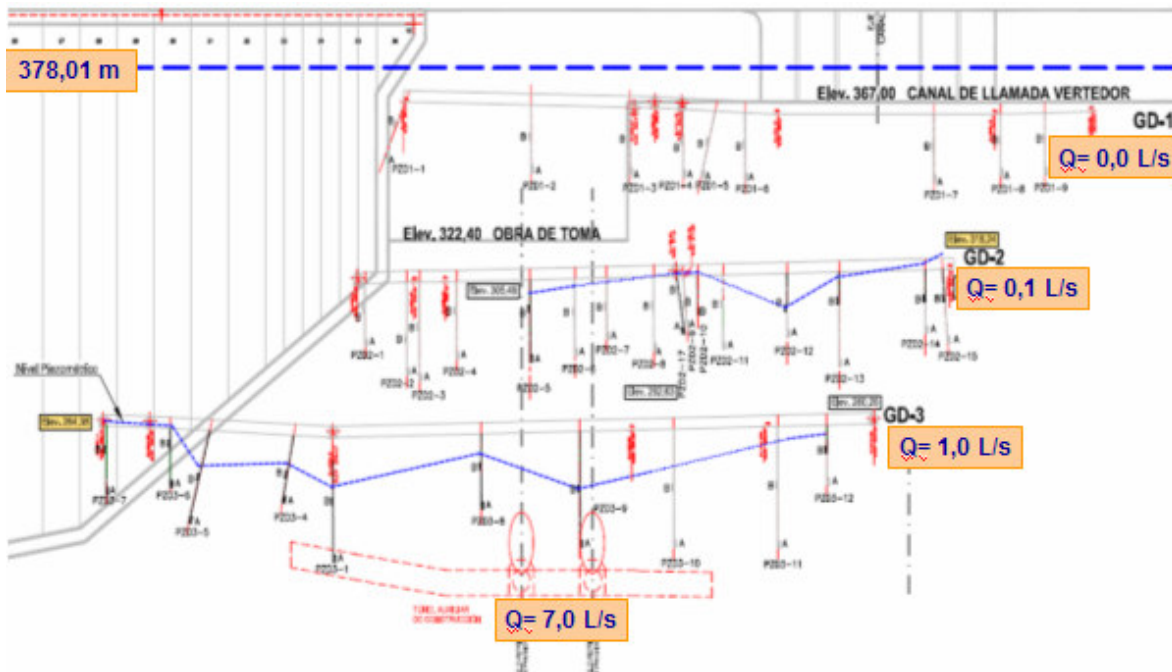


FIGURA III.13 FILTRACIONES EN MARGEN IZQUIERDA AL 15 DE NOV. DE 2006

III.4.2 NIVELES PIEZOMÉTRICOS

Prácticamente al final del llenado los niveles piezométricos, en el interior de la cortina, resultaron como muestra la siguiente figura:

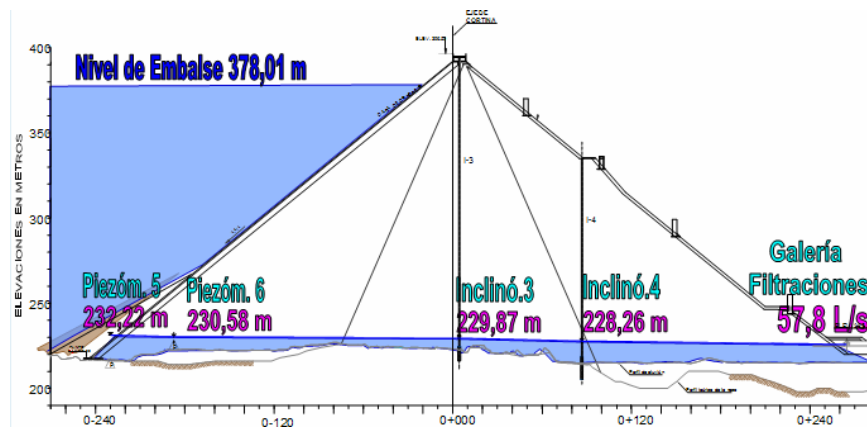


FIGURA III.14 NIVELES PIEZOMÉTRICOS DENTRO DE LA CORTINA AL 15 DE NOV. DE 2006

**COMPARACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO Y EL
COMPORTAMIENTO DURANTE EL PRIMER LLENADO DEL
EMBALSE DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN**

CAPÍTULO IV



**COMPARACIÓN Y ANÁLISIS ENTRE LOS CRITERIOS
DE DISEÑO Y
EL PRIMER LLENADO DEL EMBALSE**

IV. COMPARACION Y ANALISIS ENTRE LOS CRITERIOS DE DISEÑO Y EL PRIMER LLENADO DEL EMBALSE

OBJETIVOS DEL CAPÍTULO

El principal objetivo de este capítulo es definir las tendencias de diseño de las presas de ECC con base en una comparación objetiva de los criterios de diseño utilizados en El Cajón y los que se han venido usando en presas de este tipo alrededor del mundo.

Se partirá de una comparación entre los parámetros de comportamiento, esperados durante la construcción y el primer llenado del embalse, con base en el comportamiento que Aguamilpa tuvo en estas etapas y en lo que se proyectó durante la etapa de estudio del proyecto. El hecho de tomar a Aguamilpa como punto de comparación se fundamenta en que gran parte del diseño de El Cajón se basó en el diseño de Aguamilpa.

También se persigue reflejar los criterios reportados en la bibliografía, que se utilizaron en El Cajón, así como las innovaciones que se llevaron a cabo, y que confirmaron la tendencia hacia un mejoramiento en el diseño de este tipo de presas.

Finalmente se presenta un resumen de las tendencias de diseño de las presas de ECC, las cuales son parte de una importante trayectoria de investigación que, en nuestro país, ha tomado fuerza y lo sitúa como punta de lanza en el desarrollo de la ingeniería de estas importantes obras de infraestructura.

IV.1 PARÁMETROS ESPERADOS VS PARÁMETROS OBTENIDOS

Los factores que influyeron más en el comportamiento de El Cajón fueron los geológicos; ya que al detectarse la presencia de fallas geológicas, al iniciar la construcción de la obra, hubo que hacer modificaciones a los programas de construcción del plinto y del terraplén. La estabilidad de laderas tuvo también un peso significativo en los cambios de proyecto. Por su parte, las filtraciones, los agrietamientos de las losas y las deformaciones del terraplén se consideran factores controlados, al menos en la etapa de construcción y primer llenado. Es importante valuar también los resultados de dichos parámetros esperados a largo plazo.

En la tabla IV.1 se muestran los parámetros de diseño de la cortina de la C.H. Aguamilpa y la de El Cajón y en la que sigue se muestra una comparación de sus parámetros de comportamiento. Posteriormente se analiza con detenimiento cada uno de estos parámetros en relación con lo que se esperaba en el diseño de El Cajón.

Parámetro	Aguamilpa	El Cajón
Altura de cortina (m)	185.5	186
Longitud de la corona (m)	680	550
Talud aguas arriba	1,5:1	1,4:1
Talud aguas abajo	1,4:1	1,4.1
Elevación de desplante (msnm)	49.5	210
NAMO (msnm)	220	391
NAME (msnm)	232	394
Inicio de primer llenado	21 junio 1993	14 julio 2006
Altura del embalse a 100 días de iniciado el llenado (m)	141	163
Lluvia acumulada (mm)	1 546	489

TABLA IV.1 PARÁMETROS DE DISEÑO DE EL CAJÓN Y AGUAMILPA

Parámetro		Aguamilpa	El Cajón
Módulos de deformación (MPa)	3-B	310	95-120
	T	130	115 - 130
	3C	48	60 – 85
Asentamiento máximo	3B	310	95 - 120
	T	19,1	6,8
	3C	23.2	5,6
Asentamiento atrás de la cara de concreto (cm)	H=40 m	6,9	13,9
	H=90 m	7,3	13,6
	H=130 m	7,6	10,1
Filtraciones al pie de la cortina (L/s)		25 (promedio a 100 días de iniciado el llenado)	60 (promedio últimos 10 días a 100 días de iniciado el llenado)

TABLA IV.2 PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO DE EL CAJÓN Y AGUAMILPA

Dado que los módulos de deformación y los desplazamientos son los que rigen principalmente el comportamiento de una cortina de ECC, a continuación se presenta la comparación de estos parámetros con los esperados en el diseño.

IV.1.1 MÓDULOS DE DEFORMACIÓN DEL TERRAPLÉN

Teniendo en cuenta que el módulo de deformación de un enrocamiento depende de la compacidad, grado de acomodo y tamaño máximo de la partícula, se tuvo mucho cuidado en el control de la calidad de estos aspectos durante toda la construcción de la estructura. Esto se refleja en los altos módulos registrados en los estudios. Sin embargo no se esperaba una dispersión tan grande de resultados por lo que es importante contrarrestar las desventajas y limitaciones de los métodos utilizados para su estudio, que provocan en cierta medida tal dispersión.

En los antecedentes del diseño de la zonificación de El Cajón se mencionó que, debido a las grandes diferencias entre los módulos de deformación de las tres zonas de enrocamiento en Aguamilpa (figura IV.1), ésta presentó agrietamientos importantes en la cara de concreto; lo cual fue tomado en cuenta en el diseño de El Cajón y se procuró tener una baja deformabilidad de enrocamiento en la zona 3B y una relación de módulos de deformación menor a 2 entre zona y zona.

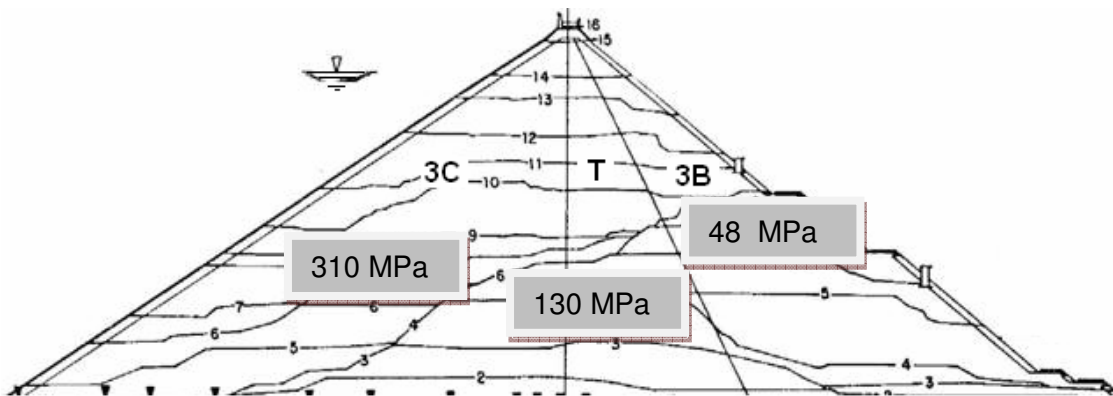


FIGURA IV.1 MÓDULOS DE DEFORMABILIDAD REGISTRADOS EN AGUAMILPA EN LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

En la etapa de estudios para el diseño de la cortina se hicieron diversas pruebas al enrocamiento para obtener los módulos estáticos y dinámicos del mismo. A partir de los resultados se obtuvieron los parámetros esperados durante la etapa de construcción y las consideraciones para los análisis de elemento finito, mediante los cuales se calcularían los valores de comportamiento correspondientes al primer llenado y a largo plazo.

De las pruebas de placa confinada y los NHA instalados en el pedraplén de prueba se obtuvieron módulos de elasticidad estáticos que dieron valores esperados mucho menores a los que se registraron en la cortina durante la etapa de construcción.

Zona del terraplén	Valores de E_e esperados (MPa)		Valores de E_e obtenidos (MPa)	
	Final de la construcción	Primer llenado	Final de la construcción	Primer llenado
3B	70	140	85 – 100	110
T	40	80	106 – 122	125
3C	20	40	46 - 72	75

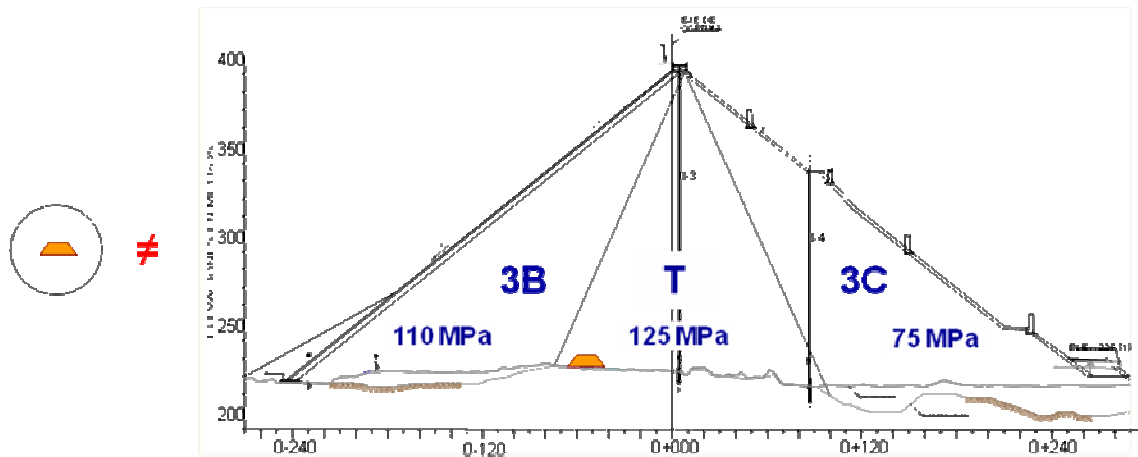
TABLA IV.3 COMPARATIVA DE VALORES ESPERADOS Y VALORES OBTENIDOS DE EE PARA EL CAJÓN

La consideración de que el módulo E, después del llenado del embalse, es el doble del correspondiente a la etapa de construcción, es meramente empírica; y el hecho de que el módulo promedio obtenido al final del llenado no haya superado al esperado, no implica riesgo para la estructura; ya que, de cualquier forma, es un alto módulo de elasticidad estático que garantiza la calidad de la estructura.

Por su parte los módulos de elasticidad dinámicos, obtenidos en el pedraplén de prueba para el material 3B, resultan ligeramente menores al promedio obtenido para el material 3B de la cortina de El Cajón.

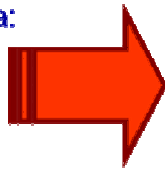
De esta forma se demuestra que los parámetros de deformación del terraplén, para las condiciones de compactación con que fue diseñado, se superaron satisfactoriamente. Sin embargo, cabe señalar que en la realidad no es posible un cálculo adecuado del módulo

de deformabilidad para el diseño de la cortina, debido al factor de escala y la diferencia de esfuerzos de confinamiento entre el material del pedraplén de prueba y el de la cortina (figura IV.2).



Terraplén de Prueba:

3B	70 MPa
T	50 MPa
3C	40 MPa

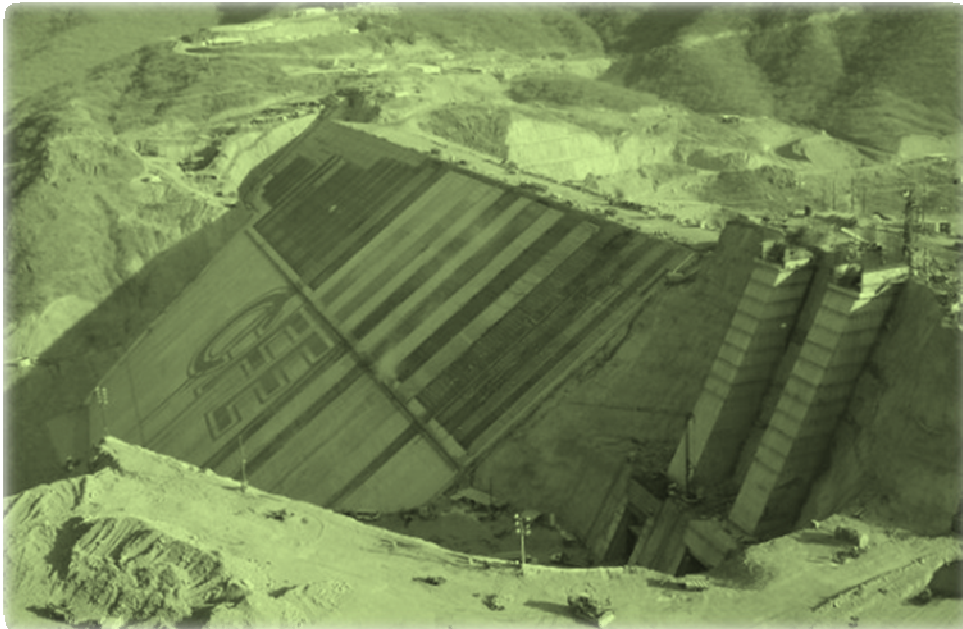


El factor de escala del terraplén de prueba y los esfuerzos de confinamiento de los materiales del mismo no permiten estimar adecuadamente los valores del Módulo de Deformabilidad para el diseño de la cortina.

FIGURA IV.2 COMPARACIÓN DE LOS MÓDULOS DE ELASTICIDAD DEL TERRAPLÉN DE PRUEBA Y EL PRIMER LLENADO DE EL CAJÓN

**COMPARACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO Y EL
COMPORTAMIENTO DURANTE EL PRIMER LLENADO DEL
EMBALSE DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN**

CAPÍTULO V



**CONCLUSIONES
Y
RECOMENDACIONES**

IV. CONCLUSIONES

IV.1 CONCLUSIONES GENERALES

Dada la escasés actual del recurso agua y la creciente demanda del mismo, así como de energía eléctrica “limpia”, es imprescindible la creación de infraestructura hidráulica que satisfaga de manera eficiente y segura dichas necesidades. Por consiguiente las presas representan por mucho la mejor opción para la regulación de cauces y la generación sostenible y sustentable de energía; además de que contribuyen al desarrollo social y económico de la región.

En los últimos 100 años, los ingenieros han desarrollado metodologías que han permitido incrementar la disponibilidad de conducir y purificar el agua y suministrar la energía eléctrica.

En la clasificación de presas se derivan dos grupos principalmente: las de concreto y mampostería y las de tierra y enrocamiento; las segundas la materia de estudio de esta Tesis. Al respecto se concluye lo siguiente:

- ✓ El panorama mundial y nacional de la construcción de presas nos indica que actualmente hay un marcado auge en la creación de nuevos proyectos; y será, de acuerdo a las necesidades particulares de cada situación, el tipo y altura de presa que se construya. Hay sin embargo, una preferencia por proyectos de gran altura. Y son las presas de ECC una mejor alternativa que las presas con núcleo de arcilla o de concreto asfáltico, siempre que las condiciones topográficas y geológicas, así como la disposición de materiales en el sitio, sean las adecuadas para un proyecto de este tipo.
- ✓ El desarrollo en la tecnología de compactación del material y de la mecánica de rocas permitió que se retomara el desarrollo de presas de ECC en los últimos años; hizo posibles proyectos multipropósitos de gran altura como Aguamilpa, El Cajon, Shuibuya, La Yesca, etc., todos arriba de los 180 m.
- ✓ Así como las presas de concreto convencional están dejando lugar a las de CCR, la presas de materiales graduados están cediendo ante las de ECC. La razón radica más que nada en la economía y seguridad que cada tipo de presa representa.
- ✓ Los aspectos que hacen más viable a una presa de ECC sobre una de tierra con corazón impermeable, abarcan factores técnicos, económicos y confiables, entre los que destacan:
- ✓ La manera de colocar el material en las presas de ECC que implica una mayor libertad y facilidad para construir, gracias a las rampas y taludes internos.
- ✓ El hecho de que la zona de enrocamiento sea sólida contra el flujo del agua, contribuye a que, en caso de una fractura en la cara de concreto, el paso del agua no ponga en riesgo la seguridad de la presa.
- ✓ La posibilidad de construir la cara de concreto en etapas; lo cual agiliza el programa de obra.

-
- ✓ El alto grado de estabilidad que tiene gracias a que toda la zona de enrocamiento está aguas abajo del embalse
 - ✓ Su alta resistencia al esfuerzo cortante debida a la compactación del material y la adición de agua.
 - ✓ Los mínimos asentamientos y la ausencia de subpresión y presión de poro.

En vista de las ventajas que representan las presas de ECC es necesario estudiar a fondo las propiedades índice, mecánicas e hidráulicas del material de que están constituidas, con el objeto de conocer mejor las condiciones de estabilidad y capacidad de carga durante la construcción y el primer llenado de la obra; así como la consolidación del material a largo plazo. Además, con base en las propiedades mecánicas, fue Marsal quien propuso el sistema de clasificación de enrocamiento que se utiliza actualmente.

Entre las propiedades más importantes que deben vigilarse de cerca para el diseño y durante la construcción de la presa están:

- La relación de vacíos que tiene una influencia dominante en el cálculo de los módulos de deformación durante la construcción de la cortina.
- La resistencia al corte que varía de acuerdo con el tipo de material y sirve para determinar la capacidad máxima de carga y la estabilidad del terraplén.
- La compresibilidad, que indica las perspectivas de asentamiento y que se mide a través de los módulos de deformación del material; los cuales dependen del tipo de roca utilizada, su densidad, forma, granulometría, esfuerzos confinantes y espesor de las capas en que es colocado. Así mismo tienen que ver: el peso del rodillo, el número de pasadas y si se adiciona o no agua durante la compactación.

La forma en que se miden los módulos de deformación del material de una cortina es mediante pruebas de laboratorio y en campo. En laboratorio se hacen pruebas odométricas y triaxiales y en campo se recurre a la geofísica y a pruebas de placa confinada. En este sentido, es importante considerar que el valor de los módulos de deformabilidad depende del nivel de deformación que se produce en el material al momento de la medición; por lo cual los resultados arrojados por los métodos geotécnicos y los geofísicos son de un orden diferente. Además intervienen otros factores como las condiciones de confinamiento y la disposición del material en la cortina. También es posible calcular, de manera indirecta, los módulos de elasticidad de diferentes zonas de la cortina utilizando niveles hidráulicos de asentamiento. Es importante profundizar en los métodos de obtención de estos módulos y los factores que influyen en los resultados, debido a la dispersión y a veces incongruencias que muestran los registros.

Sobre el diseño y construcción de este tipo de presas se puede concluir lo siguiente:

- De manera general el programa de construcción de las presas de ECC es similar para todas. Es crucial el inicio de la obra con el desvío del río durante el periodo hidrológico crítico y la elección adecuada del periodo de diseño del mismo.

-
- En boquillas anchas es aconsejable y más económico iniciar con la colocación del enrocamiento antes del desvío y tener cuidado de crear oportunamente los caminos de acceso para la colocación del material, así como una ruta adecuada de los bancos al sitio. Una vez alcanzada la cota de protección el proceso se vuelve continuo hasta su fase final. Es importante asegurar la construcción de la sección prioritaria, ya que es la que evitará que el agua llegue al enrocamiento principal. Se recomienda un periodo de retorno de 1,500 años para la elección de la altura de dicha sección.
 - El plinto requiere una atención especial debido a que, en buena medida, de él depende el buen funcionamiento de la cara de concreto. Los requisitos que siempre debe cumplir esta obra para garantizar la seguridad de todo el conjunto son: impermeabilidad y flexibilidad de la losa en sus tres direcciones.
 - La impermeabilidad se logra mediante una buena plantilla de inyección y de una buena ejecución de la misma; se acostumbra tres hileras de inyección: una central y dos externas de consolidación. Esto varía de acuerdo a qué tan buenas o malas sean las condiciones geológicas. La profundidad de los barrenos también está definida por la geología del cauce y las laderas donde se apoya el plinto. El método y equipo para realizar las inyecciones varía de acuerdo a los accesos; se utilizan comúnmente equipos de bombeo con base en el método GIN.
 - La forma del plinto se debe elegir de acuerdo a las condiciones topográficas del lugar. Cuando la excavación se vuelve más ancha de lo esperado, debido a las dimensiones de la losa, se recomienda construir un “plinto interno” o losa y un plinto exterior de ancho constante.
 - De la misma manera se debe procurar que la estructura sea estable contra el deslizamiento y el volteo; para lo cual se recomienda elegir adecuadamente el ángulo de fricción interna; lo cual depende del tipo de roca y la orientación de los planos de falla.
 - En lo que respecta al terraplén: su estabilidad y economía radican en la zonificación del mismo; la cual a su vez obedece a las características propias del sitio y a la disponibilidad del material.
 - Ya que la zona de respaldo de la cara de concreto es la que recibe el empuje del agua, es necesario que los módulos de compresibilidad sean altos en esta zona. En cambio, la zona aguas abajo es menos influenciada por la carga del embalse y no requiere de módulos tan elevados. En función de esto se elige el tipo y características de material, el ancho de las capas y los parámetros de colocación y compactación.
 - Además de las zonas que componen el enrocamiento principal de la cortina, existen zonas especiales cuya función favorece la seguridad de la estructura; por ejemplo, la zona 1 que cubre la junta perimetral entre la cara de concreto y el plinto y la zona 2, o zona de filtros, que se localiza justo debajo de la misma junta y entre la losa de concreto y el enrocamiento principal. En esta zona es recomendable utilizar un diámetro máximo de partícula de 75 mm, con el fin de controlar la segregación y obtener un material semipermeable.

-
- Eventualmente (como en el caso de El Cajón), existe una “zona muerta” T, entre la zonas 3B y 3C, con las mismas características de deformación que el 3B pero con menor calidad. Su objeto es el de disminuir costos y evitar concentraciones excesivas de esfuerzos en el cuerpo de la cortina.
 - Aunque el uso de agua, durante la colocación del material, es un procedimiento innovador a nivel mundial, es una práctica debatible: En caso de presas pequeñas a medianas, construidas con roca sana, la adición de agua casi no influencia su comportamiento; en presas altas y enrocamientos de baja resistencia a la compresión el agua es favorable; y en enrocamiento con alto contenido de finos, el agua es todavía más recomendable, ya que lava al material fino y permite que, el de mayor tamaño, entre en contacto con la compactación. El volumen recomendado de agua durante la colocación es de 10 del volumen de material, aunque lo mejor es adicionar la cantidad adecuada de líquido de acuerdo a los ensayos Marsal.
 - El diseño actual de la cara de concreto emplea páneces cuadrados separados con juntas de compresión y tensión en zonas estratégicas, así como cimbra deslizante para su construcción y la utilización de un bordillo de concreto extrusado entre la zona de filtros y el armado; esto a fin de contar con una superficie adecuada para el mismo y contener el material de la cortina.
 - El espesor con que se diseña la losa varía con la altura de acuerdo a una relación lineal.
 - En las juntas entre losa y losa, entre plinto y losa y entre parapeto y losa se colocan materiales que trabajan de acuerdo al esfuerzo a que estén sometidos: en las juntas que trabajan a tensión se utilizan sellos de cobre y en las juntas a compresión, madera. Cada sello tiene un elaborado diseño que se ha venido perfeccionando de acuerdo a la experiencia de cada proyecto.

Cooke en el simposio de Beijing (ICOLD, 2000) concluyó que:

“La presa de ECC resulta apropiada en el futuro de las presas de gran altura. Se puede predecir un desempeño adecuado para una presa de ECC de 300m de altura de casi todos los tipos de roca, basado en la extrapolación razonable de mediciones de las presas existentes.”

El Proyecto Hidroeléctrico el Cajón, con una potencia instalada de 750 MW, constituye el segundo lugar en potencia del sistema hidrológico Santiago y es la primera obra hidroeléctrica del tipo “Ingeniería, procuración, y construcción” en la historia de nuestro país bajo la modalidad de Obra Pública Financiada.

El arreglo general de la obra se basó en la experiencia de presas anteriores. La ubicación del proyecto se llevó a cabo acorde a la topografía del sitio y a los estudios geológicos realizados en el mismo. Sin embargo se presentaron problemas por fallas que los estudios no detectaron, los cuales ocasionaron un ligero retraso y un reacomodo del programa de construcción. También hubo cambios de proyecto a causa de dichas fallas y otros factores; pero los criterios de diseño utilizados mantuvieron su base empírica de acuerdo a las experiencias pasadas e incluso mejoraron sus procedimientos en El Cajón. Esto se refleja en el comportamiento que presentó la presa durante su construcción y el

primer llenado de la presa; el cual resulto muy satisfactorio de acuerdo a lo que se esperaba en la etapa de estudio del proyecto.

De manera general, la crónica de su construcción se resume en lo siguiente:

- La construcción de los túneles de desvío y de las ataguías se realizó de manera simultánea mediante nueve frentes de trabajo. Este procedimiento permitió reducir considerablemente el tiempo de construcción. El diseño de los túneles consideró el uso de rugosidad compuesta, recomendado a raíz de los estudios de H. Marengo y constituye una innovación reconocida mundialmente. El período de retorno que se utilizó para su diseño fue de 100 años.
- Mientras se preparaba la zona para el desplante de la cortina se construyó el cárcamo de bombeo que permitiría lubricar la roca durante toda la construcción de la cortina.
- El trazo y la geometría del plinto obedecieron a los estudios geológicos realizados previamente y fueron sujetos a cambios debido a fallas imprevistas en el macizo rocoso. Una vez limpio el cauce y las laderas de ambas márgenes, se procedió al colado del plinto; se utilizó utilizando el concepto de plinto interno y se comenzó después con los trabajos de inyección. Así como en Aguamilpa, se utilizó un sistema de sellos de cobre entre el plinto y la cara de concreto (junta perimetral)
- El terraplén se construyó en varias etapas de acuerdo a su estabilidad y a las condiciones requeridas para apoyar la cara de concreto. Se utilizó material del banco de roca “El Vertedor”, el cual se extrajo con explosivo; se procesó y se trituró para conseguir los tamaños deseados. Finalmente se transportó al sitio para ser colocado y compactado de acuerdo a las especificaciones. Dichas especificaciones y zonificación de la presa, así como sus taludes, se derivaron de una amplia gama de estudios de laboratorio y análisis bidimensionales y tridimensionales, mediante elementos finitos realizados, así como con la construcción de un pedraplén de prueba durante la etapa de planeación de la obra.
- Durante la construcción de la obra también se construyó un pedraplén de prueba para verificar los parámetros especificados en los materiales de enrocamiento y asegurar los estándares de calidad requeridos. Dicho pedraplén correspondió al material 3B. Con base en las pruebas realizadas, se concluyó compactar el material de la cortina con el número suficiente de pasadas par lograr los parámetros de densidad seca que se requerían. Generalmente el número de pasadas para lograr esto fue mayor al especificado originalmente (6 pasadas). En el enrocamiento principal (material 3B,T y 3C) se adicionaron 200 lts de material por cada m³ de material colocado.
- La cara de concreto, colada con cimbra convencional en la base y con cimbra deslizante en el resto, incluyó un sistema de sellos de cobre y PVC, así como ceniza volante, para proteger las juntas perimetral y parapeto – losa. El diseño de estas juntas también fue producto de estudios previos y pruebas tridimensionales realizadas a los sellos de Aguamilpa. Cabe señalar que también se utilizó el bordillo de concreto pobre utilizando una máquina “bordillera”

-
- Durante toda la construcción de la obra se implantó un sistema de control de calidad basado en pruebas en campo y en laboratorio, entre las que destacan: calas gigantes, pruebas triaxiales, estudios geofísicos y la instrumentación de la cortina con niveles hidráulicos de asentamiento, celdas de presión, inclinómetros, extensómetros y piezómetros para medir filtraciones en las galerías.

Es importante destacar el estudio geofísico que se realizó en el centro de la cortina mediante la técnica Down hole, aprovechando el inclinómetro 3 y mediante el procedimiento de Bruce Alud. Este procedimiento constituye una innovación para la calibración de un nuevo método para la obtención de los módulos elásticos en presas de ECC, con la utilización de los inclinómetros de la cortina para lograr una profundidad de estudio mayor a los 50 m, muy por arriba de los 12 m que abarcan los tendidos de refracción sísmica.

Los resultados que arrojó el monitoreo de la cortina indican un comportamiento muy satisfactorio en relación a lo esperado y a lo observado en Aguamilpa, al registrar asentamientos y módulos de deformación menores. Además, la relación de módulos de deformación entre zonas, se logró que fuera menor a dos; a diferencia de Aguamilpa

Algunas conclusiones generales en presas ECC futuras mayores a 150 m de altura son:

1. Su seguridad está garantizada.
2. Puede haber algunas fracturas en la cara y filtraciones consecuentes.
3. El enrocamiento semi-permeable de la zona de la cara limitará la magnitud de la filtración.
4. La filtración puede ser satisfactoriamente sellada al colocar arena fina de limo por debajo del agua.
5. Se prevén pequeños cambios en la práctica del diseño actual.

IV.3 RECOMENDACIONES

Para que las presas cumplan su función de satisfactores sociales y que ambientalmente no causen grandes impactos negativos, será necesario construir nuevos proyectos que resulten económicamente factibles, socialmente deseables y ambientalmente sustentables; se insiste en el concepto de construir presas de propósitos múltiples que permitan ofrecer un mejor desarrollo regional integral (Marengo, 2006).

En vista del diseño empírico de este tipo de obras, es necesario contar con un respaldo técnico, constituido por los estudios de comportamiento de las presas existentes, mismo que ha de actualizarse cada vez que se integre un nuevo proyecto.

En cuanto a la comparación de los módulos de enrocamiento, obtenidos en los estudios y en la etapa de construcción de la presa, es de recalcar la necesidad de mitigar las desventajas de los métodos utilizados para su determinación en función de no tener tanta dispersión de resultados.

También es necesario determinar con certeza el factor de escala debido a los efectos de confinamiento de los materiales, en las pruebas realizadas al terraplén y las que se realizan en el material de la cortina.

Para proyectos futuros de este tipo se debe tomar en cuenta que el comportamiento de la deformación y los módulos del enrocamiento de las presas de ECC están afectados predominantemente por:

- a) El esfuerzo de compactación durante la colocación del material: Al incrementarse el esfuerzo de compactación, se incrementan los módulos de enrocamiento.
- b) Las condiciones de la compactación: El Humedecimiento del enrocamiento antes de compactar; el peso del rodillo utilizado en la compactación; el espesor de capa y el número de pasadas.
- c) El nivel de aplicación de esfuerzos: En las pruebas de compresión triaxial se observa que cuando se incrementan los niveles de desviación de esfuerzos, se incrementa también la fragmentación de las partículas y decrecen los módulos (Marsal, 1973 y Mararchi et al 1969). En pruebas odométricas se observan módulos relativamente altos cuando el esfuerzo normal en enrocamiento compactado es del orden de 800 a 1000 kPa, Estos módulos van decreciendo conforme se incrementa el esfuerzo normal (Marsal 1973).
- d) La trayectoria del esfuerzo: Se observan módulos significativamente altos cuando los niveles de esfuerzo están por arriba o por debajo de lo experimentado previamente por el enrocamiento. (Mori y Pinto, 1988).
- e) La forma de las partículas y la graduación del enrocamiento: Se presenta una gran deformación y módulos de enrocamiento pequeños cuando se tiene material angular en su mayoría, con graduación uniforme (menor coeficiente de uniformidad, C_u) y de baja calidad (de C_u similar pero mayor tamaño de partícula) (Marachi et al 1969; Marsal 1973; Bowling 1981).
- f) La distribución del tamaño de las partículas: Al realizar pruebas de laboratorio para cada zona del enrocamiento formadas por varios tamaños de partícula (D_{50} , D_{60} , D_{80} , etc.), y al obtener diversos coeficientes de uniformidad (D_{60}/D_{10} , D_{80}/D_{30} , etc.) es posible analizar estadísticamente la distribución de los tamaños de las partículas, lo que permite seleccionar un tamaño de partículas para ser utilizado con fines

predictivos, relacionando el tamaño de partícula con el módulo de deformación durante la construcción.

- g) La compacidad o grado de acomodo alcanzado (medido por la relación de vacíos) así como la forma de la boquilla: Estos dos factores tienen una influencia dominante en el cálculo de los módulos de deformación, sobre todo, durante la construcción de la cortina en boquillas estrechas.
- h) La resistencia propia de la roca: Conforme la roca es más débil, los módulos de enrocamiento se reducen y la deformación se incrementa (Marsal 1973). Este parámetro se mide a través de la carga de ruptura de granos. En general, el módulo de deformación se incrementa al crecer la carga de ruptura y el coeficiente de uniformidad, y al decrecer la relación de vacíos y el tamaño máximo de partícula.

BIBLIOGRAFÍA

3er. Informes de comportamiento del P.H. El Cajón, Informe 841.01-130/05 K23V9/E34111116, GEIC, CFE, Octubre de 2005

7º Informes de comportamiento del P.H. El Cajón, Informe 841.01-078/06 K23V9/E34135116, GEIC, CFE, Julio de 2006

9º Informes de comportamiento del P.H. El Cajón, Informe 841.01-139/06 K23V9/E34135116, GEIC, CFE, Diciembre de 2006

Análisis de elemento finito

Análisis sísmico de la cortina propuesta por CFE para el proyecto hidroeléctrico el cajón y diseños geotécnicos alternos

Aspectos generales del diseño hidrológico de presas, Seminario sobre Evaluación de

Bayardo Materón, Aspectos de Proyecto y Construcción de Presas de Enrocamiento y/o gravas con Cara de Concreto

Bitácora de obra, El Cajón

Bruce Auld, Cross-Hole and Down-Hole Vs by Mechanical Impulse, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT12, Diciembre 1977.

Camacho, G., Parra, A., Camacho, M. "Informe geológico para el Plinto de la obra de contención del P.H. El cajón, Nay.", CFE, Septiembre 2002; 91 páginas.

Castelán – Crespo, E., State of México's Waters, Third World Centre for Water Management, México City, 1999

CFE, Manual de Diseño de Civiles, Instituto de Investigaciones de la Industria Eléctrica, México.

CNA, Presas en Operación, México, Junio 2006

Contrato CFE - UNAM

Convenios modificatorios 2 y 3

Criterio técnico para el diseño ejecutivo del plinto, Subgerencia de diseños hidroeléctricos, CFE, abril de 2002

D. F. Coates, Fundamentos de Mecánica de Rocas, Monografía 874 de la Dirección de Minas, Ministerio de Energía, Minas y Recursos Naturales, Canadá, 1970.

El Cajón, un prodigio entre montañas, proyecto hidroeléctrico, Libro editado por CFE, ICA, Power Machines, Energ Power y La peninsular.

Especificaciones de construcción de la obra civil del P.H. El Cajón

Especificaciones de construcción de obra civil del P. H. El Cajón, Nay., Capítulos 15.3 *Materiales* y 15.4 Colocación de materiales en ataguías y cortina.

Especificaciones del sistema de auscultación del P.H. El Cajón

Espectros de Respuesta para SMC, OBE Y SMI en el PH El Cajón, Nayarit”, realizado por el departamento de Sismotectónica de la GEI

Estadísticas del Agua en México 2005: El Recurso Hídrico en México. www.cna.gob.mx

Estudio geológico en el sitio de las estructuras

Fahlbusch, F. E. 1999. “Spillway Design Floods and Dam Safety”. *Hydropower and Dams*,4,125.

Financiamiento para la construcción del P.H. El Cajón, Academia de Ingeniería

Folleto final de El Cajón, Nay., Comisión Nacional de Electricidad, Enero de 2006,

Gavan Hunter y Robin Fell, Rockfill Modules and Settlement of Concret Face Rockfill Dams, *Journal of Geotechnical al Geoenvironmental Engineering*. Vol. 129. No. 10, ASCE, ISSN, 2002

Gavan James Hunter, The Pre-and Post-Failure Deformation Behaviour of Soil Slopes, Tesis para grado de Doctor, School of Civil and Environmental Engineering, Universidad de New South Wales, 2003.

Generación de energía eléctrica, www.cfe.gob.mx, diciembre, 2005

Goodland E. *The environmental systentability Challenge for hydro industry* International Journal on Hydro Power & Dams, Issue One, 1996.

Informe No. 02-31-SGM/S, Estudios de materiales de enrocamiento y propuesta de zonificación de presa, Gerencia Técnica de Proyectos Hidroeléctricos, Subgerencia de Geotecnia y Materiales, elaborado por Ing. Juan de Dios Alemán V y revisado por ing. Jorge E. Castilla Camacho. Informe de Comportamiento a marzo de 2005, Subdirección Técnica, Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil, Comisión Federal de Electricidad

Informe No. 02-31-SGM/S, Estudios de materiales de enrocamiento y propuesta de zonificación de presa, Gerencia Técnica de Proyectos Hidroeléctricos, Subgerencia de Geotecnia y Materiales, elaborado por Ing. Juan de Dios Alemán V y revisado por ing. Jorge E. Castilla Camacho. Informe de Comportamiento a marzo de 2005, Subdirección Técnica, Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil, Comisión Federal de Electricidad

International Commission on Large Dams, 20th Congress and Beijing 2000 Symposium on Concrete Face Rockfill Dams; Beijing, China, 2000.

International Commission on Large Dams, ICOLD Center Office, Paris, France; 1989.WORLD REGISTER OF DAMS - Updating

International Commission on Large Dams, ICOLD Center Office, Paris, France; 1992. SELECTION OF DESIGN FLOOD – Bulletin 82.

Inyectabilidad en el plano de estanqueidad del P.H. El Cajón, Academia de Ingeniería

J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams, 20th ICOLD Congress and Beijing 2000 Symposium on Concrete Face Rockfill Dams

J.B. Cooke, Empirical design of the CFRD, *Hydropower & Dams*, ISSUE Six, 1998

James L. Sherard y J. Barry Cooke, Concrete-Face Rockfill Dam, Journal of Geotechnical Engineering. Vol 113. Number 10, ASCE, New York, E.U., 1987

Lau Chau Chin, A Study on Concrete Faced Rockfill Dams, University of Southern Queensland Faculty of Engineering and Surveying, 2004

Marengo H., Apuntes de presas dealmacenamiento y derivación, 2005.

Marengo H., Cálculo del comportamiento hidráulico en túneles de conducción en sección baúl, considerando rugosidades compuestas Libro en impresión Fundación ICA, Registro ISBN 968-5520-14-3, México D.F., 2005

Marengo H., Tendencias en el diseño de presas, agosto de 2005

Marengo, H. La ingeniería de presas y la hidroenergía en las próximas décadas, Revista Ingeniería Civil, No. 313, mayo de 1995

Marengo, H., Consideraciones acerca del futuro de las presas, Comisión Federal de Electricidad, 1999

Marengo, H., La ingeniería de presas y obras hidráulicas, Revista Tláloc AMH No. 35, Septiembre 2005 – Enero 2006

Marengo, H., Proyectos hidroeléctricos a corto, mediano y largo plazo, Facultad de Ingeniería, UNAM, 2005

Minuta No. SOC-MI-EXT-0611-003

Mooney, H. M., Seismic Shear Waves in Engineering, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, No GT8, Proc. Paper 10745, Agosto, 1974, pp. 905-923

Oficio BGD/HMM/7A/803

PH La Parota, Esquema de Ingeniería Básica, 2005, Comisión Federal de Electricidad

Procedimientos constructivos

R.F. Berrones, V.H. Vassilev, X. Li Liu, Geotecnia en Ingeniería de Presas, IMTA, Coordinación de Tecnología hidráulica, Mexico, 2001

Riesgos en Presas, Acapulco, Guerrero, Diciembre, 2005

Roboam León Sánchez, Geofísica Aplicada a la Geotecnia, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Reunión Técnica, Editado por Raúl Esquivel Díaz y Armando Wong Ramos, México D.F., 1985

Sistema de Auscultación. Proyecto Hidroeléctrico El Cajón, Nay., M.G.Barrioa, G.Macedo Gomez, E.M. Sandoval

W. M. Telford, L.P. Geldart, R. E. Sheriff, Applied Geophysics, Cambridge University Press, 1990.