



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA

**CONSTRUCCIÓN DE LA CORTINA DE ENROCAMIENTO
CON CARA DE CONCRETO DEL P.H. LA YESCA**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTAN:

CARLOS BARRERA LÓPEZ

Y

JORGE ALBERTO CORTÉS ALFARO

DIRECTOR DE TESIS: DR. HUMBERTO MARENGO MOGOLLÓN

CIUDAD UNIVERSITARIA, FEBRERO DE 2011



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



Señores
JORGE ALBERTO CORTÉS ALFARO
CARLOS BARRERA LÓPEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. HUMBERTO MARENGO MOGOLLÓN, que aprobó este Comité, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"CONSTRUCCIÓN DE LA CORTINA DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO DEL P.H. LA YESCA"

- INTRODUCCIÓN
- I. PRESAS EN EL MUNDO
- II. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS UTILIZADOS
- III. MEJORA SOBRE PROCEDIMIENTOS ANTERIORES
- IV. ESTABILIDAD DEL ENROCAMIENTO
- V. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 26 de Enero del 2011.
EL PRESIDENTE

ING. RODOLFO SOLÍS UBALDO

RSU/MTH*gar.

Vo Bo
17/02/11
Agustín Deméneghi C

Vo.Bo.
19-02-2011
ING. SERGIO MACO DE ROBLES

Vo Bo. Tesis para impresión

Vo.Bo 17/02/11
Gerardo Rodríguez Gutiérrez



Proyecto Hidroeléctrico "La Yesca" PHLY-LAB-DIR-091710

Comunicación Externa Sistema de Gestión

P.H "La Yesca", Jalisco, a 09 de Marzo de 2010.

Para: Ing. Prospero A. Ortega. Moreno Residente de obra CFE, P. H. La Yesca.

De: Ing. Alfredo Sánchez Gomez Director de Proyecto, P. H. La Yesca

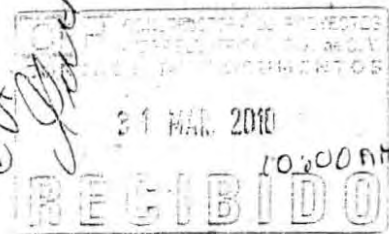
Asunto: Solicitud de autorización para uso de información del proyecto.

Por medio del presente le envío un cordial saludo y solicito su autorización para que los residentes que realizan sus prácticas profesionales en el área de Control de Calidad, Jorge Alberto Cortes Alfaro, Carlos Barrera López, Leslie Cerón Galindo y Eduardo Ortiz Garcia; puedan hacer uso de información técnica del Proyecto Hidroeléctrico La Yesca, para la realización de su tesis para titulación como ingeniero civil.

Sin otro particular por el momento, quedo a tus órdenes para cualquier comentario o aclaración al respecto.

ATENTAMENTE

Ing. Alfredo Sánchez Gomez.
Dirección de Proyecto



C.c.p Archivo ✓
Eduardo Aguilar Rosales

Control de Documentos



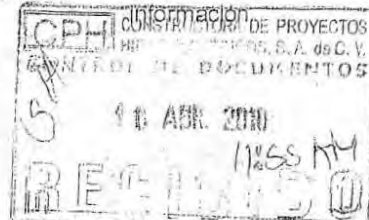
2010, Año de la Patria. Bicentenario del Inicio de la Independencia y Centenario del Inicio de la Revolución"



Mesa de Flores, Hostotipaquillo, Jalisco, a 7 de abril de 2010.

OFICIO No.: PAOM-0749/10
EXPEDIENTE: RT/C1/8/01/07
ASUNTO: Se autoriza uso de

ING. ALFREDO SÁNCHEZ GÓMEZ
DIRECTOR DE PROYECTO
CONSTRUCTORA DE PROYECTOS
HIDROELÉCTRICOS, S.A. DE C.V. (CPH)
P R E S E N T E.



Con relación al Contrato Mixto de Obra Pública Financiada No. PIF-010/2007, el cual tenemos celebrado con su representada para la "Construcción del Proyecto Hidroeléctrico 146 C.H. La Yesca", y en particular a su escrito No. PHL-Y-LAB-DIR-091/10 de fecha 9 de marzo del presente, mediante el cual solicita nuestra autorización para proporcionar información técnica del Proyecto en cuestión para efectos de realización de tesis para titulación como ingenieros civiles de cuatro pasantes que realizan sus prácticas profesionales en el Área de Control de Calidad de su representada.

Al respecto, le comunico que una vez revisada nuestra normatividad interna, la información de referencia no está considerada como confidencial y/o reservada; siempre y cuando se precise e involucre únicamente información técnica sin incluir datos financieros, costos, precios unitarios, ni documentación personal que comprometan a nuestras empresas. Por lo tanto, en apego a la Cláusula 29 CONFIDENCIALIDAD, incisos 29.1 Información de las partes y 29.2 Divulgación de Información del contrato de referencia, la Información puede ser proporcionada únicamente para efectos de la titulación referida, convalidando para ello con el interesado una carta compromiso de uso de información para fines educativos exclusivamente y que la documentación sea revisada con antelación por nuestra Residencia del Sistema de Gestión Integrado para verificar su carácter de documentación técnica.

Sin más por el momento, aprovecho la ocasión para enviarle un cordial y afectuoso saludo.

Atentamente

Ing. Próspero A. Ortega Moreno
Residente General de Construcción

C.c.p. - Ing. Ismael de J. Rojas Vertiz Cuesy - Residente Técnico del P.H. La Yesca (Lotus Notes).
Ing. J. Ignacio Núñez Rodríguez - Residente del Sistema de Gestión Integrado (Lotus Notes).
Expediente/Minutario/PAOM/JRVC/aq

"Por un uso responsable del papel, las copias de conocimiento de este asunto, son remitidas vía electrónica"

AGRADECIMIENTOS:

A nuestra alma Mater, la Universidad Nacional Autónoma de México, en particular, a la Facultad de Ingeniería por habernos formado académicamente y permitirnos ser parte de esta noble institución.

Agradecemos a nuestro tutor y amigo el Dr. Humberto Marengo Mogollón, por darnos la oportunidad de dirigir este proyecto, por su paciencia y apoyo en todo momento.

Al M.I. Gerardo Rodríguez Gutiérrez, que sin su apoyo no hubiera sido posible la experiencia de la estancia en el P.H. La Yesca, por el apoyo y la oportunidad de realizar el servicio social en el Instituto de Ingeniería, por compartir sus conocimientos, pero sobre todo por su inigualable amistad.

De igual forma agradecemos al M.I. Agustín Demenéggi Colina, por su apoyo en la revisión de esta tesis, así como siempre mostrar su gran valor humano y ser ejemplo y guía de generaciones de ingenieros civiles.

Agradecemos al M.I. Sergio Macuil Robles, por proporcionarnos la oportunidad de experimentar en carne propia un proyecto de ingeniería de la dimensiones del P.H. La Yesca.

Al ingeniero Marcos Trejo Hernández, por su amistad y apoyo en todo momento a lo largo de nuestra formación profesional y personal.

A todos nuestros profesores de la Facultad de Ingeniería, que de una u otra manera han contribuido a nuestra formación, personal y profesional.

Al personal de Comisión Federal de Electricidad, en especial al ingeniero Calos Mario Moreno Martín del Campo, jefe del P.H. La Yesca, por su apoyo durante la elaboración de este trabajo.

A nuestros compañeros y amigos que nos apoyaron durante la experiencia en el P.H. La Yesca.

Carlos Barrera y Jorge Cortés

A toda la familia Cuevas, que siempre ha demostrado ser un grupo en el cual se puede confiar y apoyarse siempre. A mis primos, que han sido como mis hermanos: Fátima y León, que crecieron conmigo y que a cada paso han sido parte fundamental de mi vida; Carlos y Víctor, con quienes he compartido muchas experiencias; Rubén, a quien admiro y quiero profundamente; Emilia y Eugenia, que aunque están lejos siempre están en mi recuerdos. A mis tías, Carmen, Charo, Vico, Chela y Chelo que siempre han sido un apoyo y muchas veces segundas madres para mí. Una mención especial para mi tía Pilar, así como Paco y Anita que están pasando por un momento muy difícil.

A mi segunda familia, mis amigos entrañables: Carlos, Víctor, Marco, Bruno, Yván, Paola y Esmeralda por siempre estar a mi lado, por todos los momentos, viajes, risas, fiestas y por todo su apoyo, gracias por ser parte de mi vida. Los amo tanto. A mis amigos de toda la vida: Uriel, que aunque está lejos, no puedo dejar de agradecer los años de amistad que pasamos juntos y Miguel, que nos dejó un gran vacío al adelantarse en el camino.

A Annick Valasse y Mauricio Parra, por ser parte de mi familia y siempre demostrar un cariño sincero.

A mis compañeros y ahora amigos de la Facultad de Ingeniería que me acompañaron durante toda la carrera y que de una u otra manera han sido parte importante de mi vida: Astrid, Sandra, Paco, Jorge R., Adolfo, Lucía, Joel, Carlos G. T., Raúl, Ricardo, Félix. ¡Una gran generación de ingenieros civiles! En especial, agradezco a Carlos Barrera, por su empeño y dedicación a este trabajo, fue un verdadero gusto trabajar contigo.

A mi papá, Josué, por todo su amor, esfuerzo, sacrificios y empeño en ayudarme y estar conmigo a pesar de todo.

Finalmente dedico esta tesis con todo mi amor a las tres mujeres más importantes en mi vida:

Mi mamá, Martha, por siempre creer en mí, por su apoyo, ejemplo y amor. Todo lo que soy y cada uno de mis logros te los debo a ti.

A mi hermana, Eunice, que ha sido mi amiga, confidente y apoyo en todo momento.

Y a Gabriela, por todo tu amor, cariño, comprensión y apoyo. ¡Gracias por dejarme ser parte de tu vida!

Jorge Cortés

A mi mamá, Maru Eugenia, porque siempre estuviste a mi lado, apoyándome aún en los momentos difíciles, brindándome un consejo, una palabra de aliento, pero sobre todo, por el gran amor que me has hecho sentir.

A mi papá, Carlos A., por todo el esfuerzo y sacrificio que has realizado para que yo haya podido llegar a la culminación de esta etapa. Gracias por todos los consejos y el amor que me has dado.

A mi hermano, Mauricio, por compartir conmigo todos estos años de vivencias, alegrías, enojos, risas y aprendizaje.

A mi familia, que siempre estuvo al pendiente de mí. En especial quisiera agradecer a mis tíos Paula y Vicente, mis primos Fabián y Armando porque siempre se preocuparon por mí, gracias por todo el apoyo y cariño que me hicieron sentir a lo largo de este recorrido, no tengo palabras para agradecerse los.

A mis compañeros y amigos que estuvieron conmigo durante la carrera y que sin ellos no habría sido lo mismo: Astrid, Karla, Juan, Angélica, Ana, Ricardo, Félix, Sandra, Paco y todos aquellos que se me ha pasado nombrar. Sin duda, una de las mejores generaciones de ingenieros civiles.

A Jorge Cortés, por el esfuerzo, empeño, dedicación y paciencia que has tenido para poder llegar a la culminación de este trabajo.

A Paola, por todo el cariño y amor que me brindaste a lo largo de esta etapa. Te agradezco los innumerables momentos de felicidad que viví a tu lado, por tus consejos y el apoyo que siempre me hiciste sentir. Gracias por todo.

Carlos Barrera

PRÓLOGO

Un año tardó la maduración y elaboración de esta Tesis, nacida de nuestra experiencia en la residencia en el P.H. La Yesca de enero a junio de 2010. Ambos nos encontramos trabajando esos meses en el Laboratorio de Control del Calidad perteneciente a la compañía CPH, en el departamento de inyecciones y en la supervisión de pruebas de calidad en la cortina.

De nuestra estancia obtuvimos innumerables experiencias y enseñanzas que agradecemos a Fundación ICA. Fue muy valioso para nosotros estar en contacto directo con el trabajo que representa la construcción de una obra tan importante como es el P.H. La Yesca. Fue toda una experiencia de vida el estar alejados de nuestras familias y aislados del mundo, viviendo en la pequeña comunidad que se forma al construir proyectos tan grandes y tan aislados. Invaluable fue la experiencia obtenida en el campo, regresamos contentos y orgullosos de haber participado en la construcción de un proyecto tan importante para el país. Fue para nosotros un acercamiento muy importante con la vida laboral de la ingeniería, aún al ser pasantes, fue el primer trabajo en el que se referían a uno como “ingeniero”.

Inicialmente nuestra idea fue realizar un trabajo enfocado en la importancia del control de calidad en obras de ingeniería –debido a que fue el área en la que estuvimos desarrollándonos en La Yesca- sin embargo, debido al poco avance que dimos a la tesis mientras duró nuestra estancia en el Proyecto Hidroeléctrico, al regresar a la Ciudad de México decidimos buscar a nuestro profesor y amigo, el Dr. Humberto Marengo quién tuvo la paciencia y el empeño en dirigirnos el presente documento. Nos recomendó hacer una revisión del estado del arte de este tipo de estructuras en el mundo y en particular analizar las mejoras que se han realizado en el P.H. La Yesca sobre proyectos anteriores y nos pareció un tema sumamente importante e interesante.

Al momento de recopilar información y buscar fuentes para nuestro trabajo nos topamos con la limitante de la falta de información de proyectos de este tipo en México –con sus honrosas excepciones, la mayoría de nuestras fuentes fueron estadounidenses y brasileños- pues a pesar de tener un largo tiempo desarrollándose en otras partes del mundo, en México construimos apenas nuestra tercera presa de enrocamiento con cara de concreto. Por lo que a cada paso que dábamos, veíamos más la importancia de escribir sobre el tema.

Carlos Barrera

Y

Jorge Cortés

INTRODUCCIÓN	1
I. PRESAS EN EL MUNDO	3
I.1 Antecedentes	3
Orígenes del concepto ECC.....	3
I.2 Partes de la cortina	6
Plinto.....	6
Enrocamiento, cuerpo principal de la cortina.....	7
Cara de concreto.....	8
Juntas.....	9
Parapeto.....	10
Tratamientos.....	10
I.3 Proceso cronológico constructivo	12
I.4 Tendencias en el diseño y construcción de presas	13
Diseño de CFRD.....	13
Plinto.....	14
Cuerpo de cortina.....	15
Cara de concreto.....	16
Construcción de CFRD.....	17
Plinto.....	17
Cuerpo de cortina.....	18
Cara de concreto.....	19
II. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS UTILIZADOS	21
II.1 Generalidades	21
Localización.....	21
Descripción General del proyecto.....	23
Descripción de obras y actividades principales.....	24
Obra de desvío.....	25
Obra de contención.....	25
Obra de excedencias.....	26
Obras de generación.....	27
<i>Obra de toma y conducciones a presión</i>	27
<i>Casa de máquinas</i>	27
<i>Galería de Oscilación y túnel de desfogue</i>	28

	Página
<i>Subestación eléctrica</i>	28
Geología.....	28
Geología Regional.....	29
Geología del sitio.....	29
Sismicidad.....	29
Bancos de Material.....	31
Caminos.....	31
II.2 Procedimiento constructivo del plinto	34
Excavación.....	34
Tratamiento Superficial y acero de refuerzo.....	36
Cimbra y colocación de concreto.....	36
Tratamientos especiales.....	37
Perforación.....	37
Lavado de barreno.....	39
Saturación Previa.....	39
Inyección.....	39
II.3 Procedimiento constructivo del cuerpo principal de la cortina	42
Antecedentes.....	42
Materiales que conforman la cortina.....	42
Colocación de los materiales.....	43
Bordillo Extruido.....	43
Material 2.....	44
Material 2F.....	44
Material 3B.....	44
Material T.....	44
Material F.....	45
Material 3C.....	45
Material 4.....	46
II.4 Procedimiento constructivo de la cara de concreto	46
Acero de Refuerzo.....	47
Cimbras y colocación de concreto.....	48
II.5 Procedimiento constructivo del parapeto	51
Cimbras y colocación de concreto.....	51
II.6 Procedimiento constructivo de Juntas	52
Junta perimetral.....	53
Juntas de tensión y compresión.....	56

	Página
Junta Losa-Parapeto.....	57
Contenedores de ceniza.....	59
III. MEJORAS SOBRE PROCEDIMIENTOS ANTERIORES.....	61
III.1. Mejoras en los procesos constructivos del cuerpo principal de la cortina.....	61
Disminución de los tamaños máximos del enrocamiento.....	61
Sección 3B construida con aluvión.....	63
Colocación del material 2 con esparcidora mecánica.....	65
Introducción del material 3B cribado como respaldo del material 2.....	69
Utilización de bandas transportadoras en combinación con camiones volteo para el acarreo del material 3B de la zona de almacenaje a la cortina.....	71
III.2 Cambios en los sistemas de sellos.....	74
III.3 Cambio en el eje de la cortina.....	79
IV. ESTABILIDAD DEL ENROCAMIENTO.....	82
IV.1. Mecánica del enrocamiento.....	82
Compresibilidad.....	84
Colapso.....	85
Fluencia.....	86
IV.2 Estabilidad estática.....	86
IV.3 Estabilidad en zonas sísmicas.....	89
Factor de seguridad sísmico.....	90
Análisis dinámico.....	91
Selección del sismo de diseño.....	91
Estabilidad de taludes.....	92
Cálculo de la estabilidad del talud de la presa de ECC del P.H. La Yesca.....	92
Deformaciones permanentes.....	94
Cálculo de las deformaciones esperadas del P.H. La Yesca.....	96
IV.4 Estabilidad ante el flujo de agua por el enrocamiento.....	100
IV.5 Comparación de La Yesca con algunos proyectos similares.....	102
V. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES.....	103
FUENTES CONSULTADAS.....	107
ANEXOS.....	109

ÍNDICE DE TABLAS

	Página
Tabla 1.1 Principales presas de ECC por su altura.....	5
Tabla 1.2 Empleos generados y tiempo de ejecución.....	11
Tabla 1.3 Tendencia en el acero de refuerzo de la cara de concreto.....	16
Tabla 2.1 Potencia instalada, superficie de embalse y habitantes afectados de algunas C. H. comparativamente al P.H. La Yesca.....	23
Tabla 2.2 Obras y Actividades para la construcción del P.H. La Yesca.....	25
Tabla 2.3 Caminos de construcción, auxiliares y permanentes del P.H. La Yesca.....	32
Tabla 2.4 Valores GIN de referencia usado en el proyecto P.H. La Yesca.....	40
Tabla 2.5 Materiales que conforman la cortina de ECC del P.H. La Yesca.....	42
Tabla 4.1 Envoltentes de resistencia.....	83
Tabla 4.2 Resultado de Calas volumétricas en cortina.....	83
Tabla 4.3 Valores de F.S. según B. Materón.....	88
Tabla 4.4 Resultados de ensayos de resistencia en enrocamientos.....	96
Tabla 4.5 coeficientes sísmicos según zonificación de la República Mexicana.....	98
Tabla 4.6 Valores índice para el enrocamiento de la cortina del P.H. La Yesca.....	98
Tabla 4.7 Comparativo de asentamientos en presas CFRD en el mundo.....	102
Tabla 4.8 Comparativa de esfuerzos cortantes en presas de ECC.....	102
Tabla 4.9 Comparativa de Factores de Seguridad en presas de ECC.....	102

ÍNDICE DE FIGURAS

	Página
Figura 1.1 Tendencia en el incremento de la altura en presas de ECC.....	4
Figura 1.2 Plinto en una etapa de construcción temprana del cuerpo principal de la cortina P.H. La Yesca.....	6
Figura 1.3 Sección máxima de la presa ECC del P.H. La Yesca.....	7
Figura 1.4 Colocación del enrocamiento, vista general del P.H. La Yesca.....	8
Figura 1.5 Refuerzo de la losa de concreto. P.H. La Yesca.....	9
Figura 1.6 Losas de arranque P.H. La Yesca.....	12
Figura 1.7 Plinto externo y plinto interno.....	15
Figura 1.8 Diseño de plinto en la presa La Yesca, México.....	15
Figura 1.9 Plinto articulado usado en presa Santa Juana y Plucaro.....	17
Figura 1.10 Bordillo extruido del P.H. La Yesca.....	18
Figura 1.11 Diseño de junta perimetral de C.H. El Cajón.....	19
Figura 2.1 Mapa de localización del proyecto.....	22
Figura 2.2 Localización de estaciones hidrométricas y embalse.....	22
Figura 2.3 Planta de las vialidades de construcción y definitivas.....	33
Figura 2.4 Excavación plinto en ambas márgenes.....	35
Figura 2.5 Detalle cimbra lateral en el plinto.....	36
Figura 2.6 Distribución de los barrenos en el plinto en la sección del lecho del río.....	37
Figura 2.7 Distribución de los barrenos de la sección del plinto en ambas márgenes.....	38
Figura 2.8 Inyección por progresiones ascendentes de 5 m.....	40
Figura 2.9 Curva GIN de referencia.....	41
Figura 2.10 Orden de inyecciones en el plinto.....	41
Figura 2.11 Materiales que conforman la cortina de ECC del P.H. La Yesca.....	43
Figura 2.12 Etapas de construcción de la cara de concreto.....	47
Figura 2.13 Colocación de parrillas de acero de refuerzo.....	48
Figura 2.14 Arreglo general de la cimbra lateral.....	49
Figura 2.15 Detalles de cimbra deslizante.....	49
Figura 2.16 Vista Frontal de cimbra deslizante.....	50
Figura 2.17 Distribución de concreto mediante el uso de canalones.....	50
Figura 2.18 Detalle de contraflecha en el parapeto.....	51
Figura 2.19 Detalle de cimbra para parapeto.....	52
Figura 2.20 Distribución de juntas en cara de concreto.....	53
Figura 2.21 Sello de cobre inferior y superior.....	54
Figura 2.22 Perforación de los patines.....	54
Figura 2.23 Elaboración de la plantilla de mortero.....	55
Figura 2.24 Detalle de la junta perimetral (Tipo 1).....	55
Figura 2.25 Sello de cobre inferior y superior.....	56
Figura 2.26 Detalle de la junta de tensión (Tipo 2).....	56
Figura 2.27 Detalle de Junta de compresión (Tipo 3).....	57
Figura 2.28 Detalle de la junta de parapeto (Tipo 4).....	58
Figura 2.29 Detalle de unión entre juntas.....	59
Figura 2.30 Detalle de contenedor de ceniza.....	59
Figura 2.31 Composición del contenedor de ceniza.....	60

Figura 3.1 Sección de enrocamiento utilizado en la construcción de la presa de Aguamilpa en México (1994).....	61
Figura 1.3 op. Cit. (Capítulo I) Se muestra la zonificación actual de materiales.....	62
Figura 3.2 Excavación de la prueba Matsuo Akai en el material 3B,	63
Figura 3.3 Excavación terminada de la prueba Matsuo Akai	63
Figura 3.4 Inicio de la saturación inicial en la prueba Matsuo Akai.....	64
Figura 3.5 Saturación de la prueba Matsuo Akai.....	64
Figura 3.6 Vista de la cortina en donde se puede apreciar la diferencia entre los materiales 3B y T en el P.H. La Yesca.....	64
Figura 3.7 Compactación con rodillo liso vibratorio del Material 2 de la cortina de ECC del P.H. La Yesca.....	65
Figura 3.8 Calas volumétricas en el material 2.....	66
Figura 3.9 Motoconformadora colocando la primera capa de material 2 en el P.H. La Yesca.....	66
Figura 3.10 Proceso de colocación del bordillo del concreto extruido, primer paso en la colocación de una capa del material.....	67
Figura 3.11 Esparcidora Finisher, utilizada en la colocación del material 2 con excelentes resultados en el P.H. La Yesca.....	67
Figura 3.12 Equipo de compactación, rodillo RLV de 14 KN de peso estático en el tambor.....	68
Figura 3.13 Imagen que ilustra la manera en que el material 2 se recarga sobre el material 3B.....	68
Figura 3.14 Retroexcavadora afinando el talud del respaldo de material 3B para el material 2 en el P.H. La Yesca.....	69
Figura 3.15 Material 3B cribado colocado en montículos (izquierda) y motoconformadora esparciendo el material (derecha).....	70
Figura 3.16 Material 3B cribado colocado, antes de ser compactado.	70
Figura 3.17 Plano en el que se muestra la ubicación de la banda transportadora de margen derecha desde la zona de almacenamiento del material 3B hasta la cortina.....	72
Figura 3.18 Equipo de trituración utilizado en el procesamiento del aluvión y del enrocamiento en el P.H. La Yesca.....	73
Figura 3.19 Junta Perimetral de la C.H. Aguamilpa.....	75
Figura 2.24 op. Cit. (Capítulo II, página 55) Junta perimetral de la C.H. El Cajón.....	76
Figura 2.26 op. Cit. (Capítulo II, página 56) Junta de tensión de la C.H. El Cajón.....	77
Figura 3.20 Junta de compresión de la C.H. El Cajón.....	77
Figura 2.27 op. Cit. (Capítulo II, página 57) Junta de compresión del P.H. La Yesca.....	78
Figura 3.21 Monolito y túnel falso en el portal de entrada de los túneles de desvío.....	79
Figura 3.22 Portal de entrada de desvío y ataguía aguas arriba.....	80
Figura 3.23 Reubicación del eje de la cortina.....	80
Figura 4.1 Número de estabilidad para análisis circulares.....	87
Figura 4.2 Parámetros involucrados en el análisis de la estabilidad del talud.....	93
Figura 4.3 Ajuste a los factores de seguridad del análisis seudoestático para el cálculo de deformaciones máximas producidas por el sismo.....	95
Figura 4.4 Deformaciones previstas con un análisis seudoestático.....	96
Figura 4.5 Regionalización Sísmica de la República Mexicana, tomado de Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE.....	97

INTRODUCCIÓN

En la actualidad es innegable la importancia que tiene la energía eléctrica en nuestra sociedad, es utilizada para iluminar nuestras calles, mover nuestros transportes incluso para la preparación de los alimentos. Desde los primeros años de la electricidad a finales del siglo XIX y hasta nuestros días, la energía eléctrica se ha convertido en pilar fundamental de la civilización humana. Sin embargo, las formas de producir energía eléctrica han sido sustancialmente contaminantes y nocivas para el equilibrio ambiental del planeta. Recientemente se ha buscado nuevas formas no contaminantes de producir energía eléctrica, como el uso de energías renovables como la solar, eólica y geotérmica, sin embargo, éstas poseen limitaciones importantes en cuanto a su continua generación (como es el caso de la eólica y la solar) y los escasos lugares en dónde se puede producir (geotérmica). La energía hidroeléctrica es una forma de producir electricidad que ha acompañado a la industria desde sus inicios y aún ahora es una de las formas más limpias de generar electricidad. Las centrales hidroeléctricas han sido importantes impulsoras del crecimiento de países altamente industrializados y no hay duda de que México requiere el desarrollo de este tipo de proyectos para poder dotar de energía una industria creciente y a una población que aumenta rápidamente que cada día demanda más energía.

En México se localizan 42 ríos principales que cruzan a lo largo del territorio nacional, los cuales desembocan en el océano Pacífico, Golfo de México o en interiores. El escurrimiento medio anual que se tiene en el país es de 410,000 Mm³, de los cuales aproximadamente el 80% se tiene en el sureste del país contrastando con el 4% que se tiene en la parte norte. A lo largo del siglo pasado y éste que apenas comienza México ha logrado explotar únicamente el 37% del escurrimiento mediante el almacenamiento y la regulación, siendo solamente el 24% para la generación de energía eléctrica. A inicios del año 2010 las centrales hidroeléctricas aportaban el 22% de la energía total requerida en el país, que si se compara con las naciones europeas se puede considerar como un porcentaje bajo, más aún si consideramos que Europa no posee la cantidad de recursos hídricos con los que cuenta nuestro país.

La construcción de presas en México tiene diversas finalidades, en el caso de este trabajo estará enfocado a la generación de energía, pero es importante mencionar que también tienen otros propósitos como ayudar a modificar la mala distribución en el tiempo debido a que el escurrimiento principalmente se da en los meses de julio, agosto y septiembre, dando como resultado que si no se almacena para los meses de marzo, abril y mayo habrá escases; ayuda en el control de avenidas con la finalidad de salvaguardar las vidas y propiedades de los pobladores que se encuentren en las cercanías de algún río; además modifica la mala distribución que tiene el agua en el espacio mediante el establecimiento de distritos de riego a través de canales y acueductos.

La tendencia del diseño de presas en el mundo ha ido evolucionando de las presas de concreto gravedad a las de CCR y las de materiales graduados a las de Enrocamiento con Cara de Concreto (ECC), este tipo de presas aprovecha la rapidez de colocación de material de una presa de tierra

con una considerable reducción de volumen lo que se traduce en una importante disminución en el costo, sin sacrificar la seguridad.

El objetivo de este trabajo es analizar las mejoras en los procesos constructivos utilizados en la explotación, transporte y colocación de los materiales que conforman la cortina de ECC del Proyecto Hidroeléctrico La Yesca en base a experiencias obtenidas en proyectos anteriores que de manera empírica han sentado las bases para la optimización de los procesos, permitiendo que el P.H. La Yesca se coloque a la vanguardia en la ingeniería de presas de este tipo en el mundo.

Para ello, en el capítulo I se sientan las bases de los aspectos generales de una presa, se analizará la situación actual y la tendencia en el diseño de presas en el mundo. En particular se dará especial atención a las presas de ECC que presentan importantes ventajas técnicas sobre otro tipo de presas, se dará la situación actual y la tendencia a evolucionar a proyectos cada vez mayores.

En el capítulo II se analizarán los procedimientos utilizados en la construcción de la cortina de ECC del P.H. La Yesca, dando una descripción general del diseño y la construcción de las diferentes estructuras que componen la obra de contención: plinto, cuerpo de enrocamiento y cara de concreto.

En el capítulo III dichos procedimientos serán comparados en materia de rendimientos tiempo-costo-funcionamiento con los utilizados en proyectos anteriores (C.H. Aguamilpa y C.H. El Cajón), destacando las mejoras que se han impuesto considerando el proceso empírico de las mismas.

El capítulo IV muestra un análisis de la estabilidad del enrocamiento de una presa de ECC, en particular se calcularán algunos parámetros que permitirán diagnosticar la seguridad de la cortina del P.H. La Yesca, con el fin de demostrar que cumple con los más altos niveles de exigencia de seguridad y estabilidad establecidos para presas de enrocamiento con cara de concreto en el mundo.

Finalmente se presentan las conclusiones generales y las recomendaciones de la Tesis en el capítulo V.

I. PRESAS EN EL MUNDO

Este capítulo tendrá el objetivo de presentar la evolución por la que han pasado las presas de enrocamiento con cara de concreto, desde sus inicios hasta llegar a la última década. Se hará mención de las partes fundamentales de la cortina, viendo de manera general como están compuestas y cuál es su finalidad. Se dará de forma muy burda una explicación del proceso que se lleva a cabo para la construcción de la cortina. Se describirá la tendencia que ha seguido las presas de enrocamiento con cara de concreto, tanto en el diseño como en el proceso constructivo, para llegar a lo que son hoy en día.

I.1 Antecedentes

Una presa de enrocamiento con cara de concreto (ECC) es aquella formada por un cuerpo principal de enrocamiento, grava o arena; una losa de concreto impermeable en el talud aguas arriba; un plinto o zapa de desplante sobre roca sana o sobre aluvión y un parapeto en la corona de la presa.

La diferencia fundamental de este tipo de presa con las de materiales graduados de núcleo impermeable es que la cara de concreto evita la saturación del cuerpo principal de la presa, lo que se traduce en un mejor comportamiento de la estabilidad, permitiendo colocar taludes menos tendidos, menor volumen y en general menores tiempos de colocación.

Orígenes del concepto ECC

La idea de un relleno de roca impermeabilizado aguas arriba del mismo es muy remota, se tiene referencia de que en siglo XVII se construyeron en Europa pequeñas estructuras de ladrillo con cal en el talud aguas arriba y con escolleras aguas abajo.

Durante finales del siglo XIX y principios del XX en el período de 1840 a 1940 los mineros del sur de California desarrollaron estructuras en forma intuitiva impermeabilizando enrocamientos lanzados y por lo tanto no compactados con placas de madera. Estas primeras estructuras evolucionaron a las presas de enrocamiento con cara de concreto que conocemos en la actualidad.

Después de estos primeros atisbos de los mineros californianos fueron pocos los intentos de construir presas de enrocamiento lanzado, tal es el caso de la presa Paradela en Portugal (1955), que con sus 110 m de altura, enrocamiento suelto y juntas verticales y horizontales presentó serios problemas de filtraciones, o la presa New Exchequer en Estados Unidos (1966) de 149 m. Ambas presas fueron las más altas de su tipo en su momento, pero demostraron que existía una incompatibilidad entre la deformación del enrocamiento suelto con las losas de la cara de concreto al alcanzarse alturas importantes.

Fue hasta los años 70, con el desarrollo de los compactadores vibratorios y los procedimientos constructivos de la losa y sus juntas en el talud aguas arriba se abrió paso a una nueva generación de presas cada vez más altas. La primera de ellas fue Cethana en Australia (1971) de 110 m de

altura, después Alto Achincaya de 140 m en Colombia (1974), ambas presas demostraron que era técnica y económicamente factible construir presas CFRD en el mundo.

Posteriormente en 1980 se construye en Brasil Foz Do Areia que con 160 metros de altura mantuvo el título de la presa de ECC más alta del mundo hasta 1993, año en el que Comisión Federal de Electricidad construye la presa Aguamilpa de 187 m arrebatando a la presa brasileña el título de la más alta en su tipo. La evolución de la altura de este tipo de presas puede observarse en la figura 1.

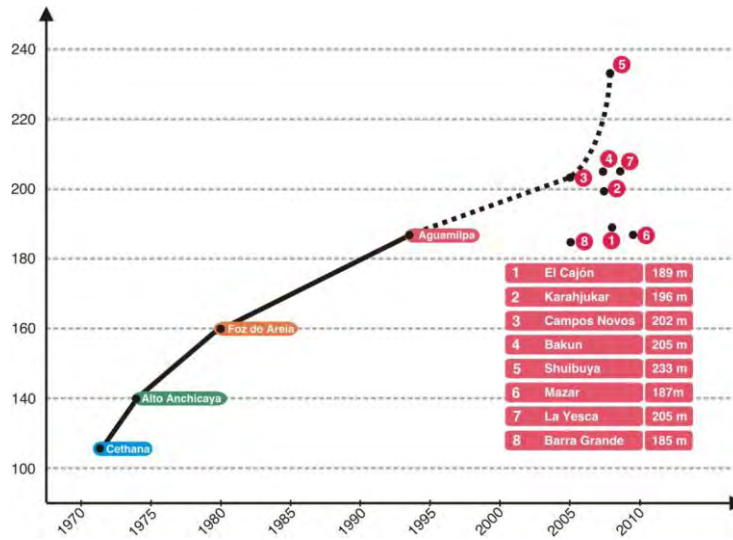


Figura 1.1 Tendencia en el incremento de la altura en presas de ECC.

A raíz de éxito de este tipo de presas Barry Cooke quién fuera padre de las presas de ECC, en el congreso del Internacional Commission of Large Dams (ICOLD) en Beijing China en el año 2000 concluyó:

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

A continuación se presenta una tabla con las principales presas de ECC

Presa	País	Año en que se terminó	Altura (m)
Shibuya	China	2009	232
La Yesca	México	2007(*)	210
Bacón	Malasia	2008	205
Campos Novos	Brasil	2006	202
El Cajón	México	2007	188
Aguamilpa	México	1993	187
Barra Grande	Brasil	2005	183
Tianshengqiao	China	1999	178
Foz do Areia	Brasil	1980	160
Slvajina	Colombia	1983	148
Segredo	Brasil	1992	145
Xingo	Brasil	1994	140
Alto Achincaya	Colombia	1974	140
Chuza	Colombia	1978	135
Messochora	Grecia	1994	135
Koman	Albania	1986	133
Shanxi	China	2000	131
New Exchequer	EUA	1966	130
Golillas	Colombia	1978	130
Khao Laem	Tailandia	1984	130
Shiroro	Nigeria	1984	130
Cirata	Indonesia	1987	125
Machadinho	Brasil	2002	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
Santa Juana	Chile	1995	110
Uluai	Malasia	1989	110
Batang Ai, Sarawak	Malasia	1985	110
Itapebi	Brasil	2002	106
Fortuna	Panamá	1994	105
Salt Springs	EUA	1931	100

(*) Año en que comienza su construcción

Tabla 1.1 Principales presas de ECC por su altura

I.2 Partes de la cortina

En diseño básico de las presas de ECC es similar para todas ellas, consta de tres elementos principales: el plinto, la zona de enrocamiento de la cortina y la cara de concreto; además es importante mencionar las juntas entre las losas y de éstas con el plinto, los tratamientos que se le dan a la roca de cimentación y de las laderas para extender el plano estanco y finalmente el parapeto.

Plinto

El plinto es la zapata de desplante que liga a la losa de concreto con la roca de cimentación, es una losa sobre la roca de un ancho de 5 a 8 m y un espesor de 40 a 80 cm, a través de la cual se realizan las inyecciones de consolidación e impermeabilización de la roca.

El plinto se construye perimetralmente, después se coloca el material del cuerpo principal de cortina y finalmente se cuela la losa, el contacto entre ésta y el plinto se denomina junta perimetral y es de especial cuidado para evitar cualquier tipo de filtración de agua una vez que la presa esté llena.

Es importante desplantar el plinto sobre roca sana para garantizar su continuidad con la losa de concreto, en el caso de encontrar irregularidades importantes que puedan afectar la estabilidad de la presa deberán ser tratadas con concreto dental. Se debe garantizar una correcta limpieza de las laderas antes de la construcción del plinto. Sin embargo, existen casos, como son las presas de Santa Juana y Puclaro en Chile, en dónde se ha adoptado un diseño exitoso basado en desplantar el plinto sobre aluvión en el fondo del cauce, lo cual resulta sumamente exitoso en casos en que el espesor del aluvión es tal que la excavación para encontrar roca sana resulta económica o técnicamente inviable.



Figura 1.2 Plinto en una etapa de construcción temprana del cuerpo principal de la cortina P.H. La Yesca

Una forma de determinar el ancho del plinto de manera empírica ha sido adoptar $0.05H$, en dónde H es la altura del embalse, en roca fragmentada o de pobre calidad es común adoptar $0.1H$, el valor mínimo adoptado para el ancho del plinto es de 3 m.

La geometría y el trazo del plinto están definidos por las condiciones topográficas y geológicas del sitio del proyecto.

Enrocamiento, cuerpo principal de la cortina

Es la masa de roca que da estabilidad a la presa y sirve de apoyo a la cara de concreto. Generalmente se busca aprovechar los productos de excavación de otras estructuras como puede ser el vertedor o casa de máquinas, con el fin de disminuir costos en el transporte desde bancos de material lejanos a la obra. La sección de enrocamiento es el elemento estructural, está zonificada a fin de recibir la carga hidráulica del embalse con mínimos asentamientos y dar seguridad a la estructura ante la posibilidad de flujo en caso de filtraciones por la cara de concreto.

En general está conformado por 4 materiales, clasificados por su función y ubicación en el cuerpo de la presa:

- Material 2: Sirve de respaldo a la losa de concreto. Su granulometría permite mejor compactación y baja permeabilidad.
- Material 2F: Ocupa una franja pequeña a todo lo largo de la junta perimetral, entre el plinto y la losa de concreto en el sitio de mayor potencial de filtraciones.
- Material 3B: Es el cuerpo principal de la presa, puede subdividirse colocando el material menos compresible y de mejor permeabilidad en el tramo aguas arriba y el material de menor calidad aguas abajo y en la zona muerta.
- Material 4: Está constituido por enrocamiento grueso y provee protección al talud de aguas abajo.

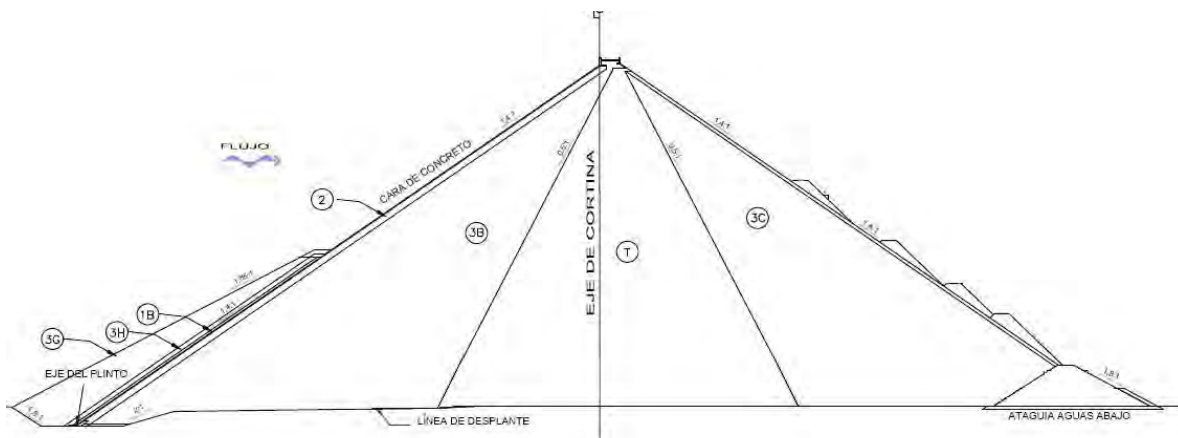


Figura 1.3 Sección máxima de la presa ECC del P.H. La Yesca



Figura 1.4 Colocación del enrocamiento, vista general del P.H. La Yesca

Cara de concreto

Es de vital importancia en el diseño de las presas de ECC, pues es la que da la impermeabilización a la presa, la losa debe ser proyectada para adaptarse a las deformaciones del enrocamiento, no se diseña para soportar el empuje del agua, sino como una membrana deformable e impermeable que no debe romperse.

Debido a que el concreto no puede aceptar ciertas deformaciones sin fracturarse, se debe diseñar la losa con juntas que absorban los movimientos, dichas juntas deberán estar provistas de sellos que eviten el paso del agua.

Aunque las filtraciones sensiblemente deben ser evitadas, hay ocasiones en que resultan ineludibles y pueden ser admitidas, pues en general se ha visto que no comprometen la seguridad de la estructura.

El procedimiento de colado es en franjas verticales de 15 m de ancho en colados continuos con cimbra deslizante para reducir el número de juntas horizontales. El diseño de la losa de concreto está íntimamente ligada a la forma deformada del enrocamiento, en teoría aplicando la deformación a la losa se pueden obtener los elementos mecánicos (momento flexionante, cortante y carga axial) y de esta manera proponer el espesor de la losa y los armados, sin embargo esto no siempre resulta sencillo y muchas veces no es posible hacerlo y lo más común es basarse en la fórmula empírica que establece:

$$\text{espesor de la losa} = 0.30 + k \times H$$

En dónde k es un factor que varía entre 0.002 y 0.003.

En Beijing, Cooke mencionó que esta fórmula para el espesor de la cara de concreto ha resultado satisfactoria y lo seguirá siendo.

Para el refuerzo de la losa se sigue el criterio de agrietamiento por cambios de temperatura y por restricción de la deformación de la presa. La colocación del refuerzo de acero es en la parte central de la losa y corresponde al 0.4% en el sentido longitudinal y 0.3% en el sentido paralelo al eje.



Figura 1.5 Refuerzo de la losa de concreto. P.H. La Yesca

Juntas

Entre las losas y el plinto se forman las siguientes juntas:

- Junta perimetral: Es el contacto de la losa y el plinto
- Juntas verticales de expansión: Entre franjas verticales, cercanas a las laderas son las que seguramente tendrán un movimiento de apertura debido a la forma en que se deformará el terraplén.
- Juntas verticales de compresión: Entre franjas verticales, en la parte central de la presa son las que probablemente tendrán un movimiento de cierre.
- Juntas horizontales: son juntas constructivas entre etapas de colado de la losa.
- Junta entre la losa de concreto y el parapeto: Se coloca para independizar los movimientos de cada una de estas estructuras.

Los materiales y los diseños de las juntas han evolucionado de proyecto en proyecto de una manera empírica. Tradicionalmente las presas construidas con enrocamiento sin compactar utilizaron sellos de cobre en todas las juntas, sin embargo éstas fallaron por la magnitud de los movimientos de las juntas.

Al paso del tiempo se utilizó un sistema de doble sello en el que se colocaba la lámina de cobre al fondo de la junta y en la parte central una banda de PVC. Este sistema ha funcionado bien.

En Alto Achincaya, Colombia, aunque el proyecto especificaba el doble sistema se eliminó la lámina de cobre durante la construcción, lo que dio como resultados graves filtraciones, que pudieron ser controladas colocando un material tipo mastique encima de la junta y material impermeable adicional.

En la presa Khao Laem en Tailandia, en dónde también se presentaron problemas de filtraciones en las juntas, la recomendación fue lanzar material fino sobre las juntas para que las partículas sellaran las aberturas.

A raíz de estas experiencias se estableció un sistema triple de sellado, principalmente en las juntas perimetrales y en las verticales de abertura. Este sistema fue adoptado en Aguamilpa, México, dando muy buenos resultados. En Aguamilpa, lo que se hizo finalmente fue colocar una lámina de cobre al fondo de la junta, en el centro la banda de PVC y en la parte exterior un recipiente que contenía ceniza volante producto de la quema de carbón.

En experimentos de laboratorio se demostró que la ceniza tiene la capacidad de introducirse por las grietas de filtración y detenerse en el material de respaldo de la losa de concreto. Este modelo de sellos fue usado con éxito en Aguamilpa, el Cajón y ahora en La Yesca con algunas modificaciones y mejoras.

Parapeto

El parapeto es el muro de contención en la corona y que determina la altura máxima de la presa. En general se diseña para colocar un camino vehicular en la corona de la presa, por lo que es importante determinar el ancho óptimo de corona pues esto influirá en el volumen total de la presa. Si el parapeto es pequeño, prácticamente no influye, sin embargo a medida que es más alto, permite un ahorro importante de material. A pesar de ello, la altura del parapeto no debe exagerarse, en particular en zonas de alta sismicidad, pues en esa zona las aceleraciones telúricas se magnifican notablemente.

Los parapetos se diseñan como muros de contención en cantiliver sujetos a empujes horizontales del relleno, en zonas sísmicas deben considerarse efectos de vibración e imposición de cargas horizontales.

Tratamientos

Una vez construido el plinto se efectúan las inyecciones, los tratamientos son de tres tipos:

- Tratamiento superficial: Se efectúa sobre la roca, bajo el plinto y en su vecindad, consiste en rellenar de concreto dental en las oquedades que se localicen en la excavación debido a fallas locales. Cuando se tiene material excesivamente alterado o fracturado se utiliza concreto lanzado que puede ser complementado con malla electrosoldada.
- Inyecciones de consolidación: Son superficiales (hasta 5 m de profundidad) y se diseñan de acuerdo a las condiciones de la roca expuesta.

- Inyecciones profundas: Se realizan en los estratos profundos, entre 1/3 y 2/3 de la altura del embalse, dependiendo de la calidad de la roca.

I.3 Proceso cronológico constructivo

Hoy en día en la construcción de presas, se tiene por objetivo el reducir los tiempos de ejecución con la implementación de nuevos procesos constructivos y de modernos equipos, obteniendo como resultado la puesta en marcha de la central en un lapso cada vez menor obedeciendo a cuestiones de costos, políticas y sociales.

Con las mejoras en los métodos constructivos que se han puesto en operación se ha permitido que no únicamente se reduzcan los tiempos de trabajo, sino además la fuerza de trabajo, como se puede observar en la siguiente tabla.

C.H.	Fuerza de trabajo (empleos directos)	Tiempo de ejecución (años)
Chicoasén	19 000	7
Aguamilpa	10 000	5
El Cajón	5 000	4.5

Tabla 1.2 Empleos generados y tiempo de ejecución

Cabe mencionar que este incremento en la velocidad de ejecución no afecta cuestiones de calidad y seguridad de la obra, ya que se llevan a cabo estrictos procesos de supervisión que permiten llevar un control adecuado de las actividades que se están realizando, aunque dependiendo del país los niveles de supervisión varían debido a que en algunas partes se considera un gasto innecesario, pudiendo traer consigo numerosos problemas.

El proceso general llevado a cabo para la construcción de la obra de contención es:

El desvío del río es una de las primeras actividades que se llevan a cabo, la cual se puede dividir a su vez en túneles de desvío y ataguía. Debido a la magnitud de estas obras, el tiempo de ejecución es considerable, por lo cual se ha visto como una práctica común que en paralelo con ellas se puedan llevar a cabo actividades como la limpieza y excavación de los taludes y cama de la cortina, colocación de material aguas abajo. Esta práctica se ha podido ver con éxito en obras como Campos Novos y Xingo.

Una vez que se logra desviar el río de su cauce, y mientras todavía se coloca el material de las ataguías, se debe comenzar con la excavación para el arranque de las obras del plinto debido a que esta actividad se lleva un tiempo considerable. La razón fundamental es que el plinto se debe desplantar en una roca sana, se deben rellenar oquedades y cualquier otra irregularidad que pueda poner en riesgo la cimentación. También se han encontrado casos en donde la calidad de la roca no mejora a pesar de la profundidad de la excavación, por lo que se ha optado por desplantarla a poca profundidad aunque eso implique hacerlo sobre material de aluvión. Durante este proceso se puede seguir con la colocación del cuerpo de la cortina aguas abajo.

La ventaja que tiene este proceso en la construcción de la cortina es que se puede colocar material en diferentes partes del cuerpo, según los tipos de material, sin que posteriormente exista algún problema de asentamientos. De esta forma, se puede colocar el material del cuerpo de la cortina durante la construcción del plinto, un ejemplo de este proceso fue la construcción de la presa de Campos Novos, en donde se estaba terminando de colocar el material de la ataguía y al mismo tiempo se colocaba el cuerpo de la cortina a excepción de una sección de 30m de ancho antes de llegar a la zona del plinto. Conforme se avanza en la colocación del cuerpo no se debe descuidar la construcción del plinto, porque aunque existe cierta libertad entre los trabajos de colocación de material y la de construcción del plinto llegará el momento en que se tendrá que detener el avance de la cortina para emparejarlo con la colocación del plinto.

Una vez terminado el plinto y conforme el avance de la cortina continúa, se debe construir las losas de arranque, que servirán como guía para las cimbras deslizantes, pero su objetivo principal es cuidar la junta perimetral y sus sellos durante la colocación del concreto para la cara de la presa.



Figura 1.6 Losas de arranque P.H. La Yesca

El colado de la cara de concreto se divide en varias etapas, generalmente de dos a tres, y se encuentra en función del avance en la colocación del material de la cortina. La elaboración de cada etapa se realiza mediante el colado de franjas que varían entre 12 y 18 m de ancho, actualmente se está tomando como medida estándar un ancho de 15 m. Actualmente es común el uso de cimbras deslizantes, siendo los colados continuos hasta llegar al final de cada etapa. Dichas franjas están unidas mediante juntas verticales y horizontales, lo cual permite que la cara de concreto tenga cierta flexibilidad a los asentamientos y deformaciones que sufra el cuerpo de la cortina, así como a contracturas generadas por el mismo proceso de fabricación de las losas.

Finalmente se construye el parapeto ubicado en la cresta de la cortina, el cual se une con la losa de concreto mediante juntas. Últimamente se ha puesto en práctica el uso de paredes prefabricadas cuya finalidad es facilitar el proceso y reducir los tiempos de construcción.

I.4 Tendencias en el diseño y construcción de presas

Actualmente es indudable la importancia que tiene en nuestro país el desarrollo de la infraestructura hidráulica, ya que sin ella no puede haber un verdadero impulso para la mejora de la calidad de vida de sus habitantes.

Las CFRD han sido la solución a problemas planteados en diversos proyectos, esto debido a sus procedimientos constructivos, los menores tiempos de ejecución, las problemáticas en la cimentación son menos complicadas, menores cantidades de material.

El diseño y desarrollo de las presas de enrocamiento con cara de concreto se han basado en la experiencia obtenida de otros proyectos, obteniendo en la mayoría de los casos resultados satisfactorios, lo cual ha ido marcando el camino en la evolución de las presas de este tipo.

I.4.1 Diseño de CFRD

Las presas de enrocamiento y los procesos constructivos han cambiado de forma significativa a lo largo del siglo pasado, sobre todo para las presas de ECC que han sido resultado de la observación de las prácticas constructivas y el análisis del desempeño, de teorías y pruebas de laboratorio.

J. Barry Cooke ha dividido la evolución de las presas de enrocamiento contemporáneas en 3 etapas, las cuales son:

- Primer periodo (1850 – 1940): La presa moderna de enrocamiento surgió en la fiebre de oro de California, en donde los mineros hacían presas para almacenar agua. Es ahí donde surgió la idea de presa de enrocamiento volcado con cara de madera, posteriormente se evolucionó al concreto, estas presas eran considerada seguras pero tenía un gran problema como consecuencia de no existir en aquellos tiempos los equipos necesarios de compactación, los asentamientos eran tales que las juntas se movían y la cara de concreto se fracturaba, por lo que la infiltración del agua amenazaba con convertirse en un problema mayor a medida que las presas alcanzaban alturas considerables.
- Periodo de Transición (1940 – 1965): El extenso uso en la construcción de las presas de enrocamiento volcado con cara de concreto empezó a mostrar sus limitaciones y problemas asociados a los métodos usados. Una de éstas es la disponibilidad del adecuado material para el enrocado. Para un buen diseño las especificaciones marcan que la calidad de roca sea sana, dura y durable, características que exige las especificaciones de ASTM para agregados de concreto. En este periodo floreció el surgimiento de las presas con núcleo de arcilla que venía a resolver el problema de las filtraciones. Es posible notar un cambio en la tendencia de construcción de presas a partir de 1940, se optó por dejar a un lado las presas con cara de concreto debido a que se quería lograr cortinas cada vez más altas, siendo en esos casos las filtraciones un tema a considerar. En los años 50's, con los avances de los principios de mecánica de suelos, en especial para su aplicación en el tratamiento de la cimentación de arcilla y en el diseño de los filtros, convirtieron a las

presas de núcleo de arcilla en una opción más segura y viable. A finales de este periodo surgió un gran acontecimiento: el desarrollo del compactador de rodillo vibratorio de tambor liso, el cual nació de la necesidad de poder construir presas de mayor altura y poder explotar al máximo los bancos de material aún cuando la calidad de la roca no fueran los más adecuados. A pesar de este surgimiento, la aceptación de las presas ECC no se dio inmediatamente, tomo tiempo reponerse de los sucesos vividos con las filtraciones, así como obtener experiencia en el manejo de la compactación y desarrollar mejores diseños sobre el plinto y cara de concreto.

- Periodo moderno (1965 – 1982): Antes de este periodo, las presas de enrocamiento eran definidas como “una presa que se basa en roca, ya sea volcada en ascensos o compactada en capas, como un elemento estructural importante”, pero a razón del nuevo hallazgo en el proceso constructivo, una definición más contemporánea sería “una presa que se basa en enrocamiento compactado como un elemento estructural importante”. En este periodo se continuó realizando proyectos tanto de núcleo de arcilla como de cara de concreto, obteniendo cada vez mayor conocimiento en su proceso constructivo y en su comportamiento.

La experiencia que se obtuvo de las grandes presas de enrocamiento con núcleo de arcilla se combinó con el conocimiento de los movimientos de la cara existentes de pequeñas presas con cara de concreto y se obtuvieron las bases para el diseño de grandes presas de ECC. Algunas condiciones que favorecerían a las presas de ECC incluyen los altos requerimientos de resistencia a sismos, condiciones de altas precipitaciones o climas fríos, propiedades desfavorables de algunos materiales que conforman las presas de tierra, así como menor tiempo de ejecución y la reducción de costos.

Para la realización de un proyecto de infraestructura se debe asegurar que sea económicamente factible desde el proceso de diseño, lográndose con mayor facilidad si se considera como una obra multipropósito (generación de energía, control de avenidas, almacenamiento de agua). Por otro lado se debe tener en cuenta la importancia del manejo de la seguridad en el diseño por ser un proyecto que pudiera poner en riesgo la vida de miles de personas. Un análisis de seguridad va a permitir crear estructuras estables sin tener que recurrir a sobredimensionamiento de las mismas, lo que repercutiría en los costos y la haría incosteable, por lo que un correcto estudio hará la obra económicamente factible. Hoy en día se está proponiendo que se cambie los factores de seguridad por criterios probabilísticos, los cuales se adaptan con mayor exactitud a los acontecimientos propios del proyecto.

Plinto

Con el regreso de las presas de ECC en 1966 en las presas New Exchequer y Cabin Creek, hubo un cambio significativo en el desplante de la losa que anteriormente era una trinchera de cierre (cutoff blasted trench) y pasó a ser a lo que conocemos hoy como plinto. Su diseño ha evolucionado para reducir su ancho compensándolo con la extensión de una losa anclada dentro del cuerpo de la cortina.

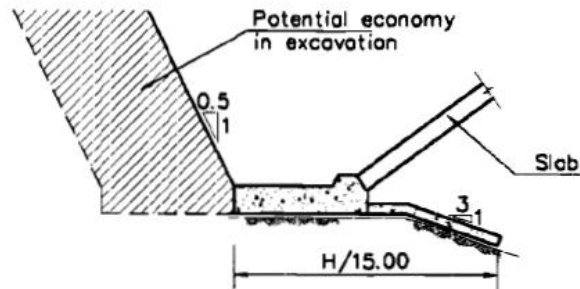


Figura 1.7 Plinto externo y plinto interno.

Este concepto fue propuesto por J.B. Cooke con el propósito de ahorrar en cuestión de excavación de roca. La longitud del plinto externo está definida por la necesidad de espacio para las inyecciones, mientras que el plinto interno satisface los requerimientos para el gradiente de filtración (percolation gradient).

Algunas presas que han usado este diseño han sido la presa de Corrales en Chile, Itá en Brasil y la Yesca en México.



Figura 1.8 Diseño de plinto en la presa La Yesca, México

Cuerpo de cortina

Hace poco más de una década, se creía que la pendiente de aguas arriba del cuerpo de la cortina no debía tener una inclinación mayor a la relación 1.3H:1V, siendo de igual forma para aguas abajo. En la presa de Alto Achincaya y Foz do Areia se manejó una pendiente aguas arriba de 1.4H:1V, aunque según Barry Cooke no tenía razón de ser. Hubo casos en los que se podía ver presas con pendientes menores aguas abajo, como fue el caso de Cabin Creek (1.75H:1V), Babagon (1.6H:1V) y Chuza (1.6H:1V), pero fueron realizadas como consecuencia a problemáticas

como material usado y necesidades de excavación. Hoy en día podemos observar que la tendencia usada en la construcción de los últimos tres proyectos en México es usar una pendiente de 1.4H:1V.

Cara de concreto

Desde hace ya varias décadas se diseña el espesor de la cara de concreto sin grandes modificaciones. En 1971, para la presa de Cethana, que para ese entonces fue la presa de ECC mas alta del mundo, se usó la formula de $0.3 + 0.002H$, en dónde H representa la altura del embalse. También en esos tiempos era muy usada la formula $0.3 + 0.003H$, pero debido a que el cambio en el espesor repercute en el ámbito económico, no solo por el concreto que se va emplear, sino también por el acero de refuerzo que se va a usar, se volvió una práctica común el uso de la primera formula. Cabe mencionar que el espesor de la cara de concreto no involucra cuestiones de seguridad, por lo que no afecta que se reduzca.

Se ha observado que en la mayoría de las cortinas de ECC se pueden encontrar grietas a consecuencia del encogimiento del concreto. Estas grietas han hecho que exista un gran interés en el estudio para la mejora de la cara de concreto y se ha podido observar algunas particularidades, por ejemplo, las grietas son más pequeñas y estrechas cuando el embalse contiene agua fría. Generalmente estas fallas son principalmente horizontales de 0.1 a 0.2 mm de ancho, aunque hay casos en los que se llega a los 0.3 mm. Anteriormente, cuando el cuerpo de la cortina no se compactaba, el porcentaje de acero era del 0.5%, debido a que la presa podía tener una mayor deformación por consecuencia de la fuerza ejercida del embalse sobre la cara, pero a raíz de la compactación del cuerpo se propuso el 0.4% de refuerzo para cada sentido. La tendencia adoptada por algunas presas se muestra en la siguiente tabla.

Presa	Refuerzo		
	Horizontal	Vertical	Extremos
Alto Achincaya, Colombia	0.5	0.5	-
Foz do Areia, Brasil	0.4	0.4	-
Aguamilpa, México	Varía de 0.3 a 0.5		
Tianshengqiao, China	0.3	0.4	-
Campos Novos, Brasil	0.3	0.4	0.5
Mohale, Lesotho	0.35	0.35	0.4
El Cajón, México			

Tabla 1.3 Tendencia en el acero de refuerzo de la cara de concreto

Por lo que se puede observar en la tabla y como consecuencia de saber que las grietas no representan un peligro, la aplicación del acero de refuerzo en la losa de concreto tiende a disminuir.

Construcción de CFRD

Con el paso del tiempo, las presas de enrocamiento con cara de concreto han ido evolucionando hasta llegar a lo son hoy, una alternativa segura que ha venido a reducir los costos y los tiempos de ejecución. También se ha podido ver que este tipo de presas no son inmunes a fallas, observando que a consecuencia de la extrapolación de las experiencias obtenidas se han dado casos totalmente inesperados.

J. Barry Cooke en el simposio de Beijing (ICOLD, 2000) mencionó:

“La seguridad inherente de las presas de enrocamiento con cara de concreto depende del adecuado juicio de ingenieril, cuidado en la construcción y el correcto monitoreo, así como para otro tipo de presas.”

Como consecuencia de estos aprendizajes y del buen juicio de la ingeniería, actualmente se realizan nuevas hazañas, como el hecho de poder realizar una cimentación sobre material de aluvión.

Plinto

Debido a las condiciones topográficas de cada lugar, la construcción del plinto presentará diversas problemáticas que tendrán que ser resueltas. Lo más común y recomendable es que la cimentación del plinto se encuentre desplantada en roca sana no erosionable. En este caso se tiene la facilidad que al excavar la base para el plinto se pueden colocar directamente las anclas, lo que permite que la estructura sea monolítica con la cimentación, pudiendo ver casos como Aguamilpa, México y Santa Juana, Chile. Otro método sería colocar sobre la superficie limpia concreto dental, lo que facilitaría el acceso para la colocación del acero de refuerzo y la colocación de las anclas. Este método fue aplicado en Brasil, en especial en la presa de Xingó.

Desde hace ya varios años se ha podido desplantar el plinto sobre material de aluvión mediante la compactación de la grava protegido debidamente por filtros. La característica de este plinto es que es articulado y se encuentra conectado a un muro pantalla, como se ve en la fig. 1.9

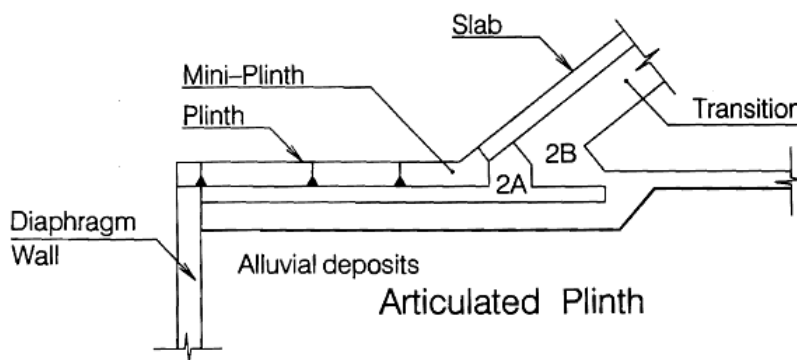


Figura 1.9 Plinto articulado usado en presa Santa Juana y Plucaro

En el plinto se llevan a cabo las inyecciones de consolidación y de impermeabilización, las cuales varían en cantidad y longitud según las características propias del proyecto. Actualmente se llevan a cabo las inyecciones mediante el uso del método GIN (Grout Intensity Number) y con el uso de sistemas electrónicos, los cuales solamente hay que alimentar con la información de cada barreno y tramo a inyectar y el dispositivo controlará automáticamente la presión y volumen necesario para sellar el tramo, con base a las especificaciones de cada proyecto.

Cuerpo de cortina

Anteriormente, para brindarle un adecuado soporte a la cara de concreto, se optaba por compactar la cara mediante el uso de emulsión de asfalto y de pequeños rodillos lisos vibratorios (6 ton), como en el caso de las presas Foz do Areia y Segredo. A través de la experiencia de varias presas se pudo observar que al estabilizar la cara de la presa mediante este método se seguían presentando problemas de segregación y erosión del material 2B durante la construcción, en especial en lugares donde existían grandes precipitaciones, como en la presa Alto Anchicayá y Salvajina entre otras. Por otro lado, para la protección del material 2B que quedaba expuesta en la cara aguas arriba de la presa se debían de tener diversos cuidados como:

- La zona 2B estaba ligeramente inclinada hacia el centro de la cortina para prevenir que el agua fluyera cuesta abajo sobre la cara de aguas arriba.
- Construir barreras temporales entre el material 2B y el plinto espaciadas a cada 10 o 15 m de altura, para coleccionar el agua y que fluya por el plinto, evitando la erosión de la cara.
- Reducir la altura de las capas tratadas con asfalto a 5 o 6 m.
- Aplicar un tratamiento de concreto lanzado pero quedaba limitado por el alcance del brazo entre 5 y 6 m.
- En presas construidas en valles anchos desarrollar un tratamiento continuo de la cara aguas arriba para que la protección de asfalto fuera casi continuo.

Es por esto que los constructores de la presa Itá desarrollaron un método para proveer de la adecuada protección al material 2B y evitar así la erosión y la segregación de la cara aguas arriba.

Esta técnica consiste en la colocación de un bordillo extruido compuesto de cemento, arena, agregado de $\frac{3}{4}$ y agua, el cual se coloca con una máquina que va traslapando los bordillos, creando una barrera para evitar la erosión.



Figura 1.10 Bordillo extruido del P.H. La Yesca

Los beneficios que tiene este método son:

- La segregación es menor.
- Menores pérdidas de material en la cara aguas arriba.
- Protección inmediata en contra de la erosión.
- Reducción de equipo de construcción.
- Un método más seguro evitando que la gente trabaje en la cara aguas arriba.
- Mayor producción, logrando colocar hasta 2 capas al día de 500 m de largo.
- Queda una superficie más limpia para la colocación del acero de refuerzo y la posterior colocación del concreto.

Cara de concreto

Ya es una práctica común que en la construcción de la losa de concreto se use la denominada cimbra deslizante, de la cual existen algunas variantes que consisten en un sistema de rieles operado por gatos hidráulicos o por cables de acero unidos a unas grúas eléctricas, otra opción son plataformas sin rieles operadas por grúas eléctricas. La velocidad que alcanza es aproximadamente de 3m/hora. El ancho de las plataformas se ha desarrollado para que se pueda adaptar a diferentes anchos que van de los 12 a los 16 m. Un caso especial fue las presas de El Cajón y Shuibuya en donde se hicieron losas de 7.5 m de ancho en las cercanías de las laderas como consecuencia del análisis de las tensiones que se pudieran presentar. El colado de las losas se realiza de forma alternada, para que así ya no se necesite de cimbras laterales para el confinamiento. Para la colocación del concreto se usan canales metálicos en donde es vertido el concreto desde la cresta de la cortina.

Para la junta perimetral se ha seguido la tendencia proveniente desde la presa de Foz do Areia con pequeñas modificaciones. La junta consiste en un concepto de doble defensa, un sello de cobre colocado en parte baja con un sello superior cubierto por arena limosa cuyo objetivo es el de obstruir en el caso de que fallara el sello superior. Para el caso de El Cajón se optó por colocar un segundo sello de cobre cubierto con ceniza volante y una sección rellena de madera.

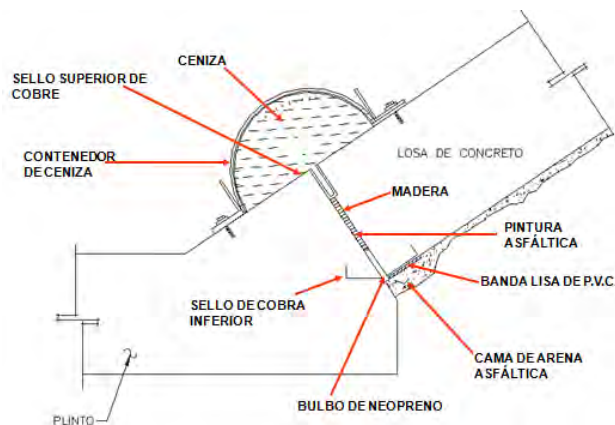


Figura 1.11 Diseño de junta perimetral de C.H. El Cajón

En el caso de la presa Shiubuya, que es la presa de ECC mas alta del mundo, se optaron por dos tipos de sellos, por debajo de la elevación 350 se integró por sellos de cobre en el fondo y en el centro una caña de caucho encima de la junta, así como un caucho corrugado fijado con pernos por debajo de un relleno flexible protegido por una placa metálica; por encima de la elevación 350, se eliminó el sello de cobre intermedio. En otros casos se optaron por algunas modificaciones en los que el sello central de PVC se eliminaba o se le adicionaba al sello de cobre una caña corrugada de caucho.

Existen dos tipos de juntas, las de tensión y de compresión. Las juntas de tensión generalmente se encuentran en las zonas cercanas a las laderas o en los extremos de la cara de concreto. Éstas se encuentran conformadas de forma similar a las juntas perimetrales, con pequeñas variaciones entre los proyectos, pero que de forma general están compuestas por un sello de cobre sobrepuesto en un soporte de mortero combinado con neopreno (o IGAS) en la parte superior o ceniza volante con un geotextil en una placa perforada y galvanizada. Las juntas de compresión se encuentran ubicadas en el centro de la cara de concreto y el arreglo general que suelen tener es un sello de cobre en la base y una capa de neopreno a caucho flexible como sello superior.

Han existido algunos casos en donde las juntas de compresión han tenido problemas, en donde las inspecciones muestran que existió desprendimiento de concreto y el refuerzo de acero horizontal ha sido doblado debido a las fuerzas de compresión.

II. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS UTILIZADOS

La finalidad de este capítulo es aprovechar los conceptos generales de las presas de Enrocamiento con Cara de Concreto desarrollados en el primer capítulo y aplicarlos en el caso particular del P.H. La Yesca. Se tratarán aspectos importantes de los procesos constructivos utilizados en la construcción de la cortina del proyecto se intentarán resumir los procesos a seguir en una construcción de este tipo. Al presentar los procesos constructivos utilizados de manera clara y lo más completamente posible, este capítulo servirá como plataforma al análisis de las mejoras realizadas en los procesos constructivos que se realizará en el capítulo III de la presente Tesis.

II.1 Generalidades

El Proyecto Hidroeléctrico La Yesca, forma parte del sistema hidrológico Santiago, que comprende a 27 proyectos con un potencial hidroenergético de 4 300 MW. La Yesca ocupa el tercer lugar en potencia y generación dentro del sistema.

Desde la década de los sesentas se han estudiado varios sitios para ubicar las obras, seleccionando finalmente el sitio actual en el cual está en proceso la construcción del proyecto.

Localización

El sitio en el que se lleva a cabo la construcción del P.H. La Yesca se encuentra sobre el cauce principal del Río Santiago a 6 km aguas debajo de la confluencia con el Río Bolaños y 62 km aguas arriba de la cortina de la presa El Cajón. El embalse abarcará superficies de los estados de Jalisco y Nayarit, ya que el límite entre ambos es el Río Santiago. Las obras principales se ubicarán en los municipios de Hostotipaquillo, Jalisco y La Yesca, Nayarit, sobre terrenos de régimen particular. El proyecto se encuentra a 109.5 km de la ciudad de Guadalajara; de esta distancia, 60 km corresponden a la maxipista Guadalajara-Tepic, 15 km al tramo de la carretera federal No. 15 entre Magdalena y el entronque al poblado de Hostotipaquillo, 8 kilómetros al camino pavimentado que llega a esta última población, 26.5 kilómetros de la carretera que fue construida para el proyecto, que comprende el tramo de Hostotipaquillo al caserío Mesa de Flores. Las localidades más cercanas al proyecto son los caseríos Mesa de Flores y Paso La Yesca, a 6 y 8 km respectivamente, así como el poblado de Hostotipaquillo a 27 km.

Se ubica aproximadamente a 4 km aguas abajo de la confluencia con uno de sus tributarios mayores, el río Bolaños. Sus coordenadas geográficas son: 21° 11' 49'' de latitud Norte y 104° 06' 21'' de longitud Oeste.

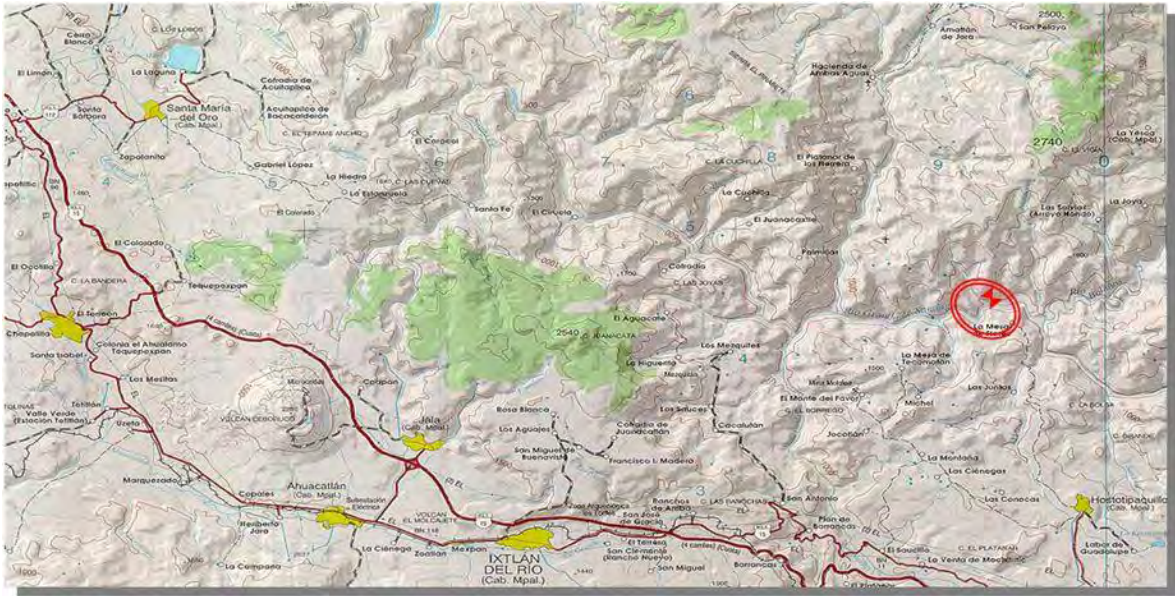


Figura 2.1 Mapa de localización del proyecto

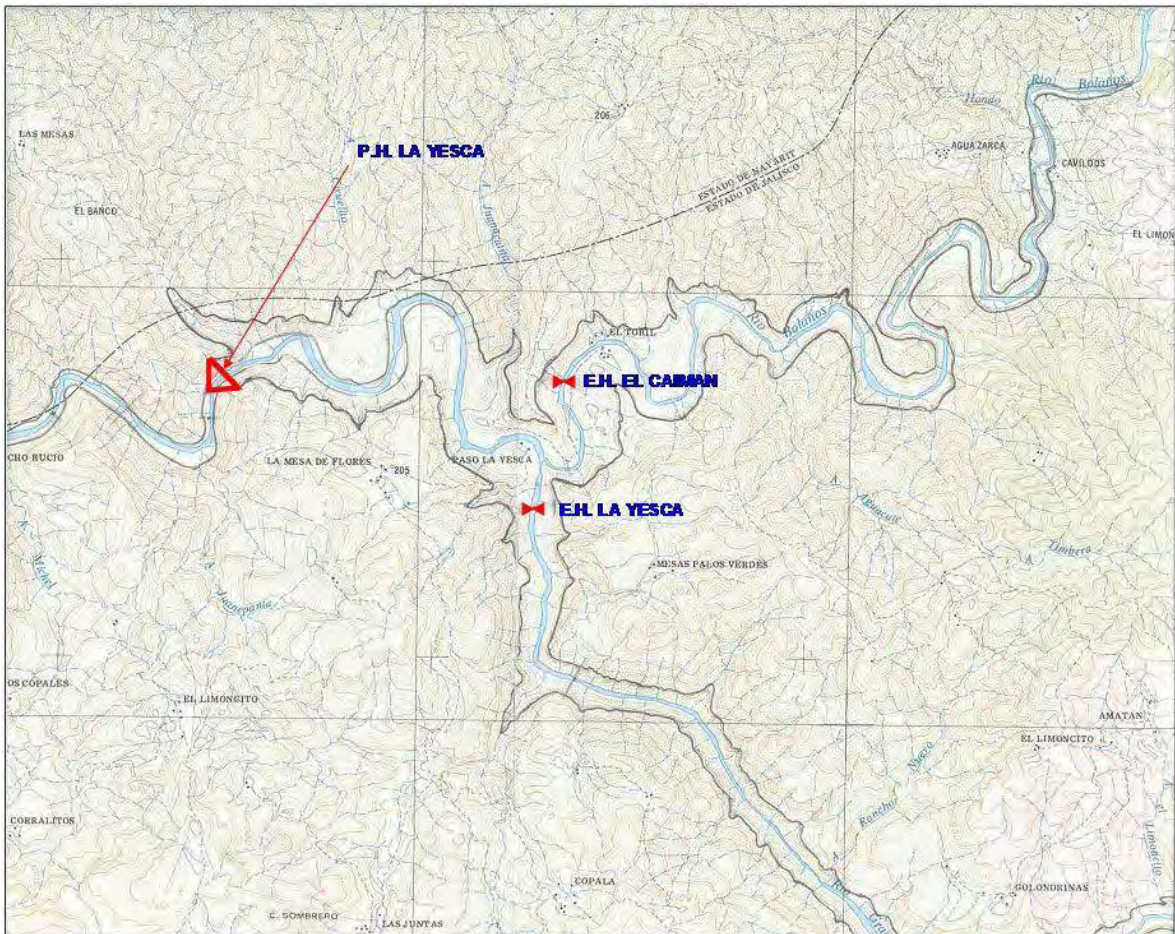


Figura 2.2 Localización de estaciones hidrométricas y embalse

Descripción General del proyecto

El proyecto P.H. La Yesca contempla la construcción de una presa de 210 m de altura, (en su tipo la segunda más alta del mundo, superada por la cortina de la presa Shibuya en China) para regular los escurrimientos del Río Santiago y Bolaños mediante la formación de un vaso de almacenamiento que permitirá la generación hidroeléctrica; la superficie inundable asciende a 3492 ha, en su nivel máximo extraordinario, involucrando a 64 habitantes afectables. La Yesca ocupará el tercer lugar en potencia instalada y generación dentro del sistema hidrológico del Río Santiago y está conceptuada como planta de generación para horas pico de consumo de energía eléctrica, con una potencia total instalada de 750 MW con dos unidades generadoras para una generación total anual estimada de 1210 GWh.

El embalse contribuirá a regular los escurrimientos de la cuenca del Santiago y beneficiará a las centras hidroeléctricas Aguamilpa y El Cajón, actualmente en operación, ya que al recibir su vaso las aportaciones reguladas del río incrementará su generación firme y se reducirán las posibilidades de derrama por el vertedor. Otro beneficio derivado de la realización del proyecto es la creación de más de 5000 empleos directos y 5000 indirectos con la importante derrama económica en la región. Adicionalmente, el embalse podrá utilizarse como vía fluvial de comunicación y comercialización y el camino de acceso al proyecto permitirá el cruce del Río Santiago, comunicando a la zona serrana del estado de Nayarit.

A pesar de de la altura de la cortina, en su tipo la segunda más alta del mundo, el P.H. La Yesca involucra mínimas afectaciones, la superficie inundable (área del embalse) asciende a 3492 ha y los habitantes afectables suman 64. En el siguiente listado podemos observar la potencia instalada, superficie de embalse y habitantes afectados de algunas centrales hidroeléctricas comparativamente al P.H. La Yesca.

Proyecto o generadora	Central	Potencia instalada (MW)	Superficie de embalse (ha)	Población involucrada
Malpaso		1080	30 000	3 500
Infiernillo		1000	40 000	6 000
Aguamilpa		960	12 800	870
La Angostura		900	62 925	15 480
El Caracol		594	3 960	5 500
Peñitas		426	6 930	2 420
Huites		422	9 457	1 350
Temascal		354	64 250	22 000
Zimapán		292	2 290	2 500
El Novillo		135	11 400	10 000
El Cajón		750	4 100	210
La Yesca		750	3 492	64

Tabla 2.1 Potencia instalada, superficie de embalse y habitantes afectados de algunas centrales hidroeléctricas comparativamente al P.H. La Yesca

Las obras principales que comprende el proyecto son: i) Obras de infraestructura (caminos, campamentos, comedores, almacenes, etc), ii) Obras de desvío (túneles y ataguías), iii) Obra de contención (cortina), iv) Obra de excedencias (vertedor), v) Obras de generación (obra de toma, casa de máquinas, galería de oscilación, desfogue y subestación eléctrica). Las obras principales están relacionadas entre sí tanto en la construcción como en la operación. Durante la construcción se desarrollan vialidades o caminos provisionales, así como la vialidad definitiva para el acceso a la central hidroeléctrica.

Descripción de obras y actividades principales

Al P.H. La Yesca lo integran las obras principales que se indican en la tabla siguiente:

Nº	Concepto	Descripción
a)	Número de unidades	2 Turbinas tipo Francis Vertical
b)	Capacidad por unidad	375 MW cada una
c)	Superficie de embalse	3 492 ha
d)	Capacidad del embalse	
	NAME	2 393 Mm ³
	NAMO	2 293 Mm ³
	NAMINO	901 Mm ³
e)	Tipo de cortina	Enrocamiento con cara de concreto (ECC)
f)	Superficie para estructuras	
	Contención	18.0 ha
	Generación	3.5 ha
	Excedencias	7.5 ha
	Desvíos	3.5 ha
g)	Obra de generación	
	Obra de toma	En rampa y canal a cielo abierto con 0.353 Mm ³ de excavación
	Tuberías a presión	2 de 7.5 m de diámetro con camisa metálica, longitud de 193.3 m y carga bruta de diseño de 180 m
	Casa de máquinas	Subterránea de 22.2 m de ancho, 48.3 m, altura y 95.0 m de longitud
	Subestación de potencia	Blindada con dispositivos SF ₆
	Galería de oscilación	Subterránea de 15 m de ancho, 51 m de altura y 60 m de longitud
h)	Obra de excedencias	3 canales abiertos excavados en la ladera de margen izquierda de 13 x 15 m y longitud total de 1 740 m; capacidad de descarga de 14 264 m ³ /s con 6 compuertas radiales de 13.5 x 20 m.
i)	Obras de desvío	
	Túneles de desvío	2 túneles de sección portal de 14 x 14 m y longitud total de 1 547 m; capacidad de descarga de 4 828 m ³ /s

Ataguías	De materiales graduados ambas, aguas arriba y aguas abajo.
j) Desfogue	Túnel de sección portal de 13.8 x 13.8 m y 271 m de longitud
k) Nuevos poblados	Se tiene previsto un sitio para reacomodos, localizado en la misma superficie habitacional del plano de ocupación de obras.

Tabla 2.2 Obras y Actividades para la construcción del P.H. La Yesca

La descripción detallada de estas obras es la que se describe a continuación.

Obra de desvío

Consiste en la excavación de 2 túneles excavados en roca en la margen izquierda del río, la longitud de ambos túneles es de 1 547 m, con una sección portal de 14 m de ancho y 14 m de alto, se han diseñado con una capacidad para descargar un caudal de agua de 5 932 m³/s, cuando exista una avenida de 8 653 m³/s, avenida del río que corresponde a un periodo de retorno de 50 años.

Cada túnel debe contar en su portal de entrada con una compuerta deslizante para el control del flujo de agua, accionada por malacates estacionarios. La platilla de entrada de al túnel 1 debe ser inferior al del túnel 2, para realizar por el túnel 1 el cierre final del desvío e iniciar con éste, el llenado del embalse de la presa. Por esta razón también se debe instalar en el túnel 1 una compuerta para cierre final. La compuerta de cierre final se deslizará por medio de un malacate a través de una lumbrera vertical revestida de concreto. Dicho malacate será instalado en la superficie junto al marco que soportará la compuerta durante el cierre final.

Las obras de desvío se complementan con dos ataguías, que se deben diseñar y construir con materiales graduados. El núcleo impermeable de ambas ataguías (una a cada lado de la cortina) debe estar ligado a una pantalla impermeable construida sobre el aluvión, hasta la roca sana del fondo del cauce del río para evitar filtraciones hacia la zona de construcción de la cortina.

Se debe garantizar la correcta construcción del núcleo impermeable y la pantalla impermeable, para tener las condiciones necesarias para el desplante de la cortina. Dichas condiciones consisten básicamente en tener seca la zona de desplante de la cortina, por lo que se deben construir las ataguías antes del período de lluvias para poder iniciar la construcción de la cortina y los tratamientos de la roca en su desplante.

Obra de contención

Recibe este nombre porque es la obra que contiene el embalse, está integrada principalmente por la cortina, galerías de inspección, inyección y drenaje, y por una pantalla impermeable construida sobre el macizo rocoso donde se desplanta la cortina, basada en perforaciones e inyecciones de cemento-agua.

La cortina será de enrocamiento compactado con cara de concreto en el frente de aguas arriba, tendrá una altura máxima de 210 m y un volumen aproximado de 12 650 000 Mm³.

La parte impermeable de la cortina se forma con una gran losa de concreto reforzado de 60 000 m³ en su cara de aguas arriba. La cara de concreto se apoya sobre los materiales de la cortina y tiene su cimentación en las laderas de desplante de la misma, mediante una losa de concreto construida sobre terreno firme a lo largo del perímetro de la cara de concreto. A esta losa de cimentación se le denomina plinto. Para la construcción de las losas de la cara de concreto de la cortina y el plinto, se aprovechará la experiencia obtenida en la construcción de las presas de C.H. Aguamilpa y la C.H. El Cajón, ya que los diseños son muy similares.

En el diseño de la cortina se deben incluir la instalación de materiales y aparatos para la instrumentación que permitan conocer el comportamiento de la estructura durante su construcción, durante el primer llenado del embalse y durante su vida útil. La instrumentación debe estar diseñada para conocer: niveles hidráulicos, puntos de presión, asentamientos, deformaciones, desplazamientos y filtraciones.

Para la cara de concreto de la cortina, cobra especial relevancia el sistema de sellos y juntas de cobre que se deben colocar en todas las juntas de construcción, tanto de la cara de concreto como en el plinto, debido a que estos dispositivos deben evitar filtraciones de agua a través de la presa. Para medir cualquier filtración que pudiera presentarse, se debe construir una galería filtrante al pie de la cortina en la zona de aguas abajo, de tal manera diseñada, que por ella se capten todas las filtraciones que ocurran por el cuerpo de la cortina, y medir el gasto de filtración en cualquier época del año.

Obra de excedencias

Se localiza en la margen izquierda de la boquilla y es de tipo canal a cielo abierto, controlado por compuertas. Consta de un canal de acceso con un ancho mínimo total de 91.0 m, con elevación de plantilla a la cota 549.4 msnm y una longitud de 94.0 m. La estructura de control es un cimacio del tipo Creager con altura de 6.6 m, seis vanos de 12 m y longitud total de cresta de 72.0 m, pilas de 3.8 m de espesor que soportan el puente de maniobras a la elevación 580.0 msnm. El control de la descarga se logra mediante seis compuertas radiales de 12.0 x 22.4 m, accionadas mediante servomotores. La elevación de la cresta es la 556.0 msnm. La descarga la constituyen tres canales desfasados de 419.53 m de longitud. La estructura terminal es una cubeta deflectora con ángulo de salida de 0 grados.

La obra de excedencias está diseñada para una avenida máxima de 15 915.0 m³/s. La descarga máxima es de 15 110 m³/s. La velocidad máxima del flujo de agua en la descarga es de 40.0 m/s.

Dadas las características de operación del vertedor, en casos de emergencia, la zona de la estructura de control se debe incluir una planta generadora de energía eléctrica de combustión interna alojada en una caseta. Sobre las pilas se deben ubicar casetas para el equipo oleodinámico que operará los servomotores, requiriendo para ello una caseta por cada dos compuertas.

Obras de generación.

El complejo de obras de generación de energía eléctrica se ubica en la margen derecha y consiste en obras a cielo abierto y obras subterráneas. Consta de dos unidades generadoras tipo Francis de eje vertical con potencia nominal de cada una de 380.32 MW, con una caída de diseño neta de 163.35 m y un gasto de diseño de 250 m³/s. Se logrará una generación media anual de total de 1 210.0 GWh.

Obra de toma y conducciones a presión

Descritas en el sentido del flujo de agua y localizadas en la margen derecha del río, inician con la obra de toma de concreto reforzado, alojada en un canal a cielo abierto excavado en roca; consta de dos bocatomas con un gasto total de 500.0 m³/s (250.0 m³/s por unidad) de concreto reforzado que deberán contar con rejillas finas metálicas para impedir el paso de cuerpos y objetos diversos que pudieran dañar las turbinas; la estructura de control aloja una compuerta rodante de servicio por unidad, las cuales serán accionadas por servomotores. Adicionalmente se debe instalar una compuerta auxiliar que debe rodar por guías auxiliares, accionada por medio de una grúa pórtico que le permita colocarse en cualquiera de los conductos permitiendo con ello efectuar las maniobras de mantenimiento a las compuertas de servicio.

Aguas debajo de la obra de toma se encuentran los conductos a presión, que consisten en 2 túneles circulares excavados en roca, de concreto reforzado la parte inicial y revestidos con camisa metálica en su parte final, las tuberías a presión son de 7.7 m de diámetro interior, con una longitud cada una de 221.9 m y una velocidad de flujo de 5.37 m/s. Las conducciones a presión inician a partir de las ranuras de compuertas hasta la casa de máquinas, la sección de concreto reforzado será de las ranuras hasta el inicio del codo inferior incluyendo una transición de rectangular a circular, la sección con camisa metálica inicia a partir de codo inferior hasta la casa de máquinas e incluye la transición de 7.7 a 5.48 m en sección circular para la conexión con la turbina, la camisa metálica estará empacada con concreto y las conducciones estarán tratadas mediante inyecciones de consolidación y contacto concreto-roca y concreto-placa, sólo en la zona con blindaje.

Casa de máquinas

Aguas debajo de las tuberías a presión está la casa de máquinas, alojada en una caverna excavada en roca. Todas las losas y muros situados entre el piso de excitadores y el desplante de la casa de máquinas, serán de concreto reforzado y hacia arriba del nivel de excitadores las paredes y la bóveda llevarán un revestimiento de concreto lanzado. En la casa de máquinas se deben instalar dos turbinas tipo Francis, de eje vertical, adicionalmente se debe instalar una turbina auxiliar. El factor de planta del proyecto se ha estimado en 0.19.

La excavación de la casa de máquinas se debe iniciar por la bóveda y ejecutarse en etapas. Una vez realizada la excavación total de la casa de máquinas se construirá una estructura metálica para soportar la trabe carril que soportará las grúas viajeras que se utilizarán en los montajes.

A la casa de máquinas se ingresa mediante un túnel de acceso vehicular dimensionado de acuerdo con las partes más grandes de los equipos que se van a instalar. La casa de máquinas debe contar con un sistema forzado de ventilación por medio de lumbreras verticales. Adicionalmente, se deben construir cuatro lumbreras, una para alojar todos los cables de control, fuerza y medición, dos para los buses de fase aislada y la cuarta para la lumbrera que alojará un elevador de cremallera que dará servicio a los diferentes niveles de la casa de máquinas y llegará a la Subestación.

Galería de Oscilación y túnel de desfogue

Las obras de generación se complementan con la galería de oscilación excavada en roca y revestida de concreto reforzado en paredes y con concreto lanzado en bóveda. Tiene comunicación con la casa de máquinas por medio de los túneles de aspiración. En la galería de oscilación se alojarán compuertas deslizantes accionadas con una grúa viajera para poder aislar cualquiera de las dos unidades principales y la unidad auxiliar, para su mantenimiento. En el muro que coincide con el acceso a la galería de oscilación se ubicará una compuerta hermética con sus partes fijas de primer y segundo colado, cuya dimensión permitirá el paso de las secciones de estructurales (independientes) de las compuertas de desfogue, hacia la zona de mantenimiento.

Después de la galería de oscilación el agua se conduce al cauce del río por el túnel de desfogue revestido de concreto reforzado en plantilla y muros y concreto lanzado en bóveda; trabajará como canal, tendrá sección portal con dimensiones de 13.0 x 14.0 m y una longitud de desarrollo de 254.58 m. el túnel desembocará en un canal de sección trapecial con un ancho variable de 13.0 a 35.0 m y una longitud de 60.0 m, para su descarga en el río.

Subestación eléctrica

La subestación eléctrica se ubica en la margen derecha sobre las obras de generación; la obra civil consistirá en la construcción de una plataforma a la elevación 580.0 msnm con cunetas, ductos, trincheras para cables y buses, zona de transformadores, las estructuras mayores y su cimentación, cimentación de los equipos menores, equipos auxiliares y edificio de control, tanque separador aceite-agua, casetas de ventilación y la protección de seguridad física. Se debe considerar el diseño y construcción del tanque de agua para el sistema contra incendio.

Geología

Para establecer las condiciones geológicas en la zona de obras, se llevaron a cabo en campo levantamientos geológicos y geofísicos realizando en los primeros una toma sistemática de datos estructurales y utilizando en los segundos el método de refracción sísmica; posteriormente se realizó la integración geológico-geofísica.

Geología regional

Geológicamente en la zona del estrechamiento o boquilla, solamente afloran dos formaciones litológicas de origen volcánico del Terciario.

1.- Unidad dacítica-riodacítica de color grisáceo, textura porfirítica, fluidal y en parte esferulítica, con bandeamientos de sílice. Se halla ampliamente distribuida a lo largo del futuro embalse y en el río Bolaños.

2.- Unidad ignimbrítica dacítica-riodacítica de tono pardusco, por intemperismo cambia a gris verdosa, compacta, dura, silicificada y de textura eutaxítica. Tiene aspecto masivo, pseudo estratificado con fragmentos subredondeados, bien soldados con apariencia brechoide, capas de espesores de 1 a 5 m. Están sobre las dacitas-riodácitas y son prácticamente contemporáneas. Su mejor expresión se encuentra en las partes: media e inferior de la margen derecha del área de estudio. También están afectadas por diques doleríticos de 1 a 2 m de espesor.

La región está enmarcada dentro de una zona difusa de los límites de las provincias geológicas de la Faja Ignimbrítica Mexicana y la Faja Volcánica Transmexicana de edad Cenozoica, origen volcánico y ambiente tectónico de arco continental.

El fallamiento en bloques es el resultado de una o varias etapas de tectónica distensiva, donde también intervienen movimientos de corrimiento lateral.

Por lo anterior, en la zona de estudio, han prevalecido movimientos tectónicos de carácter distensivo. También se levantaron varias estructuras que muestran estrías horizontales de fricción o con cierto componente que denotan movimientos laterales importantes.

Geología del sitio

Los rasgos locales de deformación a la que han estado sujetas las rocas de la zona de la boquilla, denotan esfuerzos transpresivos (compresión oblicua, fracturas planas y lisas) y de extensión principalmente.

La secuencia ácida del área de boquilla, presenta un basculamiento de 40° a 45° hacia el NW y está afectada por lineamientos de tendencia E-W, sellados al Norte y Sur, lo que divide al macizo rocoso en bloques tabulares, afectados a su vez por lineamientos NW y NE.

La asociación de estos rasgos ha provocado círculos de erosión y zonas altamente inestables, como la zona muy descomprimida de la margen derecha.

El fracturamiento presenta una orientación preferencial NW-SE, que se manifiesta principalmente en la margen izquierda y coincide con el cambio brusco que sufre el río a partir del arroyo Juanepanta, seguido de otro de menor intensidad E-N y de un tercero N-S, este último escasamente distribuido.

En la zona del estrechamiento La Yesca, las inclinaciones del paquete ignimbrítico son del orden de 45° hacia el Oeste, señalado por el basculamiento de los pseudoestratos, que indican un fallamiento en bloques, como reflejo local.

Las fallas en algunos casos están ocupadas por diques de diabasa y otras contienen rellenos cataclásticos.

En la margen derecha los planos de la pseudo estratificación están inclinados hacia el macizo rocoso y aunque favorecen la estabilidad de los bloques superficiales, al ser removida su sustentación, tienden a colapsar.

En la margen izquierda los bloques tienen salida a favor del talud y provoca que presenten deslizamiento a favor de la pendiente.

Las estructuras observadas consisten en pseudo estratificación, fluidez, fracturas y fallas. Además, localmente la roca presenta segregaciones amorfas de jaspe, sílice de color rojizo con distribuciones irregulares en la textura de la roca.

Los rasgos de pseudo estratificación están más marcados en la margen derecha que en la margen izquierda.

La fluidez, por lo general tiene direcciones casi perpendiculares al curso del río Santiago aunque en algunas localidades se aprecian cambios bruscos en dichas tendencias.

Existen fracturas tanto cerradas como abiertas, cuyos espacios están ocupados por suelo, epidota y sericita. Las fallas generalmente tienen rellenos cataclásticos.

En la margen derecha existen estructuras que en el plano de máxima pendiente del terreno, con superficies lustrosas debido a la presencia de sericita.

La zona de roca sana en ambos márgenes alcanza un valor uniforme de velocidad compresional del orden de 3,0 km/s; sin embargo, el espesor de la unidad de roca descomprimida es mucho mayor en la margen derecha.

Sismicidad

Como resultado de la realización de un estudio de monitoreo sísmico, se ha determinado que la aceleración máxima de terreno puede ser de 0,091 g, correspondiente a un sismo situado a 20 km del sitio con una magnitud de 6 en la escala de Richter, sin tomar en cuenta la respuesta del terreno.

Bancos de Material

Se realizó un estudio preliminar de bancos de materiales con el propósito de identificar y evaluar los materiales disponibles en la zona, para la construcción de las obras.

Material permeable:

Sobre el río Santiago, hasta la confluencia del río Bolaños (distancia máxima de 5 km del eje de la cortina), se identificaron 5 bancos de depósitos aluviales constituidos por boleos, gravas y arenas, que en conjunto suman 7,7 millones de metros cúbicos.

Cuatro de estos bancos se localizan aguas arriba del eje de la cortina, con un volumen estimado de 7,2 millones de metros cúbicos y uno aguas abajo, a 1,0 km de distancia, con un volumen de 0,5 millones de metros cúbicos. Adicionalmente, se tiene gran potencial de reserva de acarreos sobre el río Bolaños.

Material impermeable:

Se identificaron bancos a distancias entre 2,0 y 8,0 km en línea recta del eje de la cortina.

En todos los bancos se tienen arcillas arenosas de alta plasticidad, con contenidos naturales de agua cercanos al límite plástico e índices de contracción lineal variable entre 17 y 24 %. Estos materiales se consideran aptos para la formación del núcleo impermeable de una cortina de materiales graduados. El volumen total estimado es de 4 millones de metros cúbicos.

Material para enrocamiento:

Se ha identificado a la ignimbrita como la roca de mejor calidad para la formación de los enrocamientos de la cortina y ataguías, debido a su homogeneidad, dureza y fracturamiento para facilitar su explotación. Este material existe en la cercanía de la zona de obras.

Camino

Para la obra se tienen contemplados caminos de las siguientes categorías:

1. Caminos auxiliares. Son aquellos caminos para uso temporal cuyas características técnicas son: ancho de 10 a 12 m; pendiente de hasta 18%. Estos caminos serán empleados en la apertura de frentes de excavación, básicamente por ellos se movilizarán equipos montados sobre orugas y/o equipos de perforación, en algunos casos ingresarán equipos de carga y transporte.
2. Caminos de construcción. Sus características técnicas son: ancho 10 a 13 m; pendiente máxima de 13%. Por estos caminos se transitarán los insumos básicos a los frentes de trabajo así como los materiales en general para la construcción de la presa.
3. Caminos definitivos. Tal como su nombre lo indica son los caminos que de acuerdo al diseño quedarán como de servicio para la operación del proyecto Hidroeléctrico la Yesca.

A continuación se enumeran los caminos de construcción, auxiliares y definitivos que se han proyectado:

MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA	
NOM	DESCRIPCIÓN	NOM	DESCRIPCIÓN
1 MD	Acceso desde el puente provisional aguas abajo a casa de máquinas, elev. 426	1 MI	Acceso a parte superior del vertedor 1
2 MD AUX	Auxiliar acceso provisional a casa de máquinas	2 MI	Acceso desde la estructura de control de vertedor a puente aguas arriba
3 MD	Acceso al recinto y desfogue por ataguía provisional aguas abajo.	3 MI	Acceso al canal de llamada del vertedor Aux. 1- Acceso a berma 540 del portal de entrada del túnel de desvío
4 MD	Acceso desde subestación al recinto por aguas abajo	4 MI	4 MI - acceso al recinto desde la vialidad 2VD para etapa 1 cortina (etapa 1) 4 MI - acceso al recinto desde la vialidad 2VD para etapa 1 cortina (etapa 2) 4 MI - acceso al recinto desde la vialidad 2VD para etapa 1 cortina (etapa 3)
5 MD	Acceso desde puente provisional aguas arriba hacia obras de toma	5 MI	Acceso a túneles por la entrada para excavación de sección inferior del túnel de desvío.
6 MD	Acceso para excavación de obra de toma y subestación, elev. 580 a 640.	6 MI	Acceso de portal de entrada de los túneles de desvío, túnel crucero a portal de salida de túneles de desvío.
7 MD	Acceso al plinto, elev. 439 y bocatoma desde camino 5vd	7 MI	Acceso al recinto desde el túnel crucero
8 MD	Acceso desde subestación a elev. 510 4ta etapa de la cortina.	8 MI	Acceso desde puente aguas arriba a bancos de aluvión por margen izquierda
9 MD	Acceso desde zona industrial margen derecha a bancos de aluvión aguas arriba	9 MI	Acceso por el recinto desde túneles de entrada a salida.
		10 MI	Acceso desde el puente provisional aguas abajo al recinto
		11 MI	Acceso de Mesa de Flores a Los Agaves
		12 MI	12 MI-Acceso desde Mesa de Flores al puente provisional Mabey (etapa 1 vertedor elev. 700)
			12 MI-Acceso desde Mesa de Flores al puente provisional Mabey (etapa 2 ampliación al puente Mabey)

			12 MI- Acceso desde Mesa de Flores al puente provisional Mabey (etapa 3 rectificación)
		13 MI	Acceso desde el puente Mabey al portal de salida
			Auxiliar a parte superior de la excavación del portal de salida de los túneles de desvío
		14 MI	Acceso para excavación del vertedor
		15 MI	Acceso segunda y tercera etapa de la presa, elev. 470 desde el vertedor
		16 MI	Acceso bancos de desperdicio desde 2 MI
		17 MI	Acceso a la berma 580 desde el camino 12 MI
		18 MI	Camino de liga entre 4 MI y 17 MI

Tabla 2.3 Caminos de construcción, auxiliares y permanentes del P.H. La Yesca

Debido a las condiciones topográficas naturales la ladera de la margen derecha representa el principal obstáculo para los caminos de acceso a la zona de la cortina, por lo que se proyectaron la mayor parte de los caminos por la Margen Izquierda, los cuales tienen que cruzar el río Santiago en varios puntos para tener acceso a la Margen Derecha para llevar los materiales de construcción de cada una de las estructuras.



Figura 2.3 Planta de las vialidades de construcción y definitivas.

II.2 Procedimiento constructivo del plinto

Debido a la importancia que tiene la construcción del plinto para el comienzo de las actividades en la cortina, se deben iniciar las actividades desde los comienzos de la obra. Una vez finalizado los procesos de excavación en las laderas se debe de iniciar la construcción de la estructura en la margen izquierda del punto 2 ubicado en la elevación 576 msnm hasta el punto 5 ubicado en la elevación 390 msnm, del mismo modo en la margen derecha del punto 12 al punto 8 siendo las mismas elevaciones que la margen izquierda, quedando pendiente la llegada al cauce en el punto 6 y 8 y la sección del río que será construida cuando este lista la excavación.

Excavación

Como primer paso en la construcción del plinto, se debe realizar los trabajos de excavación que para este proyecto están divididas en tres zonas las cuales son margen derecha, margen izquierda y la del lecho del río. Las actividades para el ciclo de excavación proporcionadas por la constructora son:

- Excavación y remoción del material suelto hasta encontrar el lecho de roca
- Perforación de precorte en la línea del talud (altura variable máximo 12 m.)
- Perforación de producción (banqueo de 6 m.)
- Voladura
- Remoción del material producto de la voladura y perfilamiento de la rasante
- Saneamiento del talud
- Aplicación de tratamientos

La excavación de ambas márgenes se realizará desde la elevación 576 msnm hasta llegar a la 390 msnm, dejando pendiente la sección de llegada al cauce para excavarse posteriormente al desvío del río y concluirse en forma simultánea con la del cauce hasta la elevación 375 msnm. Los ciclos de excavación serán efectuados en banqueos de 6 m de altura con la finalidad de ir aplicando los tratamientos necesarios en forma simultánea.

En la margen izquierda se prevé la construcción de dos rampas de acceso a la zona de excavación, estando una de ellas en la elevación 440 msnm y la segunda en la zona del camino 9MI a nivel del cauce. En la margen derecha se prevé una plataforma de carga en la elevación 440 msnm en el que interseca con el camino 7MD.

La excavación del lecho del río se realizará posteriormente al desvío del río, requiriendo equipo de bombeo dentro de la zona de excavación para poder abatir el nivel del agua.

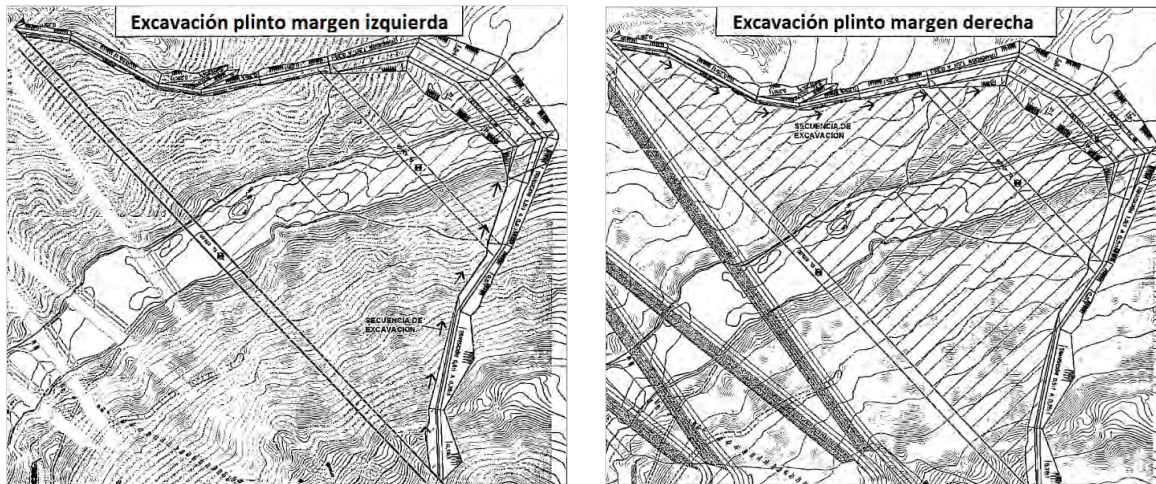


Figura 2.4 Excavación plinto en ambas márgenes

En el proceso de la excavación primero se optará por remover el material suelto con tractor sobre orugas o retroexcavadora, siendo los encargados de perfilar el terreno de acuerdo con los taludes y pendiente del plano inclinado sobre el que se apoya la losa del plinto. Una vez finalizada la remoción de la parte suelta, se continuará con la excavación del material rocoso mediante voladuras. Para poderlas realizar se debe marcar en el terreno el lugar donde se ejecutará la perforación, considerando el talud que debe dejarse y la profundidad. Esta perforación se realizará con una perforadora sobre orugas, también conocida como track drill, iniciando el proceso por la fila adjunta al talud para formar el precorte y siguiendo la distribución de los barrenos según la plantilla para la extracción de roca. Una vez finalizada la etapa de perforación se procederá a la limpieza de los barrenos a base de soplete de aire comprimido y posteriormente se cargarán de material explosivo. Los explosivos están clasificados en altos y bajos, el primero se usa para la carga de fondo y es amarrado con un detonador no eléctrico y/o cordón detonante logrando depositarlos hasta el fondo, el segundo se distribuirá en forma porcentual de acuerdo con el factor de carga seleccionado que es el indicador de la cantidad de explosivo por m³. Al final queda una longitud de barreno sin cargar, denominado taco, que se rellena con material producto de la excavación y se compacta hasta llegar al nivel superior del barreno.

Una vez que se tienen todos los barrenos cargados se realiza la conexión asegurándose que ninguno quede fuera del circuito, al final el último barreno se conecta al fulminante inicial que a su vez se conecta a la mecha lenta hasta el primer barreno. Una vez finalizada la conexión se revisa nuevamente que todos los barrenos estén conectados, se retiran los excedentes de explosivo, equipo y personal. Una vez realizada la voladura se retira la rezaga del material hasta volver a descubrir nuevamente la capa de material rocoso.

Simultáneamente a los trabajos de excavación se van realizando trabajos de tratamiento de taludes, el cual consiste en la aplicación de una primera capa de concreto lanzado, perforación y colocación de las anclas de fricción, fijación de malla electrosoldada, aplicación de una segunda capa de concreto lanzado y por último la perforación de drenes. Se ha considerado como primera

En la parte superior se coloca contracimbra, fabricada de madera y espaciada a cada 40 cm para que se permita llevar a cabo la vibración del concreto mediante el uso de vibradores de inmersión de 50.8 a 76.2 mm de alta frecuencia. La colocación del concreto se efectuará por medio de bombeo y se colocará en caída libre a una altura no mayor de 1 m para evitar segregación del mismo. Los espesores de concreto serán de 1 m a los 0.70 m en el plinto externo y en el interno de 0.40 m a 0.30 m. En esta obra se tiene la restricción que para los colados masivos contiguos (más de 100 cm de espesor) se debe de transcurrir un lapso de 72 hrs y para concretos semi-masivos (60 a 100 cm de espesor) 48 hrs.

Tratamientos especiales

Los tratamientos especiales son las actividades que se llevarán a cabo con dos finalidades, una es la de mejorar las propiedades mecánicas de la roca donde se va a desplantar la cimentación de la cortina (plinto) sellando las discontinuidades geológicas y por otro lado, crear una pantalla impermeable a través del macizo rocoso por medio de inyecciones de lechada para que junto con la cortina se impida el flujo del agua.

Las actividades a realizar son las siguientes:

Perforación

Los arreglos que se formaron para las perforaciones de consolidación y de pantalla profunda varían en 2 casos según su localización. La sección del plinto que se ubica en el lecho del río se encuentra configurada en cinco líneas, cuatro de ellas eran de consolidación con profundidad de 10 m para las que se ubicaban en los extremos y de 30 m para las de en medio. En el caso de las perforaciones para la pantalla profunda o de impermeabilización la profundidad era de 50 m, aunque podría haber el caso en que pudiera variar según las condiciones de la roca.

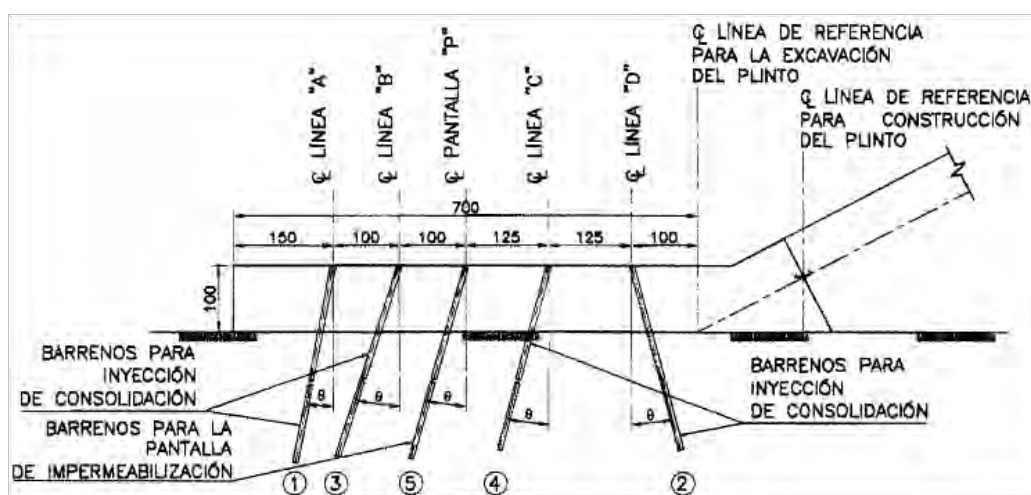


Figura 2.6 Distribución de los barrenos en el plinto en la sección del lecho del río

La sección del plinto ubicada en ambas márgenes cuenta con un arreglo diferente, en este caso solo hay dos líneas de perforación para consolidación variando sus profundidades de 10 m para la línea interna y de 20 m para la línea externa. La línea de la pantalla profunda no cambia, sigue con la misma profundidad de 50 m.

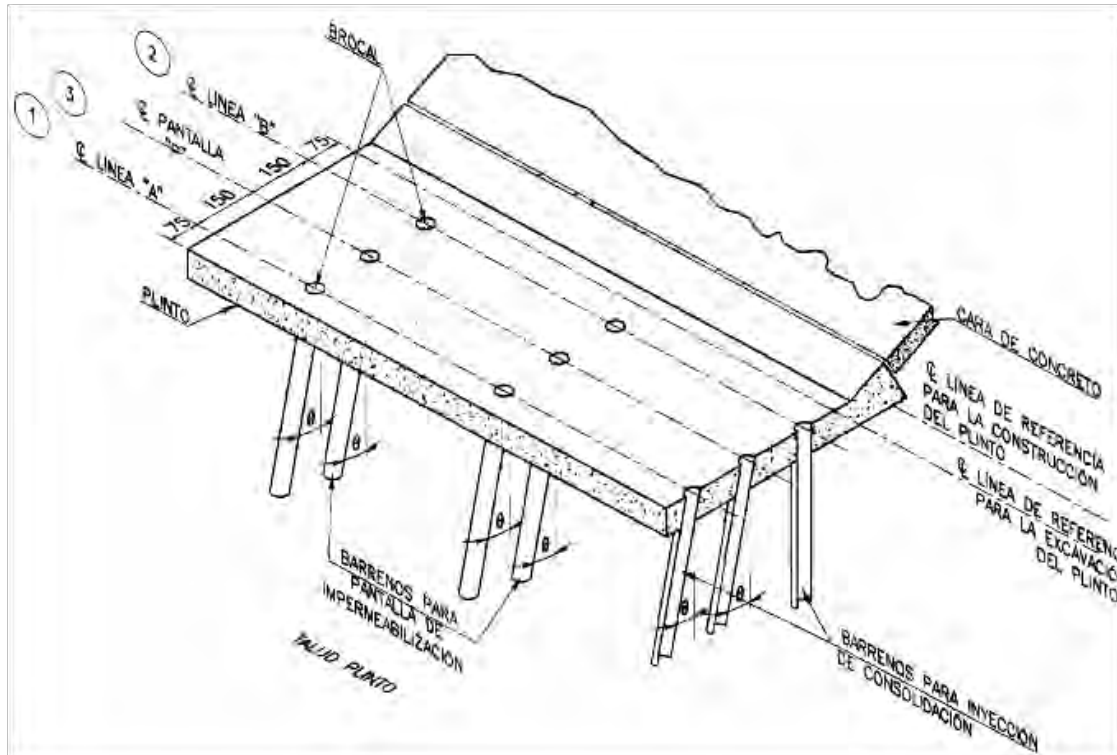


Figura 2.7 Distribución de los barrenos de la sección del plinto en ambas márgenes

Los barrenos, tanto de las márgenes como del lecho del río, se encuentran ubicados sobre líneas a todo lo largo del plinto y separados a una distancia de 3 m uno de otra organizados en etapas, las cuales son:

- Barrenos de exploración a cada 24 m
- Barrenos de 1ª etapa a cada 12 m
- Barrenos de 2ª etapa a cada 6 m
- Barrenos de 3ª etapa a cada 3 m

La perforación se realizará con equipo track drill con unidad de rotación y martillo de fondo, lográndose en una sola operación desde que se inicia hasta la profundidad de proyecto. En caso de encontrar roca de mala calidad que no permita avanzar en la perforación debido a problemas de inestabilidad, será necesario inyectar la zona y volver a perforar hasta llegar a la profundidad deseada.

Lavado de barreno

Esta actividad consiste en introducir agua y aire a presión al barreno mediante el uso de un chiflón o un tubo provisto en la punta de perforaciones que tengan una dirección perpendicular al eje del barreno, pero en el caso de que sea un lavado para un barreno que vaya a ser reinyectado, la dirección del chorro debe de ser paralela al eje. La presión debe ser tal que permita la salida del material producto de la perforación, de inyección, caídos de roca y cualquier otro material hasta que el agua retorne limpia hasta la superficie y el barreno esté libre de toda obstrucción.

Saturación Previa

La saturación se realizará en la zona de los barrenos que se encuentren por encima del Nivel de Aguas Freáticas (NAF). Se realizará en tramos de 20 m de longitud, iniciando con la parte más baja del barreno y continuando en forma ascendente, colocando el obturador por encima de la sección que se va a saturar y se inyectará agua durante un lapso de tiempo de 30 minutos, o bien hasta llegar a los 200 litros por metro, con una presión de 1 MPa (10 kg/cm²). Si en las mediciones efectuadas cada 3 minutos del gasto da como resultado que se ha estabilizado, se puede dar por saturado el tramo.

Inyección

En los tratamientos de inyección para los casos de consolidación como de pantalla profunda se usará una lechada de cemento que cumpla con las siguientes características:

- Relación agua/cemento de entre 0.8/1 a 1
- Viscosidad al Cono Marsh de entre 29 y 33 segundos
- Densidad o peso volumétrico entre 1.47 a 1.55 g/cm³
- Decantación (sedimentación) menor o igual al 4% en dos horas
- Cohesión (con placa) menor o igual a 0.03 g/cm² o 0.2 mm
- Coeficiente de filtrado menor o igual a 0.6
- Cake obtenido de la prueba de filtrado menor o igual a 15 mm
- Resistencia a la compresión simple a la edad de 28 días mayor o igual de 9.8 MPa (100 kg/cm²)

La dosificación que se empleaba hasta mayo de 2010 para hacer la lechada de cemento en las inyecciones es la siguiente:

- 50 kg de cemento
- 47 litros de agua
- 1.2 gr de bentonita perfobent
- 0.4 litros de aditivo Rheobuild 716

La elaboración de la mezcla se realizará en sitio a una distancia no mayor de 70 m del barreno a inyectar. La preparación se hará en turbo mezcladores de 1250 r.p.m. adicionando en el siguiente orden los materiales:

- Agua
- Bentonita (1 minuto)
- Cemento (2 minutos)
- Aditivo (1 minuto)

Una vez finalizada la elaboración se procederá a inyectarla en los barrenos en tramos de 5 m, iniciando por el fondo y continuando en forma ascendente hasta llegar al tramo superficial el cual resultará variable, colocando el obturador 0.50 m por debajo del contacto concreto-roca del plinto. El proceso debe de ser en forma continua y no se debe de suspenderse por ningún caso.

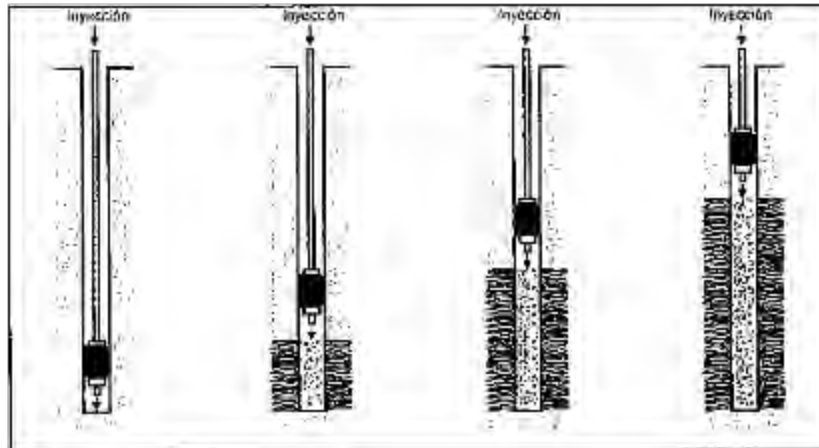


Figura 2.8 Inyección por progresiones ascendentes de 5 m.

El proceso de inyección se realiza mediante el proceso del método GIN, el cual estará en función de la carga hidráulica a los que estará sometido el embalse obteniendo como resultado los siguientes valores.

Curva GIN (PxV)	Elevación	Presión Máxima (kg/cm ²)	Volumen Máximo (l/m)
600	580 a 495	15	100
1000	495 a 410	25	125
1400	410 a 325	35	140

Tabla 2.4 Valores GIN de referencia usado en el proyecto P.H. La Yesca

El proceso se iniciará con una presión de 0.5 MPa (5kg/cm²) e ira incrementándose a medida que va disminuyendo el gasto, es decir, si el gasto en el brocal es menor de 2 l/min se deberá dar un incremento de 0.5 MPa hasta sellar el tramo, existiendo tres diferentes formas: presión máxima especificada, intersección de la curva GIN o volumen máximo establecido. Esta información se podrá visualizar mediante la elaboración de la gráfica de presión vs volumen.

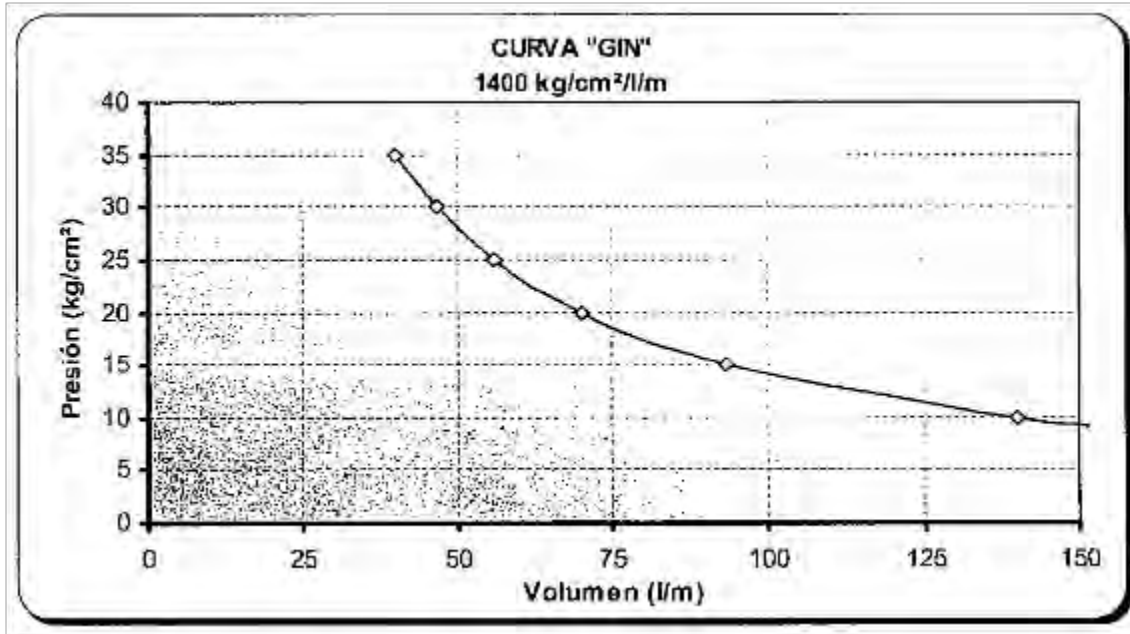


Figura 2.9 Curva GIN de referencia

El orden en que se deben realizar las inyecciones de consolidación y de pantalla profunda en las laderas y en el cauce del río es el siguiente:

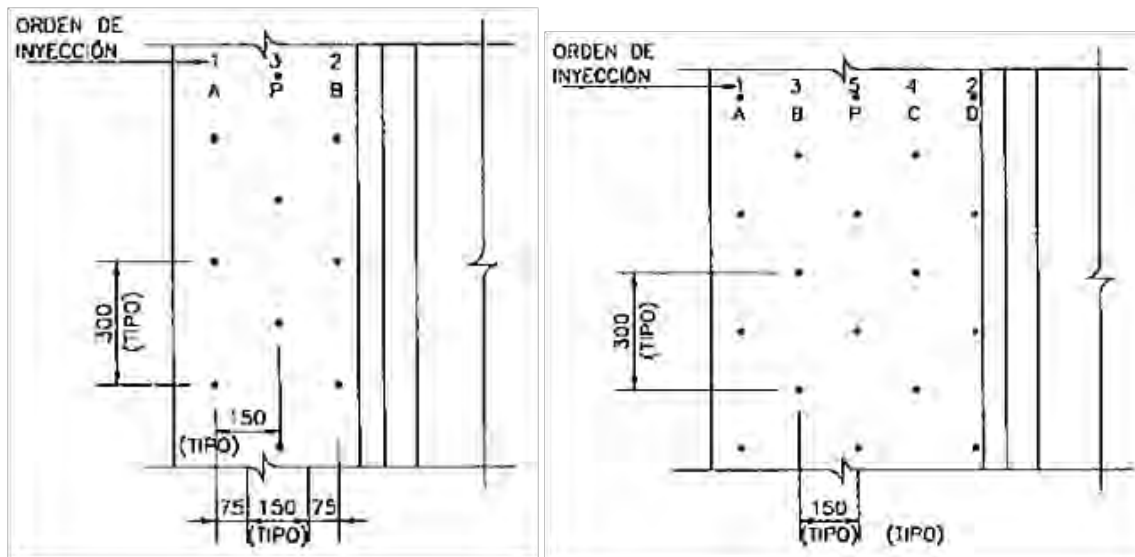


Figura 2.10 Orden de inyecciones en el plinto

Una vez conocido el orden de las líneas de inyección, se debe calcular la secuencia de las etapas que lleva cada línea, es decir, en la línea A se debe limitar la zona de inyección en secciones de 24 m tomando como extremos dos barrenos de exploración, una vez perforados e inyectados se continua con los barrenos de 1ª etapa ubicados a 12 m (uno entre cada barreno de exploración), posteriormente siguen los de 2ª etapa a cada 6 m (uno entre cada barreno de 1ª etapa) y se

termina con los de 3ª etapa, a cada 3 m. Pueden existir casos en los que haya necesidad de realizar de 4ª etapa a cada 1.5 m.

Una vez transcurridas 24 hrs de haberse terminado de inyectar el barreno se limpiará con aire a presión y se llenara con mortero, teniendo en cuenta que existirá decantación del material.

II.3 Procedimiento constructivo del cuerpo principal de la cortina

Antecedentes

La cortina del P.H. La Yesca es del tipo enrocamiento con cara de concreto con altura total de desplante de 205.50 m, incluyendo un parapeto de 4.50 m de altura, formada con materiales de enrocamiento producto de las excavaciones de las estructuras, aluvión del río Santiago y Bolaños y materiales procesados graduados que dan apoyo a la cara de concreto ubicada en el talud de aguas arriba, formando entre todos ellos el cuerpo principal de la cortina.

Con base en los trabajos de limpieza, regularización y tratamientos del recinto, excavación y limpieza de laderas y control de filtraciones para mantener las condiciones para la cimentación de los distintos materiales, se inicia la colocación de los materiales que conformaran la cortina.

Materiales que conforman la cortina

A continuación se presenta una tabla con materiales que conforman la cortina de Enrocamiento con Cara de Concreto del P.H. La Yesca.

Material	Ubicación	Descripción de los materiales	Volumen Programado (m ³)
2	Apoyo de la cara de concreto	Aluvión procesado con diámetro menor que 50.80 mm, según granulometría especificada	361,511
2F	Filtro de protección de junta perimetral	Aluvión procesado con diámetro menor que 38 mm, según granulometría especificada en gráficas	8,596
3B	Zona principal cuerpo de la cortina	Este cuerpo de la cortina será compuesto de aluvión en greña o procesado según granulometría especificada.	3,599,127
T	Transición de la cortina	Enrocamiento producto de bancos de roca y excavación de las obras principales y/o bancos de aluvión.	4,077,523
3C	Respaldo aguas abajo de la cortina	Enrocamiento sano compactado proveniente de bancos de roca y/o excavación de estructuras principales.	3,442,121
4	Enrocamiento de protección	Fragmentos sanos de roca con tamaño mayor a 1.00 m, quedando empacados y acuñaados entre sí.	155,501
1B	Material sobre cara de concreto	Limo arenoso de granulometría especificada	33,386

3H	Material sobre cara de concreto	Limo arenoso tendido en capas de 40 cm de espesor y bandeado con al menos 4 pasadas de tractor D8R.	79,539
3G	Estabilidad material "F"	Rezaga libre de materiales arcillosos y de roca intemperizada, 80 cm de tamaño máximo.	407,938
TOTAL			12,201,709

Tabla 2.5 Materiales que conforman la cortina de ECC del P.H. La Yesca, tomado de OCO-PRO-005-r01 OT-12.b) Capítulo c.1

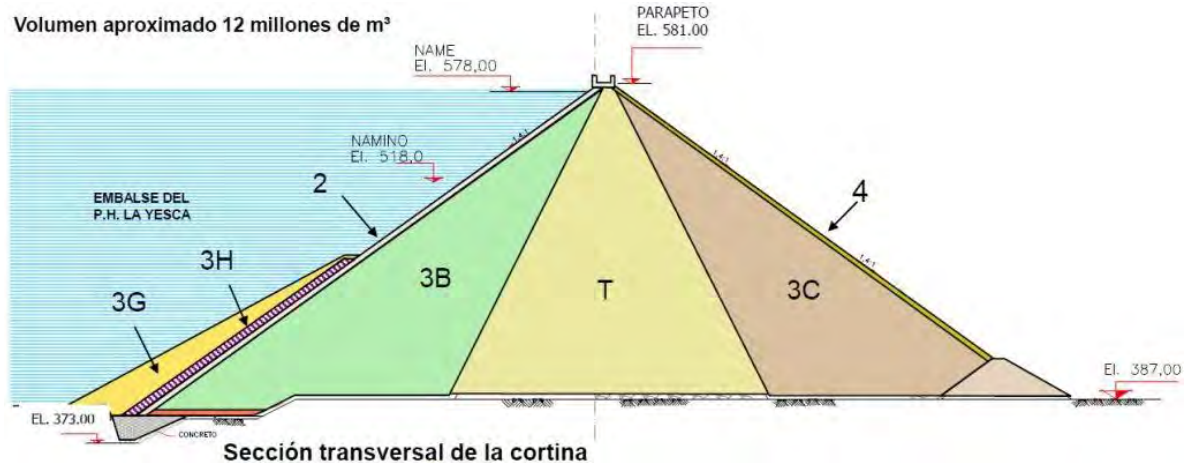


Figura 2.11 Materiales que conforman la cortina de ECC del P.H. La Yesca.

Colocación de los materiales

Bordillo Extruido

Se construye en el talud de aguas arriba y funciona como protección y proceso para la colocación del material 2. El material premezclado se transporta desde la planta dosificadora por medio de ollas revoladoras y se descarga en la tolva de una máquina extrusadora que coloca el material de acuerdo con la sección trapezoidal requerida. El proceso consiste en alinear la máquina sobre los datos marcados por la cuadrilla de topografía, quienes tienen un seguimiento permanente del alineamiento del equipo, para cumplir con el talud de proyecto y evitar espesores mayores a lo especificado en la etapa de construcción de la cara de concreto. La máquina extrusadora conforma la sección del bordo y se empuja hacia una nueva sección, apoyándose en la recién terminada. Transcurrida una hora después de la colocación del bordillo, se procede a la colocación del material 2 que consiste en enrasar el material hasta el nivel superior del bordo, sin embargo, dado el procedimiento de colocación por medio del pavimentador sobre orugas este tiempo de espera se puede acortar e iniciar en forma anticipada, posterior a la colocación se ejecuta la compactación dando el número de pasadas que se hayan determinado en el terraplén de pruebas. En forma cíclica una vez concluido el proceso de compactación de la capa, se coloca el bordillo superior, la secuencia es permanente hasta alcanzar la elevación 576 msnm. La mezcla de concreto para el bordo extruido corresponde a una dosificación de grava y arena con una dotación

de entre 70 y 75 kg de cemento por m³. Como característica principal se requiere que dicha mezcla tenga un comportamiento estable una vez que se haya colocado la sección del bordillo, por lo que se requiere un revenimiento bajo, que puede oscilar entre 0 y 3 cm.

Material 2

Este material se coloca como respaldo para la recepción de la cara de concreto, en capas no mayores a 40 cm de espesor, una vez tendido y antes de ser compactado. Para el proceso de tendido se contempla el uso de una esparcidora finisher o similar. El proceso de compactación se debe realizar mediante las pasadas necesarias de rodillo liso vibratorio de 119 kN de peso estático en el tambor hasta cumplir con la relación de vacíos identificada en el terraplén de pruebas.

Material 2F

Este material es obtenido en la margen derecha y transportado en forma similar al material 2. Por la ubicación de este material dentro de la zonificación de la presa, se requiere un proceso manual-mecánico para la colocación y extendido del material. Estas actividades se efectúan por medio de retrocargador y se complementa la conformación del material manualmente. El material es pre homogenizado en el sitio de extracción por lo que se aplican riegos de mantenimiento para conservar la humedad óptima requerida durante la colocación. El proceso de compactación se realiza por medio de una placa vibratoria montada sobre retroexcavadora sobre orugas.

Material 3B

Este material es el que marca el avance de la colocación para los materiales de respaldo de la cara de concreto, ubicados aguas arriba (2F y 2) de acuerdo con la zonificación de la presa. El material es suministrado desde margen derecha aguas arriba del proyecto, previamente triturado por medio de camiones fuera de carretera de 40 toneladas, los cuales llevan el material hasta la zona de colocación en la cortina. El material se envía a la zona de colocación de acuerdo con los requerimientos del programa de construcción, para las épocas en que los bancos de aluvión se encuentren inundados por el periodo de lluvias, se almacena previamente el material para cubrir la demanda de estos meses.

Posteriormente el proceso de tendido y compactación se realiza con tractor sobre orugas que tiende el material en el espesor de la capa especificado, no mayor de 60 cm, una vez tendido y antes de ser compactado. Al estar conformada la capa se inicia el proceso de compactación aplicando 6 pasadas con el rodillo liso vibratorio especificado con un peso en el tambor no menor de 119 kN.

Material T

De acuerdo con la zonificación de la presa, este material es el que marca el avance de los materiales tanto de aguas arriba como para aguas abajo. Para su obtención se aprovecha al máximo la explotación de las estructuras del proyecto, por lo cual se suministra desde margen

izquierda, ya sea producto de las excavaciones y/o de la plataforma Juanepantla. Para la primera etapa constructiva el material es cargado por medio de cargador 990 series II o similar, sobre volteos pesados de 50 toneladas que lo transportan hasta la zona de colocación. Para el caso del material producto de la excavación de la plataforma Juanepantla es transportado al equipo de trituración primaria 44"x48", posteriormente se alimenta la banda transportadora que lo lleva hasta la cortina a una tolva de 1000 toneladas, la cual descarga sobre volteos pesados de 40 toneladas que lo transportan hasta el sitio de colocación, se descargan los camiones sobre la capa de avance y se inicia el proceso de tendido, en este momento, durante la descarga y tendido del material se efectúa la humectación agregando agua por medio de monitores y en proporción de 250 litros por m³ de material colocado. El extendido del material se realiza con tractor sobre orugas D8R o similar de acuerdo con el espesor especificado no mayor de 80 cm, después de tendido y antes de ser compactado, posteriormente se inicia el proceso de compactación aplicando 6 pasadas con el rodillo liso vibratorio especificado con un peso estático en el tambor no menor de 119 kN. De acuerdo con el flujo del material T, existe un porte de material producto de las excavaciones de la margen derecha el cual se suministra desde el banco BD-2MD y se transporta en volteo pesado de 50 toneladas de capacidad.

Material F

Por sus características granulométricas su producción será del procesamiento de aluvión y limo-arenoso. Se homogeniza en una planta de mezclado en el que se unen los componentes en las proporciones requeridas para lograr la curva granulométrica especificada, así mismo se adiciona el contenido de agua necesario para lograr el óptimo determinado en las pruebas de laboratorio. Este material se coloca en las zonas mostradas en los planos de las bases de licitación, por su ubicación requerirá de un proceso de colocación más cuidadoso que consistirá en procesos combinados mecánicos y manuales, se extenderá con tractor sobre orugas en el espesor de capa especificado máximo de 50 cm después de tendido y antes de ser compactado con cuatro pasadas de rodillo liso vibratorio de 119 kN de peso estático en el tambor.

Material 3C

Este material se localiza aguas abajo del eje de la cortina. Para su obtención se aprovecha al máximo las excavaciones de las estructuras del proyecto, por lo cual se suministra desde margen izquierda, ya sea producto de las excavaciones y/o de la plataforma Juanepantla. Para la primera etapa constructiva el material es cargado por medio de cargador 990 series II o similar, sobre volteos pesados de 50 toneladas que lo transportan hasta la zona de colocación. Para el caso del material producto de la excavación de la plataforma Juanepantla es transportado al equipo de trituración primaria 44"x48", posteriormente se alimenta la banda transportadora que lo lleva hasta la cortina a una tolva de 1000 toneladas, la cual descarga sobre volteos pesados de 40 toneladas que lo transportan hasta el sitio de colocación, se descargan los camiones sobre la capa de avance y se inicia el proceso de tendido, en este momento, durante la descarga y tendido del material se efectúa la humectación agregando agua por medio de monitores y en proporción de

250 litros por m³ de material colocado. El extendido del material se realiza con tractor sobre orugas D8R o similar de acuerdo con el espesor especificado no mayor de 100 cm, después de tendido y antes de ser compactado, posteriormente se inicia el proceso de compactación aplicando 6 pasadas con el rodillo liso vibratorio especificado con un peso estático en el tambor no menor de 119 kN. De acuerdo con el flujo del material T, existe un porte de material producto de las excavaciones de la margen derecha el cual se suministra desde el banco BD-2MD y se transporta en volteo pesado de 50 toneladas de capacidad.

Material 4

Se coloca en el talud aguas debajo de la cortina, el proceso para la obtención carga y transporte del material 4 se efectúa en volteos pesados de 50 toneladas de capacidad de carga. Para su colocación se descarga en la zona de utilización y se coloca con tractor sobre orugas D8R y/o retroexcavadora sobre orugas que acomoda y acuña los bloques mayores a 1 m de forma tal que la cara de mayor dimensión quede en la parte inferior, conservando la inclinación y alineamiento del talud especificado.

II.4 Procedimiento constructivo de la cara de concreto

La construcción de la cara de concreto está dividida en tres etapas, estando la primera etapa comprendida de la elevación 377.71 a 468.00 en donde se compondrá de 17 losas de arranque y 16 losas deslizadas, cada una con una longitud variable, siendo la máxima de 152 m y un espesor promedio de 0.765 m; la segunda etapa de la elevación 468.00 a 562.00 está conformada de 19 losas de arranque, 35 losas deslizadas y 7 losas de arranque de 6.50 m de ancho con una longitud máxima de 161.72 m y un espesor promedio de 0.485 m; la última etapa va de la elevación 562.00 a 576.00 y está compuesta de 2 losas de arranque y 41 losas deslizadas con una longitud máxima de 24 m y un espesor promedio de 0.32 m. La primera etapa el proceso se llevará a cabo con tres cimbras deslizantes, mientras que en las últimas dos se hará con cuatro, teniendo un ancho constante en las tres etapas de 13 m.

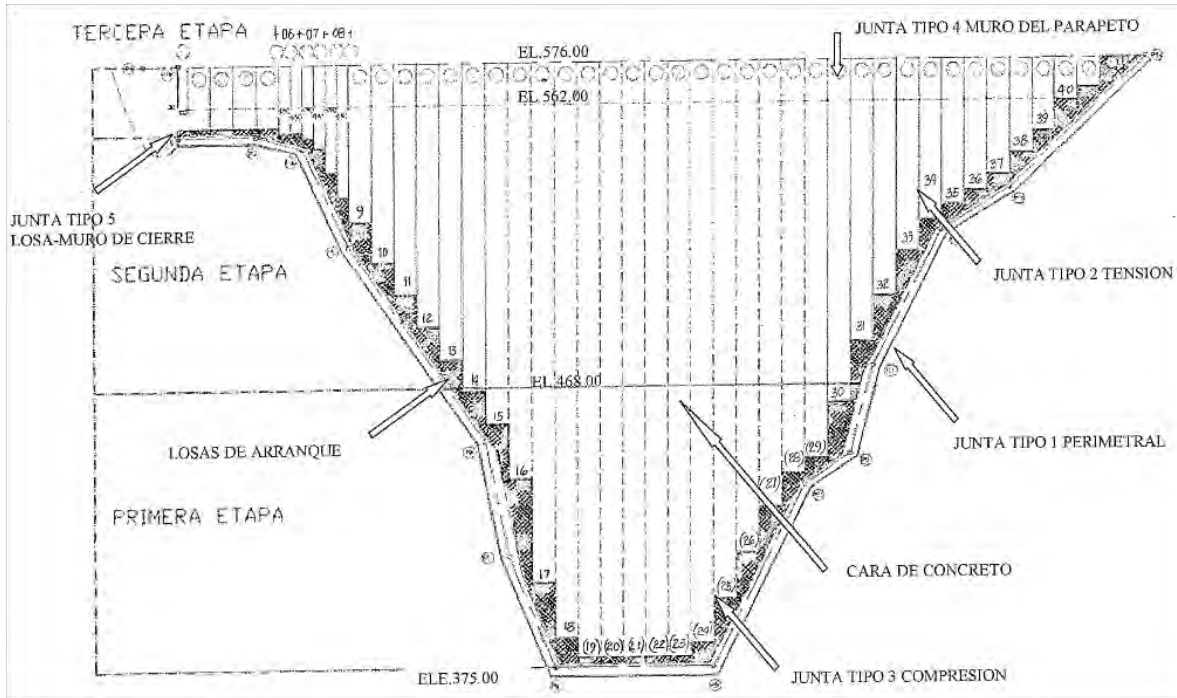


Figura 2.12 Etapas de construcción de la cara de concreto

Acero de Refuerzo

Para la construcción de la cara de concreto se debe habilitar la cara aguas arriba para poder colocar el acero de refuerzo. Durante la construcción del bordillo se van colocando anclas de soporte de parrillas, las cuales tienen la finalidad de evitar que el armado se cuelgue, así como ser un apoyo en los atados de varilla que se van realizando a lo largo de las losas. El método normal de fijación consiste en utilizar alambre de amarre número 16 o 18. Estas anclas son varillas de 19 mm (3/4") y se colocan en forma de cuadrícula de 1.3 x 1.3 m.

Los armados de las parrillas se van realizando intercaladamente hasta llegar a la altura de término de cada etapa. Las parrillas están conformadas por 2 superficies (inferior y superior) de armados paralelos entre sí, separados una distancia que varía según la altura. Las características del acero y de las separaciones de los armados están plasmadas en los planos BPE (Buenos para ejecución) de cada losa en cada etapa.

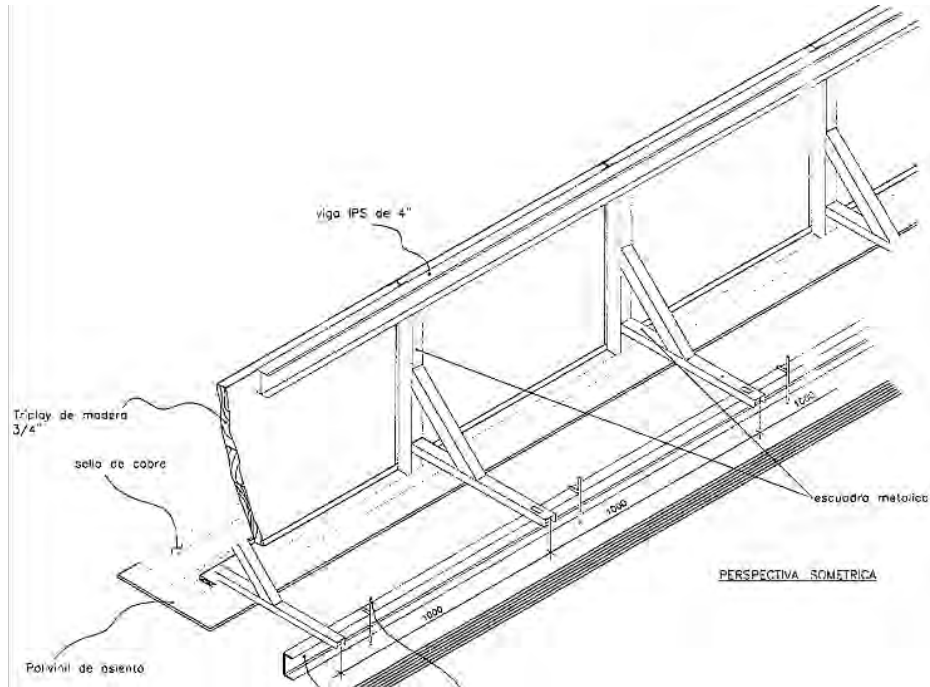


Figura 2.13 Colocación de parrillas de acero de refuerzo

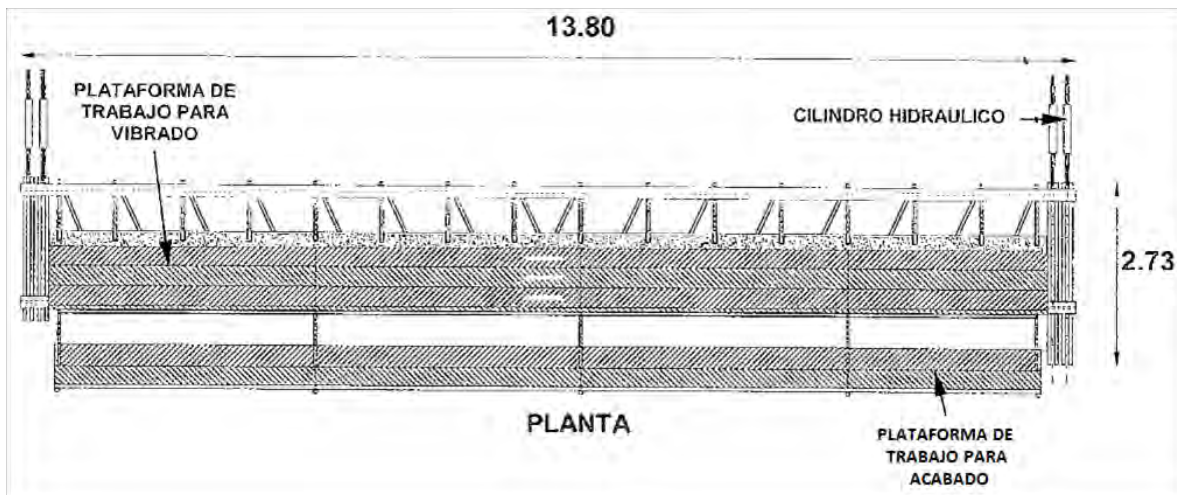
Cimbras y colocación de concreto

Se debe de tener como primer paso las losas de arranque, ya que en estas se apoyará la cimbra deslizante. Para la construcción de losas de arranque es utilizada contra-cimbra de madera, además de cimbra fija de madera en los laterales, la contra-cimbra es retirada al momento de ir efectuando el colado.

En la construcción de la cara de concreto se considera 2 grandes etapas y una de cierre final, usando para su colocación tres cimbras deslizantes equipadas con un sistema de deslizamiento independiente de cada una. En los costados se coloca cimbras laterales, acompañadas de escuadras metálicas donde se apoyarán las vigas IPS de 10 cm por donde se guiará la cimbra deslizante. Las cimbras laterales, como en el plinto, son de madera y tienen un diseño especial para instalar las juntas de cobre de tensión y de compresión sin causar daños al bulbo del sello. Las escuadras metálicas estarán instaladas a cada metro a lo largo del talud donde se colocarán los paneles de madera y la viga IPS, garantizando soportar el peso total de la cimbra deslizante. La viga IPS sirve de guía para la cimbra deslizante y de tirante para sujetar los elementos de la misma cimbra como la caja de castañas que aseguran el avance del sistema. La viga está anclada en la parte superior por una estructura soportada por 4 bloques de concreto con un peso total de 8 toneladas.



La cimbra deslizante es una estructura compuesta por dos vigas I de 51 x 18 cm, con un peso de 136 kg/m, una superficie de contacto de lámina calibre 12 de 13.00 m de ancho por 1.14 m de longitud, un reticulado estructural para soporte de la superficie de contacto y dos plataformas de trabajo, una para la colocación de concreto y la otra para el acabado de la losa. La cimbra cuenta con 2 ruedas de cada lado fijadas a las vigas I, cuenta con una unidad de comando con dos gatos hidráulicos de doble acción con capacidad de 50 ton de empuje y 30 ton de arrastre, caja de castaña que permite el movimiento en un solo sentido evitando que la cimbra retroceda cuando los gatos hidráulicos están en movimiento.



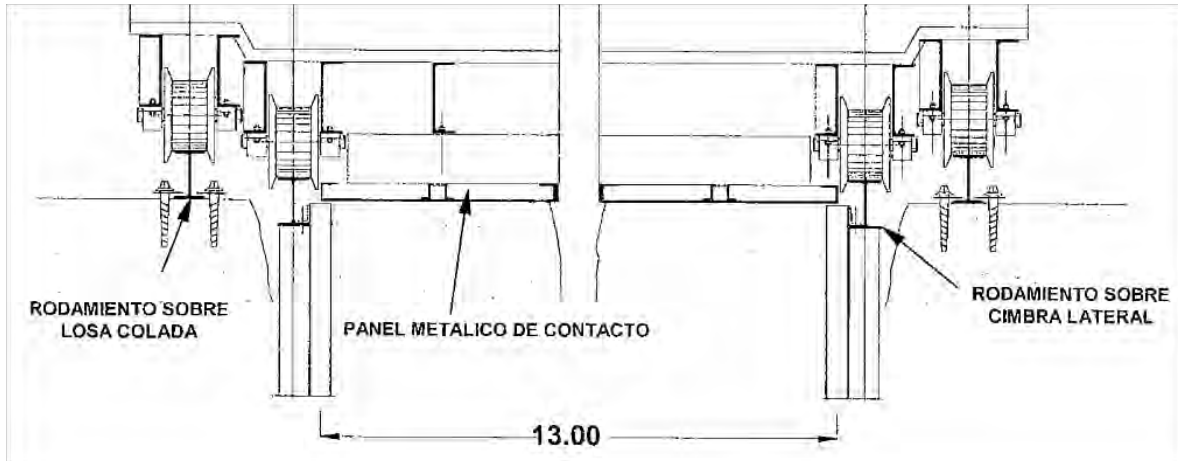


Figura 2.16 Vista Frontal de cimbra deslizante

La colocación del concreto es efectuada por gravedad utilizando tres líneas de canalones con descargas directas a la cimbra, estas estructuras estarán apoyadas sobre las parrillas de acero apoyadas en madera para evitar desnivelar el acero de refuerzo, llegando a la cimbra deslizante se coloca un difusor para garantizar una correcta distribución del concreto. Los canalones son de lámina lisa con fondo curvo con la capacidad necesaria para evitar que se derrame el concreto. Se controla el flujo del concreto en el extremo superior del canalón para evitar la segregación, se cubre para evitar la evaporación y la pérdida de revenimiento por las altas temperaturas. La colocación del concreto es en descarga libre con una altura no mayor a 1.20 m con el fin de evitar segregaciones, el acabado final es efectuado manualmente por albañiles utilizando llanas de madera, apoyados en la plataforma de acabado en la cimbra deslizante.

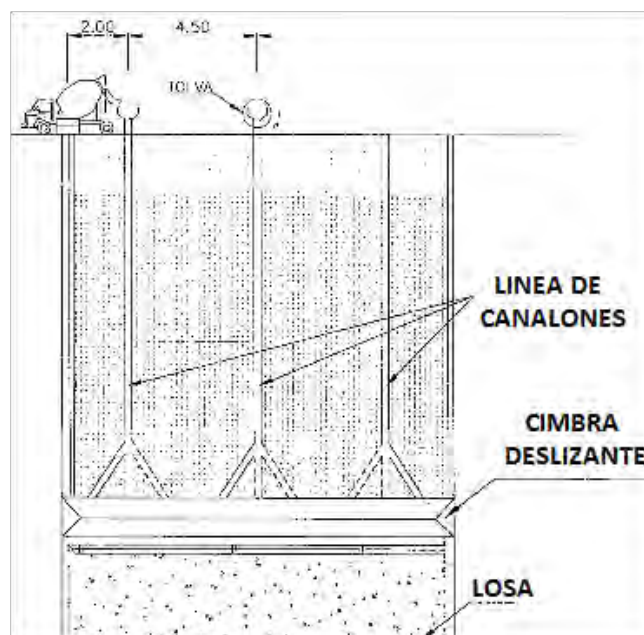


Figura 2.17 Distribución de concreto mediante el uso de canalones

Los curados en la cara de concreto se efectúan aplicando una membrana color blanco, agua y yute, según sea necesario siendo generalmente entre 1 y 3 horas después de haber colocado el concreto y ya esté endurecido para colocar la membrana.

II.5 Procedimiento constructivo del parapeto

El parapeto consiste en dos muros, uno aguas arriba y otro aguas abajo, que corren paralelos a la corona de la cortina, estando ubicados verticalmente entre las elevaciones 576.13 a 580.50 en los extremos y en el centro entre la elevación 576.13 a 581.50, teniendo una longitud aproximada de 579.10 m con un espesor de 50 cm. Para la ejecución de las obras del parapeto es necesario tener terminado por lo menos el 50% de las losas de cierre de la cara aguas arriba, correspondiente a la elevación 576 m.

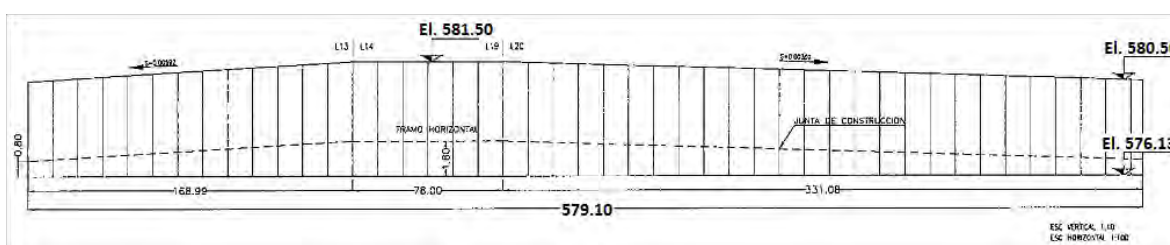


Figura 2.18 Detalle de contraflecha en el parapeto.

Cimbras y colocación de concreto

Como primer paso se debe construir los arranques de muro que incluyen la zapata, teniendo una altura variable de un metro en el centro hasta llegar a los 30 cm en los extremos. Para el colado de los muros se utiliza una cimbra colapsable autoportante monolítica en toda su altura y longitud compuesta a base de un forro, bastidores, montenes y shebolts para la conformación de muros, así como caballetes sobre bastidor móvil para el cimbrado y descimbrado.

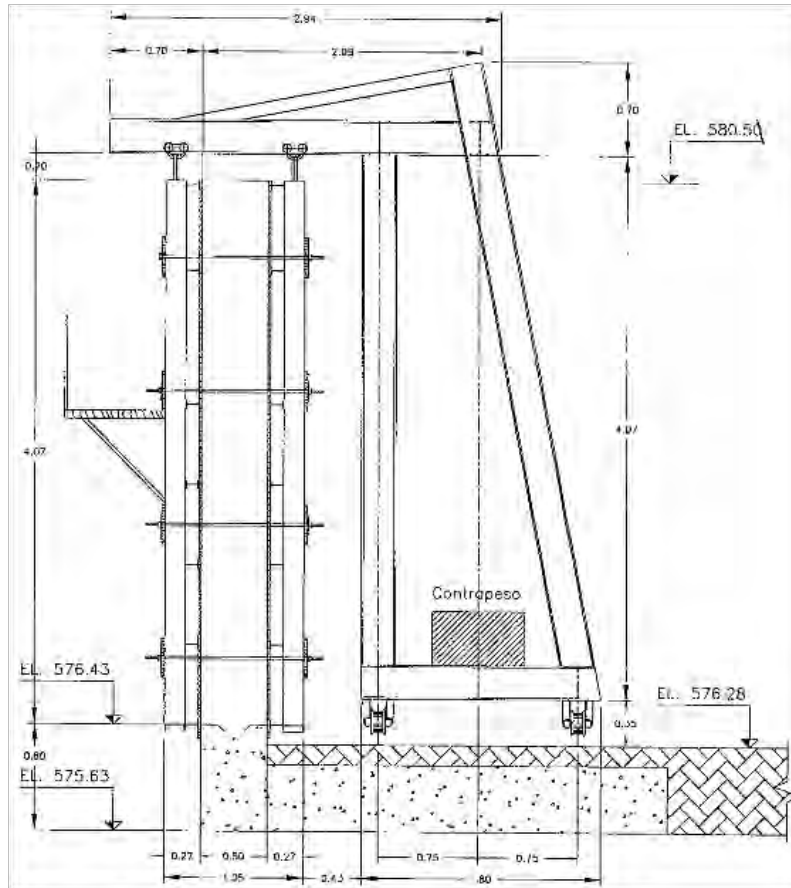


Figura 2.19 Detalle de cimbra para parapeto

El elemento inferior estructural de la cimbra es un componente que sirve como apoyo del propio panel, así como de la conexión estructural tanto para los atizadores verticales como de los puntos de anclaje. La estructura metálica, compuesto de cuatro columnas contra-venteadas en todos sus planos sobre el cual se apoyan las armaduras de carga que soportan los moldes, permite dar movimiento longitudinal y de desmolde de los elementos. Para sujetar y dar los anchos de los muros se utilizan shebolts, lo cual permite dar una buena rigidez y dar la geometría precisa.

El diseño de mezcla utilizado para el colado de los muros es de 14 ± 2 de revenimiento y con agregado máximo de $1 \frac{1}{2}$ ". La descarga del concreto es en caída libre con altura no mayor a 1.20 m para evitar segregaciones por lo que se usarán embudos y mangueras, siendo la distancia entre cada caída no mayor de 3.00 m para evitar el acarreo de concreto. La distribución se hace por capas horizontales de entre 30 y 40 cm de espesor usando vibradores de inmersión de alta frecuencia. El curado de los muros es realizado inmediatamente después de retirar los moldes.

La losa de rodadura se realizará una vez que se haya finalizado una sección suficiente de muros aguas arriba y aguas abajo, así como que se haya realizado el relleno de material indicado en la zonificación de materiales de la cortina hasta el nivel de desplante necesario.

II.6 Procedimiento constructivo de Juntas

Como se mencionó en el capítulo anterior, en el P.H. La Yesca se podrá encontrar diferentes tipos de juntas, como lo son la junta perimetral que une al plinto con las losas de arranque; la junta de compresión que se encuentra en la losa de concreto central; la junta de tensión ubicada en la losa de concreto en las secciones exteriores y la junta de la losa con el parapeto.

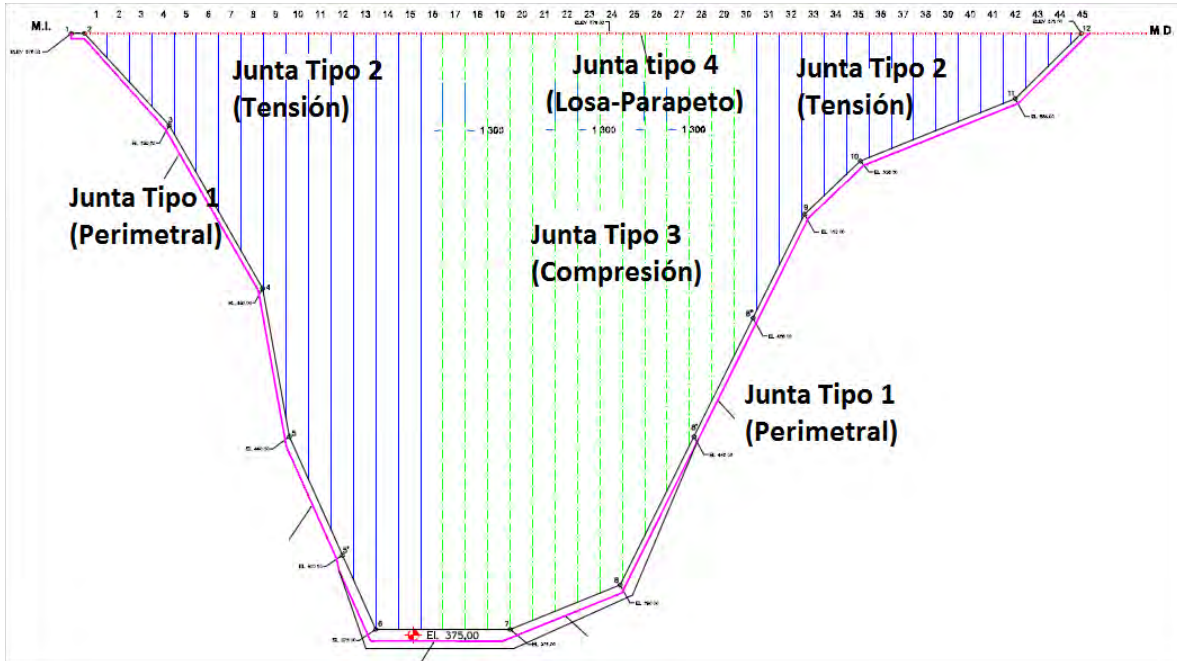


Figura 2.20 Distribución de juntas en cara de concreto

Junta perimetral

La realización de las juntas en las losas de arranque y perimetral se lleva a cabo mediante la colocación de láminas de cobre previamente rolando en tramos cortos en el taller, con longitud promedio de 20 m, debido a que los colados de la losa de arranque se realizan en colados cortos, contrastando con la cara de concreto en donde se rolan tramos con longitudes mayores según sea necesario. Todas las uniones serán de tipo traslape, y se hacen por medio de mecanismos como prensas y aplicando soldadura de plata y fúndele. El rolando proporcionará la geometría deseada en la lámina, para lo cual habrá equipos situados en el sitio y en el taller de habilitados de sellos. Una vez realizado el rolando se seguirá a conformar los aleros, perforar patines y se doblará el alero que queda embebido en la losa de arranque con el plinto.

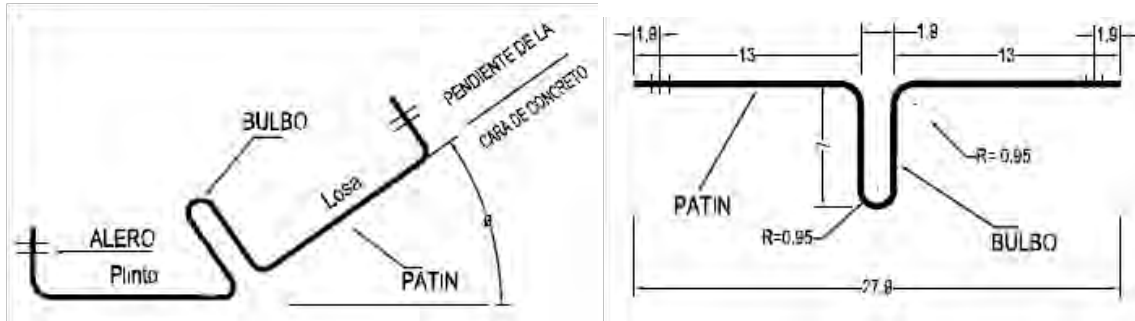


Figura 2.21 Sello de cobre inferior y superior.

El sello inferior está conformado por un bulbo y dos patines perforados, colocado sobre una plantilla de mortero uniforme de 5 cm de espesor y 70 cm de ancho.

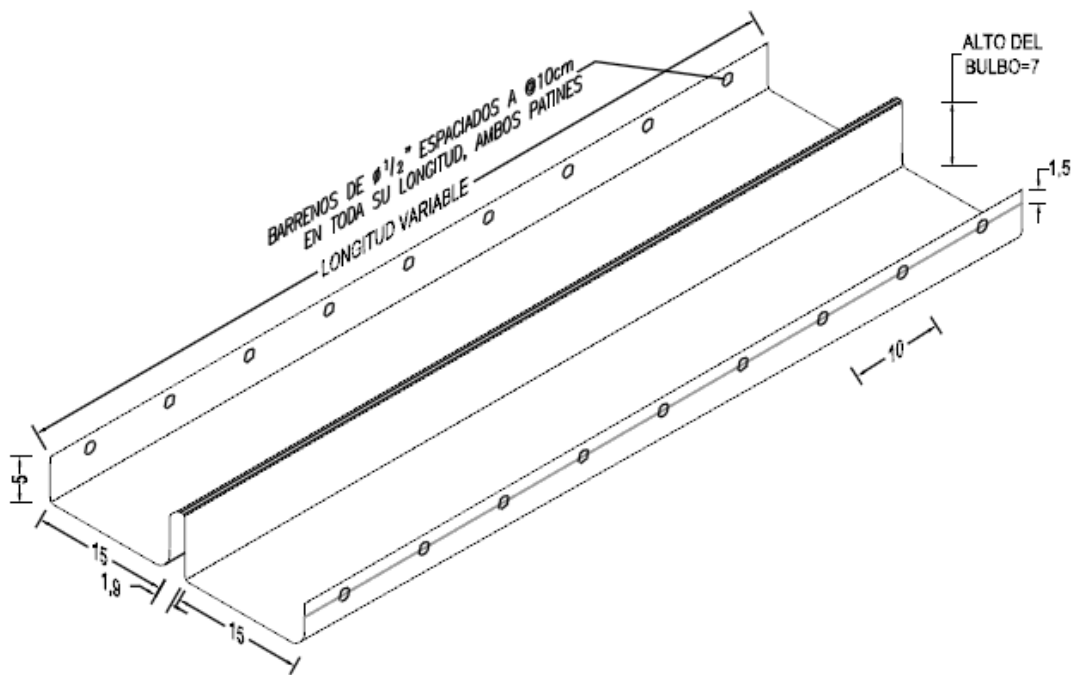


Figura 2.22 Perforación de los patines.



Figura 2.23 Elaboración de la plantilla de mortero.

Encima de la plantilla de mortero se coloca una banda de polivinilo con acabado liso para que absorba las irregularidades de la plantilla y con esto no sufra ningún efecto de punzonamiento. El sello superior tiene la diferencia que es menos ancho, no tiene patines y en la parte superior se coloca un contenedor de ceniza.

El detalle de la junta perimetral es el siguiente:

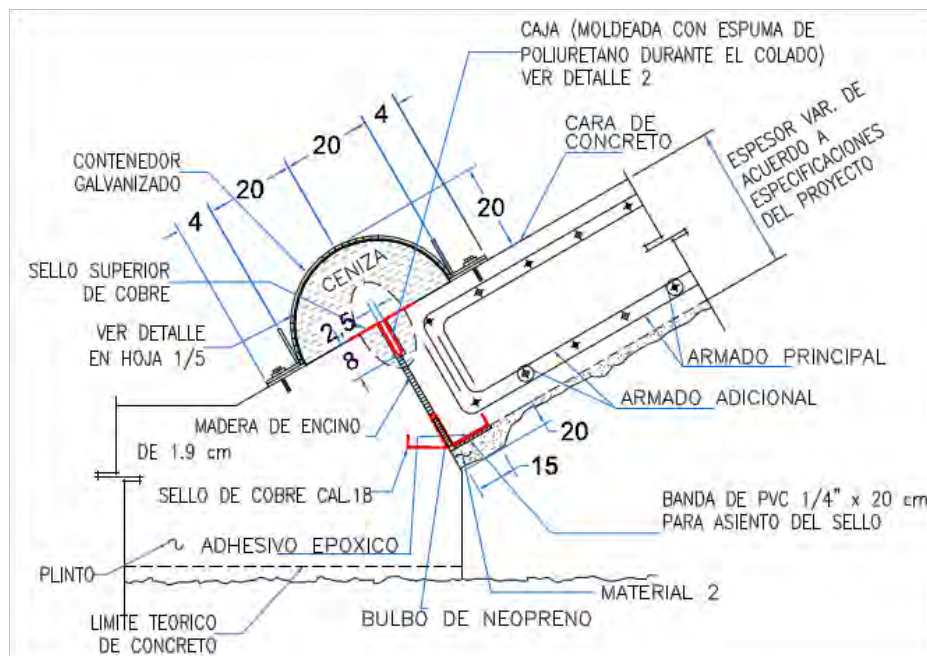


Figura 2.24 Detalle de la junta perimetral (Tipo 1)

Juntas de tensión y compresión

Ambas juntas están compuestas por la misma configuración en el sello inferior, pero donde se distinguen es en la parte media y superior de su composición. Los sellos de cobre usados en esta etapa son colocados y rolados de la misma forma como se realizaron en el plinto y losas de arranque, descritos anteriormente.

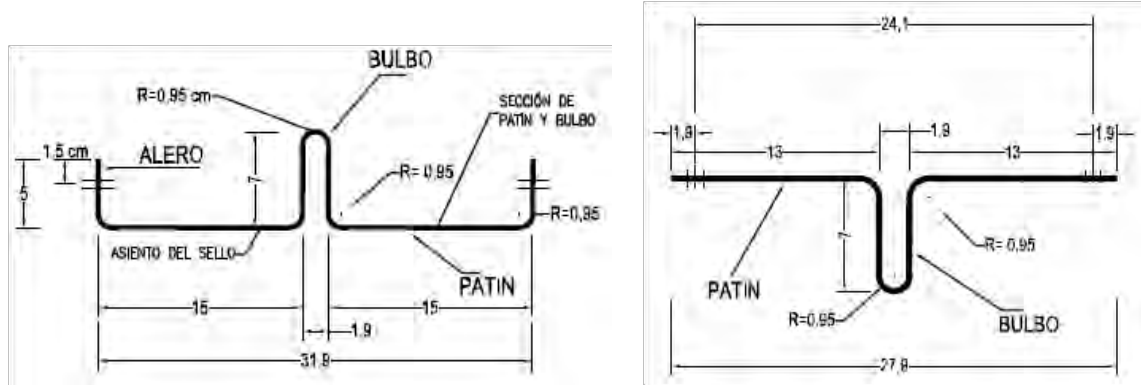


Figura 2.25 Sello de cobre inferior y superior.

La junta de tensión se encuentra conformada por un sello inferior y un sello superior, a diferencia de la junta de compresión en donde se puede observar una capa de hule sin ningún sello superior, con la finalidad de absorber los movimientos de apertura. El sello superior está compuesto por el sello de cobre y por el contenedor de ceniza.

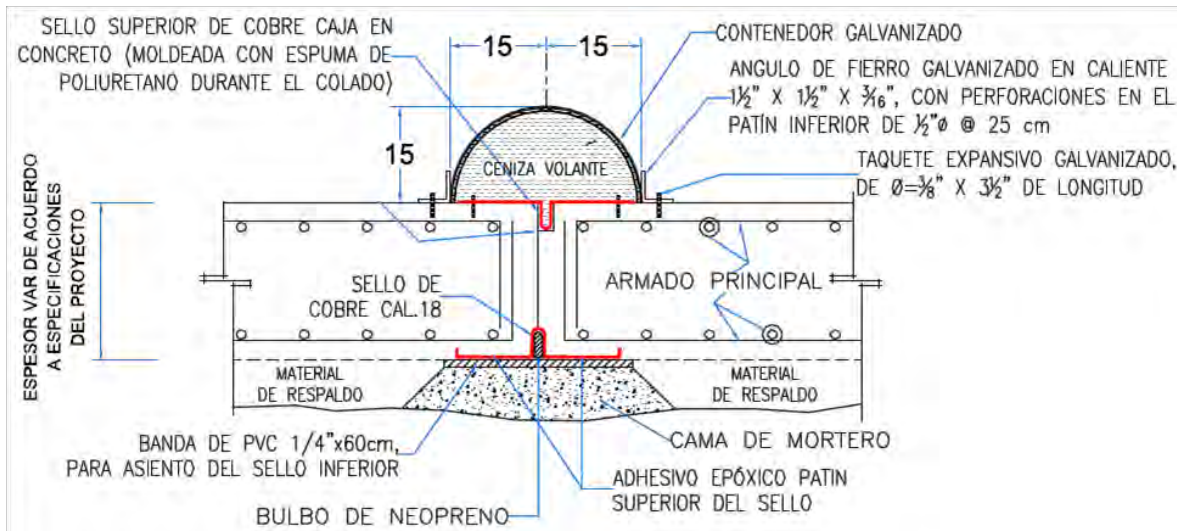


Figura 2.26 Detalle de la junta de tensión (Tipo 2).

Para la junta de compresión se observa que a lo largo de ella se ubica una capa de hule, el cual tiene la finalidad de absorber el movimiento de compresión que tendrán las losas, por lo que no es necesario colocar ningún tipo de sello en la parte superior debido a que el propio movimiento de la cara de concreto irá cerrando los espacios evitando la filtración.

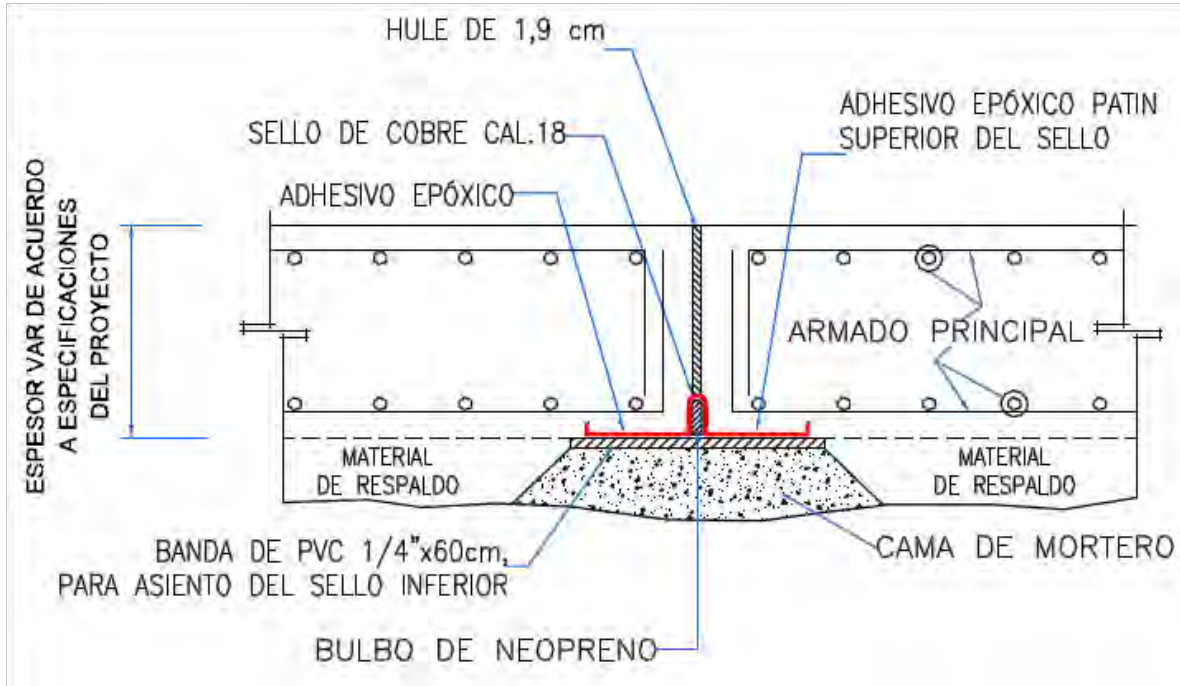


Figura 2.27 Detalle de Junta de compresión (Tipo 3).

Junta Losa-Parapeto

Al igual que en la cara de concreto, las láminas de cobre son roladas en tramos cortos de 4.00 m de longitud, según sea requerida y los traslapes se llevarán a cabo con la misma mecánica llevada en la cara. Terminado el rolado se conforman los aleros y se perforan los patines. El sello vertical está compuesto por un bulbo y dos patines con orificios, este sello es colocado en cimbra fija empotrada a los moldes de la cimbra del parapeto y soldado al patín de la junta horizontal tipo 4.

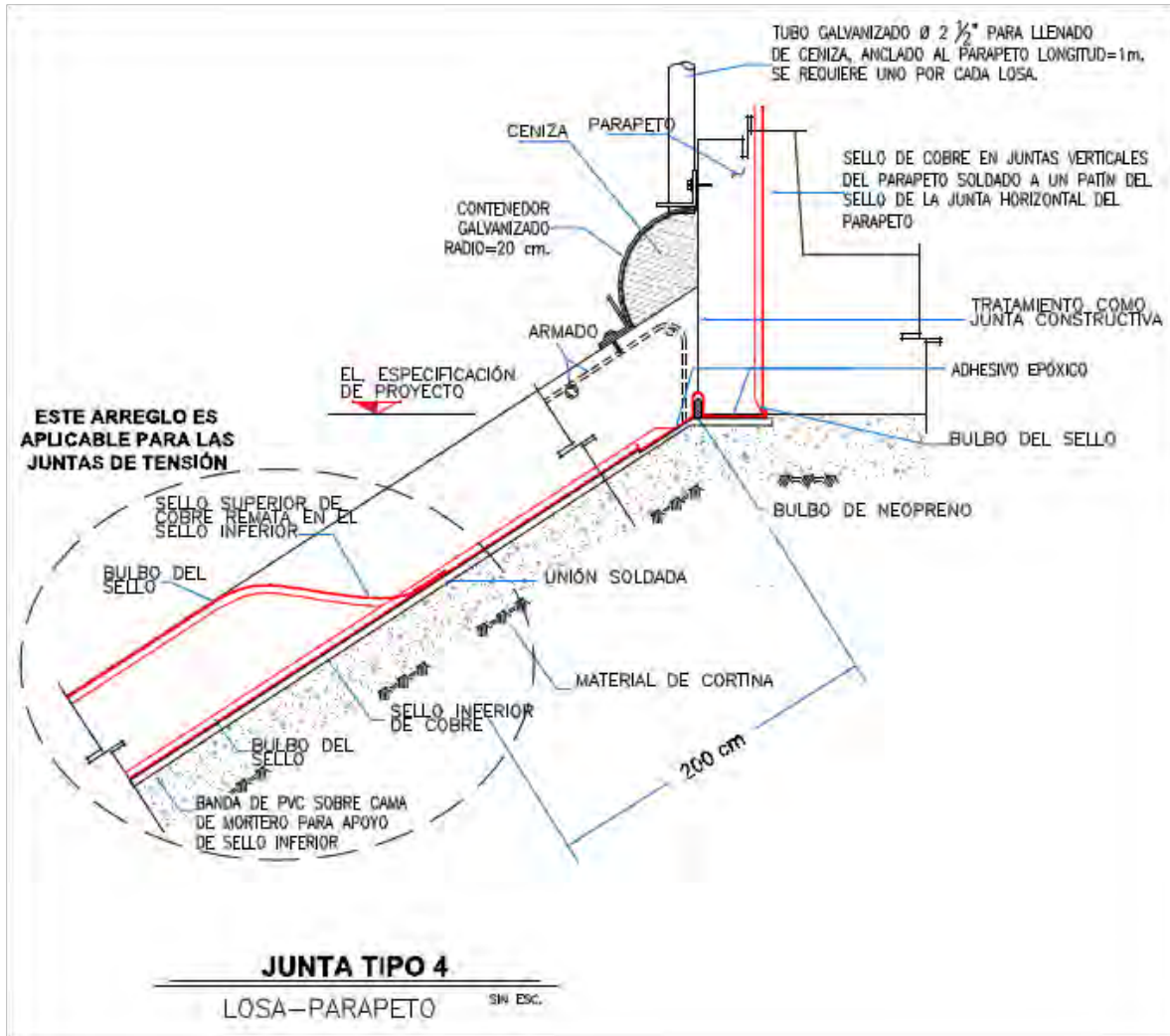


Figura 2.28 Detalle de la junta de parapeto (Tipo 4).

En el caso de las juntas de tensión se tiene una diferencia en el arreglo de las láminas de cobre, teniendo que realizar un diseño distinto que consiste en la unión mediante soldadura de los sellos de cobre superior con el inferior para dar continuidad a la junta de la losa de concreto con el parapeto (véase la figura 2.28).

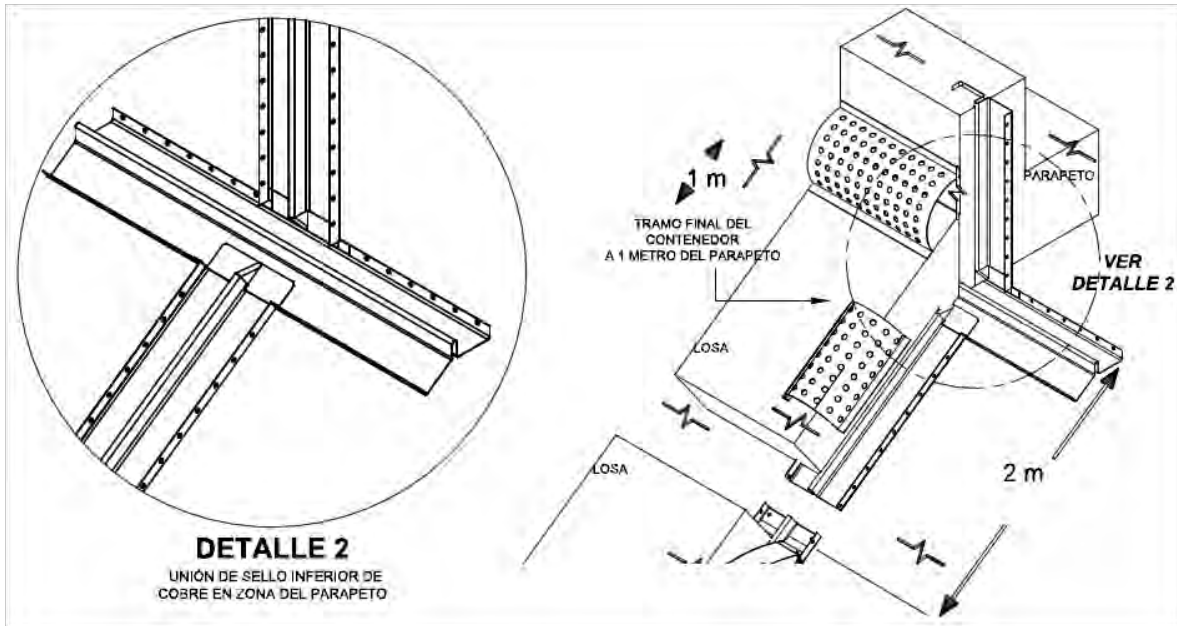


Figura 2.29 Detalle de unión entre juntas

Contenedores de ceniza

El contenedor se coloca una vez terminado los colados en la cara de concreto, son de forma semicircular con aleros rectos, fabricado en lámina galvanizada caliente calibre 18 y 20, con perforaciones de $\frac{1}{4}$ " de diámetro, distanciados a 9 mm, perforaciones en el patín de $\frac{1}{2}$ " a cada 25 son sujetados con ángulos. Estos ángulos metálicos galvanizados ASTM A-36 son fijados por medio de taquetes expansivos. En el interior de los contenedores es colocado un geotextil no tejido de polipropileno estabilizado adherida mediante pegamento a la lámina galvanizada calibre 20.

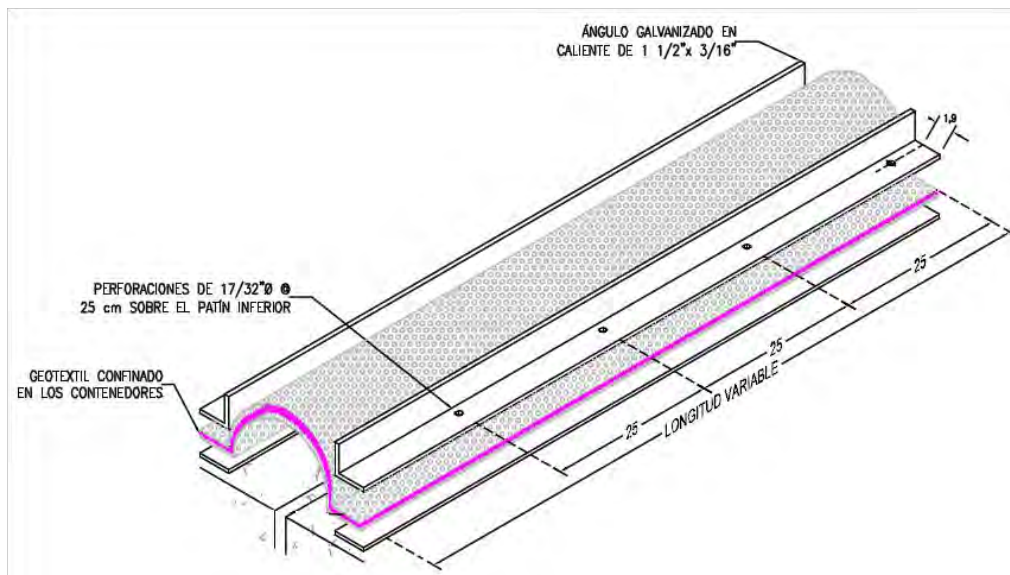


Figura 2.30 Detalle de contenedor de ceniza.

Para el caso de las transiciones de contenedor entre junta vertical y junta perimetral es necesaria la instalación de piezas especiales llamadas tees. Otro caso de transición son los cambios de sección entre el contenedor de radio 20 cm y el contenedor de radio 15 cm

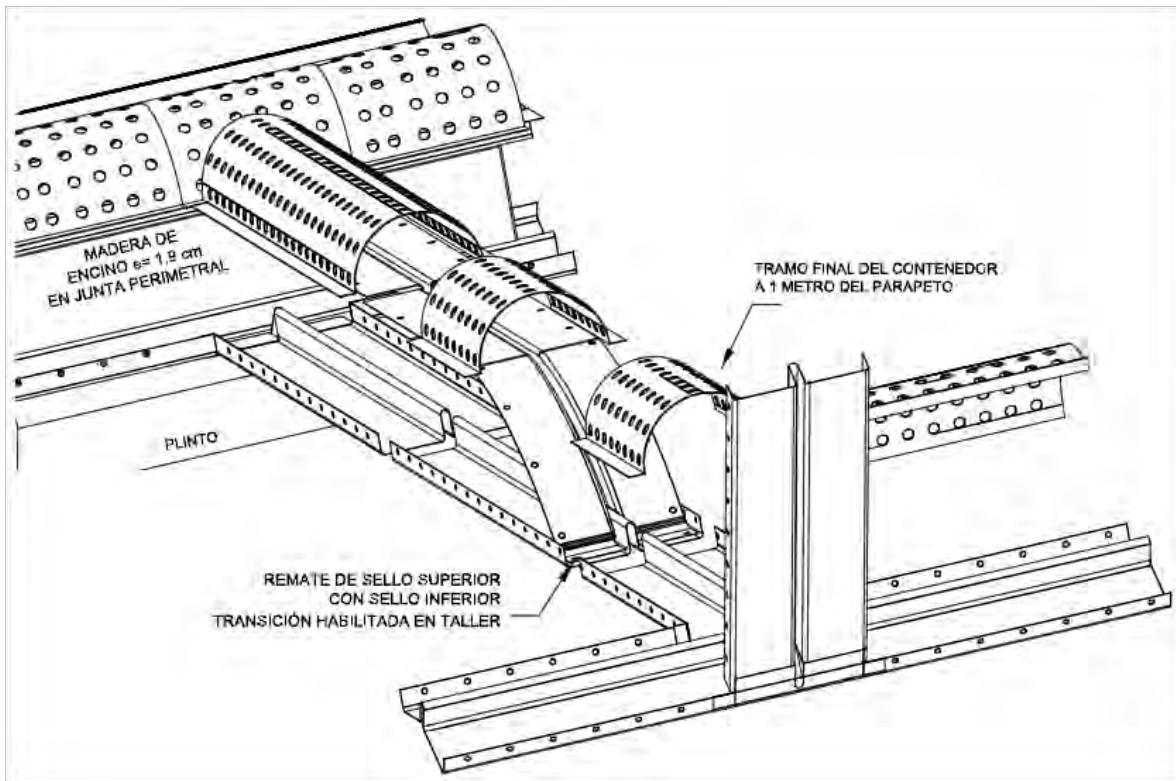


Figura 2.31 Composición del contenedor de ceniza.

Una vez finalizado su ensamblaje se llenará mediante gravedad, mezclando la ceniza con agua hasta que tenga la consistencia totalmente fluida para posteriormente desalojar el agua por medio de la membrana de geotextil. La mezcla es conducida por medio de una manguera con diámetro de 1 ½" introduciéndola en la sección a rellenar y retirándola conforme el contenedor se va llenando, siendo la longitud promedio para el llenado de 50 m.

III. MEJORAS SOBRE PROCESOS ANTERIORES

El objetivo de este capítulo es presentar de manera objetiva las mejoras que se han empleado en la construcción del P.H. La Yesca tomando como referencia los dos proyectos antecesores a éste en México: C.H. Aguamilpa (1994) y C.H. El Cajón (2007). Se analizarán primero las mejoras en los procesos constructivos en el cuerpo principal de la cortina, posteriormente en los sellos entre las juntas en la losa de concreto, así como el proceso constructivo de la losa de concreto.

III.1 Mejoras en los procesos constructivos del cuerpo principal de la cortina

Disminución de los tamaños máximos en el enrocamiento

En presas de Enrocamiento con Cara de Concreto, para el diseño del terraplén que conforma el cuerpo principal de la cortina se han adoptado criterios de zonificación 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 la cortina deberá aceptar de manera segura, varias veces, cualquier filtración que pueda ocurrir.

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.

En Aguamilpa (México 1994) esta zonificación estaba reducida a dos zonas la zona 3B y la 3C como se muestra en la siguiente figura.



Figura 3.1 Sección de enrocamiento utilizado en la construcción de la presa de Aguamilpa en México (1994).

A partir del diseño de la presa de El Cajón, en base al análisis de las deformaciones esperadas, se notó que la deformación del enrocamiento afectaba principalmente al tercio de aguas arriba de manera mucho más significativa (zona 3B) que los siguientes dos tercios de aguas abajo, por lo que se introdujo la zonificación en tres zonas, apareciendo una zona central T, que después sería conocida como zona muerta. Esto se ilustra en la figura 1.3 (op. Cit.)

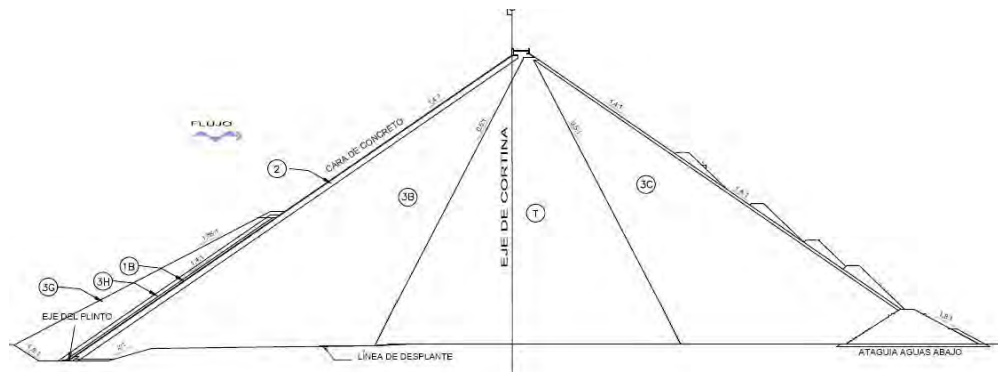


Figura 1.3 op. Cit. (Capítulo I, página 7) Sección máxima de la cortina ECC del P.H. La Yesca, en donde se muestra la zonificación actual de materiales.

Se ha observado en general que a menor tamaño de partícula del enrocamiento se obtiene una mejor compactación, lo que se traduce en pesos volumétricos mayores y en relaciones de vacíos menores. Esto mejora significativamente el comportamiento dinámico del enrocamiento frente a empujes laterales, dando una mayor estabilidad al enrocamiento.

La colocación de los materiales se realiza en capas, cuyo espesor va íntimamente ligada con el tamaño máximo de partícula de roca del material, es decir, el espesor de las capas colocadas es igual al tamaño máximo de partícula del material, es por eso que este tamaño es un dato sumamente importante para las especificaciones de construcción en la obra de contención.

En la construcción de El Cajón, se utilizaron tamaños máximos de rocas de 0.8 [m] en la zona de 3B, 1.0 [m] en la zona T y 1.4 [m] en la zona 3C, lo que dio buenos resultados, sin embargo debido al proceso de trituración de las rocas se presentaban sobre tamaños de roca mucho más frecuente de lo que se desearía encontrar. Lo que se traducía en cuantiosas pérdidas para el constructor para quitar los sobre tamaños de la cortina y cumplir con la especificación de Comisión Federal de Electricidad.

Fue por eso que para la construcción del P.H. La Yesca se propuso reducir esos tamaños máximos aún más, garantizando un proceso de trituración que hiciera cumplir las especificaciones. Se propuso adoptar un tamaño máximo de 0.6 [m] para la zona 3B, 0.8 [m] para la zona T y 1.0 [m] para la zona 3C.

Se espera que esta importante reducción del tamaño de las rocas que conforman la cortina de ECC del P.H. La Yesca mejoren notablemente el comportamiento de la presa ante el llenado del embalse en comparación a sus antecesoras: Aguamilpa y El Cajón.

Sección 3B construida con aluvi3n.

En la construcci3n del cuerpo principal de la cortina en los proyectos Aguamilpa y Caj3n se opto por utilizar la Ignimbrita, producto de las excavaciones de estructuras como el vertedor y obra de toma. Para el P.H. La Yesca se decidi3, para la zona del 3B el uso del aluvi3n en greña, producto de la explotaci3n de bancos de material a lo largo del cauce de los r3os Santiago y Bolaños. Esto debido a la facilidad de explotaci3n de los bancos, pero tambi3n en base a que la zona 3B de la cortina es la que recibe la mayor parte en las deformaciones debidas al empuje hidrostático. Al conformarse el material 3B por aluvi3n en greña, incluido un porcentaje importante de materiales m3s finos, que van desde arenas gravosas hasta arenas limosas; este material es mucho m3s susceptible a la compactaci3n. Adicional a esto la presencia de finos en el material otorgan una capacidad de contenci3n del agua en caso de presentarse filtraciones importantes por la cara de concreto. Por primera vez, en este tipo de proyectos se realiza la prueba de permeabilidad Matsuo Akai (v3ase anexo 2 Prueba de Permeabilidad Matsuo Akai) en el material 3B, en Aguamilpa y El Caj3n est3s pruebas no se realizaban, debido a que el material 3B estaba conformado por Ignimbrita, sin finos que pudieran retener el flujo de agua.



Figura 3.2 Excavaci3n de la prueba Matsuo Akai en el material 3B, el procedimiento de esta prueba esta detallado en el anexo 3.



Figura 3.3 Excavaci3n terminada de la prueba Matsuo Akai, puede apreciarse la presencia de finos entre las rocas de aluvi3n



Figura 3.4 Inicio de la saturación inicial en la prueba Matsuo Akai



Figura 3.5 Saturación de la prueba Matsuo Akai

Las secciones T y 3C aún están conformadas por Ignimbrita, estas dos partes representan un porcentaje muy importante del cuerpo de la presa en dónde se puede aprovechar el material excavado de estructuras como la obra de excedencias y la obra de generación, evitando al máximo la explotación de bancos de material para enrocamiento.



Figura 3.6 Vista de la cortina en dónde se puede apreciar la diferencia entre los materiales 3B y T en el P.H. La Yesca

Colocación del material 2 con esparcidora mecánica

El material 2 es un filtro de grava-arena que se obtiene procesando el aluvi6n extraído de los causes del Río Santiago y Bolaños. El aluvi6n es triturado en una planta diseñada para tal efecto. Para el P.H. La yesca se adopt6 reducir el material 2 hasta un tamaño m6ximo de agregado de una pulgada. El materiales clasificado como grava-arena limosa con índice pl6stico menor que 7% (medido en el material que pasa la malla No. 40) y contenido de finos entre 5 y 9 %, y con un porcentaje mayor al 35% de material que pase la malla No. 4. El material debe tener el contenido de humedad 6ptimo para alcanzar su m6xima compactaci6n.



Figura 3.7 Compactaci6n con rodillo liso vibratorio del Material 2 de la cortina de ECC del P.H. La Yesca. La Figura 3.6 muestra la posici6n de este material en la cortina.

El n6mero de pasadas del compactador, el contenido de agua 6ptimo y la relaci6n de vacíos m6xima (densidad seca m6nima) del material 2 son obtenidos en un terrapl6n de prueba, colocando capas de 40 cm de espesor m6ximo y compactando las capas con el rodillo especificado, dando 4, 6 y 8 pasadas y variando el contenido de agua. Para cada n6mero de pasadas se deber6n obtener al menos 5 puntos con diferente contenido de agua. Al graficar la relaci6n de vacíos vs. contenido de agua para cada n6mero de pasadas se deber6 obtener una rama ascendente y otra descendente, de manera similar a una prueba de compactaci6n de laboratorio. Se seleccionar6 como relaci6n de vacíos m6xima especificada la relaci6n de vacíos m6nima obtenida en estas pruebas m6s 10%, mientras que el contenido de agua 6ptimo ser6 el contenido de agua asociado a esta relaci6n de vacíos m6nima. Para garantizar que el material 2 llegue a la cortina con dicha humedad 6ptima se realizan maniobras de humectaci6n en los almacenes del material y se realizan monitoreos de la humedad antes de ser enviados los viajes a la cortina, considerando que el material perder6 alrededor de un punto porcentual de humedad en el camino a la cortina. Adicional a este proceso, es com6n aplicar un regado al material una vez tendido y antes de ser compactado, tal como se muestra en la figura 3.7.

Debido a su posici6n en la cortina, el material 2 actúa de manera cr6tica en la estabilidad de la presa, pues es la base que recibe la losa de concreto, es por lo tanto la primera parte de la estructura del cuerpo principal de presa que tomar6 las deformaciones al momento de aplicar el empuje en el llenado del embalse. Para minimizar las deformaciones, la compactaci6n de este

material debe seguir un proceso muy cuidadoso de control de calidad, para lo cual se realizan calas volumétricas para determinar peso volumétrico y relación de vacíos con una frecuencia de cada dos capas (véase anexo 1 Calas volumétricas)



Figura 3.8 Calas volumétricas en el material 2

Originalmente el material 2 en Aguamilpa, El Cajón y al inicio de la obra en el P.H. La Yesca; era colocado principalmente con motoconformadora, el proceso consiste en que los camiones articulados que transportan el material dejan sus cargas en montículos ligeramente separados. Un operador de motoconformadora esparce el material en el espesor especificado, guiándose por el ras del bordillo de concreto extruido. Una vez colocado en material es compactado con rodillos lisos vibratorios.



Figura 3.9 Motoconformadora colocando la primera capa de material 2 en el P.H. La Yesca

Al final de la construcción de la cortina del P.H. El Cajón, se introdujo el uso de una esparcidora mecánica sobre orugas. Idea que se retomó en el P.H. La Yesca con muy buenos resultados y una máquina mucho más eficiente. El proceso permite tiempos de colocación de material mucho mejores que con el uso de la motoconformadora, pues ésta se limita a la habilidad del operador, mientras que la esparcidora mantiene un ritmo fijo de colocación del material.

El proceso de colocación del material 2 va íntimamente ligado con la construcción del bordillo de concreto extruido. El proceso constructivo consiste en alinear la máquina extrusadora sobre los datos marcados por la cuadrilla de topografía, quienes tienen un seguimiento permanente del

alineamiento del equipo, para cumplir con el talud de proyecto y evitar espesores mayores a lo especificado en la etapa de construcción de la cara de concreto. La máquina extrusadora conforma la sección del bordo y se empuja hacia una nueva sección, apoyándose en la recién terminada. Transcurrida una hora después de la colocación del bordillo, se procede a la colocación del material 2 que consiste en enrasar el material hasta el nivel superior del bordo, sin embargo, dado el procedimiento de colocación por medio del pavimentador sobre orugas este tiempo de espera se puede acortar e iniciar en forma anticipada, posterior a la colocación se ejecuta la compactación dando el número de pasadas que se hayan determinado en el terraplén de pruebas. En forma cíclica una vez concluido el proceso de compactación de la capa, se coloca el bordillo superior, la secuencia es permanente hasta alcanzar la elevación 576 msnm. El proceso está ilustrado en las figuras 3.11 y 3.12



Figura 3.10 Proceso de colocación del bordillo del concreto extruido, primer paso en la colocación de una capa del material



Figura 3.11 Esparcidora Finisher, utilizada en la colocación del material 2 con excelentes resultados en el P.H. La Yesca



Figura 3.12 Equipo de compactación, rodillo RLV de 14 KN de peso estático en el tambor.

En la fotografía se puede apreciar la olla revolvedora de concreto del siguiente bordillo a colocarse.

Introducción del material 3B cribado como respaldo del material 2

El proceso original del tendido del material 2 va ligado al avance del material 3B, pues cada capa del material 2 se apoya directamente en el material 3B como se muestra a continuación en la figura 3.13

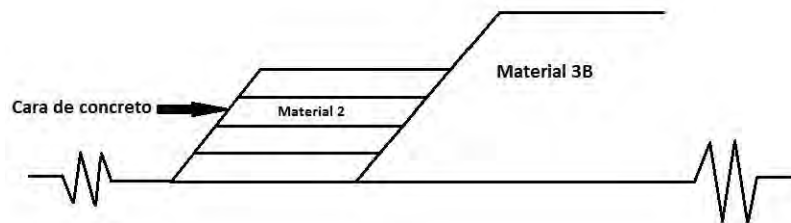


Figura 3.13 Imagen que ilustra la manera en que el material 2 se recarga sobre el material 3B.

El proceso original de colocación de estos dos materiales consiste en tender capas del material 3B con un tractor sobre orugas D8R, de tal forma que se genere una elevación del material 3B con respecto a la última capa colocada del material 2. De manera muy similar a como se ilustra en la figura 3.13. Esto se realiza con el apoyo del equipo de topografía que indican el talud de proyecto, en este caso es de 1.4:1, cada capa de 60 cm es compactada con 6 pasadas de rodillo liso vibratorio de 119 KN de peso estático en el tambor. El proceso se repite unas 3 o 4 capas de material 3B, lo que representan de 1.8 a 2.4 [m] de sobre elevación, este escalón es conocido como respaldo del material 2, una vez colocadas las capas de material 3B, el talud es afinado con

retroexcavadoras sobre orugas, una vez terminado, las mismas retroexcavadoras son usadas para construir dos rampas de acceso al material 2 para la entrada y salida del esparcidor sobre orugas que coloca el material, los camiones articulados que transportan el material, la olla de concreto extruido y la placa compactadora que sirve para compactar el material 2F . Cabe destacar que la colocación de capas de material 2 se detiene mientras dura el proceso de colocación de respaldo.



Figura 3.14 Retroexcavadora afinando el talud del respaldo de material 3B para el material 2 en el P.H. La Yesca.

Una innovación en el proceso de tendido del respaldo del material 3B en el P.H. La yesca consiste en la introducción de un nuevo material. Es conocido como material 3B cribado de 8 pulgadas a finos. El proceso consiste en extender la plataforma de material 3B longitudinalmente tanto como sé es posible para tener más espacio en las maniobras. Se tiende una capa del material 2, cuyo proceso ya se ha descrito: Inicia el proceso con la construcción del bordillo de concreto extruido, se transportan a la cortina dos medios viajes de articulados cargados de material 2F para la zona más cercana al plinto en ambas márgenes. Se enrasa con herramientas manuales y permite arrancar la capa del material 2. Una vez tendida la capa del material 2 con la esparcidora sobre orugas, se compacta el material con rodillos lisos vibratorios y el material 2F en la zona cercana al plinto en las márgenes es compactado con una placa montada en una retroexcavadora sobre orugas.

El material 3B cribado de 8 pulgadas a finos es colocado en forma paralela al material 2 en capas de igual grosor. El proceso de tendido es idéntico al que se utilizaba para el material 2 con la motoconformadora.



Figura 3.15 Material 3B cribado colocado en montículos (izquierda) y motoconformadora esparciendo el material (derecha).

Los camiones articulados dejan el material 3B cribado en montículos cercanos que son esparcidos con motoconformadora y después compactados con 6 pasadas del rodillo liso vibratorio, de igual forma a como se compacta el material 3B. Se han hecho pruebas de laboratorio para comprobar que la granulometría del material 3B cribado se encuentre dentro de los límites marcados por la especificación y calas volumétricas para verificar que el peso volumétrico húmedo y la relación de vacíos se cumplan con los valores establecidos para el material 3B.

Este nuevo proceso permite eliminar el tiempo perdido en la colocación y afinación del respaldo. Debido a que el espacio entre laderas se va ensanchando a medida que se gana altura, las capas del material 2 son cada vez más largas, de igual forma las capas para tender respaldo convencional del material 3B, de tal forma que con el proceso convencional de construcción del respaldo se perdían de 3 a 4 días en el avance en la colocación del material 2. La introducción del material 3B cribado permite seguir colocando ininterrumpidamente material 2, al tiempo de que se crea un espacio más abierto para las maniobras (con el respaldo convencional había la necesidad de abrir rampas de acceso y el espacio de maniobras se limitaba a los 6 [m] de ancho de capa del material 2).



Figura 3.16 Material 3B cribado colocado, antes de ser compactado.

En la fotografía puede apreciarse el espacio abierto que facilita enormemente las maniobras de colocación del material 2. Al fondo de la imagen se aprecian los articulados formados esperando su turno de descargar el material 2 en la esparcidora sobre orugas.

Utilización de bandas transportadoras y camiones volteo para el acarreo del material 3B de la zona de almacenaje a la cortina.

Desde el diseño y la planeación del P.H. El Cajón se propuso el uso de bandas transportadoras conjugadas con camiones volteos de alta capacidad para el acarreo de materiales para la construcción de la cortina de enrocamiento con cara de concreto. Sin embargo la idea no fue concretada sino hasta la construcción del P.H. La Yesca.

El transporte de material mediante cintas transportadoras, data de aproximadamente el año 1795. La mayoría de éstas tempranas instalaciones se realizaban sobre terrenos relativamente planos, así como en cortas distancias.

El primer sistema de cinta transportadora era muy primitivo y consistía en cuero, lana o una cinta de goma viajando sobre una cama de madera plana. Éste tipo de sistema no fue calificado como exitoso, pero provocó incentivar a los ingenieros para considerar los transportadores como un rápido, económico y seguro método para mover grandes volúmenes de material de una locación a otra.

Durante los años 20's, la instalación de la compañía H. C. Frick, demuestra que los transportadores de cinta pueden trabajar sin ningún problema en largas distancias. Ésta instalación se realizó bajo tierra, desde una mina recorriendo casi 8 kilómetros. La cinta transportadora consistía de múltiples pliegues de algodón de pato con cubierta de goma natural, que eran los únicos materiales utilizados en esos tiempos para su fabricación.

Durante la Segunda Guerra Mundial, los componentes naturales de los transportadores se volvieron muy escasos, permitiendo que la industria de goma se volcara a crear materiales sintéticos que reemplazaran a los naturales. La ventaja básica de los transportadores de cinta sobre otros tipos de transporte (como lo son camiones, trenes, transporte aéreo, etc.) es su variada aplicabilidad a los diferentes requerimientos de la industria. Diferentes estudios indican que hoy, los transportadores de cinta se han convertido en el primer método utilizado para el transporte de material.

Las cintas transportadoras no tienen competencia en cuanto a la capacidad de transporte. A una velocidad de 5 m/s y un ancho de cinta de 1600 mm, la cinta puede descargar más de 100 toneladas de material por minuto.

Para el P. H. La Yesca, se ha planificado una red de caminos de construcción que permiten el transporte de los materiales en volteos pesados fuera de carretera y/o de carretera, desde las diferentes fuentes de suministro como son las excavaciones de las estructuras ubicadas en ambos márgenes o desde los bancos de almacenamiento. Adicional a esto se ha implementado un

sistema de transporte mediante bandas estáticas (ilustrado en el plano de la figura 3.17) que permiten disminuir la distancia y los tiempos de transporte en volteos, mejorando enormemente la eficiencia de la colocación de material en el cuerpo de la cortina. Lo que se traduce en ahorros económicos importantes en la construcción de la obra de contención.

Para el transporte del material 3B proveniente de los bancos ubicados aguas arriba de la cortina, se tiene planificado que el acarreo se realice con volteos pesados fuera de carretera de 50'ton de capacidad, que lo transportan desde la zona de extracción hasta la zona del banco BD-1MD, en donde se descarga sobre una tolva de recepción en la que se separa por medio de un Alimentador Vibratorio Grizzly 1,68 x 9,14 m (66" x 30") la parte de la granulometría que no es necesaria reducirla de tamaño, esta porción de material cae directamente sobre una banda de 1,52 x 30,48 m (60" x 100") Y los tamaños mayores pasan a las muelas de la trituradora primaria 96,5 x 147,3 cm (38"x 58"), en donde son reducidos a tamaños aceptables para su colocación en la cortina, este material se descarga sobre la misma banda en la salida de las muelas del primario y ambos productos son llevados a la zona de recepción o al almacén por medio de un transportador de banda de 1,22 x 24,38 m (48" x 80") con movimiento hacia arriba o abajo y en forma lateral, el cual descarga en una tolva con capacidad de 200 toneladas, desde la cual por medio de compuertas tipo almeja accionadas hidráulicamente, se descarga sobre camiones para llevar el material a la zona de almacenamiento y para su envío a la cortina se hace a través del sistema de banda transportadora de 122 cm (48"). Cuando en forma visual se determine por parte del personal del Contratista, que el material aluvial no requiere ser procesado debido a que la granulometría en forma natural cumple con los requerimientos de la cortina, se informará para el envío directo sin pasar por el equipo de trituración a las zonas de almacenamiento o la cortina. Así como cuando se presente una incidencia mecánica con la banda transportadora se enviará el material en los volteos pesados de 50 T de capacidad de carga o similar hasta la zona de colocación en la cortina.

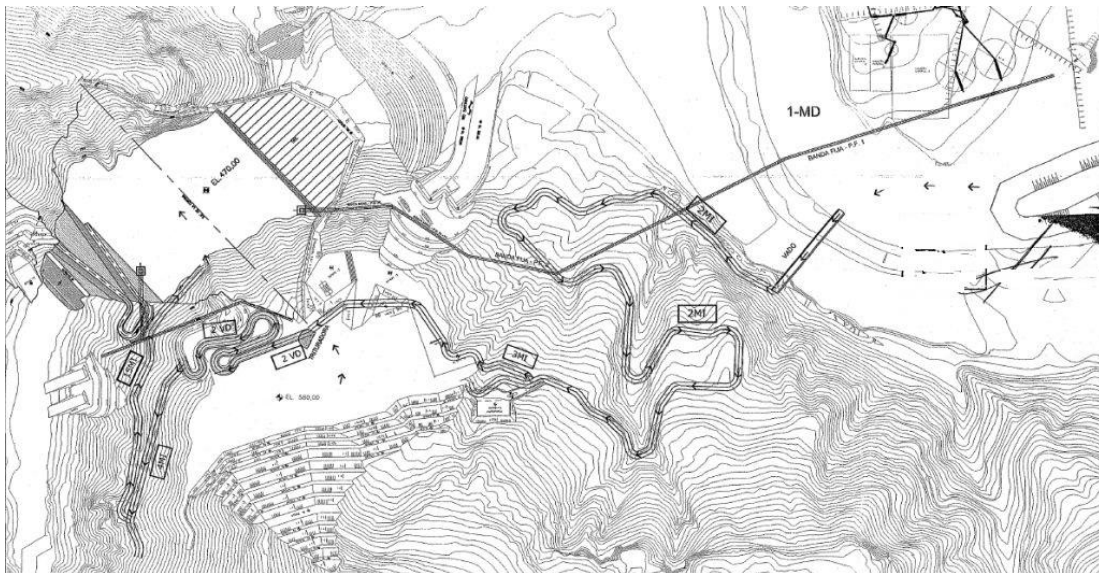


Figura 3.17 Plano en el que se muestra la ubicación de la banda transportadora de margen derecha desde la zona de almacenamiento del material 3B hasta la cortina

Las excavaciones de las estructuras son la principal fuente de suministro para los enrocamientos, para ello se dispondrá de personal del área de calidad que selecciona el material que se destinara a la cortina conjuntamente con el personal que asigne la Comisión. Este material aprobado se envía a un equipo primario 118 x 122 cm (44" x 48") por el que se procesa el material de enrocamiento, obteniendo un solo material con tamaños máximos de 50 cm. Esta acción permite que el material producto de la trituración cumpla con los requisitos granulométricos para las zonas de T y 3C principalmente, agilizando la colocación en la cortina por tratarse de un solo material. Ya procesado el material para los enrocados, se incorpora al sistema de banda transportadora instalado a cielo abierto en la margen izquierda para el acarreo de los materiales de la zona de excavación hacia la cortina en donde se recibe el material en una tolva con capacidad de 1000 toneladas que descarga sobre los volteos pesados que acarrean el material al sitio de colocación. En el caso de que se presente alguna incidencia mecánica en el sistema de banda, el material se enviará a la cortina en los volteos pesados de 50 toneladas de capacidad de carga. La obtención del material 4 será producto de las voladuras y de los bloques de roca mayores a un metro que no pueden ser recibidos en el triturador. La siguiente figura muestra un esquema del equipo de trituración utilizado en la construcción de la obra de contención del P.H. La Yesca.

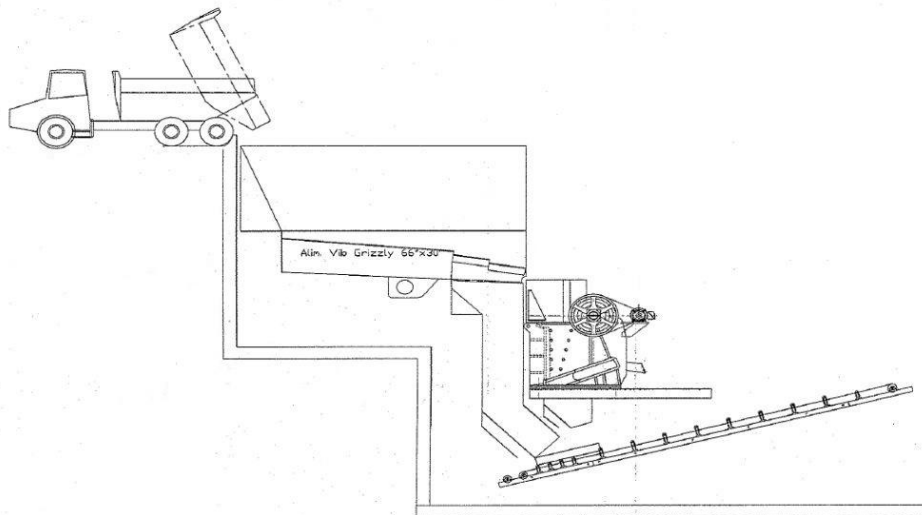


Figura 3.18 Equipo de trituración utilizado en el procesamiento del aluvi6n y del enrocamiento en el P.H. La Yesca

III.2 Cambio en los sistemas de sellos

La extensi6n de la cara de concreto aguas arriba de la cortina es demasiado amplia y si se realizara monol6ticamente tendr6a diversos problemas, tanto por las caracter6sticas mismas del concreto como por los movimientos que sufrir6a por la deformaci6n del cuerpo de la cortina lo que implica un riesgo por el agua que se filtrar6a a trav6s de las cuarteaduras de la losa, por lo que es necesaria realizarla en secciones y unir las mediante juntas. Estas deben tener un dise1o que evite que el agua se infiltre en las uniones de las secciones considerando que las losas tendr6n movimientos debido al asentamiento del cuerpo de la cortina, por lo que las juntas podr6n ser de compresi6n en el centro y de tensi6n en los extremos de la cara de concreto.

En la década de los 70's con la construcción de la presa de Foz do Areia surgió una nueva forma de realizar los sellos mediante el concepto de doble defensa que consiste en un sello de cobre en la parte inferior y un sello superior cubierto con arena limosa.

Este mismo concepto fue adoptado en Aguamilpa pero con varias mejoras con lo que se conformó un sistema de triple sellado colocado en las juntas perimetrales y de tensión. Para ese tiempo eran muy pocos los estudios de comportamiento que se tenían de este nuevo sistema de sello, por lo que para la construcción de la presa más alta del mundo en su tiempo se realizaron diversas pruebas para comprobar su desempeño. Para los sellos de PVC y de cobre se idearon equipos capaces de reproducir los movimientos registrados hasta ese momento en la Presa de Foz do Areia con el fin de recrear las condiciones a las que serán sometidos los materiales en una obra similar. Los estudios consistieron en realizar pruebas con diferentes espesores de los materiales para poder conocer cuáles serían sus deformaciones y hasta qué punto podrían resistir los movimientos esperados en la losa, así como a las presiones a las que serán sometidos en el embalse. Por otro lado también se probó con diferentes materiales granulares para poder determinar cuál era el más apto para funcionar como un sello impermeable. Se revisaron materiales como arena limosa fina y ceniza volante con diferentes materiales como filtros, colocándolos a diferentes presiones con lo que se pudo obtener los coeficientes de permeabilidad y su cohesión.

De los resultados en las pruebas realizadas por Comisión Federal de Electricidad se encontró que el sello de cobre de 1 mm de espesor y el de 12 mm de espesor para el sello de PVC fueron los materiales aptos para su colocación en las juntas de la presa de Aguamilpa como consecuencia de su resistencia y deformabilidad para absorber los movimientos más grandes esperados. Por su parte la ceniza volante puede reducir de forma considerable las filtraciones que puedan existir en la junta en caso de que exista una ruptura de los sellos de cobre o de PVC, es por ello que se decidió utilizarse en lugar del mastique que había sido utilizado en la construcción de presas en los pasados 15 años.

El sistema de triple sellado consta de un sello de cobre inferior apoyado sobre una banda de PVC, el sello de PVC ubicado en el centro del espesor de la losa de concreto y el contenedor de ceniza volante perforado que sustituyó el tradicional mastique que se colocaba en otras presas.

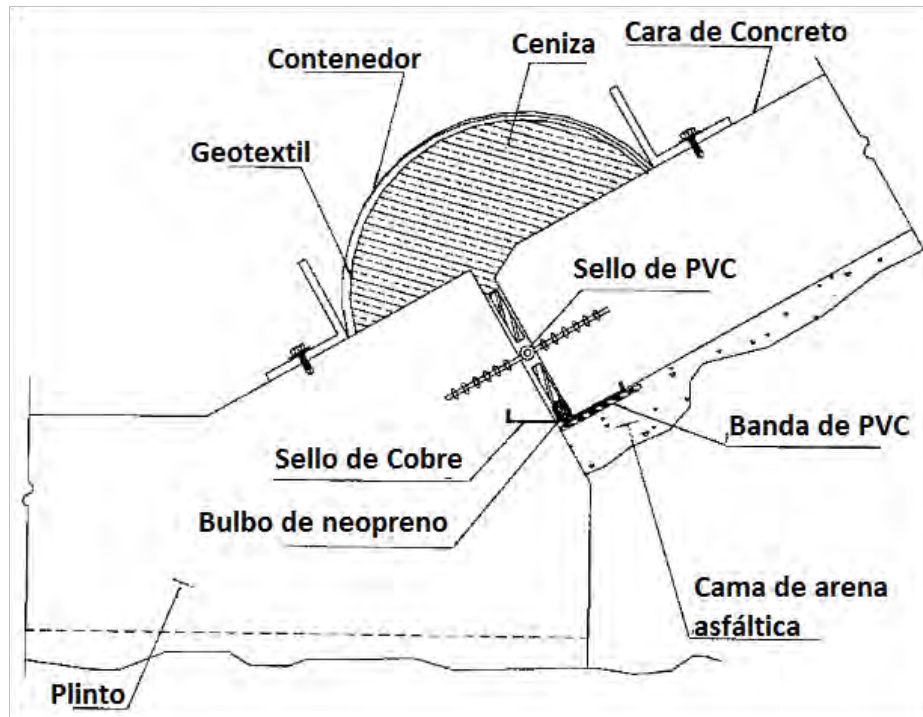


Figura 3.19 Junta Perimetral de la C.H. Aguamilpa

Para la C.H. El Cajón se tomó como base el modelo planteado para Aguamilpa y se le hicieron pequeñas adecuaciones en la junta de tensión y perimetral. Para la junta en este proyecto se dejó intacta la parte inferior, dejando la cama de arena asfáltica, la banda de PVC y en el sello de cobre inferior se tuvo la modificación del tamaño del bulbo cuya función es la de absorber el movimiento, siendo capaz de absorber desplazamientos entre las losas de hasta 11 cm. También se realizó la modificación de perforar los aleros del sello para mejorar la adherencia para que al estar sometido el sello de cobre a tensión no se desprenda del concreto fácilmente.

La parte que sufrió los cambios más significativos fue la sección intermedia en donde se dejó de usar el sello de PVC para cambiarlo por otro sello de cobre, siendo la razón fundamental para este cambio los problemas en la colocación del concreto en la parte inferior, ya que no se podía evitar que en ciertas partes inferiores existieran huecos de diferentes dimensiones por problemas de vibrado y por la posición incómoda del sello entre plinto – losa y losa – losa. El nuevo sello de cobre se ubicó en la parte superior de la losa de concreto con las mismas características del sello inferior a excepción de los aleros, lo cual significa que la colocación del segundo sello de cobre en la parte superior de las losas simplifica su instalación, realizándose después del colado y no requiriéndose ninguna protección especial durante esa etapa de la construcción. El sello de cobre fue fijado mediante un material adherente y por anclajes dejando preparaciones de barrenos en los patines desde su formación. Para el caso de la junta perimetral y la de compresión se dejó el espacio para colocar madera entre ambos sellos de cobre con la finalidad de que absorba los movimientos que presentan entre las losas y evitar así el contacto de las losas.

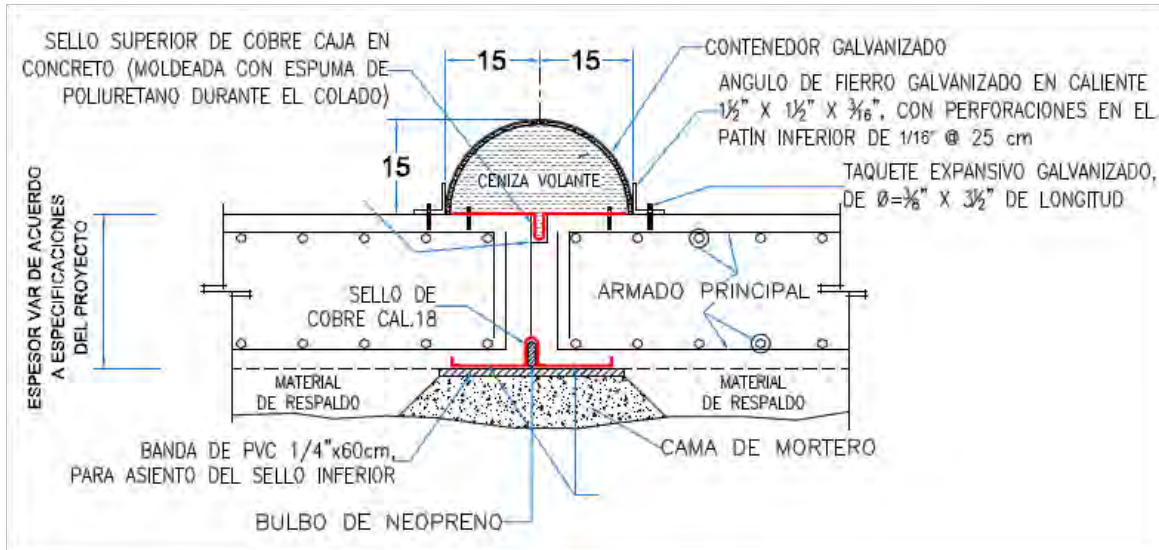


Figura 2.26 op. Cit. (Capítulo II, página 56) Junta de tensión de la C.H. El Cajón.

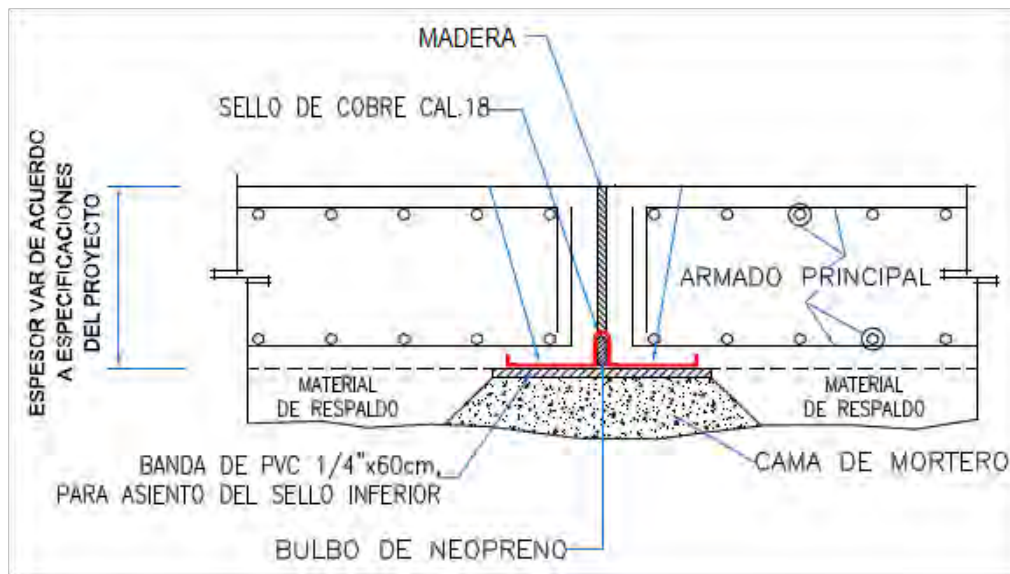


Figura 3.20 Junta de compresión de la C.H. El Cajón.

También existen juntas verticales de compresión en el que se suprime el uso de la madera, pero únicamente se realiza en 8 juntas verticales localizadas en el centro de la cortina.

En el P.H. La Yesca se usó el mismo sistema de juntas con muy pocas modificaciones y en algunos casos son casi imperceptibles. En las juntas de tensión y perimetrales las variaciones van desde cambios en los elementos de empotramiento del contenedor de ceniza, como el uso de un buje tipo T, se quitó la doble capa de banda adherente y se disminuyó el calibre del contenedor interior de ceniza de 24 a 20. En las juntas de compresión se cambió la madera de encino por hule EPDM dureza 60 – 65 Shore A de 1.9 cm de espesor, como se muestra en la figura 3.22

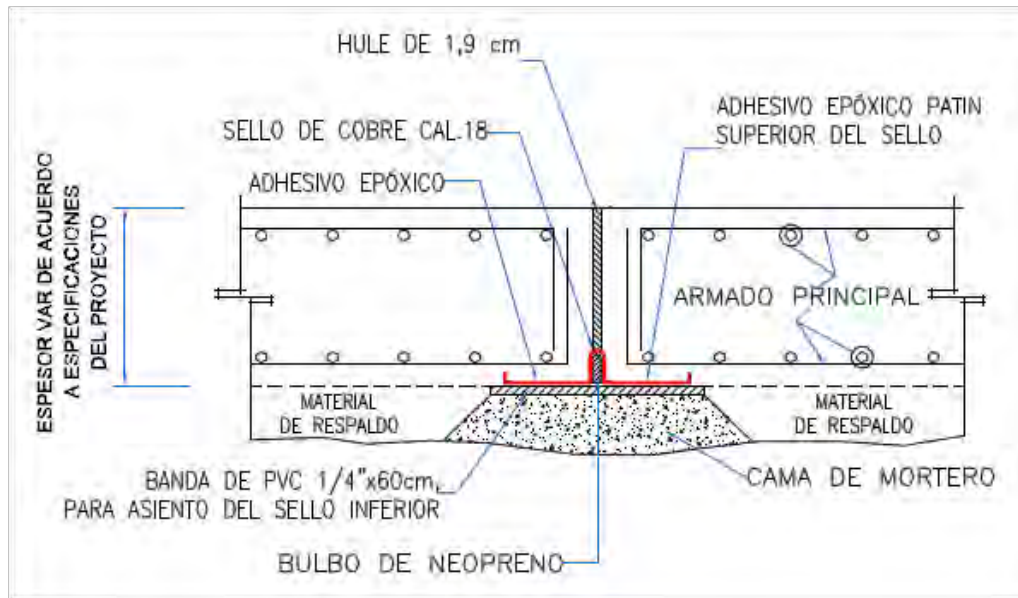


Figura 2.27 op. Cit. (Capítulo II, página 57) Junta de compresión del P.H. La Yesca.

El motivo que orilló al cambio de material en la junta de compresión es que se observó que la madera prácticamente no absorbe esfuerzos, si no que los transmite haciendo rígida a la junta. Por esta razón se han dado casos en Brasil en donde se han presentado problemas de penetración o cierre entre losas en la zona de compresión que causaron daños en la cara de concreto, por lo que la práctica actual es usar hule en lugar de madera buscando obtener mayor capacidad de absorción de movimientos de cierre o penetración de las losas.

De los estudios realizados por la Gerencia de estudios de Ingeniería Civil (GEIC) de la Comisión Federal de Electricidad se encontró que el hule EPDM dureza 60/65 es el material adecuado para utilizar en este proyecto porque tiene la capacidad de absorber las deformaciones a las que fue sometida en el modelo, aceptando como límite, esfuerzos cuatro veces mayores a los que fue sometido en el estudio. La separación entre las juntas de compresión estará regida por el espesor del hule, que en este caso será de 19 mm, dimensión que representa la máxima amplitud de movimientos de cierre antes de que las losas tengan contacto entre sí. En el estudio se observó que para el esfuerzo máximo definido en el modelado se tuvo una deformación de 5 mm, que representa el 26% del espesor del hule y para un esfuerzo 30% mayor se obtuvo una deformación de 6.5 mm.

Con el hule EPDM dureza 60/65 se favorece el movimiento de las juntas y evitan el contacto entre estas, teniendo además la propiedad de recuperar su forma original después de haber sido expuesto a las cargas, lo que es indicativo de la elasticidad del material que es requerido para este proyecto.

III.3 Cambio en el eje de la cortina

El proyecto Hidroeléctrico La Yesca se encuentra en una zona donde las condiciones no resultaron ser las adecuadas debido a que durante el proceso de construcción se descubrió que existen diversas fallas que podían poner en riesgo la seguridad de la obra. En ambos márgenes se hallaron fallas geológicas, siendo la de la margen izquierda la más importante por los diversos retos que impuso para la construcción de las obras de desvío, cortina y vertedor. Esta falla se le denominó Falla Colapso.

En la margen izquierda tuvo que ser modificada la obra de desvío a consecuencia de la mala calidad de la roca encontrada a lo largo de las tareas realizadas de excavación, así como que la falla colapso, compuesta por una capa extremadamente delgada de arcilla, cruza uno de los túneles afectando el revestimiento, por lo que se tomó la decisión de incrementar el espesor del recubrimiento de concreto en esta zona. La falla además generó que sobre de ella existiera una sección de suelo inestable de más de un millón y medio de metros cúbicos por lo que fue necesario la construcción de un monolito de concreto en el portal de entrada, prolongando los túneles de desvío en la sección de aguas arriba con la finalidad de darle estabilidad a la masa de roca que se encuentra por encima, además se realizó un descopete en la parte superior de la ladera para quitarle peso y detener el movimiento de la masa inestable del cerro.



Figura 3.21 Monolito y túnel falso en el portal de entrada de los túneles de desvío.

En el proyecto original se tenía contemplado que la ataguía aguas arriba se encontrara incorporada al cuerpo de la cortina, pero como consecuencia de los trabajos realizados para el manejo de la falla se tuvo que separar, lo que derivó en una ataguía de 36 m de altura, siendo mayor que la ataguía originalmente concebida como medida de seguridad y para mantener la capacidad de operación de los túneles.

En marzo del 2009 se desvió por completo el río, actualmente se encuentra operando satisfactoriamente como se puede observar en la figura .



Figura 3.22 Portal de entrada de desvío y ataguía aguas arriba.

En el caso de la obra de contención se tuvo el problema que la cimentación del plinto de la margen izquierda coincidía parcialmente con la falla, por lo cual se hicieron varios estudios y la recomendación que se realizó fue la de girar el eje de la cortina 14° hacia aguas abajo y con esto el desplante del plinto se realizaría en terreno firme, como se observa en la figura 3.25.



Figura 3.23 Reubicación del eje de la cortina.

En lo que respecta a las obras de generación, ubicadas en la otra margen, también se presentaron problemas a consecuencia de fallas geológicas y roca de mala calidad. Fue necesario modificar el proyecto original en el caso del túnel de desfogue y el túnel de acceso a casa de máquinas, proporcionando mayor seguridad en la estabilidad en el inicio de las excavaciones. Para el caso del túnel de desfogue se construyó un túnel ventana que permitió hacer la excavación subterránea en tanto se definía el proyecto y se daban las condiciones para establecer el portal definitivo. Dentro de la casa de máquinas se tuvo que modificar la ubicación de la playa de montaje debido a una confluencia de fallas geológicas, por lo que se movió al tímpano opuesto.

En la obra de toma se recorrió 10 m el talud frontal hacia el interior del macizo, a consecuencia de la mala calidad de la roca en la excavación a cielo abierto. En el área de subestación se encontró con el mismo problema de la calidad de la roca aunado con la presencia de fallas geológicas lo que provocó que se modificara el proyecto con abatimientos y crecimientos de los taludes y bermas.

La zona del vertedor presentó problemas con la geología, lo que originó que se modificara el proyecto original, incluyendo la cantidad de material que se iba aprovechar para su colocación en el enrocamiento de la cortina. Las pruebas de control de calidad indicaron que el material que se excavaría en esa zona es de mala calidad, siendo un bajo porcentaje el material aprovechable, por lo que se tuvo que recurrir a otros bancos de material para su explotación.

IV. ESTABILIDAD DEL ENROCAMIENTO

El presente capítulo pretende explicar la mecánica de rocas que rige el comportamiento del macizo rocoso que conforma el cuerpo principal de una cortina de ECC, con el objetivo de garantizar la seguridad de la presa frente a filtraciones y asentamientos, ya sean provocados por peso propio o por movimientos sísmicos. De la misma manera se explicará el método utilizado para obtener los factores de seguridad de la estabilidad de la presa. Se revisará el comportamiento esperado de la cortina de enrocamiento del P.H. La Yesca y se comparará con algunos casos de proyectos similares en el mundo. Con el fin de demostrar que la cortina del P.H. La Yesca cumple con los más altos niveles de exigencia de seguridad y estabilidad establecidos para presas de enrocamiento con cara de concreto en el mundo.

IV.1 Mecánica del Enrocamiento

Entender el comportamiento del cuerpo de la cortina es fundamental para poder determinar si ésta es segura o no, por ello de la importancia que tiene el análisis de la mecánica del enrocamiento. En el caso de las presas de enrocamiento con cara de concreto, el enrocamiento es la encargada de proporcionar la estabilidad, así como del control de las filtraciones del agua cuando la cara de concreto haya tenido alguna fisura. Según Maranha das Neves (2002) se debe de considerar al material del enrocamiento según su propia mecánica y no como una extensión de la mecánica de suelo, como lo es la grava y la arena. Un fenómeno muy importante es el que se da en el contacto de las partículas cuando son sometidas a esfuerzos, en donde no solo existe un cambio de volumen, sino también existe un cambio de la materia debido al aplastamiento y fracturamiento. Este fenómeno se puede observar durante la compactación del enrocamiento.

Hoy en día se sabe que la compactación del enrocamiento juega un importante papel en los asentamientos a largo plazo. Debido al acomodo de las partículas con el paso del tiempo, se conoce que la cortina siempre tendrá deformaciones, pero estas tendrán a ir disminuyendo con el paso del tiempo y la magnitud estará determinada por la graduación de los materiales y su grado de compactación. Anteriormente en el proceso de la compactación se creía que para que existiera un mejor contacto entre los bloques era necesario el uso del agua para remover los finos. Para determinar que tan cierto era esto, Karl Terzaghi realizó algunas pruebas de donde se puede concluir que el agua no tiene un efecto de lubricación, pero sin embargo debilita la roca y hace que se fracture, lo que conlleva a un mejor acomodo de las partículas.

Por otro lado, el estudio de las propiedades geomecánicas del enrocamiento resulta ser otra propiedad importante que debido a la influencia de diversos factores que intervienen es complejo poder emitir alguna “regla” para incrementar la resistencia o reducir la compresibilidad del enrocamiento. Actualmente se sabe que un enrocamiento bien graduado es una estructura mucho más densa, lo que significa que será menos deformable y por lo tanto, menos propenso a sufrir fracturamiento interno. También se ha podido determinar la fuerza cortante que actúa sobre el enrocamiento mediante la ecuación:

$$\tau = A(\sigma_n)^b \quad (1)$$

en donde $A = tg\varphi$ y b es el cambio de φ con respecto a σ_n , siendo σ_n el esfuerzo normal. El ángulo de fricción interna puede ser calculado como:

$$\varphi = \varphi_0 - \Delta\varphi \log(\sigma/Pa) \quad (2)$$

En donde:

φ - ángulo de fricción.

φ_0 - ángulo de fricción para Pa.

$\Delta\varphi$ - variación de φ para cada material.

σ - presión de confinamiento.

Pa – presión atmosférica tomada como referencia.

Bayardo Materón obtuvo con base algunos casos de presas 4 valores promedio de fuerza cortante para los enrocamientos, siendo estos:

Parámetros Medios de Resistencia				
Enrocamiento	A (kg/cm ²)	b	φ 1	φ 2
Basalto	1.58	0.80	57.6	54.0
Grauvaca y argilito	1.41	0.87	54.6	52.2
Granito-Gneiss	1.15	0.80	47.7	45.1
Grava	1.05	0.85	46.3	43.4

φ 1 – Ángulo de fricción para $\sigma = 1 \text{ kg/cm}^2$

φ 2 – Ángulo de fricción para $\sigma = 2 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 4.1 Envoltentes de resistencia

Para la obtención del peso volumétrico del material de la cortina, se usarán los datos obtenidos de las calas volumétricas realizadas en la cortina a la fecha del 8 de Noviembre del 2010, teniendo lo siguiente:

Tipo de material	Volumen colocado (m3)	Peso volumétrico seco promedio (kN/m3)	Relación de vacíos promedio (e)
2	115,572	22.63	0.16
3B	2,137,581	22.15	0.18
T	2,508,267	20.28	0.27
3C	2,596,976	19.95	0.29

Tabla 4.2 Resultado de Calas volumétricas en cortina

Realizando un promedio ponderado con los volúmenes colocados, se obtienen los siguientes datos:

$$\gamma_s = 2.115 \text{ t/m}^3$$

$$e = 0.25$$

Para obtener los esfuerzos actuantes se considerarán 3 puntos de análisis:

- Para $H_1 = \frac{1}{3}H_{presa} = \frac{1}{3}(200) = 66.66 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \gamma_s H_1 = 2.115 \times 66.66 = 141 \text{ t/m}^2$$

- Para $H_2 = \frac{2}{3}H_{presa} = \frac{2}{3}(200) = 133.33 \text{ m}$

$$\sigma_2 = \gamma_s H_2 = 2.115 \times 133.33 = 282 \text{ t/m}^2$$

- Para $H_3 = H_{presa} = (200) = 200 \text{ m}$

$$\sigma_3 = \gamma_s H_3 = 2.115 \times 200 = 423 \text{ t/m}^2$$

Para el análisis del esfuerzo cortante, se usarán los valores de los coeficientes A y b publicados por B. Materón para un ángulo de fricción de 55° , el cual resulta razonable para un enrocamiento compactado como el caso de La Yesca, por lo tanto:

- Para el caso de 66.66 m.

$$\tau_1 = 1.41(14.1)^{0.87} = 14.094 \text{ kg/cm}^2$$

- Para el caso de 133.33 m.

$$\tau_2 = 1.41(28.2)^{0.87} = 25.76 \text{ kg/cm}^2$$

- Para el caso de 200 m.

$$\tau_3 = 1.41(42.3)^{0.87} = 36.655 \text{ kg/cm}^2$$

Compresibilidad

La deformabilidad del enrocamiento compactado es influenciada por dos factores antes mencionados, el fracturamiento y el aplastamiento de los bloques de roca. Para crear una estructura con un esqueleto de partículas sólidas en donde los bloques estén en contacto unos con otros se logra permitiendo que los vacíos sean rellenos por partículas de menos tamaño, que en algunos casos posiblemente permanecerán sin ser sometidas a esfuerzos. Para lograr esta

condición Marsal ha propuesto una nueva proporción de vacíos, a la cual le llamó Relación Estructural de Vacíos y determinó la siguiente ecuación:

$$e_s = (e + i)/(1 - i) \quad (3)$$

En donde:

e - Relación de vacíos convencional ($\frac{V_v}{V_s}$).

i - $\Delta V_s/V_s$, en donde ΔV_s es el volumen de partículas sueltas, siendo i el porcentaje de partículas sueltas con relación con el volumen total de partículas sólidas.

Desde hace varios años se han realizado pruebas de compactación en campo relacionado con el espesor de capa, número de pasadas y tipo de vibrador a emplear. Como resultado de estas pruebas se ha llegado a la conclusión que la compactación en la capa disminuye a medida que el espesor aumenta. Se debe de tomar en cuenta que entre más delgada sea la capa, los materiales deben de tener menor tamaño, teniendo como consecuencia que los puntos de contacto serán más amplios generando una estructura más densa. Para cuestiones prácticas y económicas en las presas de ECC se ha encontrado que de 4 a 6 pasadas de rodillo vibratorio de 10 ton en capas con espesor de entre 0.8 m y 1 m en zona 3B y de 1.6 m a 2.0 m en zona 3C los resultados obtenidos han sido satisfactorios, sin embargo, la tendencia actual en la zona 3C es limitar el espesor de la capa a 1.2m en presas grandes.

R.J. Marsal sugirió que el contacto que existe entre las partículas está sujeto a fuerzas intergranulares, siendo normales los esfuerzos actuantes sobre ellos. Cuando las fuerzas de contacto exceden la resistencia de la partícula, esta se fractura y se forma una nueva estructura en el cuerpo del enrocamiento, siendo las partículas de mayor diámetro las más propensas a fracturarse. Maranhã das Neves mencionó que el fracturamiento de los fragmentos de roca da lugar a partículas más resistentes que las originales de las cuales provienen. El enrocamiento compactado tiene una apreciable rigidez debido a la presión a la que son sometidas las partículas. Esto provoca no solo el aplastamiento de los puntos de contacto, sino que permite el fracturamiento de las partículas, reduciendo la relación de vacíos.

Colapso

Un fenómeno que puede afectar la integridad de la presa es el colapso, la cual consiste en la ruptura de una estructura estable debido a la presencia de agua. Comúnmente ocurre como resultado del aplastamiento de las orillas de la roca que pierden resistencia debido a que están húmedas. En mecánica de suelos se asume que el colapso ocurre debido a la destrucción de la presión de poro negativo. En el enrocamiento es debido al fracturamiento de la roca o al aplastamiento de las orillas de los bloques. Estudios realizados sugieren que el colapso ocurre independientemente de que el enrocamiento esté sumergido. Si el agua alcanza los puntos de contacto es suficiente para reducir la resistencia y producir el colapso, lo que significa que el agua

de lluvia puede ser suficiente para provocar un colapso dentro del enrocamiento sin la necesidad de que éste se encuentre saturado.

Fluencia

La fluencia del enrocamiento que consiste en el acomodo progresivo de los bloques, ya sea debido al aplastamiento de los bordes o al fracturamiento del bloque, lo que cambiaría la distribución de tamaño de partícula original y la estructura del enrocamiento con el tiempo. De acuerdo con Maranha das Neves el comportamiento deformación-tiempo muestra 3 etapas. La primera etapa corresponde a una relación deformación-tiempo no lineal, en donde la velocidad de deformación disminuye con el tiempo. Principalmente se considera como una deformación volumétrica, lo que incrementaría la rigidez. Cuando la velocidad de deformación se vuelve constante se llega a la segunda etapa, en donde ocurre simultáneamente la deformación volumétrica y la distorsional, siendo la última la dominante. Por último, la tercera etapa únicamente ocurrirá si el esfuerzo desviador fuese mucho mayor que el que resiste la masa del enrocamiento, generando velocidades de deformación mayores e incluso pudiendo generar un proceso de falla importante. La etapa que es de interés a las presas de ECC es la segunda debido a que ocurrirá independientemente de todas las acciones que se tomen durante la construcción como es la humectación del material, la reducción del espesor de las capas o el incremento en el número de pasadas del vibrador. Una propiedad del enrocamiento es que con el tiempo se irá creando una estructura estable.

IV.2 Estabilidad Estática

Hoy en día existen un sinnúmero de presas en el mundo, sin embargo la tendencia de estos últimos años se ha concentrado en las presas de ECC, las cuales han demostrado ser estructuras estables, seguras y confiables. Estas presas suelen ser hasta de 200 m de altura, por lo que resulta sorprendente que no se tengan referencias de análisis de estabilidad, considerando que es de gran importancia para su diseño.

Cooke y Sherard hicieron la siguiente mención: "...los enrocamientos no pueden fallar a lo largo del un plano o superficies circulares, ya sea lanzado o compactado, si los taludes externos son 1.3(H):1.0(V) o 1.4(H):1.0(V) siendo los taludes usuales en las presas de ECC, porque el ángulo de fricción del enrocamiento es por lo menos 45°, lo que es una garantía de estabilidad. Los enrocamientos son materiales de gran resistencia al cortante y se encuentran secos, lo que significa que no tienen agua en los vacíos que genere presión de poro como es el caso de suelos compactados. Si la cimentación es en roca, no hay riesgo de falla a través de ésta."

En caso de que existiera riesgo, la falla ocurriría en superficies paralelas al talud o en profundas superficies circulares a lo largo del enrocamiento.

Al momento del llenado del embalse de las presas de ECC, el agua produce esfuerzos sobre la cara de aguas arriba de la cortina, con lo que se obtiene una mejor estabilidad del cuerpo, por lo que será siempre más estable que la cara de aguas abajo.

Para calcular el factor de seguridad de un plano paralelo deslizante del talud se usa la siguiente expresión:

$$F.S. = (tg\varphi)(tg\beta) \quad (4)$$

En donde:

φ - es el ángulo de fricción del enrocamiento para esfuerzos normales bajos.

β - la inclinación del talud.

Este factor es independiente de la altura de la presa, pero para las presas que sobrepasan los 50 m de altura, la situación cambia debido a que la superficie crítica de deslizamiento se desarrolla con mayor profundidad dentro de la masa del enrocamiento debido a que la fuerza cortante disminuye a mayores niveles de esfuerzo. Para estos casos se usa los números de estabilidad para la estabilidad de arcos circulares propuesto por Charles y Soares, permitiendo determinar rápidamente el factor de seguridad de la presa. Una vez conocido el valor de b , usada para determinar la fuerza cortante, y el valor de β , inclinación del talud, se puede obtener de la figura el número de estabilidad Γ .

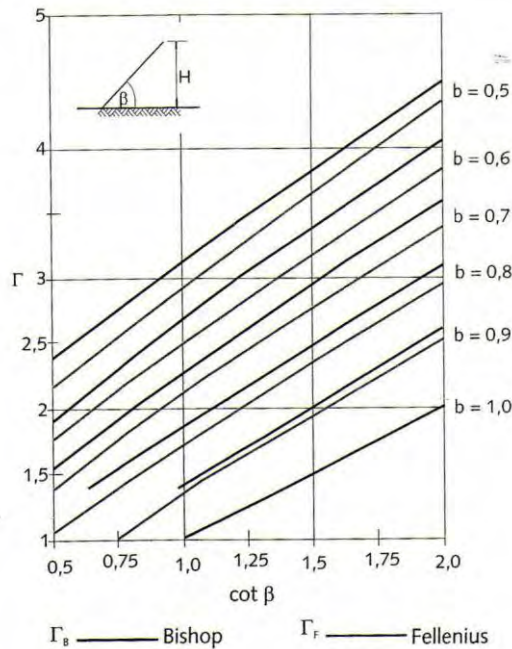


Figura 4.1 Número de estabilidad para análisis circulares

Para obtener el factor de seguridad se usará la ecuación:

$$F.S. = (\Gamma A) / (\gamma H)^{(1-b)} \quad (5)$$

En donde:

A – es el parámetro usado en la ecuación para obtener la fuerza por cortante.

γ - es la densidad.

H – altura de la presa.

Para obtener el factor de seguridad se debe contar con el número de estabilidad proveniente de la fig. usando el talud de la cortina y haciendo referencia al método de Bishop:

Se tiene que el talud de la cara de concreto es 1.4(H):1(V) $\therefore \beta = 35.54^\circ$

$$\cot \beta = 1 / \tan \beta$$

$$\cot \beta = 1 / 0.7143$$

$$\cot \beta = 1.4$$

De la gráfica se obtiene que el número de estabilidad para el resultado obtenido es $\Gamma = 1.95$.

Para este cálculo se considerará el mismo ángulo de fricción que en el cálculo de la fuerza cortante, por lo que se usará el mismo coeficiente $A = 1.41$ y $b = 0.87$.

Por lo tanto, usando la ec. (5):

$$F.S. = \frac{(\Gamma A)}{(\gamma H)^{(1-b)}} = (1.95 \times 1.41) / (2.115 \times 10^{-3} \times 200 \times 10^2)^{(1-0.87)}$$

$$F.S. = 1.69$$

Los valores de factor de seguridad para deslizamiento circular obtenidos por Bayardo Materón a través de los parámetros medios de resistencia expuestos con anterioridad para diferentes alturas, pero con un talud de 1.4(H):1(V) son las siguientes:

Enrocamiento	H = 80 m	H = 150 m	H = 200 m
Basalto	2.15	1.89	1.79
Grauvaca y argilito	1.95	1.8	1.72
Granio-Gneiss	1.52	1.4	1.34
Grava	1.42	1.3	1.24

Tabla 4.3 Valores de F.S. según B. Materón

Tomando en cuenta que las constantes A y b se tomaron del enrocamiento de Grauvaca y argilita por la similitud del ángulo de fricción que se propuso, se puede observar que el F.S. obtenido es cercano al obtenido por B. Materón de 1.72.

Se puede observar que a medida que el peso volumétrico y la altura aumentan, el factor de seguridad disminuye, mientras que si la constante b aumenta, el factor de seguridad también. A medida que se incrementan las presiones ejercidas sobre el cuerpo de la cortina, la fuerza cortante resistente disminuye.

IV.3 Estabilidad en zonas sísmicas.

Las presas de enrocamiento con cara de concreto han demostrado ser resistentes a los efectos dinámicos causados por eventos sísmicos. Debido a que el cuerpo principal del enrocamiento está en la mayoría de los casos seco, las vibraciones producidas por un sismo no desarrollan presiones de poro que pudieran afectar la estabilidad de la estructura de manera catastrófica, como ha llegado a suceder en presas de tierra con corazón de arcilla. Sin embargo, terremotos podrían causar el abudamiento del enrocamiento con deformaciones y desplazamientos del cuerpo principal de la cortina. En el caso de terremotos de gran intensidad, es posible que la cara de concreto sufra fracturas importantes, traduciéndose en un incremento en el flujo del agua hacia la cara de aguas abajo (Cooke 1987).

El 12 de mayo del 2008 ocurrió un terremoto de 7.8 de magnitud en la escala Richter en la provincia de Sichuan en China, uno de los más intensos sismos que ha azotado la región. El epicentro fue apenas a 10 km de profundidad y el evento sísmico tuvo una duración de 1 minuto. De acuerdo con Chengdu, el terremoto afectó muchísimas presas en la zona. Sin embargo la presa Zipingpu de ECC, de 160 m de altura, tuvo un buen comportamiento ante el sismo, a pesar de que aparecieron algunas fracturas en la cara de concreto.

Nuevos criterios han sido adoptados en regiones con actividad sísmica importante, dichos criterios, de acuerdo con la terminología internacional son:

Sismo Máximo Posible (SMP). Es la magnitud más grande de terremoto que es posible esperar en un tiempo ilimitado en la zona sísmica en cuestión.

Sismo Máximo de Diseño (SMD). Es el mayor terremoto que la presa puede soportar, aún sufriendo graves daños en su estructura, los cuáles sin embargo pueden ser reparados.

Sismo Básico de Operación (SBO). Es el terremoto básico que corresponde a una aceleración de terreno que produce daños que pueden ser reparados mientras la presa se mantiene en operación. Tiene aceleraciones menores que los SMDS.

Una vez que estos parámetros son definidos y se aceptan los riesgos para un área determinada, los parámetros geométricos son determinados en pruebas triaxiales y modelos hiperbólicos.

Factor de seguridad sísmico

El factor de seguridad sísmico F.S., puede ser calculado con la ecuación:

$$F.S. = \frac{\tan\varphi}{\tan(\beta + \delta)}$$

Dónde: φ es el ángulo de fricción promedio del enrocamiento; β es el ángulo de inclinación del talud; δ es el $\arctan\alpha$; α es el coeficiente de aceleración sísmica.

El coeficiente de aceleración sísmica está definido por los criterios mencionados antes (TMP, TMD, TBO).

La ecuación de estabilidad es similar al método de Bishop para taludes y explica porque inclinaciones de talud de 1.4(H):1.0(V) en áreas con sismicidad en donde $\alpha \leq 0.3 g$ no fallan, si el enrocamiento tiene un ángulo de fricción interno de aproximadamente 48° , $(\beta + \delta)$ debe ser menor que φ .

En países con baja sismicidad como Brasil, presas de ECC han sido construidas exitosamente con taludes de 1.3(H):1.0(V) y han resultado estables, tal es el caso de la presa Campos Novos (202 m) y Barra Grande (185 m).

En países con una elevada actividad sísmica como México, Argentina, Chile, Colombia, etc; es común aplicar análisis más refinados para el cálculo de la estabilidad sísmica. El primer paso es determinar el estado de esfuerzos en el embalse antes de sismo. Dicho cálculo debe considerar la historia constructiva de la presa en sus fases sucesivas:

- Elevación del enrocamiento debido a la superposición de capas compactas durante la construcción.
- Construcción de la cara de concreto
- Llenado del embalse.

Para la simulación son utilizados diversos programas de cálculo de elemento finito considerando un comportamiento no lineal de esfuerzo-deformación de los materiales expresado por una relación hiperbólica. Son obtenidos los módulos de deformación al final de la construcción, así como los que ocurren durante el primer llenado del embalse. Con estos parámetros es posible obtener los desplazamientos horizontales y los asentamientos verticales que ocurren en las etapas de construcción y de llenado del embalse.

Análisis dinámico

En los lugares en donde las aceleraciones sísmicas son importantes, es necesario realizar un análisis dinámico con el fin de predecir el comportamiento de la presa durante un terremoto.

Durante una sacudida sísmica pueden presentarse condiciones de inestabilidad que pueden aumentar en los intervalos en que las aceleraciones –durante el sismo- excedan el factor de seguridad sísmico. Esto es, que el coeficiente α sea mayor que 0.3 g para el análisis seudoestático.

Estos picos en las aceleraciones sísmicas producen desplazamientos, cuya magnitud depende de la duración del sismo.

La propagación de las ondas sísmicas ocurre a lo largo de todo el emplazamiento de los cimientos de la estructura, esto es debido a que las ondas modifican las propiedades dinámicas de los materiales a lo largo de su trayectoria.

Para cuantificar estos efectos al interior de la estructura son utilizados diversos programas de análisis de elementos finitos. Los parámetros dinámicos involucrados son el módulo de cortante G de la presa, el coeficiente de amortiguamiento D y la densidad γ para cada elemento definido en la malla de elementos finitos. De acuerdo con su posición en la presa, cada elemento del modelo tiene propiedades dinámicas variables e independientes.

Los módulos de cortante y los coeficientes de amortiguamiento son determinados para cada material utilizando programas especiales. A través de procesos interactivos son establecidas correlaciones con el propósito de relacionar deformación con módulo de cortante.

En la presa de Aguamilpa fueron definidas las propiedades dinámicas de los materiales mediante un análisis de elemento finito que consideraba los efectos no lineares en el enrocamiento, cuando es sujeto efectos sísmicos, calculando los módulos de cortante y amortiguamiento, así como los rangos de desplazamientos que ocurrirían en la presa.

Selección del sismo de diseño

El riesgo sísmico de un sitio de proyecto es determinado por un análisis de probabilidades. En primer lugar, son calculadas las probabilidades de que determinadas aceleraciones sean superadas en un tiempo determinado, posteriormente, después de realizar un análisis de la sismicidad histórica en el sitio en donde se planea construir la presa, se establece el sismo de diseño.

Para el sismo de diseño se define: magnitud en escala de Richter, una distancia del epicentro, el periodo fundamental, duración y una aceleración máxima probable. Son utilizadas correlaciones empíricas de diferentes autores para calcular la aceleración sísmica como porcentaje de g (Para periodos de diseño de 50 a 100 años).

Se realiza un análisis suplementario con el fin de trazar el mapeo regional sísmico de la zona de interés utilizando una aproximación probabilística con los registros históricos de sismos ocurridos en la región.

Una vez que el sismo de diseño (SMD) y el sismo máximo posible (SMP) son definidos, el siguiente paso es analizar los efectos de dichos sismos en la estructura de la presa, considerando que el sismo se amplifica por la cercanía con la cresta de la presa.

Estabilidad de taludes

Una vez que las aceleraciones son conocidas, se calculan los factores de seguridad aguas abajo y aguas arriba de la presa. Es común suponer superficies de falla circulares como sugiere la teoría de Bishop y puede hacerse el análisis de la estabilidad mediante este método.

Las superficies de falla circulares de la parte de aguas abajo de la presa son más críticos, debido a que la cara de concreto comprime el talud aguas arriba contra el plinto al presentarse presiones hidrostáticas que contribuyen a la estabilidad después del llenado del embalse.

Cálculo de la estabilidad del talud de la presa de ECC del P.H. La Yesca

Utilizando el método de Bishop-Morgenstern

El factor de seguridad está dado por la siguiente expresión:

$$F.S. = m - nr_u \quad (1)$$

Dónde:

r_u : Es el coeficiente de presión de poro, el cual está dado por:

$$r_u = \frac{u_w}{\gamma H} \quad (2)$$

En el capítulo I, se trató que una de las ventajas de construir presas de enrocamiento con cara de concreto es que no se presenta la presión de poro, por lo que para el caso de estudio:

$$r_u = 0$$

Los coeficientes m y n son obtenidos de la tabla 9.1 en el libro de Fundamentos de Mecánica de Suelos de R. Withlow, pág 395. En la tabla se toma el parámetro:

$$\frac{c'}{\gamma H} = 0 \quad (3)$$

En el caso de estudio el término es cero, debido a que se considera al enrocamiento como un suelo friccionante, por lo tanto se considera la cohesión igual a cero.

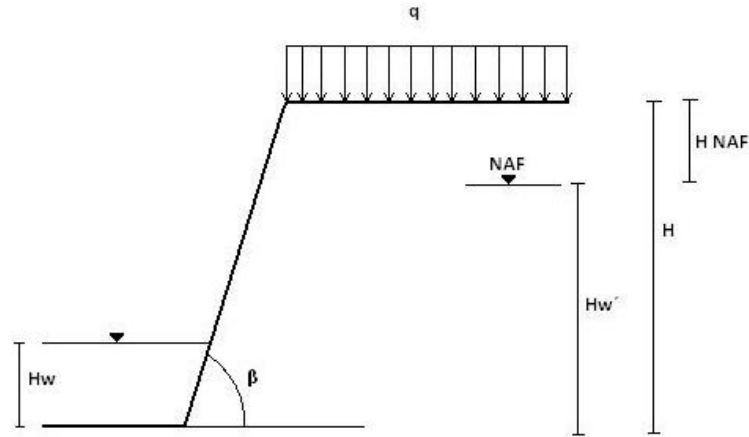


Figura 4.2 Parámetros involucrados en el análisis de la estabilidad del talud

En dónde:

$$H_w = H_w' = 0, \quad q = 0, \quad H = H_{NAF} = 210 \text{ m}, \quad \beta = 35.54^\circ, \quad \cot\beta = 1.4$$

La tabla del libro de Withlow, presenta valores máximos de φ de 40° , sin embargo, es posible observar que de presas similares, el ángulo de fricción interna promedio ronda los 53° . Ya para el análisis de las deformaciones se había supuesto un ángulo de fricción interno de 55° para La Yesca, sin embargo realizaremos el análisis para 40° , considerando se trata de un cálculo conservador de la estabilidad del talud.

El método implica hacer una interpolación entre los términos $c' / \gamma H$ más cercanos, sin embargo, en este caso no es necesario, debido a que coincide para el caso en el que el término es igual a 0.

De la tabla 9.1 del libro de Withlow obtenemos:

$c' / (\gamma H + q)$	0.000
=	

1 : 1	
m	N
0.83	1.67

2 : 1	
M	n
1.67	2.09

Utilizando las ecuaciones de interpolación provenientes de la ecuación de la recta:

$$m = m_1 + \frac{(m_2 - m_1)}{([\cot\beta]_2 - [\cot\beta]_1)} \times ([\cot\beta] - [\cot\beta]_1) \quad (4)$$

$$n = n_1 + \frac{(n_2 - n_1)}{([\cot\beta]_2 - [\cot\beta]_1)} \times ([\cot\beta] - [\cot\beta]_1) \quad (5)$$

Obtenemos los coeficientes m y n para $\cot\beta = 1.4$:

1.40 : 1	
m	n
1.1660	1.8380

Sustituyendo en (1) obtenemos el Factor de seguridad:

$$F.S. = 1.1660 - 1.8380(0) = 1.1660 \approx 1.17$$

Es posible observar que el factor de seguridad determinado con este método es similar al obtenido mediante el ajuste de la Figura 4.2 al factor de seguridad del análisis pseudoestático que resultó ser de 1.15.

Deformaciones permanentes

Los sismos generan deformaciones permanentes en los taludes y en la cresta de las presas de ECC. En la literatura técnica existen varios métodos para estimar estas deformaciones, como el artículo: Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations de Makdisi y de Seed (*Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 104, No. 7, July 1978, pp. 849-867) o bien Estimation of Earthquake-Induced Crest Settlements of Embankments de Raghvendra Singh y Debasis Roy (*American J. of Engineering and Applied Sciences* 2 (3): 515-525, 2009 ISSN 1941-7020).

Romo y Reséndiz presentaron en 1980 una ecuación que permite calcular el asentamiento total de la cresta de la presa L:

$$\frac{L}{H^2} = \frac{1}{(B + b) \times \left[\frac{\delta_{max}^{(u)}}{H} + \frac{\delta_{max}^{(d)}}{H} \right]}$$

En dónde:

H: Es la altura de la presa medida desde el punto más bajo de la losa de concreto.

B: Es el ancho de la base de la presa

b: Es el ancho de cresta de la presa

u: Se refiere a la cara aguas arriba

d: Se refiere a la cara aguas abajo

Los desplazamientos máximos δ_{max}/H , son calculados con la siguiente ecuación:

$$\frac{\delta_{max}}{H} = \frac{1}{4.65 \left[\frac{(F-1)E_i}{\sigma_f} \right]} - \frac{1}{1.34 \left[\frac{(F-1)E_i}{\sigma_f} \right]^2} + \frac{1}{1.16 \left[\frac{(F-1)E_i}{\sigma_f} \right]^3}$$

En dónde:

E_i : Es el módulo de Young inicial

σ_f : Es el esfuerzo desviador

F: Es el factor de seguridad definido en el análisis seudoestático, este deberá ser corregido con la gráfica de la figura 4.1

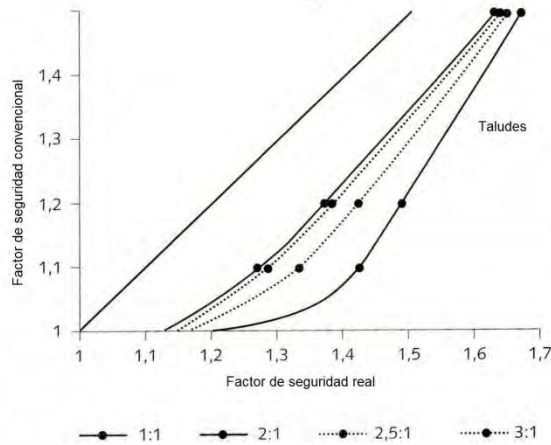


Figura 4.3 Ajuste a los factores de seguridad del análisis seudoestático para el cálculo de deformaciones máximas producidas por el sismo

La figura 4.4 muestra los parámetros involucrados en el cálculo del asentamiento total de la cresta de la presa L. En áreas con alta sismicidad se recomienda adoptar una altura de parapeto segura, considerando la pérdida que puede tenerse después un terremoto importante.

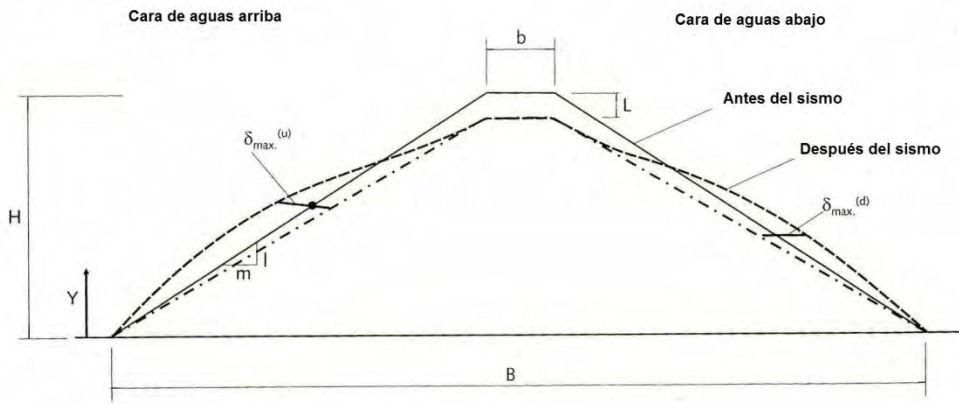


Figura 4.4 Deformaciones previstas con un análisis pseudoestático

Cálculo de las deformaciones esperadas del P.H. La Yesca:

Utilizando la expresión de Romo y Reséndiz:

$$\frac{\delta_{max}}{H} = \frac{1}{4.65 \left[\frac{(F-1)E_i}{\sigma_f} \right]} - \frac{1}{1.34 \left[\frac{(F-1)E_i}{\sigma_f} \right]^2} + \frac{1}{1.16 \left[\frac{(F-1)E_i}{\sigma_f} \right]^3} \quad (1)$$

Iniciamos el cálculo con el factor de seguridad F del análisis pseudoestático utilizando la expresión:

$$F.S. = \frac{\tan \varphi}{\tan (\beta + \delta)} \quad (2)$$

Sin tener a la mano resultados de pruebas triaxiales realizadas a la roca utilizada en el proyecto, se asumirá un valor aproximado retomando los valores estadísticos recopilados por Terzaghi y Peck, en dónde asignan un valor de φ de 50° para gravas con arenas compactas. Por tratarse de enrocamiento compactado, resulta creíble asignar un valor de φ de 55° . Adicional a esto, se recopiló información de pruebas triaxiales a rocas en diferentes proyectos, los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Material	Ángulo de fricción
Basalto, San Francisco	59
Grava/arena, Pinzadarán	57
Conglomerado silicificado, El Infiernillo	57
Pizarra, El Granero	55
Basalto, San Francisco	59
Pizarra, El Granero	54
Basalto	57

Basalto	65
Grauvaca, Bakún	64
Basalto, Marimbondo	62
Basalto alterado, Marimbondo	61
Enrocamiento con 25% de material cementado, Tankang Hp	72
Promedio	60.17
Desviación estándar	5.04
Promedio-Desviación estándar	55.12

Tabla 4.4 Resultados de ensayos de resistencia en enrocamientos

La tabla refuerza la decisión de considerar un valor de 55° para el ángulo de fricción interna del enrocamiento, al no contar con resultados en ensayos en el P.H. La Yesca.

β es el ángulo de inclinación del talud, el proyecto marca que es de 1.4(V):1(H). Por lo tanto:

$$\beta = \arctan\left(\frac{1}{1.4}\right) = 35.54^\circ \quad (3)$$

El término δ es calculado como:

$$\delta = \arctan(\alpha) \quad (4)$$

En dónde α es el coeficiente de aceleración sísmica. Del Manual de Diseño de Obras Civiles de La Comisión Federal de Electricidad, en el tema 1. Criterios de Diseño Capítulo 3. Diseño por Sismo, obtenemos la siguiente figura:

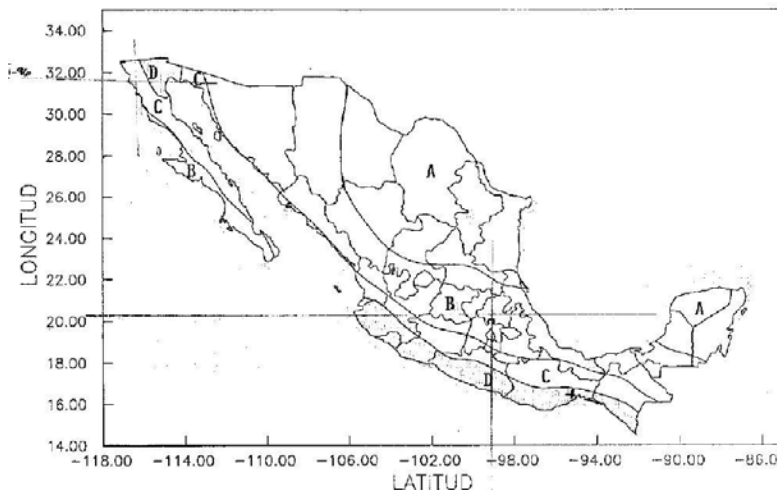


Figura 4.5 Regionalización Sísmica de la República Mexicana, tomado de Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE

La figura 4.5 permite ubicar al proyecto en la región sísmica C. Igualmente, del Manual de Diseño de Obra Civil de CFE obtenemos la siguiente tabla:

Zona Sísmica	Tipo de suelo	Coficiente sísmico
A	I	0.08
	II	0.16
	III	0.20
B	I	0.14
	II	0.30
	III	0.36
C	I	0.36
	II	0.64
	III	0.64
D	I	0.50
	II	0.86
	III	0.86

Tabla 4.5 coeficientes sísmicos según zonificación de la República Mexicana, valores tomados del Manual de Diseño de Obra Civil de CFE

Debido a que el proyecto se encuentra en una zona rocosa bien consolidada, podemos clasificar el suelo como tipo I, obteniendo el valor de $\alpha = 0.36$ de la tabla 4.5 Sustituyendo en (6), el valor del ángulo δ :

$$\delta = \arctan(0.36) = 19.80^\circ$$

Por lo tanto, sustituyendo en la ecuación (3) el Factor de seguridad en el análisis pseudoestático será:

$$F.S. = \frac{\tan(55^\circ)}{\tan(35.54^\circ + 19.80^\circ)} = 0.98 \approx 1$$

Utilizando la gráfica de la figura 4.3, se hace el ajuste para obtener el Factor de Seguridad real. Partiendo de 1 y utilizando un talud 1.4:1, el factor de seguridad real será de 1.15

Para el cálculo del módulo de Young se utilizarán los siguientes valores índice del enrocamiento:

Material	Peso volumétrico $\gamma_m(\text{kN/m}^3)$	Relación de vacíos e	Volúmen (Mm^3)
2	22.63	0.16	0.3615
3B	22.15	0.18	3.5991
T	20.28	0.27	4.0775
3C	19.95	0.29	3.4421
Valores promedio	20.84	0.244	11.4803

Tabla 4.6 Valores índice para el enrocamiento de la cortina del P.H. La Yesca, obtenido de las calas volumétricas realizadas en cortina hasta el 8 de noviembre de 2010 tabla 4.2, volúmenes referidos a los totales por colocar, obtenidos de la tabla 2.5

Los valores promedio fueron calculados mediante un promedio ponderado, considerando el volumen colocado de cada material.

De acuerdo con Tatsuoka (1975) el módulo de rigidez dinámica ($G_{m\acute{a}x}$; para niveles de deformaciones menores a 10^{-5}) para gravas compactas y enrocamientos se puede expresar como:

$$G_{m\acute{a}x} = \frac{7230(2.97 - e)^2}{1 + e} \sigma_c^n \quad (6)$$

En dónde “e” es la relación de vacíos, σ_c el esfuerzo de confinamiento (en kPa) y n una constante que depende del nivel de deformaciones al cual se determina el módulo de deformación y de la granulometría del material, en este caso $n=0.38$.

Para el caso del P.H. La yesca, se considerará un esfuerzo de confinamiento medio al centro de la cortina de:

$$\sigma_c = \frac{H^*}{2} \gamma_m = \left[\frac{200}{2} \right] 2.084 = 208.4 \text{ t/m}^2 \quad (7)$$

*Para fines de cálculo H, se considerará de 200, que es la altura de la presa sin tomar en cuenta el parapeto.

El módulo $G_{m\acute{a}x}$ se calcula sustituyendo los valores en (6):

$$G_{max} = \frac{7230(2.97 - 0.244)^2}{1 + 0.244} \times 2084^{0.38} = 7.88 \times 10^5 \text{ kPa}$$

El modulo de Young se calcula como:

$$E_{m\acute{a}x} = 2(1 + \nu)G_{m\acute{a}x} = 2(1 + 0.3)(7.88 \times 10^5) \\ = 20.49 \times 10^5 \text{ kPa} \quad (8)$$

En dónde ν es el Módulo de Possion del enrocamiento.

Obtenemos las deformaciones máximas sustituyendo en la ecuación (1):

$$\frac{\delta_{max}}{H} = \frac{1}{4.65 \left[\frac{(1.15 - 1)20.49 \times 10^5}{2084} \right]} - \frac{1}{1.34 \left[\frac{(1.15 - 1)20.49 \times 10^5}{2084} \right]} \\ + \frac{1}{1.16 \left[\frac{(1.15 - 1)20.49 \times 10^5}{2084} \right]} = 0.0022$$

$$\therefore \delta_{max} = 0.0022H = 0.0022 \times 200 \text{ m} = 0.4487 \text{ m} = 44.87 \text{ cm}$$

Se esperaría una deformación máxima δ_{max} de 48.5 cm

Calculo de asentamiento inmediato por peso propio, utilizando la ley de Hooke:

$$L = \Delta H = \frac{\sigma}{E} H \quad (9)$$

En dónde σ es el esfuerzo actuante, E el módulo de deformación y H el espesor del estrato deformable.

En condiciones estáticas el módulo de deformación se puede calcular como:

$$E_{est} = 0.5E_{m\acute{a}x} = 0.5(20.49)(10^5) = 10.245 (10^5) kPa \quad (10)$$

Considerando el esfuerzo actuante como:

$$\sigma = \gamma_m H = 2084 \times 200 = 416.8 t/m^2 \quad (11)$$

Sustituyendo en (9):

$$L = \frac{41.68}{10245} \times 200 = 0.8137 m = 81.37 cm$$

IV.4 Estabilidad ante el flujo de agua por el enrocamiento

Estructuras de enrocamiento pueden fallar si son sometidas a un elevado valor de flujo de agua a través de ellas, este valor es conocido como *flujo crítico*.

En presas de ECC se han presentado rupturas importantes de la cara impermeable de concreto, por lo que es importante revisar el posible caso de un flujo considerable de agua a través del enrocamiento. Para lograr esto es de vital importancia obtener valores fiables de la permeabilidad del enrocamiento

Aún cuando la mayoría de los autores afirman que el flujo del agua a través de enrocamientos es turbulento, Penman establece que si la permeabilidad del enrocamiento es de 10^{-3} cm/s o menos, este puede ser analizado siguiendo las teorías de la mecánica de suelos, esto es, que el flujo es laminar y regido por la Ley de Darcy, expresada por $v=ki$.

Para asegurar una permeabilidad de 10^{-3} cm/s durante la compactación del enrocamiento, una parte de partículas más pequeñas, arena e incluso suelos finos deben llenar los espacios vacíos entre las partículas mayores, con el fin de controlar el flujo del agua.

Durante la construcción de la presa de Itauba en Brasil (de enrocamiento con núcleo de arcilla), es común ver pequeñas acumulaciones de agua en la superficie del enrocamiento. Una prueba

común para decidir si se aprobaba o se rechazaba el enrocamiento, consistía en realizar una pequeña excavación en el enrocamiento colocado con retroexcavadora, llenar la excavación con agua e ir a dar un paseo. Si después de un tiempo, al regresar a la excavación el agua seguía ahí, la capa de enrocamiento debía ser removida, si no, la capa era aceptada y permanecía colocada.

Es posible hacer un cálculo simple para estimar la permeabilidad del enrocamiento. Si $v = ki$ y el flujo es vertical, $i = 1$. En una hora la distancia recorrida deberá ser $d = 3600 v (= 3600k)$, para un tirante de 50 cm, la permeabilidad requerida será de $k = 0.0138 \text{ cm/s}$.

Si k tiene un valor de 10^{-3} cm/s , después de una hora el agua debería permanecer en la excavación en dónde inicialmente se tenía un tirante de 50 cm. Para una lluvia intensa, del orden de 200 mm en una hora, para drenar el agua, la velocidad de infiltración o permeabilidad deberá ser de $5.55 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$.

Es común la adición de agua durante la colocación del enrocamiento, esta es una ocasión en la que se puede estimar la permeabilidad del enrocamiento. Si es agregado un volumen de 300 litros por metro cúbico de enrocamiento, en una hora, la velocidad de filtración deberá ser de $8.33 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ para permitir un flujo libre del agua.

En el P.H. La Yesca es utilizada la prueba de permeabilidad Matsuo Akai, cuyo procedimiento está detallado en el anexo 2. Dicha prueba es realizada en la franja de apoyo de la cara de concreto de material 2 y sobre el primer tercio aguas arriba del enrocamiento, formado por el material 3B. La prueba de permeabilidad Matsuo Akai permite obtener valores puntuales de permeabilidad en distintas locaciones del enrocamiento, en una parte que se considera crítica ante eventuales filtraciones importantes de agua. Las especificaciones de obra civil del P.H. establecen la frecuencia con la que deberán realizarse las pruebas de permeabilidad Matsuo Akai es la siguiente:

- En el material 2: Una prueba de campo y de laboratorio por cada 10 capas en las primeras 100 capas colocadas. Una prueba de campo cada 25 capas en el resto, pero no menos de una prueba por mes.
- En el material 3B: Una prueba de campo por cada 50000 m³ de material colocado.

Para el material T, no es posible realizar la prueba de permeabilidad Matsuo Akai, debido a que está conformado por Ignimbrita, sin finos que retengan el agua durante el tiempo requerido para dicha prueba. En cambio se realiza una prueba de permeabilidad simple, retomando la idea surgida en la presa Itauba en Brasil. Se aprovecha la excavación realizada para la cala volumétrica gigante (véase anexo 1). Empleando una pipa, se llena la excavación con agua manteniendo un tirante constante de 30 cm, es cronometrado el tiempo en el que la pipa es vaciada, es decir, el tiempo en el que la excavación consume 10 000 L de agua y de esta manera es posible obtener la permeabilidad del enrocamiento. Esta prueba debe realizarse cada 7500 m³ de material colocado según las especificaciones de obra civil.

IV.5 Comparación de La Yesca con algunos proyectos similares en el mundo.

Basados en los resultados obtenidos a lo largo del presente capítulo, se presenta la siguiente tabla comparativa en donde sobresale el comportamiento de la cortina de ECC del P.H. La Yesca en términos de deformaciones esperadas contra deformaciones medidas en proyectos similares de ECC:

Presa	País	Año	Material	Área de la cara de concreto (A en m ²)	Altura (H en m)	Factor de Forma (A/H ²)	Asentamiento Máximo (L en m)	Asentamiento Máximo entre la altura (L/H en %)
Ita	Brasil	2000	Basalto	110000	125	7.04	1.3	1.04
Machadinho	Brasil	2004	Basalto	93000	125	5.95	1.6	1.28
Segredo	Brasil	1993	Basalto	86000	140	4.39	2.23	1.59
Xingo	Brasil	1994	Granito	135000	140	6.89	2.9	2.07
Mohale	Lesoto	2003	Basalto	77000	145	3.66	2.86	1.97
Faz de Areia	Brasil	1980	Basalto	139000	160	5.43	3.52	2.20
TSQ 1	China	1999	Calizas	181000	178	5.71	3.32	1.87
Barra Grande	Brasil	2006	Basalto	108000	185	3.16	3.4	1.84
El Cajón	México	2007	Ignimbrita	113000	186	3.27	0.85	0.46
La Yesca	México	En construcción	Ignimbrita	110000	210	2.49	0.81	0.39
Campos Novos	Brasil	2006	Basalto	105000	202	2.57	3.1	1.53
Karahnjukar	Islandia	2007	Basalto	93000	150	4.13	1.53	1.02
Karahnjukar	Islandia	2007	Basalto	95000	190	2.63	1.53	0.81

Tabla 4.7 Comparativo de asentamientos en presas CFRD en el mundo

Se presenta también una comparativa de los esfuerzos cortantes calculados en la presa de ECC del P.H. La Yesca con Itapebi y Campos Novos, proyectos similares construidos en Brasil:

	Itapebi (Brasil)	Campos Novos (Brasil)	La Yesca (México)
H_{presa} (m)	120	202	210
γ (t/m ³)	2.10	2.25	2.115
Ecuación Fuerza Cortante	$\tau = 0.90(\sigma')$	$\tau = 1.38(\sigma')^{0.89}$	$\tau = 1.41(\sigma')^{0.87}$
τ_1 (kg/cm ²) $\rightarrow 1/3H_{presa}$	7.56	15.5	14.09
τ_2 (kg/cm ²) $\rightarrow 2/3H_{presa}$	15.12	28.73	25.76
τ_3 (kg/cm ²) $\rightarrow H_{presa}$	22.68	41.22	36.65

Tabla 4.8 Comparativa de esfuerzos cortantes en presas de ECC.

Así como una comparación de los Factores de seguridad estáticos obtenidos en La Yesca con las mismas presas brasileñas:

		Itapebi (Brasil)	Campos Novos (Brasil)	La Yesca (México)
Talud	Aguas arriba	1.25(H):1(V)	1.3(H):1(V)	1.4(H):1(V)
	Aguas abajo	1.35(H):1(V)	1.4(H):1(V)	1.4(H):1(V)
Número de estabilidad	Aguas arriba	1.20	1.8	1.95
	Aguas abajo	1.40	1.95	1.95
Factor de Seguridad	Aguas arriba	1.08	1.63	1.69
	Aguas abajo	1.26	1.77	1.69

Tabla 4.9 Comparativa de Factores de Seguridad en presas de ECC.

V. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES

Futuro de las presas CFRD

Debido a un aumento constante en el consumo de energía eléctrica y de agua, ya sea para consumo humano o para riego, en el mundo y en particular en México, es innegable la necesidad de la construcción de infraestructura que alivie esta demanda. En países en desarrollo, como es el caso de México, las presas siguen siendo una opción para ello.

La tendencia actual en el diseño y construcción de presas en el mundo se ha inclinado por las presas de Enrocamiento con Cara de Concreto y de CCR. El motivo de esta tesis fue analizar la factibilidad técnica y económica de las primeras.

A lo largo de la presente tesis se ha demostrado que las presas de Enrocamiento con Cara de Concreto han tenido un lento, pero sostenido desarrollo, desde sus orígenes a finales del siglo XIX en las llanuras de California hasta las grandes presas de más de 200 metros de altura que se construyen hoy. Quedó claro que el desarrollo de las presas ECC ha sido paulatino y de cierto modo empírico, sin embargo se ha podido aprovechar la experiencia técnica en diseño y construcción de presas de otro tipo, en especial las de tierra y materiales graduados, las cuales se encuentran ampliamente documentadas en la literatura técnica.

Las primeras presas de ECC mayores a 100 m tuvieron grandes problemas de filtraciones, pero gracias al desarrollo del rodillo vibratorio se pudo mejorar el comportamiento evitando que a mayor altura de la presa hubiera mayor filtración en la cortina. Pero esto no significó que no siguiera habiendo fallas en presas subsecuentes. Ejemplos de ello son Aguamilpa, Xingó, Itá, Campos Novos y Barra Grande que a pesar de los grandes esfuerzos en el cuidado del diseño y construcción, presentaron grietas en la cara de concreto lo que derivó en la infiltración de agua al cuerpo de la cortina. Algunos de los motivos están asociados a la altura de la presa que repercute en la magnitud de la carga hidrostática, la magnitud de los desplazamientos y a las características de la cara de concreto.

Ha sido bajo el porcentaje de grietas significativas en las pantallas de concreto, sin embargo se han reportado numerosos casos de filtraciones debido fisuras y agrietamientos en las losas y por desperfectos en las juntas perimetrales. Estos han sido tratados de distintas formas en cada caso, lográndose la disminución de las filtraciones y, hasta ahora solo se tiene noticia de un solo caso de falla de presa CFRD, la presa Gouhou en agosto de 1993 en China con un saldo de 1.257 muertos y 336 desaparecidos.

A pesar de estos incidentes, las presas CFRD han demostrado ser estables, seguras, económica y técnicamente factibles y en general, una mejor opción que las presas de núcleo de arcilla o de concreto azfáltico, siempre y cuando se cumplan las condiciones geológicas y topográficas necesarias para su construcción, así como la disponibilidad de material de enrocamiento en el sitio del proyecto.

Las presas de enrocamiento con cara de concreto han demostrado ser una opción confiable, de bajo costo y de tiempo de construcción corto, por lo que no cabe duda que se seguirá implementando.

Durante el tercer Simposio de presas de ECC que tuvo lugar en Brasil, se realizaron las siguientes recomendaciones para la realización de futuras presas:

1. Un diseño ordenado, que incluya un análisis del comportamiento por modelos matemáticos desde las etapas de diseño. Las dimensiones de la losa de concreto, así como de las juntas, deben ser diseñadas para soportar los esfuerzos y desplazamientos que se prevé que tendrá la cortina.
2. La reducción de la compresibilidad del enrocamiento. Esto logrará la disminución de los desplazamientos de la cara de concreto. Así mismo, el espesor de las capas debe ser ajustada en función de la calidad, graduación, forma del material y del tipo de compactador a usar.
3. Mejoramiento del monitoreo y análisis de información mediante una mayor instrumentación del terraplén y la cara de concreto, realizando un análisis continuo de la información recibida.
4. Uso de juntas de compresión que permitan el movimiento de los tableros centrales para aliviar los esfuerzos existentes, así como de juntas de tensión que sean capaces de absorber los desplazamientos resultantes de los desplazamientos de las losas centrales.
5. Uso de doble refuerzo de losas en zonas potencialmente críticas como lo es cerca del plinto, en áreas donde hay momentos de flexión negativos y en las cercanías de las juntas.
6. La introducción de juntas en el concreto extruido con la finalidad de que exista la posibilidad de que actúe como un inhibidor de la apertura de las juntas de tensión y pueda contribuir a concentrar la apertura en un número menor de juntas.

Las mejoras en los procesos y la tecnología de la compactación del enrocamiento han permitido construir proyectos de gran altura, superando los 200 m, como es el caso del P.H. La Yesca, y citando a Barry Cooke:

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

Desempeño de CFRD en México

Aún cuando en México no tenemos la cantidad de presas de ECC que tienen países como Brasil, China o Colombia, al construir la tercera presa de este tipo en el país: el P.H. La Yesca, México se ha posicionado como uno de los mejores constructores de presas en el mundo.

Las tres presas mexicanas de ECC: Aguamilpa, El Cajón y la Yesca han aportado a la ingeniería avances importantes y mejoras en diseño y procesos constructivos. La C.H. El Cajón, en operación, se ha convertido en referente en el mundo en cuanto al buen desempeño de presas de este tipo en el mundo y no se espera menos de La Yesca, actualmente en construcción. La C.H. El Cajón ejemplifica el aprendizaje que se ha obtenido a través de diferentes proyectos.

En el capítulo IV, se obtuvieron los asentamientos máximos esperados en la cortina del P.H. La Yesca. La tabla 4.7 muestra los resultados comparándolos con proyectos similares en el mundo. En la tabla destaca el magnífico comportamiento que ha tenido El Cajón, obteniendo un valor de

asentamiento máximo entre la altura (L/H) de apenas 0.46%, en la construcción del P.H. La Yesca se ha retomado los conocimientos adquiridos en la construcción de El Cajón y se han aplicado nuevas mejoras, para disminuir los tiempos de ejecución y tener mayores progresos en cuestión del comportamiento de la cortina. Para la cortina de La Yesca se espera un valor aún más bajo, 0.39%. Contrastando con esto, si realizamos un promedio de los mismos valores de (L/H) para las presas de la tabla 4.7, sin tomar en cuenta a las dos presas mexicanas, obtenemos un valor promedio de 1.57%, que es mucho mayor a los valores que reportan El Cajón y La Yesca. En la tabla 4.8 se muestra la comparativa de los esfuerzos cortantes, en donde se mostró a las presas de Itapebi y Campos Novos contra el desempeño que tendrá La Yesca. Se puede apreciar desde un inicio que el peso volumétrico del material que compone a la presa de Campos Novos es mayor al de la Yesca, por lo que se entiende que los esfuerzos cortantes resistentes que actuarán en la presa serán mayores, pese a que la Yesca es un poco más alta. Para el caso del factor de seguridad estático obtenido en la tabla 4.9 se puede observar que a medida que el talud es más tendido, el factor de seguridad aumenta, siendo el caso de la presa Itapebi el más desfavorable a pesar de que es la de menor altura. El número de estabilidad está directamente relacionado con el talud, por lo que en el caso de la comparativa de la presa de Campos Novos y de la Yesca, el factor de seguridad en Campos Novos es mayor debido a que poseen la misma pendiente, pero la diferencia de altura fue la que elevó el factor de esta.

Importancia de la publicación de las mejoras en CFRD

Sin menospreciar aplicaciones científicas como el análisis de la estabilidad del enrocamiento por elementos finitos, el desarrollo de las presas de ECC ha sido primordialmente empírico y cada nuevo diseño debe estar sustentado en la revisión del comportamiento de proyectos similares ya construidos. Debido a esto resulta indispensable publicar y compartir cada experiencia en el diseño y construcción de este tipo de presas.

El principio básico establecido por Cooke es que el diseño de las presas de ECC es totalmente empírico, basado en experiencias obtenidas de proyectos anteriores, donde se analizan los resultados de la implantación de nuevos procesos o diseños, dejando a un lado las teorías del diseño. Es por ello la relevancia que tiene la comunicación de dichas experiencias con el objeto de implementar aquellos procesos que tuvieron éxito, analizar los factores que intervienen y las diferentes problemáticas presentes en cada proyecto, de la misma manera, de las malas experiencias conocer los motivos que propiciaron que no se lograra la meta establecida y poder determinar si existen los medios para poder implantarlo de forma adecuada o si se trata de una opción no viable.

Los simposios y los congresos de presas de ECC son una manera de poder transmitir todas las experiencias obtenidas en viva voz de aquellas personas que se encargaron de diseñarla, construirla y monitorearla. Para el caso de la C.H. El Cajón estos simposios han representado un escenario en donde se ha podido exponer al mundo el éxito obtenido en este proyecto, no solo las mejoras en el diseño y en la construcción, sino también los medios que se han utilizado para poder llevar un buen registro de su comportamiento y poder efectuar un correcto análisis del comportamiento que se ha presentado en él.

Estos mismos escenarios servirán de escaparate para poder mostrar las mejoras implementadas en el P.H. La Yesca, así como los grandes retos que se presentaron durante su construcción, los cuales fueron superados satisfactoriamente a pesar de su magnitud.

Importancia del correcto control de calidad en los procesos constructivos

Toda obra de ingeniería está sujeta a factores externos que pueden afectarla, es trabajo del ingeniero civil identificar estos factores y calcular los posibles efectos que pueden tener sobre la estructura. Sin embargo siempre existe incertidumbre, por ejemplo es imposible predecir con exactitud las fuerzas que actuarán durante un sismo, incluso en el caso de los materiales, existe incertidumbre sobre su resistencia. Una presa es una obra de ingeniería que en la mayoría de los casos pone en riesgo la vida de un considerable número de personas en caso de falla, por lo que resulta inadmisibles que esto ocurra.

En toda obra de ingeniería es importante cumplir con un adecuado control de calidad, tanto en los materiales, como en los procesos constructivos con el fin de asegurar que los cálculos de estabilidad y los factores de seguridad se mantendrán en caso de cualquier eventualidad.

En el caso de estudio, los resultados de las calas volumétricas resultaron ser de gran utilidad, debido a que gracias a ellas es posible obtener valores realistas de los pesos volumétricos y relación de vacíos del enrocamiento.

El éxito de una presa no se basa únicamente en un buen diseño, sino que también depende de un correcto control en el proceso de su construcción. Debido a que la mano del hombre se encuentra presente en el proceso constructivo, existe un sin número de factores que pueden afectar el buen comportamiento de la presa.

En cada proceso de la construcción de la cortina se debe constatar que los parámetros establecidos en el diseño sean implementados de manera adecuada. En este caso, se debe verificar que los agregados no excedan el tamaño máximo, los espesores de las capas, el número de pasadas con el rodillo vibratorio, el grado de compactación, la relación de vacíos, el índice de humedad sean los adecuados, etc. En materia de las mezclas de inyecciones es muy importante llevar a cabo el control de calidad en la lechada debido a que estas permitirán formar el plano estanco de la presa, evitando las filtraciones a través del macizo rocoso. Su elaboración se realiza en sitio, por lo que existen muchos factores que pueden influir en su correcta elaboración e inyección. En caso de que la mezcla no cumpla con los estándares establecidos en el diseño, puede haber consecuencias como la obstrucción de los conductos, no contar con la fluidez necesaria para que la lechada pueda llegar a las microfisuras, no contar con la resistencia necesaria o presentarse un exceso de sedimentación de la mezcla.

Debido a la magnitud e importancia de la obra, llevar un estricto control de calidad es indispensable para cerciorarse que se cumplan con los parámetros establecidos y que la seguridad de la presa sea la prevista.

Fuentes consultadas

ARTÍCULOS

- G.A. Paz Soldán, H. Marengo, F.I. Arreguín, *Las presas y el hombre*, Asociación Mexicana de Hidráulica/Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México 2005.
- F. I. Arreguín, C. Herrera, H. Marengo, G.A. Paz Soldán (eds.), *El desarrollo de las presas en México*, Asociación Mexicana de Hidráulica/Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México, 1999.
- Rivera C. Rigoberto, *Calculo de las deformaciones del P.H. La Yesca*, CFE, México

LIBROS

- Bayardo Materon, Paulo T. Cruz, Manoel Freitas. *Concrete Face Rockfill Dams*. CRC Pr I Llc. 2010.
- J. B. Cooke, *Empirical Design of the CFRD*, International Journal on Hydropower and Dams, vol. 5, núm. 6, 1998, pp. 24-27, 7 refs.
- J.B. Cooke, *Progress in Rockfill Dams*, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, vol. 110, núm. 10, oct. 1984, pp. 1383-1414, 28 refs.
- Maranha das Neves, E. (2002). *Some considerations about rockfill mechanics*. Pacheco Silva Lecture. Soils and Rocks, v. 25, n.3: 161-203.
- Marsal, Raúl J. Aut. Analit; Reséndez, Núñez, Daniel, *Presas de tierra y enrocamiento*, México, Limusa, 1975. 546 p
- Whitlow, R. *Fundamentos de mecánica de suelos*, México, D. F. 1990 589 p.

CONGRESOS

- *Concrete Face Rockfill Dams Proceeding*. Second Symposium on CFRD-Dams. Florianópolis, Brasil, 1999.
- *Concrete Face Rockfill Dams Proceeding*. Third Symposium on CFRD-Dams. Florianópolis, Brasil, 2007.
- Guevara Briceño Rafael E. *Algunas experiencias en diseño y construcción de presas de grava con pantalla de concreto y/o geomembranas*, Conferencia 50 Aniversario Sociedad Venezolana de Geotecnia "Estado de la Práctica" en Honor a Gustavo Luis Pérez Guerra
- J. Barry Cooke Volume, *Concrete Face Rockfill Dams*, 20th ICOLD Congress and Beijing 2000 Symposium on Concrete Face Rockfill Dams

ARTÍCULOS TÉCNICOS

- Comisión Federal de Electricidad, *Contrato Mixto de Obra del P. H. La Yesca*. México 2006.

- Comisión federal de Electricidad, *Especificaciones de construcción de obra civil del P.H. La Yesca*. México 2006.
- Comisión Federal de Electricidad, *Manual de Diseño de Obras Civiles*, México, 1993. Tema 1. Capítulo 3. Diseño por Sismo.
- Comisión Federal de Electricidad, Subgerencia de Anteproyectos *Reporte de Anteproyecto del P.H. La Yesca*.
- ICA, La Peninsular, Piadisa, *Manifestación de Impacto Ambiental del Proyecto Hidroeléctrico La Yesca*.
- ICA, *Procedimiento constructivo de la cara de concreto*, OT-12.b) Capitulo c.2, OCO-PRO-006-r01
- ICA, *Procedimiento constructivo de la colocación de materiales en el cuerpo de la cortina*, OT-12.b) Capitulo c.1, OCO-PRO-005-r01
- ICA, *Procedimiento constructivo de las excavaciones y colados del plinto en laderas y cauce del río*, OT-12.b) Capitulo 11, OCO-PRO-002-r01
- ICA, *Procedimiento constructivo del parapeto de la cortina*, OT-12.b) Capitulo c.3, OCO-PRO-007-r01
- ICA, *Procedimiento para los tratamientos del plinto en laderas y cauce del río*, OT-12.b) Capitulo 11, TES-PRO-003-r01

TESIS

- Chiapa Hernández, Luis Alfonso, *Comparación de los criterios de diseño y el comportamiento durante el primer llenado del embalse del proyecto hidroeléctrico El Cajón*. Director de tesis: Dr. Humberto Marengo Mogollón. Facultad de Ingeniería, UNAM, 2008.

Anexo 1. Procedimiento para la realización de Calas volumétricas gigantes

1. OBJETIVO.

Este procedimiento permite determinar la densidad seca de un enrocamiento o suelo con partículas de 0,50 m de tamaño máximo, en el sitio.

2. ALCANCE.

Con el ensaye se podrá determinar en campo, la densidad seca de suelos compactados artificialmente, de depósitos de suelos naturales, de mezclas de suelos y de otros materiales similares. Los materiales deberán tener la suficiente compacidad de tal manera que se mantengan estables las paredes de la cala. Esta prueba se utiliza generalmente en suelos granulares no sumergidos.

3. DEFINICIONES.

Se denomina densidad seca a la masa de las partículas sólidas y secas por unidad de volumen. La densidad seca se calcula dividiendo la masa de los sólidos secos contenidos en la cala, entre el volumen de la misma. Frecuentemente la densidad seca obtenida se utiliza como base de aceptación respecto a una densidad seca especificada. Esta última se determina conforme a la construcción de un terraplén de pruebas en campo utilizando el equipo de construcción que normalmente se usará para la construcción de la estructura que se desee construir.

4. REFERENCIAS.

SARH, "Manual de Mecánica de Suelos", Ed. Gráfica Panamericana, 3a. ed., 1978.
ASTM, "Parte 19, Soil and Rock; Building Stones", ASTM, 1982, Easton, Md., USA.

5. RESPONSABILIDADES.

El Jefe de la Oficina de Cimentaciones es el responsable de la implementación de este procedimiento para su aplicación en campo. Los laboratoristas como ejecutores son los responsables de su aplicación y el Encargado o Jefe del laboratorio de Campo es el responsable de la verificación de su aplicación.

6. DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO.

La prueba consiste en excavar una cala (pozo) en el suelo y obtener su volumen y la densidad seca contenidos en ella, determinándose al mismo tiempo el contenido de agua del material.

6.1 Equipo y materiales

- Cuatro buretas con volumen aproximado de 1,5 metros cúbicos, con indicadores de nivel, montadas sobre un camión (una bureta de 0,4 m de diámetro y tres de 0,6 m de diámetro).
- Bomba de agua con 5 cm de diámetro (de entrada y salida), para llenado de buretas.

- Aros de acero de 0,75 y 1,5 m de diámetro y 0,20 m de altura con dispositivos indicadores de nivel. (El aro de 0,75 m de diámetro se utiliza para tamaño máximo de partícula de 0,15 m y el de 1,50 m para tamaño máximo de partícula de 0,50 m de diámetro).
- Ocho tambos con volumen de 0,2 m³ cada uno, para almacenar el material producto de la cala. Los detalles de las buretas se muestran en la fig. 1. Las dimensiones indicadas en ella son aceptables para materiales que tienen un tamaño máximo de partículas de 0,50 m y para una cala de aproximadamente 1 m³ de volumen.
- Cuando el tamaño de las partículas es mayor a 0,50 m se necesitan dispositivos y dimensiones de calas más grandes, además de una grúa tipo Hiab montada sobre el mismo camión, para izar los fragmentos de roca que no puedan ser movidos manualmente.
- Balanza con capacidad mínima de 9800 N y 1,0 N de exactitud.
- Balanza con capacidad de 196 N y 0,010 N de exactitud.
- Horno eléctrico con regulador de temperatura y desecador.
- Varios: cinta masking tape, franela, flexómetro, charolas de lámina, regla metálica para enrasar la superficie del suelo, cincel, martillo, espátula de cuchillo, nivel de burbuja, pico, pala redonda y pala cuadrada, barreta de acero de 1 m de longitud y membrana de polietileno de 0.003x4x4 m.

6.2 Calibración

Calibración de las buretas:

- Se limpian interiormente con agua y jabón.
- Se llenan las buretas y una a una se vacían en un recipiente aforado para determinar su volumen por unidad de altura, al mismo tiempo se hacen lecturas sobre el indicador de niveles para posteriormente tomarlo como referencia para determinar el volumen que se vierte dentro de la cala.
- Los resultados de la calibración se anotan en la Tabla 1.

6.3 Determinación de la densidad seca en campo

- Se llenan las buretas con agua y se trasladan al sitio de la excavación de la cala.
- Enrasar a nivel la superficie del suelo en el sitio donde se va a hacer la determinación de la densidad seca.
- Se coloca el aro sobre la superficie del suelo previamente nivelada y enrasada.
- Se coloca la membrana de polietileno sobre el aro y el suelo, se vierte agua de las buretas, hasta un nivel que se determina mediante el indicador de nivel, que se adosa al aro, previamente se toma la lectura inicial de las buretas a utilizar. fig. 2.
- Al quedar lleno el aro hasta ese nivel, se toma nuevamente la lectura de las buretas utilizadas para determinar el volumen de agua utilizado (vol₁).
- Se regresa el agua a las buretas mediante la bomba y se toman las lecturas correspondientes.
- Se procede a excavar el material existente dentro del aro, teniendo cuidado de no mover este último, el material excavado se deposita en el interior de los tambos, para su

posterior traslado al laboratorio. (El material excavado corresponde a todo el espesor de una capa).

- Una vez extraído todo el material de la cala, nuevamente se coloca el polietileno y se procede al llenado con agua hasta la marca que indica el indicador de nivel (que debe ser el mismo tomado para la determinación del vol₁) y se hacen las lecturas correspondientes de los niveles en las buretas (vol₂).
- Por diferencia de volúmenes se determina el volumen del material excavado.
- En el laboratorio, se pesa el material extraído, se criba y cuartea para tomar una parte de aproximadamente 10 kg masa del material que pasa la malla de 7,6 cm para secarlo y determinar su contenido de agua.
- Se calcula la densidad seca del material siguiendo la secuencia de la Tabla 1 A-1.

7. Ejemplo de determinación del volumen de una cala.

	Lect Inicial (1)	Lect. Final (2)	(1)-(2)	Vol/cm (lts)	Vol de agua	Vol cala (lts)
Bureta 1	0	0	0	0.707	0	
Bureta 2	163	93	70	2.83	198.1	
Bureta 3	0	0	0	2.83	0	
Bureta 4	0	0	0	2.83	0	
						198.1

Bureta 1	0	0	0	0.707	0	
Bureta 2	160	45	115	2.83	325.45	
Bureta 3	155	43	112	2.83	316.96	
Bureta 4	162	87	75	2.83	212.25	
				Suma	854.66	656.56

Tabla 1 A-1

En primer término se hace la lectura entre el material colocado (sin la excavación) y la marca del indicador de niveles (Normalmente se usa una bureta para este paso, vol₁=198,1 litros =0,1981 m³) Al finalizar la excavación de la cala se hace la lectura de las buretas que se usaron para medir el volumen entre el fondo de la excavación y la marca del indicador de niveles. (aquí normalmente se usa más de una bureta, vol₂=854,66 litros=0,8547 m³). La diferencia entre las dos lecturas corresponde al volumen del material excavado. (Vol. = vol₂ – vol₁=854,66 litros-198,1 litros= 656,56 litros=0,6566 m³)

Nota: Los volúmenes se pueden determinar en litros (l) o metros cúbicos (m³).

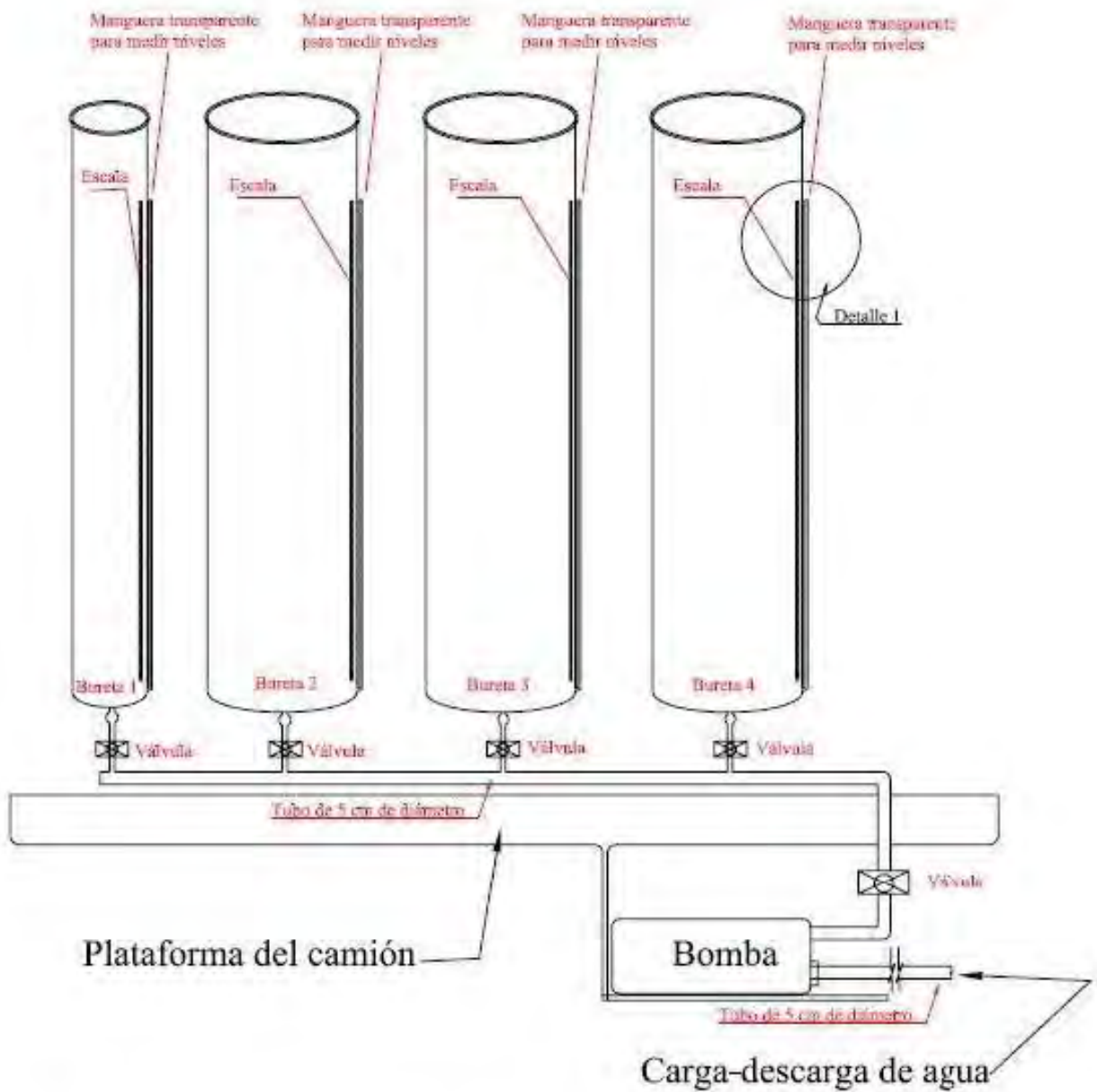
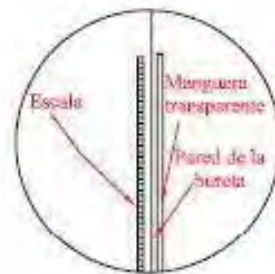


Figura 1 A-1. Esquema que muestra el acomodo de las buretas para las pruebas de las Calas Gigantes



Figura 2 A-1. Realización de una Cala gigante en el material T de la cortina de ECC del P.H. La Yesca, se pueden observar las buretas utilizadas en la medición del volumen de la excavación.

Anexo 2. Prueba de permeabilidad Matsuo Akai

1. OBJETIVO

Detallar el procedimiento así como las actividades necesarias para la adecuada ejecución de la prueba de permeabilidad de campo Matsuo-Akai, la cual permite determinar el coeficiente de permeabilidad, k , del manto rocoso o estrato de suelo donde se desea efectuar el ensaye.

2. ALCANCE

La prueba de permeabilidad de campo Matsuo-Akai, es aplicable para estimar la permeabilidad de un suelo o de un manto rocoso fisurado, siempre y cuando estos se localicen por arriba del nivel freático.

3. DEFINICIONES

Permeabilidad: Propiedad de algunos materiales de permitir el paso de fluidos a través de ellos sin modificar su estructura interna.

Coefficiente de Permeabilidad (k): Se define como la velocidad del agua en flujo laminar a través del suelo cuando está sujeto a un gradiente hidráulico unitario. Sus unidades son las correspondientes a los de velocidad, es decir, cm/s.

El coeficiente de permeabilidad, k , no es una propiedad constante del material, sino que depende del tamaño y forma de las partículas que componen el suelo, de su relación de vacíos, forma y arreglo de los poros, del contenido de materia orgánica, de la solubilidad de sus componentes, y de las propiedades del agua.

4. REFERENCIAS

- CFE, **Manual de Diseño de Obras Civiles**, Capitulo. B.2.2, Propiedades físicas y mecánicas de los suelos, México, 1980.
- SRH, **Manual de Mecánica de Suelos**, Ed. Gráfica Panamericana, 5a. Ed, 1970.

5. RESPONSABILIDADES.

Es responsabilidad del Jefe de la Oficina de Cimentaciones, la implantación de este procedimiento. Es responsabilidad del ingeniero en campo, verificar la correcta aplicación y utilización del contenido de este procedimiento, según el alcance establecido. Es responsabilidad de los Laboratoristas, como elementos ejecutores, conocer el contenido de este procedimiento y aplicarlo correctamente, en las actividades que se desarrollan en el Laboratorio de Mecánica de Suelos.

6. DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO

6.1 Equipo mínimo requerido

- Recipiente con capacidad de 1,000 litros o más según se requiera.

- Manguera de 25 mm de diámetro, de longitud suficiente para alcanzar la zanja.
- Válvula de globo de 25 mm ϕ , para la regulación de los gastos adicionados.
- Sistema para el control de niveles con una aproximación, de 1 mm. (Figura 1 A-2)
- Aforador de gasto tipo doméstico, recomendable más no indispensable, que puede ser sustituido por un sistema de medición de gasto, conformado por un recipiente de volumen conocido y un cronómetro.
- Herramientas de uso general para realizar la excavación (palas, picos, barretas, etc.), que se requieran según las características del material.
- Flexómetro de 3 m de longitud.
- Cronómetro.

6.2 Ejecución de la prueba.

1. Se deberá observar, de ser posible antes de realizar la excavación de la zanja, que el manto en el cual se desea realizar el ensaye sea un medio homogéneo, esto con ayuda de cortes y/o excavaciones previas cercanas al lugar seleccionado.
2. Se procurará que la superficie donde se excavará la zanja sea sensiblemente horizontal.
3. En una primera etapa de la prueba, se marcarán en planta, con cal, las dimensiones de la excavación, procurando que las líneas sean ortogonales.
4. Se excavará la zanja con una geometría regular, teniendo como dimensiones iniciales en su plantilla a **B** como ancho y a **L** como largo, con una equivalencia de **L=2B**; y con una profundidad igual a + 80 cm o igual al espesor de la capa colocada, cuando se trate de rellenos artificiales.
5. Es práctica común en campo que **B** sea igual a 1 m, deduciéndose las equivalencias correspondientes para el dimensionamiento de la excavación.
6. La excavación se realizará empleando la herramienta adecuada, dependiendo de las características y naturaleza del material y de su disponibilidad en el sitio, pero se deberá tener cuidado en que la zanja tenga taludes 1:1 en sus paredes, así como guardar la geometría de la misma.
7. Posteriormente, la zanja se llena de agua hasta alcanzar un tirante (**h**) tal que se encuentre por debajo del nivel de terreno de 5 a 10 cm, suministrando agua para mantener el tirante inicial
8. Saturación del material: Este tirante podrá variar dependiendo del tipo de material con que se esté trabajando, quedando a criterio del responsable del ensaye determinarlo en el sitio, ya que este paso tiene como finalidad lograr la saturación del material, que en el caso de tratarse de materiales granulares, se recomienda sea de 24 horas como mínimo y en el caso materiales finos, hasta de 72 horas.
9. Una vez que se observe que se ha estabilizado el tirante, es decir, que el gasto que se suministra a la zanja sea igual al gasto que se filtra por el material, se montará la estructura que contiene el sistema de control de niveles tal como se ilustra en la figura 1 A-2.
10. A continuación se selecciona algún nivel arbitrario como referencia y se inicia la toma de lecturas de gasto contra tiempo, anotándose en intervalos de tiempo determinados acordes al tipo de material que se esté ensayando. El gasto promedio que se obtenga de las lecturas en esta etapa se identificará como **Q₁** para efectos de cálculo posteriores. Una vez obtenido éste, se suspende el suministro de agua a la zanja, dando por terminada la primera etapa de la prueba.

11. La siguiente etapa consiste en ampliar la zanja en el sentido longitudinal al doble de su longitud inicial. Cabe aclarar que en caso de existir agua remanente en el fondo de ella, ésta deberá ser extraída antes de continuar con la excavación de esta etapa, observándose los mismos cuidados descritos para la primera fase detallados en el punto 3 de esta sección.
12. De manera similar, se repiten los pasos 4 y 5 para obtener un gasto denominado como Q_2 para efecto de cálculo.
13. La diferencia entre estos gastos (Q_1 y Q_2) es el gasto de absorción del terreno para la longitud complementaria de zanja; de esta manera se elimina el efecto de los extremos.
14. De acuerdo con las condiciones enunciadas se puede estimar el coeficiente de permeabilidad aplicando las siguientes fórmulas:

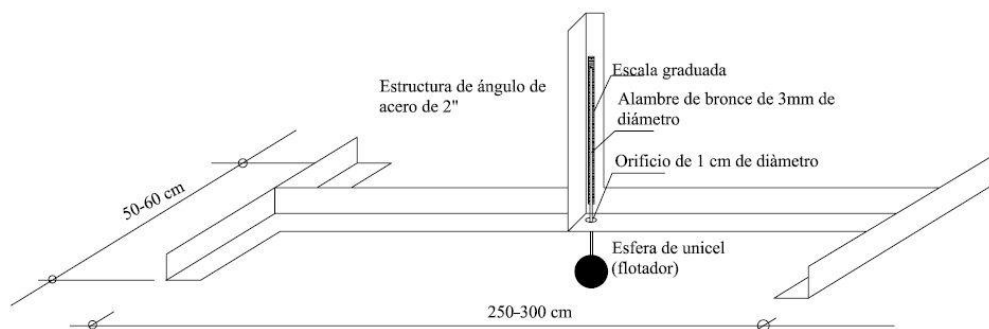
$$k = \frac{q}{\Delta L(B + 2h)} \quad \text{si } y < \frac{3}{2}(h + 2B)$$

$$k = \frac{q}{\Delta L(B - 2h)} \quad \text{si } y > \frac{3}{2}(h + 2B)$$

donde:

- ΔL : Longitud adicional excavada, en cm
- K : Coeficiente de permeabilidad, en cm/s
- q : Gasto de absorción, en cm^3/s ($Q_2 - Q_1$)
- h : Tirante de agua, en cm
- B : Ancho de la sección, en cm
- y : Profundidad del manto permeable, en cm

PRUEBA DE PERMEABILIDAD TIPO MATSUO-AKAI



ESTRUCTURA PARA CONTROL DE NIVELES

Figura 1 A-2 Estructura para control de Niveles de la prueba de permeabilidad Mtsuo Akai

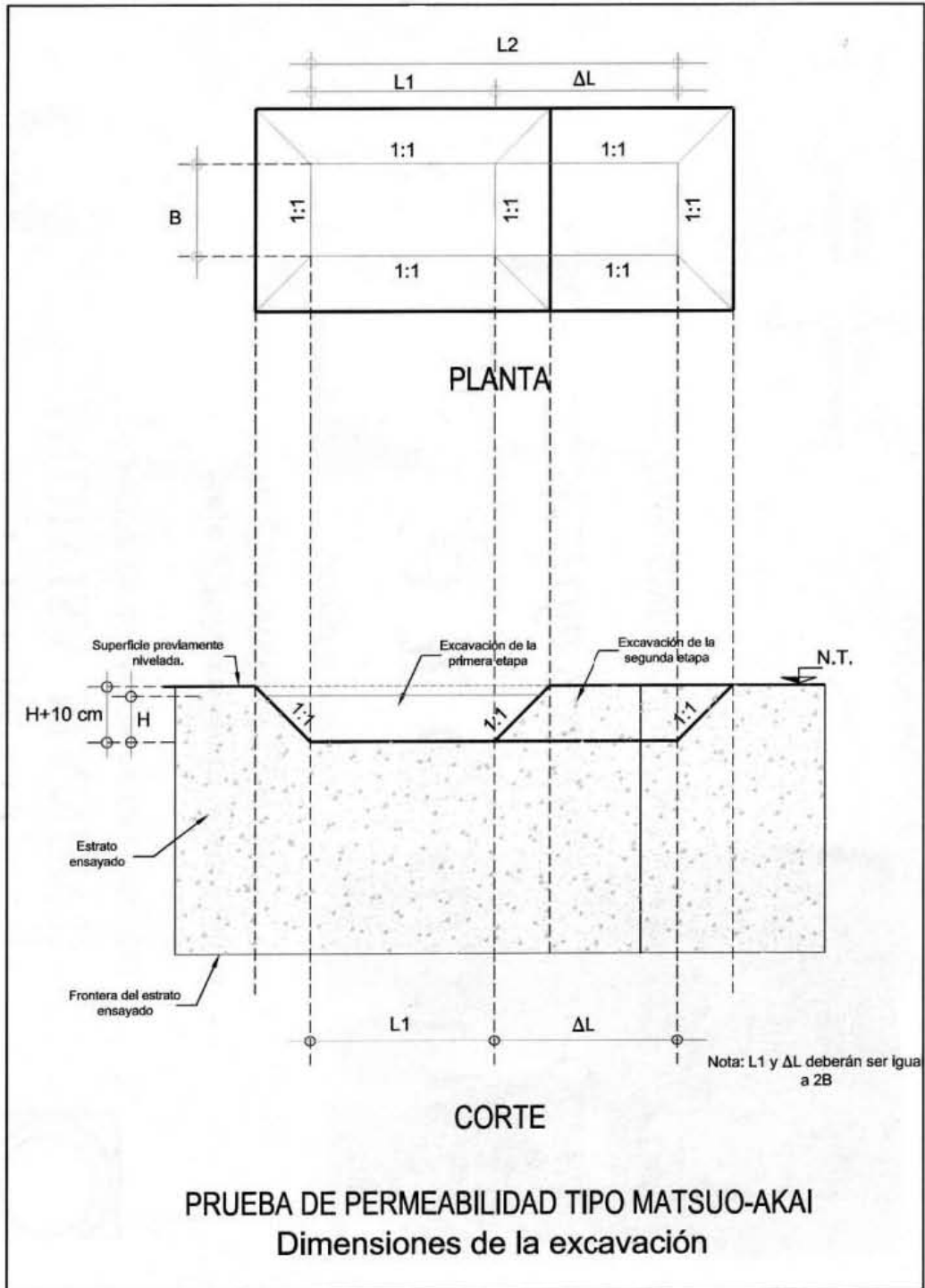


Figura 2 A-2 Esquema que muestra las dimensiones de la excavación en la prueba de permeabilidad Matsuo Akai.

Anexo 3 Control de calidad en la mezcla de inyección

La inyección en el macizo rocoso es un tratamiento que consiste en la introducción de una mezcla prefabricada en la roca a base de cemento, agua y aditivos, todo mediante un proceso que controla la presión y el volumen. La finalidad de este procedimiento es el de mejorar las condiciones del suelo para que éste tenga un bajo nivel de permeabilidad y para mejorar sus condiciones mecánicas, incrementando su resistencia y mejorando su modulo de deformabilidad.

La elaboración de la lechada se realiza en un turbomezclador de altas revoluciones que permita la homogenización de los diferentes elementos de la mezcla, pero algunos de los componentes utilizados se miden en el sitio, y es el personal que manipula estos equipos los encargados de medir las cantidades establecidas para la fabricación de la lechada. Es por ello que es necesario llevar un muestreo aleatorio en todos los frentes de trabajo, en donde CFE planteó que se obtuvieran muestras de lechada a cada 5 barrenos inyectados, tomándose preferentemente en la válvula de purga ubicada en el brocal del barreno, efectuando pruebas índice y de resistencia mecánica.

Las pruebas índice y de resistencia que se llevarán a cabo son las siguientes:

- Viscosidad con cono Marsh: mide el tiempo en segundos que tarda en escurrir 946 ml de lechada de un total de 1500 ml. El procedimiento para realizar la prueba consiste en humedecer el cono y el vaso, se tapa con un dedo el orificio de salida del cono, se pasa la mezcla a través de la malla del cono y se llene hasta llegar al nivel de aforo marcado en la parte inferior de la malla, correspondiente a 1500 ml. Posteriormente se deja caer libremente la mezcla a través del orificio mientras que se acciona simultáneamente el cronómetro hasta que en el vaso donde se está vertiendo la mezcla se llegue a la marca de los 946 ml. Una vez alcanzada la marca se detiene el tiempo y se obtiene directamente la viscosidad al cono Marsh.
- Densidad o Peso Volumétrico: se obtiene mediante el uso de la balanza de lodos, llenándose de mezcla la copa de la balanza con un volumen de 200 ml golpeándose ligeramente para eliminar las burbujas de aire y se cierra la tapa con un ligero movimiento rotacional. Se limpia el excedente de mezcla y se coloca en la base para que se equilibre y se pueda tomar su lectura.
- Decantación o sedimentación: se toma una muestra de 250 ml y se vacía en la probeta graduada, colocándola en una superficie lisa y nivelada registrando el tiempo de inicio de la prueba para que al paso de 2 horas, una vez que la mezcla se haya estabilizado, tomar la lectura correspondiente y calcular la decantación con la siguiente fórmula:

$$D = \frac{V_o - V_f}{V_o} \times 100$$

Donde: D = decantación o sedimentación, en %

Vf = volumen final de sólidos, en ml

Vo = volumen original, en ml

- Cohesión con placa: para la realización de esta prueba es necesario contar con una placa de acero inoxidable de 100 x 100 mm y un espesor de 15 mm, contando con una superficie rugosa para lo cual debe rayar la placa en ambas caras y sentidos a cada 5 mm. Se pesa la placa para obtener M1, se sumerge y saca la placa provista de un sujetador en un recipiente con mezcla, dejándose escurrir libremente la lechada hasta que deje de gotear, y se obtiene su peso M2. La cohesión de placa se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$CP = \frac{M2 - M1}{As}$$

Donde: CP = cohesión con placa, el valor obtenido estará dado en g/cm².

M1 = masa propia de la placa con el sujetador, en g.

M2 = masa de la placa con el sujetador cubierto con mezcla, en g.

As = área superficial de la placa en ambas caras, en cm².

- Coeficiente de filtrado y espesor de costra “cake”: en esta prueba se utilizará una celda de 200 ml preparada con un empaque y un papel filtro Whatman No. 41 donde se vaciará la mezcla para posteriormente colocarla en el marco sujetador, colocando un recipiente en la parte inferior para recibir la descarga del agua filtrada. Se ajusta el regulador de presión a 0.4 MPa (4.078 kg/cm²) y se abre la válvula del aire, accionando simultáneamente el cronómetro. La prueba tendrá una duración máxima de 30 minutos o hasta el momento en que comience a salir exclusivamente aire, deteniéndose el cronómetro. Una vez conociéndose el volumen filtrado, el tiempo de la prueba y el espesor de la costra “cake” (sólidos retenidos), se usa la siguiente fórmula para obtener el coeficiente de filtrado:

$$CF = \frac{Vf}{Vt} \times T^{-0.5}$$

Donde: CF = Coeficiente de filtrado

Vf = Volumen de agua filtrada, en ml

Vt = Volumen total inicial, en ml

T = Tiempo, en minutos

Una vez desarmado la celda de filtrado, se retira el “cake” y se mide su espesor en mm.

- Resistencia a la compresión simple: la prueba consiste en aplicar un esfuerzo máximo a una muestra cilíndrica con relación de esbeltez (H/D) de 2.5 a 3.0, aplicando incrementos de carga constante de 200 kg/min hasta llegar al punto de falla. Las probetas deben ensayarse a las edades de 7, 14 y 28 días.