



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – OBRAS HIDRÁULICAS

CONSIDERACIONES PRÁCTICAS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE CONCRETO
COMPACTADO CON RODILLO

TESIS QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

EDGAR VALENCIA GARCÍA

TUTOR PRINCIPAL:

Dr. HUMBERTO MARENGO MOGOLLÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. JUNIO 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



CONSIDERACIONES PRÁCTICAS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE
CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO.



JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Oscar Fuentes Mariles
Secretario: Dr. Carlos A. Escalante Sandoval
Vocal: Dr. Humberto Marengo Mogollón
1 er. Suplente: M. I. Víctor Franco
2 do. Suplente: M. I. Marco Tulio Mendoza Rosas

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: México, Distrito Federal

TUTOR DE TESIS:

Dr. Humberto Marengo Mogollón


FIRMA



INDICE DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	7
CAPITULO I ESTADO DEL ARTE DE LAS PRESAS.....	9
I.1 SITUACIÓN ACTUAL DE LAS PRESAS EN EL MUNDO.....	11
I.1.1 GENERALIDADES.....	11
I.1.2 PERSPECTIVA HISTÓRICA DE LA PRESAS EN EL MUNDO.....	11
I.1.3 PRESAS CONSTRUIDAS.....	14
I.2 SITUACIÓN ACTUAL DE LAS PRESAS EN MÉXICO.....	22
I.1.4 GENERALIDADES.....	22
I.1.5 PRESAS CONSTRUIDAS EN MÉXICO.....	22
I.1.6 HIDROELECTRICIDAD Y TERMOELECTRICIDAD.....	28
I.3 DESARROLLO HISTÓRICO DE LAS PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO.....	30
I.1.7 DESARROLLO DE LAS PRESAS DE CCR.....	30
CAPITULO II CONSIDERACIONES BÁSICAS DE LAS PRESAS	36
II.1 GENERALIDADES	37
II.2 CLASIFICACIÓN POR EL TIPO DE CORTINA.....	37
II.2.1 PRESAS DE CONCRETO O MAMPOSTERÍA.....	37
II.2.2 PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO.....	39
II.3 CLASIFICACIÓN POR RIESGO POTENCIAL.....	42
II.4 CLASIFICACIÓN POR TAMAÑO.....	42
II.5 CLASIFICACIÓN SEGÚN SU USO.....	43
CAPITULO III ESTUDIOS DE PLANEACIÓN DE PROYECTOS	44
III.1 GENERALIDADES	45
III.2 OBJETO DE LA OBRA.....	45
III.2.1 IRRIGACIÓN.....	45
III.2.2 APLICACIONES DOMÉSTICAS Y MUNICIPALES.....	46
III.2.3 USOS INDUSTRIALES	46
III.2.4 PRODUCCIÓN DE ENERGÍA.....	46
III.2.5 CONTROL DE AVENIDAS.....	46
III.2.6 OBRAS VARIAS PARA LA CONSERVACIÓN DE AGUA.....	47
III.3 ESTUDIOS DE PLANEACIÓN DE LOS PROYECTOS.....	47
III.4 ETAPAS DE LA INVESTIGACIÓN.....	47
III.5 SELECCIÓN DEL SITIO	50
III.5.1 CONDICIONES TOPOGRÁFICAS.....	51
III.5.2 CONDICIONES GEOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS.....	51
III.6 OTROS FACTORES.....	53
III.7 CARGAS QUE ACTÚAN SOBRE UNA PRESA.....	56
III.7.1 CARGAS PRIMARIAS.....	56
III.7.2 CARGAS SECUNDARIAS.....	57
III.7.3 CARGAS EXCEPCIONALES	57
CAPITULO IV CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO	59



IV.1	DEFINICIÓN	60
IV.2	FILOSOFÍAS DE DISEÑO	60
IV.2.1	FILOSOFÍA DE SUELO	60
IV.2.2	FILOSOFÍA DE CONCRETO	61
IV.3	APLICACIONES	62
IV.4	OBJETIVO DEL CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO	63
IV.5	VENTAJAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO	64
IV.6	INVESTIGACIÓN Y SELECCIÓN DE MATERIALES.....	66
IV.6.1	MATERIALES CEMENTANTES.....	66
IV.6.2	AGREGADOS.....	67
IV.6.3	AGUA.....	69
IV.6.4	LOS ADITIVOS QUÍMICOS.....	69
IV.6.5	DOSIFICACIÓN DE LA MEZCLA.....	71
IV.7	CONSIDERACIONES BÁSICAS	71
IV.7.1	RESISTENCIA.....	72
IV.7.2	CÁLCULO DEL CONTENIDO EQUIVALENTE DE CEMENTO.....	73
IV.7.3	TRABAJABILIDAD.....	74
IV.7.4	GENERACIÓN DE CALOR.....	74
IV.7.5	AGREGADO.....	75
IV.7.6	CONTENIDO DE AGUA.....	77
IV.7.7	ADITIVOS.....	77
IV.7.8	ENSAYOS DE CONSISTENCIA	77
IV.7.9	PREPARACIÓN DE ESPECÍMENES.....	78
IV.8	PROCEDIMIENTO PARA LA SELECCIÓN DE LAS PROPORCIONES DE LA MEZCLA DE CCR.....	81
IV.9	MÉTODOS DE PROPORCIÓN DE MEZCLAS CON APROXIMACIÓN A CONCRETO.....	82
IV.9.1	EL MÉTODO DE LA ALTA PASTA	82
IV.9.2	EL MÉTODO DE PRESA COMPACTADA CON RODILLO (RCD).....	83
IV.9.3	EL MÉTODO DEL CUERPO DE INGENIEROS DEL EJÉRCITO.....	83
IV.10	MÉTODOS DE PROPORCIÓN DE MEZCLAS CON APROXIMACIÓN A SUELOS.....	84
IV.10.1	EL MÉTODO DE CCR POBRE.....	84
IV.10.2	EL MÉTODO DE SUELOS SIMPLIFICADO O UTILIZANDO CONCEPTO DE COMPACTACIÓN DE SUELOS	85
IV.11	PROPIEDADES DEL CCR.....	86
IV.11.1	GENERALIDADES.....	86
IV.11.2	RESISTENCIA	87
IV.11.3	PROPIEDADES ELÁSTICAS	89
IV.11.4	DEFORMACIÓN	91
IV.11.5	PROPIEDADES TÉRMICAS.....	92
IV.11.6	CAMBIOS DE VOLUMEN.....	92
IV.11.7	PERMEABILIDAD	93
IV.11.8	DURABILIDAD	94
IV.11.9	PESO UNITARIO	94
CAPITULO V	CONSIDERACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN	95
V.1	CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO.....	96
V.2	REQUISITOS ESPECIALES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE PRESAS DE GRAVEDAD CCR.....	97
V.2.1	FACTOR MÍNIMO DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO.....	98



V.2.2	REFUERZO EN LA COLOCACIÓN DE CCR.....	98
V.2.3	CONSIDERACIONES DE INFILTRACIÓN.....	99
V.3	DISEÑO DEL PROGRAMA DE CONSTRUCCIÓN DEL CCR	100
V.3.1	PROGRAMAS DE PRUEBAS.....	101
V.3.2	SISTEMAS Y TÉCNICAS DE REVESTIMIENTO.....	103
V.3.3	CONTROL DEL AGRIETAMIENTO	105
V.3.4	GALERÍAS DE INYECCIÓN Y DRENAJE.....	108
V.3.5	OBRAS DE TOMA.....	109
V.3.6	VERTEDORES.....	110
CAPITULO VI MÉTODOS Y EQUIPOS DE CONSTRUCCIÓN		112
VI.1	GENERALIDADES	113
VI.2	CONTROL DE PRODUCCIÓN DEL CCR.....	113
VI.2.1	RENDIMIENTO DE PRODUCCIÓN DEL CCR.....	114
VI.2.2	COORDINACIÓN DEL SISTEMA.....	114
VI.2.3	LA SEGREGACIÓN.....	115
VI.3	PLANTA DE PRODUCCIÓN DE AGREGADOS.....	115
VI.3.1	LAS RESERVAS AGREGADOS.....	116
VI.3.2	SISTEMA DE ALIMENTACIÓN DE AGREGADOS.....	116
VI.3.3	SISTEMAS DOSIFICADORES MASIVOS.....	117
VI.3.4	SISTEMAS DE ALIMENTACIÓN CONTINUA.....	117
VI.3.5	MEZCLADORES MASIVOS.....	117
VI.3.6	MEZCLADORAS CONTINUAS.....	118
VI.3.7	MEZCLAS UNIFORMES.....	118
VI.4	SISTEMAS DE TRANSPORTACIÓN DEL CCR.....	118
VI.4.1	SISTEMAS DE BANDAS.....	119
VI.4.2	BANDAS TRANSPORTADORAS MÓVILES.....	120
VI.4.3	SISTEMAS DE TRANSPORTE DE VEHÍCULOS.....	121
VI.4.4	CANALETAS POR VACÍO.....	121
VI.4.5	TRANSPORTE POR TUBERÍA.....	122
VI.5	PROCESO DE COLOCACIÓN Y TENDIDO.....	122
VI.6	PROCESO DE COMPACTACIÓN.....	126
VI.6.1	PASADAS MÍNIMAS Y ESPESORES DE CAPA.....	127
VI.7	COLOCACIÓN DE CCR EN LA CIMENTACIÓN.....	128
VI.8	INSTALACIÓN DE JUNTAS, SELLOS Y DRENES.....	129
VI.8.1	JUNTAS DE CAPAS.....	129
VI.8.2	JUNTAS DE CONTRACCIÓN TRANSVERSALES.....	130
VI.8.3	SELLOS Y JUNTAS DE DRENAJE.....	131
VI.8.4	TRATAMIENTO DE LA JUNTA DE LAS CAPAS.....	132
CAPITULO VII EJEMPLOS DE APLICACIÓN DEL CCR EN PRESAS E INNOVACIONES 138		
VII.1	PRESA GENERAL RAMÓN CORONA MADRIGAL (TRIGOMIL).....	139
VII.1.1	INFORMACION GENERAL.....	139
VII.1.2	HIDROLOGIA.....	139
VII.1.3	GEOLOGIA.....	140
VII.1.4	OBRA DE DESVIO.....	141
VII.1.5	CORTINA.....	141
VII.1.6	OBRAS DE TOMA.....	144



VII.1.7	VERTEDOR.....	145
VII.1.8	CONSTRUCCION	146
VII.1.9	INVERSION	147
VII.1.10	COMPORTAMIENTO A LA FECHA	147
VII.1.11	OPERACION.....	147
VII.2	PRESA GENERAL FRANCISCO J. MÚGICA	149
VII.2.1	INFORMACION GENERAL	149
VII.2.2	METODOS CONSTRUCTIVOS	150
VII.2.3	AGREGADOS.....	151
VII.2.4	TRANSPORTE	152
VII.2.5	COLOCACION.....	152
VII.2.6	COMPACTACION	154
VII.3	PRESA RALCO (CHILE)	156
VII.3.1	DISEÑO DE LA PRESA DE CCR.....	157
VII.3.2	PROGRAMA DE CONSTRUCCIÓN	161
VII.3.3	MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN Y EQUIPAMIENTO	162
VII.3.4	CONCLUSIONES	165
VII.4	PRESA LA BREÑA II (ESPAÑA)	166
VII.4.1	EL PROYECTO	166
VII.4.2	ENSAYO EN MODELO REDUCIDO	171
VII.4.3	LOSA DE ENSAYO A ESCALA REAL (LEER)	173
VII.4.4	DESARROLLO DE LAS OBRAS Y EQUIPOS	180
VII.5	PRESA PIRRÍS (COSTA RICA)	185
VII.5.1	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO Y DE LAS OBRAS DE PRESA.....	185
VII.5.2	ANTECEDENTES PARA LA EJECUCIÓN DE LA PRESA	185
VII.5.3	OBRAS PREVIAS A LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO	186
VII.5.4	TECNOLOGÍA DEL CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO (CCR).....	186
VII.5.5	ORGANIZACIÓN PARA LA EJECUCIÓN DE LA PRESA	187
VII.5.6	CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA.....	187
VII.5.7	PROGRAMA DE TRABAJO	194
VII.5.8	CONTROL DE CALIDAD.....	194
VII.5.9	RENDIMIENTOS Y COSTOS.....	195
VII.5.10	CONCLUSIONES	196
VII.6	MÉTODOS Y TÉCNICAS RECIENTES EN EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PRESAS DE CCR.....	197
VII.6.1	MÉTODO DE LA CAPA INCLINADA.....	197
VII.6.2	USO DE GEOMEMBRANAS.....	199
CAPITULO VIII CONCLUSIONES.....		207
BIBLIOGRAFÍA.....		210



INTRODUCCIÓN

Actualmente las presas están dando un giro a otros materiales en donde su proceso constructivo sea económico, de tal manera que el concreto compactado con rodillo da algunas ventajas, ya que reduce el volumen, tiempos de ejecución y número de obras, así entonces se desarrolla este estudio para conocer las bases para el desarrollo de una presa empleando el Concreto Compactado con Rodillo.

El objetivo general de la tesis consiste en:

- Conocer la aplicación del Concreto Compactado con Rodillo (CCR) en obras hidráulicas, así como sus ventajas y desventajas con respecto a otros materiales.
- Hacer referencia a las características sobresalientes del diseño de una presa de CCR y sus obras asociadas: vertedor, obra de toma, entre otras, así como los aspectos estructurales y constructivos considerables para un proyecto.
- Describir los aspectos constructivos previstos para la construcción de galerías, pozos de acceso, tratamientos de superficies expuestas y juntas constructivas entre capas de CCR y juntas de contracción entre bloques.
- Presentar técnicas y métodos de construcción empleadas en algunas presa construidas con CCR.

Para alcanzar el objetivo general, se ha dividido el trabajo en ocho capítulos, a continuación se describen los objetivos particulares de cada uno de ellos.

Capítulo I: Este capítulo tiene como finalidad presentar la historia de la construcción de presas, así como la situación actual de las presas el mundo, de la misma forma presentar la infraestructura con la que cuenta nuestro país y verificar la importancia que este tipo de infraestructura representa en el desarrollo de un país.

Capítulo II: La finalidad de este capítulo es presentar los criterios de clasificación de una presa, ya que en función de su uso, tipo de materiales, capacidad de almacenamiento y altura de cortina, el diseño de ella puede variar de una a otra he aquí la importancia de definir la clasificación.

Capítulo III: En este capítulo se presentan las diferentes etapas de planeación de un proyecto hidráulico, como es el caso del diseño de una presa, así como la información necesaria de los estudios que deben realizarse en la planeación de un proyecto hidráulico, con el fin de facilitar la concepción y un buen diseño.

Capítulo IV: En esencia, este capítulo está enfocado a la descripción del Concreto Compactado con Rodillo, en donde se menciona su aplicación, ventajas y desventajas de su uso, los materiales empleados en su fabricación, su dosificación y propiedades del CCR



Capítulo V: El objetivo de este capítulo es presentar las consideraciones y recomendaciones para la selección y el diseño de las de las estructuras de CCR. En general, la mayoría de las consideraciones de diseño y recomendaciones relacionadas con la construcción de CCR son similares a los que se aplican a los proyectos de concreto convencional. Se establecen parámetros de diseño, el diseño debe prever un funcionamiento seguro, y las operaciones de construcción no deben verse comprometidas.

Capítulo VI: En este capítulo se presenta la información de los métodos empleados en la construcción de estructuras empleando el CCR, así como la maquinaria necesaria para su eficiente aprovechamiento. Se mencionan métodos aplicables en proyectos realizado por el Cuerpo de Ingeniero de los EEUU

Capítulo VII: Se presentan recomendaciones para el diseño y construcción de presas de CCR, tomando como base las experiencias obtenidas en el diseño y construcción de proyectos de esta naturaleza, así como las adversidades que se tuvieron y los cambios realizados sobre la marcha.



CAPITULO I ESTADO DEL ARTE DE LAS PRESAS

OBJETIVO:

Conocer la situación actual de las presas en el mundo y en nuestro país, con el fin de poder tener una mayor certeza de la evolución de estas a lo largo del tiempo, así como la importancia que estas representan para el desarrollo de un país.

Conocer el desarrollo y evolución de las presas de Concreto Compactado con Rodillo, así como las diferentes filosofías empleadas en su construcción.

RESUMEN.

Las presas hoy en día causan una gran controversia para su construcción y desarrollo desde el punto de vista ambiental, social y económico, ya que obligan a que se desplacen personas, se contaminen las áreas inundadas por los embalses y sus costos superen en promedio el 30% de lo presupuestado originalmente.

Sin embargo parece paradójico que diversos organismos a nivel mundial impulsen seriamente la construcción de proyectos que suministren energía con fuentes renovables. El tratado de Kyoto ha establecido la necesidad de reducir los proyectos que generan energía con fuentes contaminantes y las emisiones de estos contaminantes fósiles lleguen a la atmósfera, imponiendo por ello cuotas a cumplir, por lo que emite el concepto de bonos verdes, en beneficio de los proyectos con fuentes renovables.

En términos generales, a nivel mundial hay del orden 110 000 presas de las cuales 37 640 son grandes presas (ICOLD, 2006) de éstas, 22 000 están construidas en China; 6 600 en Estados Unidos; 4 300 en la India; 2 700 en Japón, es necesario mencionar que China solo registra a presas cuya altura es mayor a 30 m y de acuerdo con datos China cuenta con 14 000 presas cuya altura es entre 15 y 30 m de altura, de manera que la cifra de grandes presas, de acuerdo con la definición de la ICOLD es de 52 000. En México hay 4 800 presas, de las cuales únicamente 1 017 corresponden a la definición de grandes presas; sin embargo, recientemente en un artículo del "Hidroelectric Review" se enfatiza que en América Latina hay un brillante futuro y de hecho así lo es, el 60% de la generación de la energía en la región es producto de proyectos hidroeléctricos, a la fecha 400 proyectos están operando con más de 130 000 MW instalados, 150 proyectos están en construcción que incrementarán en 22 400 MW la capacidad instalada; 400 proyectos se encuentran en diversas etapas de estudio y como ya se mencionó México en muchos sentidos es la punta de lanza en la Ingeniería de Presas.



CONSIDERACIONES PRÁCTICAS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO.



El inicio de la construcción de las presas con CCR ha sido una innovación que comenzó en la década de los 90's, actualmente si tienen construidas alrededor de 300 presas en el mundo, cuyos países iniciadores son EEUU, China, Japon, Brasil, España entre otros. En México actualmente solo se tienen construidas 11 presas de CCR y algunas en procesos de construcción.



I.1 SITUACIÓN ACTUAL DE LAS PRESAS EN EL MUNDO.

I.1.1 GENERALIDADES

El hombre y el ingeniero cuando del agua se trata, se enfrenta a tres problemas básicos a resolver: su calidad, su escasez y el exceso de la misma. Hay un gran desarrollo en materia de hidráulica, sin embargo, la hidráulica, materia que tiene mucho de empírica, ha tenido un desarrollo entendido por los ingenieros. Decía Galileo Galilei: “es más fácil entender el movimiento de los astros que el del agua”, y decía Leonardo Da Vinci: “en cuanto al agua vale más la experiencia que la razón”. Hoy en día podríamos decir, que los parámetros de la mecánica de fluidos están mejor entendidos y, de alguna manera, mejor aprovechados en lo que se refiere al uso de las presas y las obras hidráulicas (Marengo, 2006)

El enorme reto para la ingeniería es generar un crecimiento sin precedentes en cuanto a las ciudades, su infraestructura, vivienda, disponibilidad de agua y evidentemente energía. La precipitación pluvial tiene variaciones significativas en el tiempo y en el espacio, después de intensas precipitaciones, generalmente debidas a ciclones, suceden grandes periodos de estiaje asociados a sequías como consecuencia del cambio climático y las poblaciones se han desarrollado donde existen pocos recursos hidráulicos.

Es interesante notar que los constructores de presas han emulado, quizás algunos sin saberlo, a los ingeniosos castores que construyen barreras con troncos, lodo y piedras en arroyos, riachuelos y ríos de montaña, con la finalidad de protegerse, facilitar su traslado y conseguir alimentos.

Los beneficios que las presas brindan a los países son múltiples: permiten regar grandes extensiones de tierras áridas convirtiéndolas en vergeles; proteger poblaciones de los catastróficos daños originados por crecientes extraordinarias; y posibilitan la generación de energía eléctrica de manera limpia, entre los más importantes: La correlación que existe entre la riqueza de un país y su capacidad de almacenamiento es notable. Pero la presas también provocan efectos ambientales adversos, al reducir o incluso eliminar los caudales y aportes de nutrientes necesarios para mantener ecosistemas, o al crear lagos artificiales que modifican microclimas además de la temperatura del agua, afectando los ciclos bióticos de la flora y la fauna. Adicionalmente, con frecuencia la inundación que provoca el agua de los embalses obliga al desplazamiento de los habitantes de las poblaciones ubicadas dentro del embalse (IMTA, 2006).

I.1.2 PERSPECTIVA HISTÓRICA DE LA PRESAS EN EL MUNDO.

La historia de la construcción de presas se remonta en la antigüedad hasta las primeras civilizaciones del Medio Oriente y del Lejano Oriente. Innumerables pequeñas presas, invariables estructuras de rellenos simples, se construyeron para la irrigación en países como China, Japón, India y Sri Lanka. Algunas de estas primeras presas existen todavía.

Se considera que la presa conocida más antigua realmente importante es la construida en Sadd-el-Kafara, Egipto, aproximadamente en 2500 a.c. Consistía en una zona central rellena con material suelto, rodeada por espaldones de roca y con paramentos protegidos



por mampostería ordinaria. La altura total de Sadd-el-Kafara era de 14 m. Se le abrió una brecha, tal vez como consecuencia de una inundación que desbordó, luego de un periodo de servicio relativamente corto. Algunas obras construidas para conducir el agua en los antiguos asentamientos humanos actualmente están en servicio como es la presa Kofini en Grecia, que se construyó en el año 1260 a. C (Marengo, 2006)

Las primeras civilizaciones construyeron algunas presas importantes en Medio Oriente, especialmente en Irak, Irán y Arabia Saudita. Las presas de relleno de Marib, construida en Yemen en 750 a.c. para presentar servicio a un proyecto mayor de irrigación, vale la pena destacar que su altura total era de 20 m, la primera presa de mampostería de importancia, Kesis Golu en Turquía de 10 m de altura data de este mismo periodo.

En el periodo posterior a 1000 d.c., se propago la actividad de construcción de presas, con un crecimiento rápido en la altura de las presas y en la audiencia de sus concepciones. Particularmente notoria fue la construcción de un conjunto de presas de gravedad de mampostería en Irán, y la extraordinaria presa Sultan Mahmud de 31 m en Afganistán.

En los años posteriores comenzó en forma más seria la construcción de presas en muchas partes de Europa. La construcción de presas en mampostería en España en el siglo XVI avanzó considerablemente. La magnífica presa de gravedad de Tibi con 42 m de altura se concluyó en 1594 y le siguió un grupo importante de estructuras de mampostería. Debido a la expansión rápida del Imperio español, su experiencia en construcción de presas se exportó a América Central y del Sur. Como un caso representativo de su amplitud, la minería de metales centralizada en Potosí (Bolivia), a mediados del siglo XVII, abastecida por un grupo de 32 embalses.

Durante el periodo de 1700 a 1800 la ciencia de construcción de presas avanzó en forma más o menos lenta. Los albores de la primera Revolución Industrial y de la era del canal dieron un ímpetu considerable a la construcción de presas de relleno en Gran Bretaña y Europa occidental en el periodo iniciado hacia 1780. El diseño de presas de relleno continuo siendo muy empírico por un tiempo más largo. Los avances en la construcción de terraplenes contaron con la aparición de la teoría moderna de la mecánica de los suelos en el periodo posterior a 1930.

Para la ingeniería, el descubrimiento del cemento es el hecho tal vez más importante desde que los romanos difundieron el uso del arco en sus construcciones. La baja permeabilidad del concreto y la posibilidad de darle forma, permite el desarrollo de la ingeniería del agua. Las características que hacen al cemento tan importante para las obras de ingeniería es la facilidad de manejo en estado fluido, colocarlo en moldes y dar la forma que se requiere, para que con la reacción química alcancen los cristales la dureza y resistencia necesaria.

La primera presa del tipo gravedad, construida en los tiempos modernos, fue la presa Bouzey en Francia en 1895, que tuvo una falla catastrófica. Aceptadas las bases teóricas establecidas por Rankine para el diseño de las presas, se aplicaron en la presa Periyar, en la India. Los análisis de presas de arco se establecen a partir de 1920 en la presa Pacoima en California.



Antes de 1900 existían más de mil presas construidas en el ámbito mundial, según reportes del Registro Mundial de Presas (1984), sin embargo, se generó un enorme incremento en la construcción de presas a partir de la mitad del siglo XXI. A la fecha, están construidas más de 100 000 presas en el mundo y se puede decir que están consideradas como grandes presas a más de 36 mil de ellas, sin considerar las construidas en China.

Según la ICOLD define como grandes presas a aquellas que tienen más de 15 m de altura, las que están entre 10 y 15 m con una longitud de cresta en el vertedor superior a los 500 m o las que el caudal de descarga supera los 500 m³/s, o bien, que presenten condiciones complejas para su cimentación. (Marengo, 1999)

El sistema de presas más importante del mundo se encuentra en China, donde sólo en los últimos 30 años se han construido 70 000 presas y embalses; si bien en su mayor parte son presas relativamente pequeñas, su capacidad de almacenamiento supera los 300 km³. China ha enfatizado la construcción de pequeñas presas para reducir costos de construcción y poder hacerlo con tecnologías relativamente sencillas. Así pues, Asia tiene el mayor sistema de presas del mundo, lo cual le permite regular el flujo de agua de todos los continentes: 560 km³ por año. Si bien la mayoría de los grandes ríos asiáticos como el Yangtzé, el Mekong, el Brahmaputra, el Ganges, el Indo o el Irrawaddy han sido, de una u otra forma, explotados mediante presas y embalses, principalmente con fines de riego, obviamente Asia tiene aún un enorme potencial hidroeléctrico. (Marengo, 1999).

El número de presas construidas en los últimos 35 años supera el 85 por ciento del total. La distribución de grandes presas por continente se muestra en la Tabla I-1.

Tabla I-1 Número de presas de más de 15m de altura. (Marengo, 1999)

Continente	1950	1982	1986	En construcción
África	133	665	763	58
Asia	1,554	4,194	4,569	430
Australia /Oceanía	151	448	492	25
Europa	1,323	3,961	3,982	204
Norte-Centroamérica	2,099	7,303	6,595	39
Sudamérica			884	69
Rusia			132	18
Subtotal	5,260	16,571	17,417	843
China	8	18,595	18,820	183
Total mundial	5,268	35,166	36,327	1,026

La construcción de embalses y presas representa inversiones cuantiosas. A comienzos de los ochenta se calculaba que el costo para retener un kilómetro cúbico de agua mediante una presa era de 120 millones de dólares. En esa misma época se calculaba que la renovación de los sistemas de riego deteriorados o dañados, junto con sus canales de distribución, costaban 680 dólares por hectárea, y si se incorporaban los mecanismos para corregir los niveles de salinización, había que añadir 240 dólares por hectárea.



La construcción de presas y embalses lleva aparejada, sin embargo, la pérdida neta de tierras, a menudo fértiles, que son inundadas por el lago artificial formado por la presa. La presa sobre el río Volta, en Burkina Faso, terminada en 1974, inundó un área de 85 000 km², desplazando 82 000 personas. La presa de Aswan, en Egipto, cubre 66 000 km² y provocó el desplazamiento de 120 000 personas. Salto Grande, en Uruguay y Argentina, formó al concluirse las obras un lago de 78 000 ha con riberas de más de 1 200 km.

La década de 1970 presenció en América Latina una fuerte actividad en construcción de embalses y presas, la mayoría para uso energético. Esa actividad disminuyó en los ochenta aun cuando la capacidad de embalse de las nuevas presas es considerablemente mayor. Estas actividades se concentraron en pocos países: Brasil y Argentina concentran 62 por ciento y 19 por ciento, respectivamente, del total de la capacidad de presas y embalses construidos entre 1970 y 1984.

El análisis de los sistemas de riego va inevitablemente asociado a las grandes presas para uso tanto agrícola como energético. El potencial hidroeléctrico de América Latina es de 805 792 MW, que corresponde a 35 por ciento del total mundial; sin embargo, sólo se utiliza 9,6 por ciento de ese total. Este hecho, asociado al alza de los precios del petróleo, explica la tendencia típica de América Latina en la expansión de presas.

La expansión de presas ha resultado, en las últimas dos décadas, en un aumento considerable de disponibilidad de energía hidroeléctrica. La capacidad instalada del potencial hidroenergético regional se incrementó a una tasa anual de 10,2 por ciento en los últimos años setenta y de 6,5 % entre 1980 y 1987. El porcentaje de energía hidroeléctrica en relación con otras fuentes energéticas se incrementó del 53,9 % en 1970, a 60,3 % en 1987, al paso que el de energía eléctrica proveniente de plantas térmicas disminuye de 46,1 por ciento a 37,3 % en el mismo periodo.

En el diseño, construcción y operación de presas se han registrado avances significativos. En los últimos 20 años se ha prestado una gran importancia a las consideraciones de durabilidad y falla de las mismas y se puede decir que se ha establecido la base técnica y científica para definir la seguridad que deben tener las presas y las obras temporales como las de desvío. Se han planteado bases científicas para entender los aspectos geológicos, hidrológicos y la naturaleza y comportamiento de los materiales así como las cargas y ciclos a los que las presas están sujetas. (Marengo, 1999)

I.1.3 PRESAS CONSTRUIDAS.

De acuerdo con la ICOLD (2011) y a la actualización del registro de grandes presas se tienen 37 461 presas de los países miembros de esta asociación, de manera que muchos de los datos faltantes o disponibles es gracias a la actualización de cada miembro. Aproximadamente el 85 % del total de presas en el mundo, en donde 37 641 (78 % del total), tienen una altura entre 15 y 30 m, y solo 26 presas (0,1 %) exceden los 200 m de altura.

A la fecha, las presas almacenan más de 5 500 hm³ de agua; de este volumen dos terceras partes están disponibles como volumen útil y el resto es la llamada capacidad muerta. Esta capacidad útil de 3 660 hm³ añade un 26 por ciento a la porción estable del



escurrimiento medio anual de los ríos (14 010 hm³) del mundo entero. De acuerdo con el registro de grandes presas construidas y que se encuentran en operación, se tienen un total de 70 presas con una altura mayor a los 200 m, 139 presas cuya altura va entre 200 < H < 150 m y 41 presas con una altura entre 150 < H < 130 m.

Durante los últimos años el número de presas construidas ha decrecido gradualmente, como se muestra en la Tabla I-2.

Tabla I-2 Grandes Presas construidas y registradas por la ICOLD

Año	Presas registradas
1962	9 315 ⁽¹⁾
1965	9 608 ⁽¹⁾
1971	15 619 ⁽¹⁾
1982	36 051 ⁽²⁾
1986	37 593 ⁽²⁾
1996	25 410 ⁽³⁾
2001	33 105 ⁽³⁾
2006	37 640 ⁽³⁾

Según la ICOLD (1998), la distribución de grandes presas de acuerdo a su altura y región se distribuye como se muestra en la tabla 2.5.

Tabla I-3 Distribución de presas por regiones y por altura en porcentaje

Altura de la presa	África	América del norte	América del sur	Asia	Australia	Europa	Mundo
0 < H < 30 m	72	74	57	59	59	61	65
30 < H < 60 m	22	19	30	30	29	27	25
60 < H < 150 m	5	6	11	10	11	11	9
H > 150 m	1	1	2	1	1	1	1

Los cinco países con más presas suman más de las tres cuartas partes de todas las grandes presas del mundo (véase la tabla 2.6 y la Fig. 2.1), y aproximadamente dos tercios de ellas se encuentran en los países en desarrollo. La energía hidroeléctrica suministra más del 90 por ciento de la electricidad de 24 países.

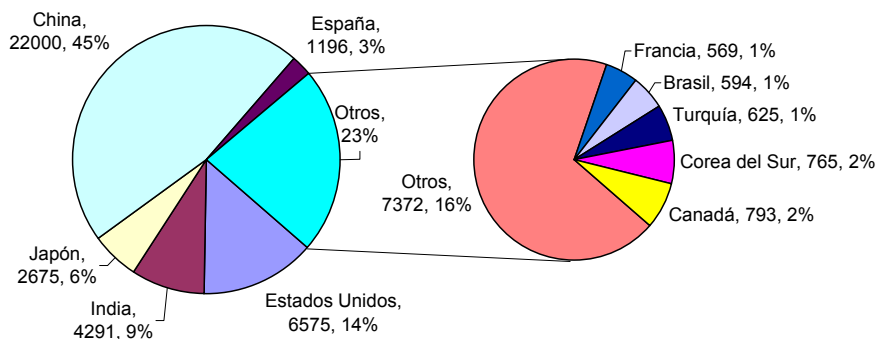


Figura I-1 Distribución de presas en el mundo



Tabla I-4 Distribución de presas por país

País	Porcentaje	No. de presas
Estados Unidos	14	6,575
India	9	4,291
Japón	6	2,675
China	46	22,000
España	3	1,196
Canadá	2	793
Corea del Sur	2	765
Turquía	1	625
Brasil	1	594
Francia	1	569
otros	16	7,372

La demanda de agua es cada vez mayor y llegaría a 3,2 % por año durante los próximos decenios. Con su almacenamiento actual total de unos 15 501 hm³, las presas claramente hacen una contribución significativa a la gestión eficiente de los recursos hídricos finitos que están desigualmente distribuidos y sujetos a grandes fluctuaciones estacionales. Muchas presas más son necesarias construir para garantizar el uso adecuado de este recurso. En la Tabla I-5 se presentan las presas construidas de acuerdo con su uso, y en la Figura I-2 se observa que el riego es la principal actividad que se realiza en la construcción de presas, lo cual lo más conveniente es realizar proyectos multipropósitos.

Tabla I-5 Número y propósito de presas registradas

Uso		Simple	Multipropósito	Suma
Hidroeléctrica	H	4 914	3 775	8 689
Abastecimiento de agua	AA	3 205	3 984	7 189
Control de Inundaciones	CI	2 603	4 579	7 182
Riego	R	13 468	5 617	19 085
Navegación	N	112	547	659
Recreativo	R	1 338	2 810	4 148
Piscicultura	P	39	1 342	1 381
Otros	O	1 259	827	2 086

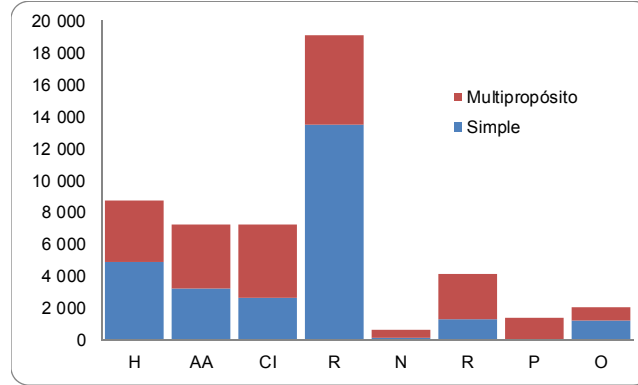


Figura I-2 Número y propósito de presas

Presas antes mencionadas pueden dividirse en dos categorías principales: presas propósito único de las cuales representan el 71,6 % (26 938) tal y como se muestra en la Figura I-3 y presas multipropósito con un 24,8% (9 321), véase la Figura I-4

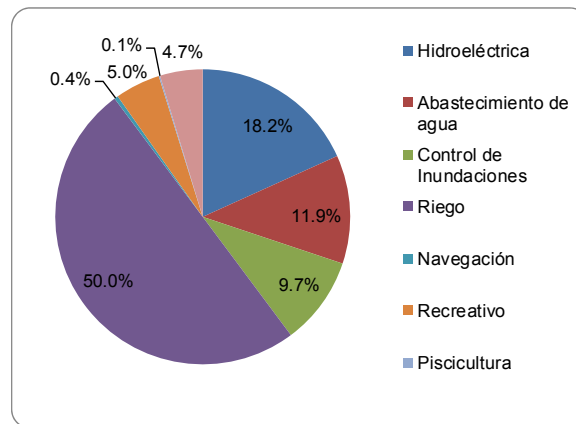


Figura I-3 Presas con propósito simple.

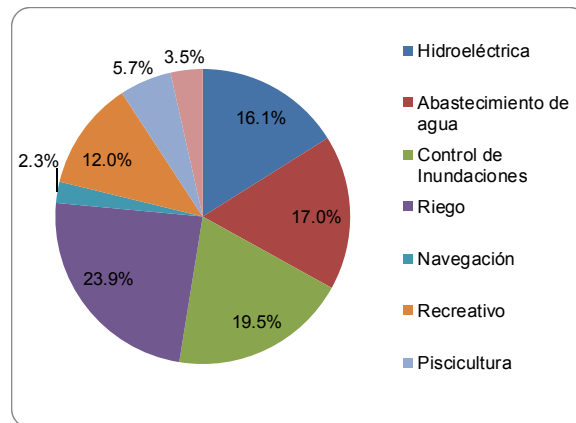


Figura I-4 Presas multipropósitos



Por otro lado es importante conocer la tendencia y el número de presas construidas de acuerdo con los materiales empleados y tipo de estructura tal y como se muestra en la Tabla I-6, de tal manera que las presas de tierra predominan en alrededor del 63% de todas las presas enunciados de acuerdo con la Figura I-5. Esto es por supuesto el tipo más antiguo y hay huellas o diques de tierra en los restos de las civilizaciones más antiguas. Además, este tipo de presa puede acomodar una amplia gama de diferentes cimentaciones

Tabla I-6 Distribución de presas construidas de acuerdo con el tipo de estructura (ICOLD, 2011)

Tipo	Número
Tierra	23 736
Enrocamiento	2 888
Gravedad	6 390
Contrafuertes	416
Barrera (Barrages)	251
Arco	1 854
Arcos Múltiples	141
Otros	1 965

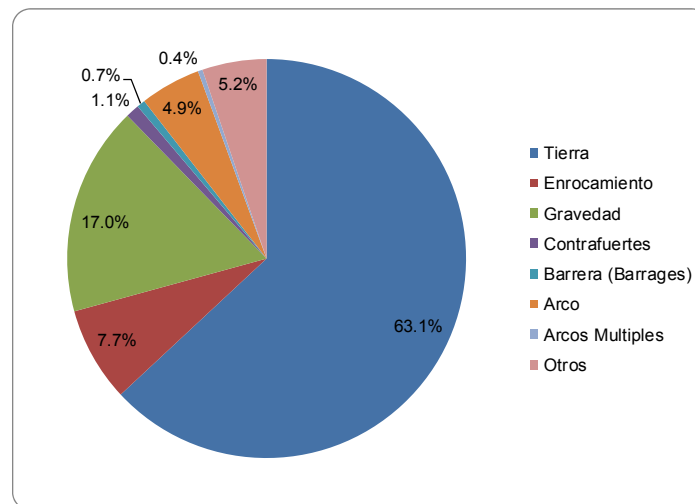


Figura I-5 Presas construidas de acuerdo al tipo de material (ICOLD, 2011)

De acuerdo con el último reporte de la ICOLD en 2011, en la Tabla I-7 se presentan los países y el número de presas registradas



CONSIDERACIONES PRÁCTICAS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO.



Tabla I-7 Presas construidas hasta el año 2011 de acuerdo con la ICOLD

País	Número de Presas	País	Número de Presas	País	Número de Presas	País	Número de Presas
Estados Unidos	9 265	Portugal	200	Serbia	63	Libia	14
China	5 191	Suecia	190	Malasia	60	Burkina Faso	13
India	5 101	Bulgaria	180	Finlandia	56	Republica Dominicana	11
Japon	3 076	Austria	171	Chipre	55	Holanda	11
Canada	1 166	Suiza	167	Vietnam	51	Lesoto	11
Sudafrica	1 114	Gracia	154	Eslovaquia	50	Madagascar	10
España	987	Pakistan	143	Nigeria	45	Dinamarca	10
Turquia	741	Indonesia	129	Eslovenia	39	Costa Rica	9
Gbrasil	684	Algeria	126	Costa de Marfil	30	Camerun	9
Francia	622	Republica Checa	118	Croacia	29	Iraq	9
México	569	Marruecos	118	Islandia	28	Honduras	8
Italia	542	Argentina	112	Macedonia	27	Libano	8
Reino Unido	519	Mali	110	Bosnia	25	Nigeria	8
Australia	507	Tunisia	100	Armenia	18	Panama	7
Irán	501	Rusia	97	Irlanda	16	Bolivia	6
Noruega	335	Nueva Zelanda	96	Kenia	16	Egipto	6
Alabania	308	Chile	87	Filipinas	15	Uruguay	6
Alemania	308	Sri Lanka	86	Belgica	15	Ghana	5
Zimbawue	254	Venezuela	76	Etiopia	15	Paraguay	4
Rumania	246	Polonia	69	Georgia	15	Guatemala	4
Thailandia	218	Peru	64	Uzbekistan	15	Zambia	4
Sudan	4	Lituania	3	Nepal	3	Congo	2

De acuerdo con el registro de grandes presas construidas y que se encuentran en operación, se tienen un total de 70 presas con una altura mayor a los 200 m, 139 presas cuya altura va entre $200 < H < 150$ m y 41 presas con una altura entre $150 < H < 130$ m. En la Tabla I-8 se presentan las presas con alturas de cortina mayor a los 130 metros de altura.



CONSIDERACIONES PRÁCTICAS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO.



Orden	Nombre de la presa	Río	Pais	Año	Altura (m)	Longitud (m)	Orden	Nombre de la presa	Río	Pais	Año	Altura (m)	Longitud (m)
141	Presa Wujangdu	Río Wu	República Popular China	1982	165	?	196	Embalse de Alqueva	Río Guadiana	Portugal	2002	152	458
142	Presa Thomson	Río Thomson	Australia	1983	165	590	197	Presa de Fierza	Río Drin	Albania	1979	152	380
143	Presa Ross	Río Skagit	Estados Unidos	1949	165	396	198	Presa de Torul	Río Harist	Turquia	2007	152	320
144	Presa Sykia	Río Aspropotamos	Grecia	?	165	440	199	Presa de de Mytison	Río Irrawaddy	Birmania	2017	152	290
145	Presa Trinity	Río Trinity	Estados Unidos	1962	164	793	200	Presa de Menzelet	Río Ceyhan	Turquia	1989	151	425
146	Presa Sardar-Sarovar	Río Narmada	India		163	1	201	Zervrelasee	Río Rin	Suiza	1957	151	504
147	Presa Tankeng	Río Ou	República Popular China	2008	162	507	202	Presa Porce III	Río Porce	Colombia	2011	151	426
148	Presa Dongfeng	Río Wu	República Popular China	1995	162	254	203	Presa Geheyan	Río Qingjiang	República Popular China	1998	151	641
149	Represa del Guri	Río Caroní	Venezuela	1978	162	7,426	204	Presa Fontana	Río Little Tennessee	Estados Unidos	1944	150	721
150	Presa Ing. Jose Maria Ochoa Pile	Río Yacambu	Venezuela		162	?	205	Presa de Baishan	Río Songhua	República Popular China	1986	150	677
151	Presa Talbingo	Río Tumut	Australia	1971	162	701	206	Presa de Messochora4	Río Achelous	Grecia	2015	150	300
152	Presa de Tokuyama	Río Ibi	Japón	2008	161	427	207	Presa de Roselend	Río Doron de Roselend	Francia	1962	150	804
153	Presa Xiangjiaba	[[Río Jinsha]	República Popular China	2015	161	909	208	Embalse de Canelles	Río Noguera Ribagorzana	España	1960	150	200
154	Presa Grand-Maison	Río Eau d'Olle	Francia	1985	160	500	209	Presa Dongjing	Río Beipan	República Popular China	2009	150	
155	Presa Ranjit-Sagar	Río Ravi	India	2001	160	617	210	Presa Infernillo	Río Balsas	México	1964	149	350
156	USA-17	Presa Yellowtail	Río Bighorn	1967	160	451	211	Presa de Moiry	Río Gougna	Suiza	1958	148	
157	Presa Guanyinyan	Río Jinsha	República Popular China	2015	159		212	Presa de Gigerwald	Río Tamina	Suiza	1976	147	
158	Presa Emborcação	Río Paranaíba	Brasil	1983	158	1,507	213	Presa Maoergai	Río Heishui	República Popular China		147	
159	Presa Cougar	Río McKenzie (ramal Sur)	Estados Unidos	1964	158	488	214	Presa Longshou II	Río Heihe	República Popular China	2004	147	191
160	Presa Naramata	Río Naramata	Japón	1990	158	520	215	Presa Lintth-Limmern	Río Limmern	Suiza	1964	146	
161	Presa de Canales	Río Genil	España	1988	158		216	Presa Hassan I	Río Lakhdar	Marruecos	1986	145	380
162	Presa Speccheri	Río Leno de Vallarsa	Italia	1958	157	192	217	Presa Mohale	Río Segunyane	Lesoto	2002	145	620
163	Presa de Okutadami	Río Tadami	Japón	1961	157	475	218	Presa Tagokura	Río Tadami	Japón	1960	145	462
164	Presa Geheyan	Río Yangtze	República Popular China	1993	157		219	Gobernador Ney Braga	Río Iguazu	Brasil	1992	145	700
165	Presa Jilintai I	Río Kashgar	República Popular China	2005	157	445	220	Presa Vacha	Río Vacha	Bulgaria	1975	145	420
166	Presa Dongjiang	Río Lishui	República Popular China	1992	157	438	221	Presa Adiguzel	Buyuk Menderes	Turquia	1989	144	
167	Lago de Zeuzier	Río Lienne	Suiza	1957	156	156	222	Presa Özlüce	Río Peri	Turquia	2000	144	
168	Presa Zepingu	Río Min	República Popular China	2006	156	663	223	Presa La Angostura (o Beisario Dominguez)	Río Grijalva	México	1974	144	300
169	Presa de Nukul	Río Takiyama	Japón	2001	156	382	224	Presa Morrow Point	Río Gunnison	Estados Unidos	1968	143	211
170	Presa de Malutang	Río Panlong	República Popular China	2009	155	493	225	Presa de Tarbela	Río Indo	Pakistan	1974	143	2,743
171	Presa Urayama	Río Urayama	Japón	1998	155	372	226	Presa Oddatjorn	Ulladalsåna	Noruega	1988	142	
172	Presa Nagawado	Río Azusa	Japón	1969	155	356	227	Presa Warragamba	Río Warragamba	Australia	1960	142	351
173	Presa Rudbar-Lorestan	Río Rudbar	Irán	2012	156	185	228	Lago di Lei	Graubunden	Suiza	1962	141	
174	Presa Miyagase	Río Nakatsu	Japón	2000	153	420	229	Presa de Aldeadávila	Río Duero	España			
175	Presa de Sakuma	Río Tenryu	Japón	1957	156	294	230	Presa Gordon	Río Gordon	Australia	1978	140	192
176	Lijaxia	Río Amarillo	República Popular China	1997	155	489	231	Presa de Xingó	Río São Francisco	Brasil	1994	140	830
177	Göscheneralp	Río Göschenerreuss	Suiza	1960	155	540	232	Bath County PS Upper Dam	Back Creek	Estados Unidos	1985	140	
178	Presa de Place Moulin	Río Buthier	Italia	1965	155	678	233	Presa Chamera	Río Ravi	India	-	140	295
179	Presa Kenyir	Río Kenyir	Malasia	1987	155	800	234	Presa Arimim	Río Wada	Japón	1959	140	500
180	Presa Raico	Río Bio Bio	Chile	2002	155	360	235	Presa Srisaillam	Río Krishna	India	1981	140	512
181	Presa Huites (o Luis Donaldo Colosio)	Río Fuerte	México	1995	155	430	236	Presa Ludila	Río Jinsha	República Popular China	2015	140	
182	Presa Turkwel	Río Turkwel	Kenia	1991	155	150	237	Presa Bureya	Río Bureya	Rusia	2009	139	
183	Presa de Bashan	Río Renhe	República Popular China	2009	155	477	238	Presa Manqla	Río Jehlum	Pakistan	1967	138	3140
184	Presa de Liyuan	Río Jinsha	República Popular China	2012	155		239	Presa Ahai	Río Jinsha	República Popular China	2015	138	
185	Presa Bhumbol	Río Ping	Tailandia	1964	154	486	240	Presa Malpaso (o Netzahualcōyotl)	Río Grijalva	México	1964	138	478
186	Serra da Mesa	Río Tocantins	Brasil	1998	154	1,544	241	Presa Cine	Río Cine	Turquia	2010	137	
187	Represa Salvajina	Río Cauca	Colombia	1985	154	400	242	Represa Los Caracoles	Río San Juan	Argentina	2008	136	620
188	Presa Xiaolangdi	Río Amarillo	República Popular China	2000	154	1,667	243	Presa de Cancano	Río Adda	Italia	1933	136	381
189	Presa Gepatsch	Faggenbach, Inn	Austria	1964	153	600	244	Presa Minamiaki	Minamiaki	Japón	2005	136	444
190	Represa de Foz de Areia	Río Iguazú	Brasil	1980	153	828	245	Presa Cabril	Río Zézere	Portugal	1954	136	
191	Lai da Curnera	Rein da Curnera	Suiza	1966	153	350	246	Presa Carters	Río Coosawatee	Estados Unidos	1977	136	
192	Presa Monteynard	Río Drac	Francia	1962	153	230	247	Presa Sauris	Río Lumiei	Italia	1948	136	
193	Presa Santa Giustina	Río Noce	Italia	1950	153	124	248	Presa de Alicurá	Río Limay	Argentina	1985	135	880
194	Presa Tedorigawa	Río Tadori	Japón	1980	153	420	249	Presa Illisu	Río Tigris	Turquia	2015	135	
195	Embalse Flaming Gorge	Río Green	Estados Unidos	1964	153	360	250	Embalse El Novillo (Plutarco Elias Calles)	Río Yaqui	México	1964	134	188



I.2 SITUACIÓN ACTUAL DE LAS PRESAS EN MÉXICO.

I.1.4 GENERALIDADES

La expectativa que se tiene en México es que alrededor del año 2040 la población estancará su crecimiento, y que el país crecerá un 40% adicional en sólo 35 años. El enorme reto para la ingeniería es generar un crecimiento sin precedentes en cuanto a las ciudades, su infraestructura, vivienda, disponibilidad de agua y evidentemente energía. La precipitación pluvial tiene variaciones significativas en el tiempo y en el espacio, después de intensas precipitaciones, generalmente debidas a ciclones, suceden grandes periodos de estiaje asociados a sequías y las poblaciones se han desarrollado donde existen pocos recursos hidráulicos.

En México el 80% de la población se asienta donde existen el 20% de los recursos hidráulicos y viceversa, un ejemplo de ello es la gráfica que a continuación se muestra en la que prácticamente el escurrimiento medio anual en el país es de 410 mil hm³, pero de éstos, 60 mil hm³ ocurren en el río Usumacinta, 30 mil hm³ ocurren en el río Grijalva y el resto en todo el país ((CONAGUA, 2011)).

Así en un área donde se capta el 20 %de la precipitación se encuentra establecida el 76 por ciento de la población, 90 % de la irrigación, 70 % de la industria y se genera el 77 % del Producto Interno Bruto. Adicionalmente se tiene que la cuarta parte de la población se encuentra asentada en regiones por encima de los 2,000 metros de altura sobre el nivel del mar, donde ocurre sólo un 4 % del escurrimiento, en contraste, por debajo de los 500 metros ocurre el 50 % del escurrimiento (CONAGUA, 2011)

Para equilibrar esta situación, ha sido necesario realizar un gran esfuerzo para desarrollar la infraestructura que permita regular el agua que escurre por los cauces de esta manera la construcción de presas forman parte de la infraestructura hidráulica del país para almacenamiento agua que se utiliza en la generación de energía, la industria, agricultura y para abastecer a la población. (Castelán - Crespo, 2000)

I.1.5 PRESAS CONSTRUIDAS EN MÉXICO.

En México se han encontrado vestigios en la presa Purron, en el Valle de Teotihuacán del año 700 a.C., lo cual demuestra que nuestros antepasados también fueron ingenieros que manejaron ampliamente el sentido de las obras hidráulicas.

Para propósitos de riego, en el año de 1550 se represó la laguna de Yuriria en el bordo de Tavamatacheo, dos siglos después se construyeron las presas El Saucillo y Nádó en el Estado de México.

De las presas construidas por particulares a fines del siglo XIX destacan la presa Belén, en Guanajuato, El Peinado, en Chihuahua, San José, en San Luis Potosí; las primeras para irrigación y la última para abastecimiento.

En los inicios en el siglo XIX, se construyeron obras hidráulicas muy importantes que con más de 100 años de antigüedad continúan operando con buenos resultados, un ejemplo de esto es Los Colomos, en Guadalajara, que sigue abasteciendo de agua a un sector



importante de la ciudad, siguiendo con pequeñas presas como: Batopilas(1889), Portezuelo (1898), Ixtaczoquitlán(1899), 20 años después se construyeron las presas de Tenango, Necaxa y Los Reyes, para la Mexican Light and Power Company, y se construyó también la presa La Boquilla, en 1910.

En nuestro país, terminada la Revolución Mexicana y promulgada la Constitución en 1917, se inició la construcción de la principal infraestructura hidráulica; se crea, en 1926 por el presidente Calles, la Comisión Nacional de Irrigación, y el presidente Cárdenas crea la Comisión Federal de Electricidad, en 1937. Fue tan importante este desarrollo que el escudo de la Secretaría de Recursos Hidráulicos era la presa Calles con un distrito de riego y la leyenda: "Por la grandeza de México". El escudo de la Comisión Federal de Electricidad es un generador hidroeléctrico que dice: "Electricidad para el progreso de México" (Marengo, 2006)).

La presa El Infiernillo, en Guerrero, ha sido tal vez el laboratorio a escala natural de las presas en México; es la única presa grande a nivel internacional que ha resistido un sismo como el del 85 de 8.1 grados en la escala de Richter, sin ninguna falla importante, sólo algunos agrietamientos transversales; también recibió una avenida de casi 25 000 m³/s, cuando la máxima estimada era de 28 000 m³/s, por lo que se considera que el comportamiento de la presa ha sido muy exitoso. El Infiernillo dejó las bases en muchos sentidos de lo que significó la construcción de grandes presas; en su tiempo fue la presa de enrocamiento con muro de arcilla más alta del mundo y fue construida por la Comisión Federal de Electricidad, por la empresa Ingenieros Civiles y Asociados.

En 1964, se construyó también la presa de La Venta, la cual en 1967 tuvo un desbordamiento total; en 1964 se construye la presa Plutarco Elías Calles, en Sonora; Malpaso sobre el río Grijalva y en 1975 se construye la presa La Angostura.

Chicoasén es tal vez la joya de la corona en cuanto se refiere a generación de energía, Chicoasén es un proyecto que se hizo con la conjunción de varias empresas mexicanas; la cortina de 265 m de altura es la cuarta en altura total a nivel mundial y es la más alta de tipo enrocamiento con núcleo de arcilla. Actualmente Chicoasén se ha realizado un sobre-equipamiento, ofreciendo una capacidad instalada de 2 430 MW, que es la mayor capacidad de energía en una sola central de generación en el país. Peñitas, en Chiapas se construyó en 1987 y el Caracol en el río Balsas en 1988.

Aguamilpa en Nayarit marcó un hito en cuanto a las presas de enrocamiento con cara de concreto por varios años con 187 m de altura, fue el punto de referencia de la ingeniería de presas a nivel mundial. Continuamente los consultores de presas nos referían como el bien diseñar y el bien construir de lo que significaba este tipo de presas; esta presa fue construida por la Comisión Federal de Electricidad y por la empresa ICA y se terminó en 1994.

Zimapán se terminó en 1995 y es también un punto de referencia en varios aspectos: tiene una cortina de arco de 200 m de altura, un túnel de 22 km que sólo filtra hoy en día 25 l/s en toda su longitud y una caída de 603 m en la salida de la casa de máquinas.



La presa Huites marcó un record internacional y no ha habido otro en cuanto a la rapidez en la colocación del concreto hidráulico; el proceso de Huites fue tomado y es tomado por Tres Gargantas como ejemplo de colocación de CCR.

La presa reguladora Amata, ubicada aguas abajo de la presa Comedero, es otra innovación en cuanto a la ingeniería de presas y a su proceso constructivo, es una presa de CCR al cual fue terminada en 2005.

Otra presa que en nuestro país llegó con innumerables aportaciones a la ingeniería de presas es El Cajón, más formalmente llamada presa Leonardo Rodríguez Alcaine, es una central hidroeléctrica ubicada en el cauce del Río Grande de Santiago en el municipio de Santa María del Oro, Nayarit, inicio operaciones en el año 2007, tiene la capacidad de generar 750 MW, tiene una altura de la cortina de 178 m, su embalse tiene la capacidad de albergar 2 282 hm³, tuvo un costo aproximado de 800 millones de dólares, la presa es operada la Comisión Federal de Electricidad. La cortina de trata de una Cortina de Enrocamiento con Cara de Concreto (ECC).

En total se estima que existen aproximadamente 8 000 presas y bordos en el país, de los cuales CONAGUA tiene registrados 4 462. De este número, 863 pertenecen a propietarios privados, 1 225 a asociaciones de usuarios de riego, 316 a gobiernos estatales, 56 a la CFE y 884 a CONAGUA. (Arreguín, 2005)

El registro de las presas construidas en México hasta 1996 es de 1 017 (véase Tabla I-9), éstas pertenecen a la CONAGUA, a la CFE y a la entonces llamada Secretaría de Agricultura y Ganadería (SRH). Muchas de estas presas fueron construidas por particulares y sin duda no están reportadas para fines estadísticos, en resumen; del orden de 173 presas pertenecieron a la Comisión Nacional de Irrigación, posteriormente pasaron a la Secretaria de Recursos Hidráulicos (SRH); cerca de 130 presas pertenecen a la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) y sólo 53 a la CFE, véase Tabla I-10. (Marengo, 2006)

Tabla I-9 Distribución de presas por tipo en número y porcentaje

Tierra Y Enrocamiento		Concreto y mampostería			
708 (69.62)		309 (30.38)			
Tierra	Enrocamiento	Gravedad	Arco	Concreto	Mampostería
559 (54.97)	149 (14.65)	273 (26.84)	10 (0.98)	25 (2.46)	1 (0.1)

Tabla I-10 Distribución de presa por tipo en número y porcentaje de la CFE

Tierra y enrocamiento		Concreto y mampostería			
25 (49.02)		26 (50.98)			
Tierra	Enrocamiento	Gravedad	Arco	Concreto	Mampostería
12 (48.0)	13 (52.0)	19 (73.07)	5 (19.23)	2 (7.70)	0 (0)

De las presas existentes en México, 667 se clasifican como grandes presas de acuerdo a los criterios de capacidad o altura de la ICOLD, entre ellas destacan: La Angostura



CONSIDERACIONES PRÁCTICAS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO.



(19 549 hm³), Malpaso (14 064 hm³) e Infiernillo (11 86 hm³), (Tabla I-11, Marengo, 2003); más de 1 200 presas medianas y 2 090 presas derivadoras que en conjunto con otras obras hidráulicas permiten almacenar y regular 155 hm³ que se suman a los 14 hm³ de almacenamiento natural en lagos y lagunas. (CONAGUA, 2011)

Tabla I-11 Presas de gran capacidad en México. (CONAGUA, 2010)

Embalse	Capacidad (hm ³)
La Angostura (Belisario Domínguez)	19,549
Nezahualcóyotl (Malpaso)	14,064
Chicoasén (Manuel Moreno Torres)	14,431
Infiernillo	11,860
Presidente Miguel Alemán (Temascal)	9,106
Internacional La Amistad	7,000
Aguamilpa (Solidaridad)	7,000
Miguel de la Madrid (Cerro de Oro)	5,380
Internacional Falcón	4,908
Álvaro Obregón (Oviachic)	4,200
Presidente Adolfo López Mateos (Humaya)	4,064
Lázaro Cárdenas (El Palmito)	4,438
Miguel Hidalgo (El Mahone)	4,030
Presidente Plutarco Elías Calles	3,676
Comedero	3,400
La Boquilla	3,336
Bacurato	2,900
Adolfo Ruiz Cortines (Mocuzari)	1,376
Solís	1,217
Vicente Guerrero (Las Adjuntas)	5,283

En México se calcula que la capacidad de almacenamiento de agua en presas y embalses es de 155 000 hm³, de los cuales 95 % corresponde a 59 presas de más de 100 hm³ de capacidad, estando el otro 5 % repartido entre 1 250 embalses a lo largo del país. Del total almacenado, 33 % se utiliza para riego, en su mayor parte en el norte y centro del país, y 37 % para la generación de energía hidroeléctrica, principalmente en el sur y el sureste; 15 por ciento se utiliza para el control de avenidas en épocas de lluvia, y 15 % corresponde a capacidad muerta. De acuerdo con la CONAGUA, las presas que se encuentran en operación de acuerdo con la región a la que pertenece se muestra en la tabla 2.14, cabe mencionar que son las que en cierta forma se tiene acceso a la información por parte de este organismo.



CONSIDERACIONES PRÁCTICAS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO.



Tabla I-12 Presas en operación en México por región.

REGIÓN NOROESTE (NW)			REGIÓN NORESTE (NE)		
PRESA	Capacidad Muerta	Cap. Útil Diseño	PRESA	Capacidad Muerta	Cap. Útil Diseño
	hm ³	hm ³		hm ³	hm ³
Huites, Sin	500	2408	El Azúcar, Tams	8.2	821.78
El Novillo, Son	416	2509	Lago Toronto, Chih	129.68	2773.62
El Humaya, Sin	29.69	3042.27	La Amistad, Coah	84	4137.2
El Comedero, Sin	76	2174	Las Vírgenes, Chih	5.3	242.7
Bacurato, Sin	80.4	1779.43	Don Martín, Coah	1	1374
Angostura, Son	3.6	860.4	Falcón, Tams	14.5	3275.5
Sanalona, Sin	4.47	669	Cuchillo, NI	100.1	1023.04
El Sabino, Sin	24.32	489.54	Las Adjuntas, Tams	67	3833
Mocuzari, Son	24.8	989.7	El Granero, Chih	40	316
Guamúchil, Sin	2.35	110.39	Las Tórtolas, Dgo	29.9	335.1
Guadalupe, Chih	1.6	83.84	Cerro Prieto, NI	20	280
El Bosque, Dgo	4.9	73.8	Pico Del Águila, Chih	4.41	45.59
Canoas, Dgo	2.5	42.5	Las Lajas, Chih	0.41	82.86
El Sabinal, Sin	29.9	270.1	Las Blancas, Tams	24	60
Tunal I, Dgo	4	77.1	San Gabriel, Dgo	7.5	247.93
Peña Del Aguila, Dgo	1.9	29.8	Leobardo Reynoso Zac	5	113.07
Santa Teresa, Son	7	93	San Miguel, Coah	0.8	19.38
Sgo Bayacora, Dgo	1.5	49.5	El Cazadero, Zac	0.18	20.26
Tijuana, Bc	2.2	89.8	El Tintero, Chih	0.02	138.46
Villa Hidalgo, Dgo	1.92	23.08	Centenario, Coah	0.9	14.1
El Carrizo, Bc	5.24	34.76	Agua Puerca, Dgo	1	36.7
Comaquito, Son	0	0	Los Naranjos, Dgo	1.24	12.26
El Salto, Sin	40	375	La Boca, NI	3.51	35.98
El Molinito, Son	60	90	Pedro J Méndez, Tams	5	24.7
Vinoramas, Sin	3.5	51.5	El Sombrero, Tams	5	70
Ensenada, Bc	0.3	2.7	Santa Rosa, Zac	0.61	10.76
*Santa Lucia, Dgo	2.5	43.6	Chihuahua, Chih	2.04	22.81
Punta De Agua, Son	1.6	16.18	La Fragua, Coah	9	36
*Hermosillo, Son	0	220	El Rejón, Chih	0.4	6.2
Santa Elena, Dgo	1	14	La Colina, Chih	20	3.67
*Oviachic, Son	55	2934	Salinillas, NI	5	9



CONSIDERACIONES PRÁCTICAS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO.



Continuación Tabla I-12 Presas en operación en México por región

REGIÓN CENTRO (CE)			REGIÓN SUR (S)		
PRESA	Capacidad	Cap. Útil	PRESA	Capacidad	Cap. Útil
	Muerta	Diseño		Muerta	Diseño
	hm ³	hm ³		hm ³	hm ³
Santa Rosa, Jal	67	336	Malpaso, Chis	1120	8485
Zimapan, Hgo	680	710	Cerro De Oro, Oax	550	700
Calles, Ags	1.1	348.9	Infiernillo, Mich	495.9	8844.1
San Lorenzo, Tams	53	177.78	Temascal, Oax	119	8000.1
Est R Caballero, Tams	62.9	508.17	Peñitas, Chis	141.7	949.4
El Chique, Zac	3.97	135.98	La Villita, Mich	330	210.8
El Cuarenta, Jal	1	29.6	Lag De Catemaco, Ver	10	190
Julian Adame, Zac	4.86	29.61	Chicoasen, Chis	777.6	598.2
Cuquio, Jal	0.5	7	Tomatlan, Jal	55	411.69
San Idefonso, Qro	5	47.75	Tacotan, Jal	10.2	138.8
El Palote, Gto	1.4	8.15	Necaxa, Pue	10	21
Media Luna, Ags	0	15	La Cangrejera, Ver	2.95	13.95
Peñuelitas, Gto	1	22.8	Villa Victoria, Méx.	3.7	182.03
Tenasco, Jal	0.5	10	Custepeques, Chis	27.8	72.2
Vicente Aguirre, Hgo	0.4	20.22	La Soledad, Pue	2.8	41.56
La Llave, Qro	0.6	8.7	Laguna Colorada, Jal	1	11.8
Cop De Los Cor, Mich	0	6.5	V C Villaseñor, Jal	0	14.44
Potreros, Ags	0.01	2	Sabaneta, Mich	0	5.19
La Peña, Hgo	4	42.3	La Calera, Gro	0.3	21.42
El Tule, Jal	1.1	28.9	Laguna De Tuxpan, Gro	5.4	13
Palo Verde, Jal	0.01	4.99	Pucuateo, Mich	0.62	8.96
El Trigo, Jal	0.01	4.39	Agostitlan, Mich	0.7	15.85
El Salto, Jal	5	80	Valle De Bravo, Méx.	0	418.25
San Bernabé, Méx.	2.6	32.7	Los Reyes, Pue	1.05	25
San Andrés, Jal	0.01	4.19	La Laguna, Pue	0.53	43
B Del Tesorero, Zac	0.1	26.9	San Juanico, Mich	20.3	40.18
El Estribon, Jal	0.3	6.1	El Rodeo, Mor	1.5	26.5
La Codorniz, Ags	0.43	4.93	Nexapa, Pue	0	15.54
El Llano, Jal	0.01	0.49	Los Olivos, Mich	1.6	20.07
La Soledad, Gto	1.7	2.5	Jose Atlanga, Tlax	3.5	51
Cincuenta Aniver, Ags	0.01	4.09	Las Piedras, Jal	11.6	174.07
La Venta, Qro	0.3	2.15	Tenango, Pue	0.12	42.88
Santa Rosalía, Jal	0.01	0.39	Laguna De Ámela, Col	12.2	26.14
Las Quemadas, Jal	0.01	1.49	Valerio Trujano, Gro	4.9	34.03
Chila, Jal	0.01	0.61	El Bosque, Mich	12.5	203.5
La Colonia, Jal	0.01	5.79	Trojés, Col	50	170
La Red, Jal	0.8	13.45	La Vega, Jal	0.7	43.3



CONSIDERACIONES PRÁCTICAS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO.



REGIÓN CENTRO (CE)			REGIÓN SUR (S)		
PRESA	Capacidad Muerta	Cap. Útil Diseño	PRESA	Capacidad Muerta	Cap. Útil Diseño
	hm ³	hm ³		hm ³	hm ³
L Del Fresno, Mich	0.5	11.58	Valsequillo, Pue	22	281.7
Mariano Abasolo, Gto	1	20	El Guineo, Gro	9.13	117.87
Isla De Las Aves, Me	0.6	9.33	Andrés Figueroa, Gro	0.01	102.49
La Pólvora, Jal	0.01	51.69	El Marques, Oax	19.1	927.4
Ñado, Méx.	0.5	16.03	El Caracol, Gro	668.2	902.59
Abelardo Rdgz, Ags	0.01	15.98	El Gallo, Gro	220	221.44
Hurtado, Jal	0.5	22.12	Angostura, Chis	2000	8727
Jocoque, Ags	8.8	2.18	Trigo Mil, Jal	36	314
Danxho, Méx.	0.5	30.55	Palos Altos, Gro	41	209
Tercer Mundo, Mich	0.78	14.8	El Guineo, Gro	9.13	117.87
El Niagara, Ags	3.5	12.7	Andrés Figueroa, Gro	0.01	102.49
Centenario, Qro	3.2	7.3	*El Marques, Oax	19.1	927.4
Jaripo, Mich	0.6	9.6	El Caracol, Gro	668.2	902.59
De Gonzalo, Mich	1	6.58	El Gallo, Gro	220	221.44
Cointzio, Mich	0.5	84.3	Chilatan, Mich	150	451.19
Madin, Méx.	2.7	10.25	REGIÓN CENTRO (CE)		
Molino, Méx.	0.3	7.4	PRESA	Capacidad Muerta	Cap. Útil Diseño
La Concepción, Méx.	0.2	11.9		Mm ³	Mm ³
La Gavia, Méx.	1.7	18.8	Taxhimay, Hgo	0.2	42.6
La Begoña, Gto.	26.15	123.85	*Excame, Zac	1.3	70.31
La Purísima, Gto	25	85	Aguamilpa, Nay	1650	3890
Tepetitlan, Méx.	0.3	67.32	Requena, Hgo	0.1	52.4
Guaracha, Mich	2	36.2	Guadalupe, Méx.	1.2	55.5
Malpais, Mich	3.7	20.04	L De Yuriria, Gto	0.08	288.18
Huapango, Méx.	0.5	121	El Rosario, Mich	15	185
*const. De 1917, Qro	3.3	66.56	Solís, Gto	1.89	726.58
Calderón, Jal	2	78	La Golondrina, Gto	1.1	4.9

Continuación Tabla I-12 Presas en operación en México por región

I.1.6 HIDROELECTRICIDAD Y TERMoeLECTRICIDAD.

Actualmente las demandas de electricidad son cubiertas principalmente por termoeléctricas e hidroeléctricas con una capacidad de 27 491 MW de un total de 43 727 MW. De acuerdo con proyecciones de la CFE, para el año 2012 se deberá contar con una capacidad instalada de 62,730 Mw. La generación de electricidad vía termoeléctrica es más económica en cuanto a la infraestructura asociada, sin embargo, desde una perspectiva más amplia es conveniente analizar los costos económicos y ambientales derivados del uso de combustibles fósiles. Durante 1997 en México se utilizaron 19,736 millones de metros cúbicos de combustóleo, 5 617 millones de metros



CONSIDERACIONES PRÁCTICAS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO.



cúbicos de gas, 8 853 millones de toneladas de carbón y 0,343 millones de metros cúbicos de diesel principalmente. (CFE, 2005)

En 1990 las emisiones totales de bióxido de carbono fueron de 444 489 millones de toneladas, donde la fuente principal fue el sector de generación de energía eléctrica con una participación del 66,8 por ciento. Por otro lado, la generación de energía a través de hidroeléctricas requiere altas inversiones iniciales, además de generar los ya consabidos impactos ambientales y sociales (positivos y negativos) asociados a ellas. Si bien es cierto que la producción de energía (termoeléctrica e hidroeléctrica) está asociada a diferentes tipos de costos económicos, sociales y ambientales, es fundamental para el desarrollo económico y social del país. De hecho, se calcula un incremento en las demandas del 7 al 10 por ciento anual. (Castelán, 1999)

En lo relacionado con la hidroelectricidad se cuenta con 68 centrales las que generan el 23,24 por ciento de la producción nacional y permiten cubrir la sobre demanda principalmente en las horas pico, siendo el sector industrial y doméstico el más importante con una participación del 84,6 por ciento de los usuarios. La Comisión Federal de Electricidad (CFE) considera que el potencial hidroeléctrico sólo ha sido explotado en un 20 por ciento, actualmente existen 512 proyectos en estudio posibles para el aprovechamiento en generación eléctrica como se muestra en la tabla 2.15. (Marengo, 2006)

Tabla I-13 Posibles proyectos identificados para aprovechamiento Hidroeléctrico.

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



I.3 DESARROLLO HISTÓRICO DE LAS PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO

De todas las presas construidas en el mundo, con excepción de China, hasta 1950, un 38% de las de altura igual o mayor de 15 m lo habían sido con concreto. Entre 1951 y 1977, la proporción de estas últimas habían descendido al 25% del total. Dicho porcentaje disminuyó todavía más, hasta el 16,5%, en el período entre 1978 y 1982. Sin embargo, este descenso en el empleo de las presas de concreto se produjo en un período en el que el número de presas-arco de concreto en valles estrechos iba en aumento. Por ello, la mayor disminución tenía lugar en emplazamientos situados en valles anchos, en donde las presas de gravedad de concreto iban siendo reemplazadas por presas de materiales sueltos, cuyo costos de construcción eran menores. Las economías se derivan fundamentalmente de la mayor eficacia de los equipos y métodos de construcción.

Las presas de materiales sueltos presentan una probabilidad de fallo muy superior a las presas rígidas. En Estados Unidos no se ha producido el fallo de ninguna presa de concreto con altura superior a 15m desde 1928. Fuera de Estados Unidos, la rotura más reciente de una presa de concreto fue la de la presa de Malpasset, en Francia. Se trataba de una presa de arco de 61 m de altura, en la que uno de los estribos sufrió un deslizamiento a lo largo de una línea de fractura. Por el contrario, durante los últimos 60 años se han producido cientos de roturas de presas de materiales sueltos. Las causas principales han sido el desbordamiento durante una avenida (caso de la presa de Tous en España) y la erosión interna del material de relleno.(Jofre, 2003)

En consecuencia, surgió la necesidad de buscar un nuevo tipo de presas que combinase la superior seguridad de las presas de concreto con la eficacia de los métodos constructivos de las presas de materiales sueltos. A partir de esta idea básica, y a través de distintos caminos, se llegó al desarrollo de las presas de concreto compactado.

En la búsqueda de un nuevo tipo de presa que combinara la seguridad de las presas de concreto y la economía de las presas con núcleo de arcilla y cara de enrocamiento, se llegó al Concreto Compactado con Rodillo (CCR). En 1970 Jerome Raphael presentó un artículo en el que se proponía el uso de un nuevo material cuyo esfuerzo al corte mejorado, permitía optimizar la sección de la estructura, realizando una estructura más esbelta.(Martínez, 2010)

I.1.7 DESARROLLO DE LAS PRESAS DE CCR

Durante los años sesentas y setentas del siglo pasado hubo usos de materiales que pueden ser considerados como CCR. Estas aplicaciones condujeron al desarrollo del CCR en estructuras de concreto con ingeniería. En los años sesentas una alta producción de mezclas sin revenimiento que pudieron ser esparcidas con tractores fue usada en la presa Alpe Gera en Italia y en Manicougan I en Canadá. Estas mezclas fueron consolidadas con grupos de grandes vibradores de inmersión montados en tractores.



La rápida construcción de presas de gravedad usando equipo para movimiento de tierra, incluyendo rodillos grandes para la compactación, fue sugerida en 1965 como un medio para la construcción más económica de presas. Sin embargo, no recibió mucha atención hasta que fue presentada por Raphael en 1970 para la “presa de gravedad óptima”(Raphael, 1971). El concepto consideraba una sección similar pero con menos volumen que la sección de una presa de terraplén. Durante los años setentas un número de proyectos que variaron desde estudios de laboratorio y diseño a ensayos de terraplenes, demostraciones de campo, usos no estructurales y usos masivos de emergencia, fueron terminados y evaluados usando CCR. Estos esfuerzos constituyeron la base para las primeras presas de CCR, las cuales fueron construidas en los años ochenta.

Contribuciones importantes fueron hechas en 1972 y 1974 por Cannon quién reportó estudios realizados por la Autoridad del Valle de Tennessee (Cannon, 1972). El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos realizó estudios de construcción de CCR en la Estación Experimental de Vías Fluviales en 1973 y en la presa Lost Creek en 1974. El trabajo inicial del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos fue en anticipación a la construcción de una “presa de gravedad óptima” para Zintel Canyon. La construcción de la presa Zintel Canyon no fue financiada a tiempo, pero muchos de sus conceptos fueron aprovechados para la presa Willow Creek, la cual vino a ser la primera presa de CCR en los Estados Unidos.

Inicialmente desarrollado para el corazón de la presa Shihmen en 1960, Lawe usó lo que él llamó “rollcrete” para el esfuerzo de rehabilitación masiva de la presa Tarbela en Pakistán empezada en 1974. Los trabajadores colocaron 350 000 m³ de CCR en la presa Tarbela en 42 días de trabajo para remplazar roca y materiales de terraplén para reparar el túnel de salida. Adicionalmente, grandes volúmenes de CCR fueron usados posteriormente en los años setentas para rehabilitar los vertedores auxiliares y de servicio de la presa Tarbela.(Johnson, y otros, 1979)

Dunstan realizó amplios estudios de laboratorio y pruebas de campo en los años setentas usando CCR con alto contenido de pasta en Inglaterra. Estudios posteriores fueron realizados en el Reino Unido bajo el patrocinio de la Construction Industry Research and Information Association (CIRIA) que condujeron a un desarrollo más refinado de los ensayos de laboratorio del CCR y en los métodos de construcción, incluyendo paramentos con cimbra deslizante horizontales para presas de CCR.(Dunstan, 1978)

En Japón, empezando a finales de los años setentas, la filosofía del diseño y construcción, referida como presas compactadas con rodillo (PCR), fue desarrollada para la construcción de la presa Shimajigawa (Hirose, 1981). En el contexto de este trabajo, tanto el CCR como el material para PCR serán considerados el mismo. La presa Shimajigawa fue terminada en 1981, con aproximadamente la mitad del total de su concreto (165 000 m³) de CCR. Los métodos de PCR usan CCR para el interior de la



presa con zonas de concreto masivo convencional relativamente gruesas (aproximadamente de 1 m) en las caras aguas arriba y aguas abajo, la cimentación y la corona de la presa. Se usan juntas frecuentes (algunas veces moldeadas) con sellos y drenes convencionales. También, es usual en PCR el empleo de capas gruesas con intervalos después de la colocación de cada capa para permitir el curado del CCR y, subsecuentemente, limpiarla completamente antes de colocar la siguiente capa. El proceso de las PCR da como resultado una presa con apariencia y desempeño de una presa de concreto convencional, pero requiere de costo y tiempo adicional comparado con las presas de CCR que tienen un porcentaje más elevado de CCR con respecto al volumen total de concreto.

La presa Willow Creek y la presa Shimajigawa en Japón son las estructuras principales que proporcionaron la rápida aceptación de las presas de CCR. Son similares desde el punto de vista de que ambas usaron CCR, pero diferentes con respecto al diseño, finalidad, detalles constructivos, tamaño y costo. La presa Willow Creek fue terminada en 1982 y entró en operación en 1983. La estructura de 331 000 m³ para el control de inundaciones fue la primera presa grande diseñada y construida casi totalmente de CCR. Willow Creek también incorporó el empleo de paneles de concreto precolados para formar la cara aguas arriba de la presa sin juntas de contracción transversales. (Schrader, 1982)

En 1980, el U.S. Bureau of Reclamation usó el concepto de Dunstan de CCR con alto contenido de pasta para la construcción de la presa Upper Stillwater. Innovaciones importantes en esta estructura incluyeron el uso de un talud más grande en la cara aguas abajo (0.6 horizontal a 1.0 vertical) y espesores de 0.9 m, elementos de paramento de las caras aguas arriba y aguas abajo con cimbra deslizante horizontal como recubrimiento exterior de concreto convencional de bajo revenimiento y aire incluido. La mezcla de CCR incluyó 70 por ciento de puzolana clase F de la masa de cemento más puzolana.

Muchas de las presas del principio de los ochenta demostraron con éxito la alta velocidad de producción posible con la construcción de CCR. Cerca de 1.1 millones de m³ de CCR fueron colocados en la presa Upper Stillwater en 11 meses de construcción entre 1985 y 1987. La presa Stagecoach de 46 m de alto fue construida solamente en 37 días calendario de colocación esencialmente continua; una velocidad promedio de avance en la altura de 1.2 m/día. En la presa Elk Creek, la velocidad de colocación del CCR excedió los 9 200 m³/día.

El uso de CCR para presas de tamaño pequeño y mediano continuó en los Estados Unidos durante los años ochenta y principio de los noventa y fue expandido a proyectos más grandes en todo el mundo. Un rápido avance en la construcción con CCR se ha dado en las naciones en desarrollo para cubrir sus necesidades de aumento de agua y energía. La primera presa de arco-gravedad de CCR fue construida en África del Sur por el Department of Water Affairs and Forestry para las presas Knellport y Wolwedans. El Capítulo 1 de Roller-Compacted Concrete Dams (Hansen, y otros, 1991) proporciona información adicional sobre la historia y desarrollo de las presas de CCR.



El uso del CCR para la rehabilitación de las presas existentes de concreto y terraplén comenzó en los Estados Unidos a mitad de los ochenta y continuó para florecer en los noventa. El uso principal para mejorar las presas de concreto ha sido para poner contrafuertes en una estructura existente para mejorar su estabilidad sísmica. Para las presas de tierra y enrocamiento, el CCR se ha usado principalmente como una sobrecapa en el talud aguas abajo para permitir un sobrepaso seguro del agua por la cresta de la presa durante inundaciones poco frecuentes. Para los usos en forma de sobrecapa de CCR es aplicable la mayor parte de la información incluida en este informe, aun en los casos en que la sección de CCR no es suficientemente gruesa para ser considerada como concreto masivo.

En 1985 y 1986 dos presas en lados opuestos del mundo, España y China, presentan el concepto de utilizar un contenido de cemento mayor con una alta proporción de aditivos minerales, poco después de esto se comienza la construcción de presas de CCR en Africa, Brasil y México. Con el paso del tiempo y la confianza adquirida en el material, el siguiente paso se dio para el uso en presas de Arco-gravedad y eventualmente en presas de arco, sustituyendo de manera efectiva y económica al concreto tradicional.(Bilbas, 2007)

Posteriormente, el desarrollo de esta técnica ha sido considerable, siendo numerosas las realizaciones en países como Estados Unidos, Japón, Sudáfrica, Australia, China, Brasil o España. El total de presas de concreto compactado en servicio, de altura superior a 15 m a finales de 2001 era de 232, cifra que casi multiplica por 5 las existentes en 1989. Al mismo tiempo, otras 31 presas de CCR se encontraban en construcción.

De acuerdo con el boletín 125 publicado por el ICOLD, a finales de 1996 se tenían 157 presas de CCR terminadas en 20 países, para finales de 2002 esa cifra se elevó a 251 presas terminadas en 35 países y otras 34 presas en construcción en otros cuatro países. En seis años entre 1997 y 2003 se terminaron 97 presas de CCR y otros 15 países tenían presas bajo construcción(Dunstan, 2003) , en la Tabla I-14 se presentan las presas construidas en este periodo.



CONSIDERACIONES PRÁCTICAS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO.



Tabla I-14 Presas de CCR terminadas hasta 1996 y 2002

País	1996	2002	País	1996	2002
Africa			Oceanía		
Sudafrica	11	13	Australia	8	9
Marruecos	7	9			
Angola	1	1	India y Medio Oriente		
Burkina Faso	0	1	Jordania	0	3
Eritrea	0	1	Estados Unidos Arabes	0	2
Algeria	0	1	Irán	0	1
Tunez	0	1	Total	0	6
Total	19	27			
			Norteamérica		
Asia			EEUU	28	36
China	23	45	Canada	2	2
Japon	28	42	Total	30	38
Tailandia	1	2			
Kirguistán	1	1	Centro y Sudamérica		
Turkia	0	1	Brasil	9	29
Indonesia	0	1	México	5	6
Kazajstán	0	1	Honduras	2	2
Rusia	0	1	Colombia	0	2
Total	53	94	Chile	1	1
			Argentina	1	1
Europa			Guyana Francesa	1	1
España	19	21	República Dominicana	0	1
Francia	6	6	Bolivia	0	1
Grecia	1	3	Costa Rica	0	1
Rumania	2	2	Total	19	45
Total	28	32	Gran Total	157	245

Es claro que en este periodo dos países son los que incrementaron significativamente el número de presas construidas, China con 22 nuevas presas y Brasil con 20, en donde actualmente china lidera el país con mayor número de presas de CCR en el mundo; a ellos le siguen Japón y EEUU.

Se han construido presas de CCR en zonas de alta temperatura, como en Beni Haroun (Argelia), altura de 121 m, volumen de 1 690 000 m³ con temperaturas alcanzando 43°C; en zonas de baja temperatura, como en el caso de Upper Stilwater (USA), altura de 91 m, volumen de 1 125 000 m³ y Lac Robertson (Canadá), altura de 40 m, volumen de 28 000 m³, donde la temperatura del aire desciende por debajo de -35° C durante el invierno; en zonas de elevada pluviometría, como en la presa de Pangué (Chile), altura de 113 m, volumen de 670 000 m³, en donde se registró durante los 13 meses de colocación del CCR una precipitación total de 4 436 mm de lluvia, incluyendo un período de 3 meses durante el cual la precipitación fue de 3 130 mm, sin que se detuviera la puesta en obra del CCR. Por consiguiente se han construido presas de CCR en prácticamente todo tipo de condiciones climáticas y en todas las partes del mundo. (Jofre, 2003)

En España, la primera experiencia fue el estribo izquierdo de la presa de Erizana, para el abastecimiento de agua a Bayona (Pontevedra), siendo la de Castilblanco de los Arroyos (Sevilla) la primera construida enteramente en concreto compactado (1985). Los ejemplos posteriores son abundantes, alcanzándose a finales de 2001 un total de 24 presas en servicio. Entre ellas pueden destacarse la de Val (1998), con 95 m de altura y 660 000 m³



CONSIDERACIONES PRÁCTICAS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO.



de concreto, y la de Rialb (2000), con una altura de 100m y un volumen de casi 1 200 000 m³ de concreto. Su comportamiento ha sido satisfactorio, similar al de las numerosas presas de concreto vibrado existentes en el país.

En Iberoamérica las realizaciones más importantes son las de Pangué en Chile (1996), con una altura de 113 m y un volumen de 670 000 m³, Porce II, en Colombia (2001), con una altura de 123 m y un volumen total de 1 445 000 m³, y Miel I (Colombia), con una altura de 188 m, en la que la colocación del CCR se ha finalizado en 2002 con un volumen de 1 669 000 m³.(Jofre, 2003)

Actualmente en Etiopía se está construyendo el proyecto hidroeléctrico Gigel Gibe III con una altura de 243 m y una longitud de 610 m y una capacidad de almacenamiento de 14 700 hm³, para una capacidad instalada de 1 870 MW; el volumen de la cortina es de 5,3 Mm³, y se trata de una presa de sección gravedad, en cuya cortina se encuentra alojada la obra de excedencias de 108 m de longitud.

En México la construcción de presas de CCR comenzó por la presa de sección gravedad La Manzanilla, ubicada sobre el arroyo Ibarra, en el municipio de León, Guanajuato, su construcción se llevó a cabo en 1987 bajo la supervisión de la SARH y la constructora VISE, la cortina es de sección gravedad con una altura máxima de 36 m y una longitud de corona de 141,1m.(CONAGUA, 2013)

La segunda presa de CCR se construyó, sobre el río Ayuquila en el Municipio de Unión de Tula, Jalisco en el año de 1993, esta ha sido una de las presas de mayor altura que se ha construido en México; cuenta con una cortina de sección gravedad de 107 m de altura y un volumen de 361 500 m³ de CCR, su construcción fue a cargo de CONAGUA y la constructora ICASA. En la Tabla I-15 se presentan las presas de CCR construidas en México.

Tabla I-15 Presas de CCR construidas en México (CONAGUA, 2013)

Presa		Organismo Responsable	Año de Construcción	Altura de la cortina m	Longitud de Corona m	Volumen de CCR m ³
Nombre Común	Nombre Oficial					
La Manzanilla	La Manzanilla	SARH	1987	36	141.4	
Trigomil	General Ramón Corona Madrigal	CONAGUA	1993	107	250	361 500
San Rafael	San Rafael	CFE	1994	52	336	
Vinoramas	Ing. Juan Guerrero Alcocer	Gobierno del Estado	1994	50	807	
San Lazaro	San Lazaro	CONAGUA	1996	37.2	167	
Derivadora Las Blancas	Derivadora Las Blancas	CONAGUA	2000	33	2640	223 300
Rompepicos	Corral de Palmas	Gobierno del Estado	2004	107	238	
Amata	Reguladora Amata	CFE	2007	30	247	53 000
Picachos	Picachos	CONAGUA	2009	80	319	340 000
Centenario de la Revolución	General Francisco J. Múgica	Gobierno del Estado	2011	89.2	280	425 000
El Realito	El Realito	CONAGUA	2012	90.5	270	435 630
El Zapotillo	El zapotillo	CONAGUA	Construcción	110	333	1 440 000
Las Auras	Las Auras	Gobierno del Estado	Proyecto	40	350	



CAPITULO II CONSIDERACIONES BÁSICAS DE LAS PRESAS

OBJETIVO:

Presentar los diversos criterios que se emplean para realizar una clasificación de presas, de acuerdo a su uso, tipo de materiales de construcción, capacidad de almacenamiento y altura de cortina.

RESUMEN.

El diseño de una presa requiere tener conocimiento de una serie de condiciones de tipo meteorológicas, hidráulicas, geológicas, topográficas, infraestructura existente y necesidades de los recursos hídricos, así como su manejo adecuado. El tipo de estructura a diseñarse depende generalmente de todos los factores antes mencionados, el costo y seguridad de las mismas y la disponibilidad de materiales.

En este capítulo se presenta una clasificación de las presa, la cual puede variar de acuerdo al punto de vista, así como que en cada país existe una clasificación propia, pero en general está clasificación es función del tipo de proyecto, de los materiales de construcción, del uso de la obra, así mismo dentro de las plantas generadoras existe una clasificación de acuerdo a su capacidad de generación.



II.1 GENERALIDADES

Para satisfacer la demanda de agua se requieren más embalses superficiales para modificar la desigual distribución de la precipitación en el tiempo, y con los acueductos y conducciones, la mala distribución en el espacio. De esta manera, las presas representan un papel preponderante, ya que deben conceptuarse como proyectos de propósitos múltiples que permiten satisfacer las necesidades del consumo humano, las requeridas por la agricultura, y con el desnivel creado, la generación de energía eléctrica, vital hoy en día. (Marengo, 1999)

Adicionalmente, las presas producen grandes beneficios como el control de avenidas con la consecuente protección a vidas y propiedades en las llanuras de inundación, y la creación de programas de acuicultura y pesca, así como para recreación. Las presas y sus embalses se han convertido también en una parte integrante de la infraestructura que se construye y en base de nuestra propia supervivencia. En el futuro muchas presas serán necesarias para asegurar la buena gestión de los recursos hidráulicos mundiales, limitados, mal repartidos y en muchas ocasiones drásticamente insuficientes.

Hoy en día existen en México, según el registro nacional de presas, más de 4 500 presas construidas. Obviamente estas presas varían en cuanto a tamaño y tipo de cortina, uso y capacidad de vaso, riesgo sísmico, uso, etc. El diseño de una presa y la magnitud de los estudios previos dependen de todas esas características, las cuales se utilizan para hacer una clasificación. (IMTA, 2001)

II.2 CLASIFICACIÓN POR EL TIPO DE CORTINA.

Desde este punto de vista las presas se pueden clasificar en dos grandes grupos:

- a. Presas de concreto o mampostería
- b. Presas de tierra y enrocamiento

Las presas de concreto o mampostería son aquellas cuyas cortinas son construidas fundamentalmente utilizando mampostería (piedra braza, mortero de cal y/o cemento, etc) o concreto, que bien puede ser hidráulico o reforzado.

Las presas de concreto o mampostería fueron muy comunes en México durante la época de la colonia y hasta principios del siglo pasado; sin embargo, debido a la gran cantidad de mano de obra que se requiere para su construcción, y las ventajas que ofrece el concreto en cuanto a seguridad, resistencia, tiempo de ejecución y costo, hoy en día la mayoría de las cortinas de este tipo se construyen solo de concreto. (IMTA, 2001)

II.2.1 PRESAS DE CONCRETO O MAMPOSTERÍA.

Cortinas de Gravedad. Son la que se adaptan a sitios en donde la cimentación estará puesta sobre roca sana. Existen algunos casos, sin embargo, donde para



estructuras pequeñas la cimentación podrá estar constituida por un aluvión en el cual se ha construido una pantalla impermeable. En ocasiones, este tipo de cortinas operan como vertedores.

Las presas de gravedad pueden tener una planta curva o recta. La planta curva puede proporcionar algunas ventajas en lo que respecta al costo y a la seguridad. Además, ocasionalmente, la curvatura hacia aguas arriba puede situar esa parte de la presa en una cimentación más elevada de roca. Es costumbre limitar el término cortina de gravedad a las cortinas masivas de concreto o mampostería, las cuales resisten al sistema de fuerzas que les son impuestas y tienen una sección recta casi triangular. En México algunas presas construidas de este tipo son: Rebeico en Sonora y Rodrigo Gómez en Nuevo León.

Cortinas de Concreto Compactado con Rodillo, (CCR). Las cortinas de gravedad de CCR son similares a una estructura de concreto convencional. La diferencia consiste en los métodos de construcción, el diseño de la mezcla de concreto y detalles de distribución de las estructuras. El CCR es relativamente en seco, pobre, sin revenimiento dado que los materiales que contiene el concreto son materiales finos y ásperos que se consolidan por vibración externa, usando vibradores de rodillo y otros equipos pesados. En las condiciones de endurecimiento, las propiedades de CCR son similares a las del concreto convencional (US Army Corps of Engineers, 2000). La presa de San Rafael en Nayarit y la Presa Reguladora de Amata en Sinaloa son algunos ejemplos.

Cortinas de Arco. Se construyen este tipo de cortinas en sitios en donde la relación ancho/altura de la boquilla no es muy grande y los apoyos laterales están constituidos por roca sana, capaz de soportar los empujes de arco. En el siguiente cuadro se detallan algunas clasificaciones de este tipo de cortinas.

Clasificación de presas de arco.

Según el coeficiente $\beta = b/h$ (Grishin, 1975)	
Delgadas	$\beta < 0,20$
Grueso	$0,20 \leq \beta \leq 0,35$
Arco de Gravedad	$0,20 < \beta \leq 0,65$
Según la configuración del Arco (Grishin, 1975)	
Arco con el ángulo central constante	
Arco cilíndrico	Arco con el radio constante de la superficie de presión
Arco cúpula	
Según la altura (USBR, 1975)	
Baja	$h < 30$ m
Mediana	$30 \leq h \leq 100$ m
Alta	$H > 100$ m

Donde b es el ancho del pie y h es la altura de la cortina.

En nuestro país se han construido algunas, siguiendo con la clasificación anterior. La presa Angostura en Sonora es de arco gravedad, Las Presas Manuel M Diéguez



(Jalisco), Pabellón (Aguascalientes) y Plutarco Elías Calles (Sonora) son Delgadas. Angostura y Pabellón son de arco cilíndrico; Manuel M. Diéguez y Plutarco Elías Calles son de arco cúpula. (IMTA, 2001)

Cortinas con contrafuertes. Este tipo de cortinas están formados por un frente más o menos plano y un contrafuerte de forma triangular. Generalmente requieren entre un 30 y 60 % menos de concreto o mampostería en comparación de con las cortinas de gravedad tradicionales, este tipo de cortinas fueron bastante comunes durante la primera mitad del siglo pasado, pero hoy en día son raras las que se construyen, debido a la gran cantidad de mano de obra especializada que se requiere. Las cortinas clasificadas con esta denominación comprenden dos elementos estructurales principales: una cubierta inclinada que soporta el empuje hidrostático y machones, contrafuertes o muros que soportan la cubierta y transmiten las cargas a la cimentación a lo largo de planos verticales. (IMTA, 2001)

Algunas variaciones que existen de esta clase cortinas son:

- Contrafuertes Abiertos. Por ejemplo la presa Francisco I Madero en Chihuahua.
- Contrafuertes cerrados
- Cortina tipo Ambursen, La presa Abelardo Rodríguez L. en Baja California.

II.2.2 PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO.

Las presas de tierra en México son las más comunes; primero, porque se construyen utilizando los materiales naturales del lugar, y segundo, porque los requerimientos de su cimentación son más flexibles que los exigidos en otros tipos de presas.

Las Presas de enrocamiento utilizan rocas de varios tamaños para la estabilidad de sus cortinas y una membrana impermeable para impedir el flujo de agua. La membrana puede ser una capa de suelo impermeable, losas de concreto, de pavimento asfáltico, placas de acero o algo similar, colocada en la cara aguas arriba, o bien puede ser un corazón impermeable colocada en el interior de la cortina. Tanto las presa de tierra como las de enrocamiento requieren de estructuras adicionales que sirvan de vertedor de demasías; dicho vertedor debe diseñarse de tal forma que en ningún momento el agua pase por encima de la cortina. (IMTA, 2001)

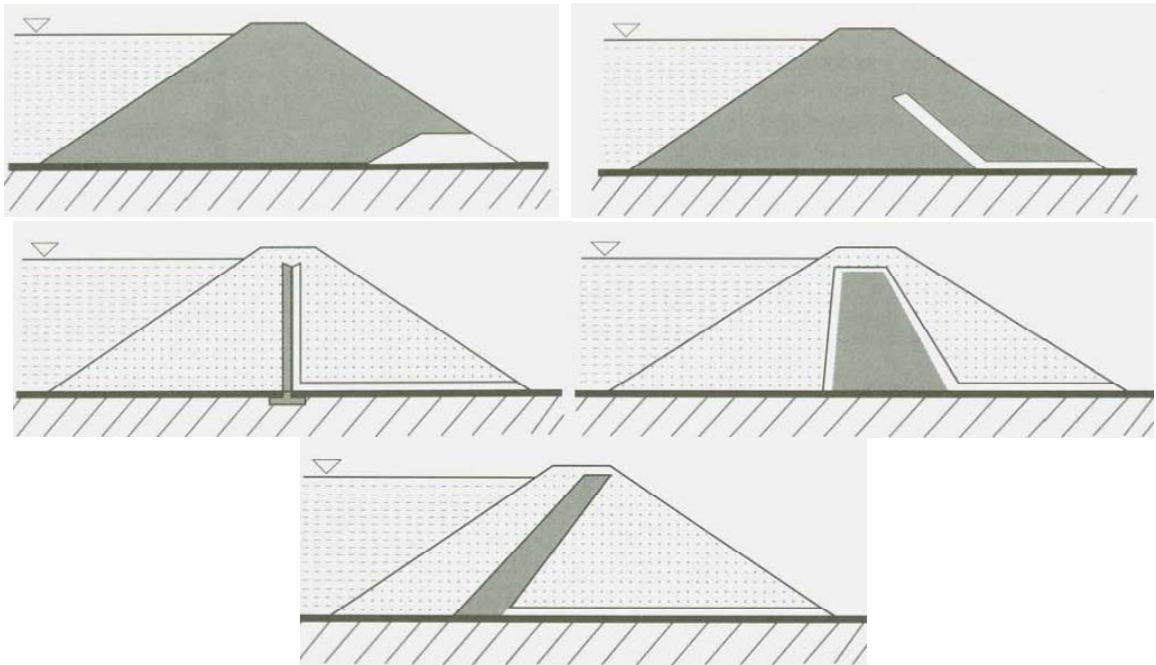
Cortinas de tierra. La clasificación de esta clase de presas incluye varios tipos, según la clase de material y el procedimiento constructivo. Al respecto existe hoy en día una gran variedad de equipo exprofeso para efectuar excavaciones, acarreo y colocación de materiales requeridos para la construcción de cortinas. Los tipos más comunes son:

- Homogénea con filtro al pie del talud
- Homogénea con filtro tipo chimenea
- Con Diafragma vertical impermeable



- Con Corazón vertical impermeable de arcilla compactado
- Con Corazón inclinado impermeable de arcilla compactado

Las presas Debodé en Hidalgo, International Falcón en Tamaulipas y Álvaro Obregón en Sonora son ejemplos en nuestro país.



Cortinas de Enrocamiento. Las presas de enrocamiento requieren de cimentaciones que no experimenten grandes asentamientos que originen el rompimiento de la membrana impermeable. Esto significa que deben tener en la cimentación roca o una grava y arena densa. Esta clase de presas se construyen en sitios remotos donde existe una buena disponibilidad de roca en buen estado o no se tiene material de suelo para la construcción de una presa de tierra, o donde la construcción de una presa de concreto resultaría muy costoso. De esta clase de cortinas algunas pueden estar sobre cimentación impermeable:

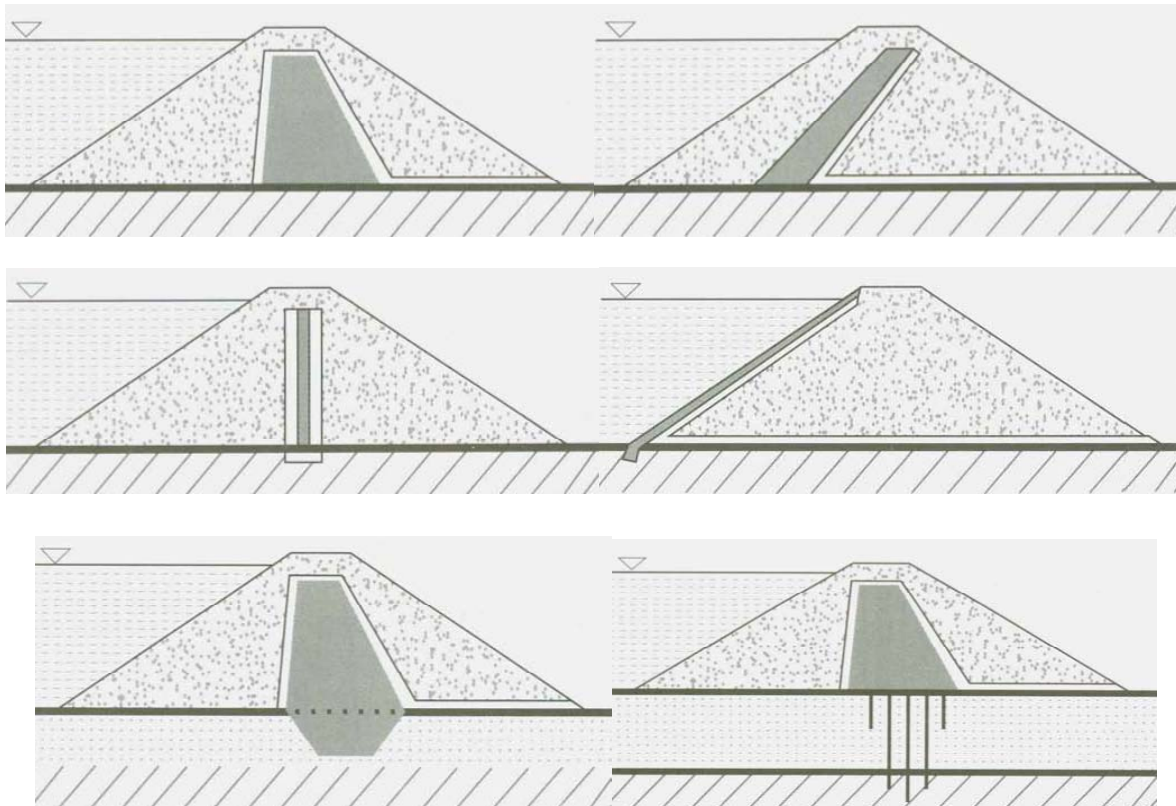
- con corazón vertical impermeable de arcilla
- con corazón inclinado impermeable de arcilla
- con diafragma impermeable de asfaltoconcreto
- con losa de concreto o asfalto, actualmente llamadas ECC (Enrocamiento con Cara de Concreto)

Y otras con cimentación permeable:

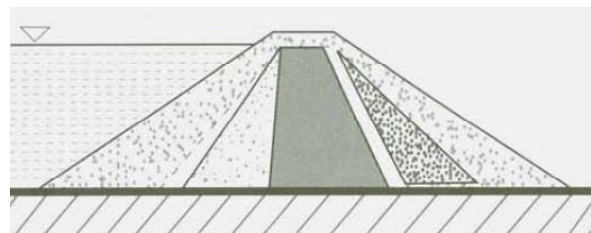
- con corazón vertical impermeable de arcilla y trinchera



- con corazón vertical de arcilla y pantalla impermeable en la cimentación



Cortinas de Materiales Graduados. Se da este nombre a las cortinas en los que los materiales se distribuyen en forma gradual, de manera que en el corazón se tiene suelos finos; después los materiales de filtro protegiendo a dicho corazón impermeable, y posteriormente se tiene transiciones de enrocamientos en forma de respaldos. Este tipo de cortinas es preferido por los ingenieros mexicanos (Marshal y Reséndiz, 1975). Las presas La Angostura en Chiapas, Presidente Benito Juárez en Oaxaca, Infiernillo en Michoacán, Valle de Bravo y Los Pinzones en el estado de México son de este tipo.





II.3 CLASIFICACIÓN POR RIESGO POTENCIAL

De acuerdo con el anteproyecto de la Norma Oficial Mexicana NOM-010-CNA-1996, requisitos para la seguridad de presas en las etapas de diseño, construcción, operación y puesta en fuera de servicio (CONAGUA e IMTA, 1996) la clasificación de una presa se puede hacer por el nivel de riesgo potencial y por el tamaño definido en función de su capacidad de almacenamiento y su altura de cortina.

Desde el punto de vista de riesgo potencial por inundación, la clasificación de una presa se hace en función de una zona de inundación aguas debajo de la misma, provocada por una avenida extraordinaria, o la falla parcial o total de la presa.

Un vez que se determina la zona de inundación se evalúan los posibles daños aguas debajo de la presa, tomando en cuenta la pérdida de vidas humanas, pérdidas económicas y afectaciones en los recursos naturales; la clasificación según el tipo de riesgo que representa una presa se presenta en el siguiente cuadro:

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

II.4 CLASIFICACIÓN POR TAMAÑO

Con relación a la clasificación, de acuerdo con el tamaño definido en función de su capacidad de almacenamiento o de altura de cortina, las presas en México se clasifican como grandes o pequeñas, según el siguiente cuadro.

Tamaño de la presa	Almacenamiento máximo normal del embalse en hm ³	Altura de Cortina en m.
Grande	Mayor de 100	Mayor de 30
Pequeña	De 0.06 a 100	De 7 a 30

Clasificación de la presa por su tamaño (CNA e IMTA, 1996)

Esta clasificación varía un poco a la dada por la ICOLD y la cual se presenta en el siguiente cuadro.



Tamaño de la presa	Almacenamiento del vaso en hm ³	Altura de cortina en m.
Pequeña	Menor a 1	Menor a 13
Intermedia	De 1 a 60	De 13 a 30
Grande	Mayor a 60	Mayor a 30

Clasificación de la presa por su tamaño (ICOLD, 1987)

II.5 CLASIFICACIÓN SEGÚN SU USO.

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

Presas de Almacenamiento. Se construyen para embalsar el agua en los periodos de abundancia, para utilizarlos cuando sea escasa. Estos periodos pueden ser estacionales, anuales, o más largos. Las presas de almacenamiento se pueden a su vez clasificar de acuerdo con el objeto de almacenamiento, como para abastecimiento de agua, para recreo, para la cría de peces y animales salvajes, para la generación de energía eléctrica, irrigación, etc.

Presas de Derivación. Se construyen ordinariamente para proporcionar la carga necesaria para desviar el agua hacia zanjas, canales u otros sistemas de conducción al lugar en que se va a usar.

Presas Reguladoras. Se construyen para retardar el escurrimiento de avenidas y disminuir el efecto de las ocasionales. Las presas reguladoras se dividen en dos tipos: de almacenamiento temporal y de almacenamiento por tiempo como sea posible. Las presas reguladoras también se construyen para detener los sedimentos. A menudo a éstas se les conoce como presa para arrastres.

En México tenemos 536 grandes presas que en el siguiente cuadro se presentan su uso

Finalidad	Uso único	Uso múltiple	Total de usos	Porcentaje usos
Irrigación	387	60	447	83
Control de avenidas	20	61	81	15
Hidroeléctricas	34	18	52	10
Suministro de agua	12	13	25	5
Recreación	2	1	3	0,5
Total	455	153	608	114



CAPITULO III ESTUDIOS DE PLANEACIÓN DE PROYECTOS

OBJETIVO:

Presentar las diferentes etapas de planeación de un proyecto hidráulico, como es el caso del diseño de una presa.

Presentar la información necesaria de los estudios que deben realizarse en la planeación de un proyecto hidráulico, con el fin de facilitar la concepción y un buen diseño.

RESUMEN.

Le diseño de una estructura hidráulica conlleva a realizar una serie de estudios geológicos, geotécnicos, topográficos, hidrológicos, ambientales y sociales. Con los objetivos de tener presente los estudios mínimos requeridos en este capítulo se presenta la información mínima necesaria para llevar a cabo el diseño de una presa, en su etapa de planeación.

Se presenta el objeto de la infraestructura, la consideraciones que deben tenerse, como puede ser el objeto de la obra ya que este puede ser para irrigación, control de avenidas, uso doméstico, generación de energía eléctrica, entre otros, así mismo la obra puede ser multipropósito, que es lo que actualmente se exige.

Se desarrolla las etapas de estudio, las consideraciones en la selección del sitio adecuado, topográfica y geológica, las cargas actuantes sobre la estructura y bajo qué condiciones debe de analizarse.



III.1 GENERALIDADES

El término proyecto significa un sistema de aprovechamiento hidráulico. Puede ser pequeño o grande, sencillo o complejo, para un objeto o para varios, pero debe constar de las instalaciones necesarias para obtener el máximo aprovechamiento de los recursos hidráulicos explotados. Las presas como un tipo de obra, las investigaciones y los estudios que se refieren a presas deben considerarse en relación a la función que desempeñan para obtener los fines que se persiguen, en el proyecto conjunto. Los objetivos del proyecto, los propósitos y su magnitud, determinan lo que debe investigarse respecto a las presas

III.2 OBJETO DE LA OBRA

En muchos casos, el proyecto tendrá un objeto doble o múltiple. Por esta razón, las investigaciones pueden abarcar un gran número de materias, las cuales algunas o todas influirán en la selección en la ubicación de la presa, el tamaño y el objeto a la cual se destine. Por lo tanto, todo el proyecto debe considerarse para un estudio como una sola unidad, antes de establecer definitivamente los requisitos de diseño a un solo elemento, como una presa. Cada objeto al que se destina y cada incremento en su tamaño o alcance, deben justificarse, que generalmente se relacionen a los beneficios que se producen, la necesidad que remedian, o la inversión se puede recuperar con o sin intereses.

Al estudiar la viabilidad de las presas y vasos deben siempre tomarse en cuenta las posibles objeciones con respecto a la salubridad pública y a los perjuicios que se pueden producir, y se deben hacer el esfuerzo necesario para evitarlos. El fondo de un vaso, que queda expuesto cuando se vacía, no solamente es poco atractivo sino que también puede dificultar el acceso del agua.

Muchos de los embalses hay que diseñarlos para los sedimentos que serán depositados en el mismo, así como para avenidas extraordinarias que se presentan a lo largo de su vida útil. La acumulación de sedimentos puede reducir rápidamente la utilidad del vaso, y finalmente pueden anular por completo la capacidad de almacenamiento. La pérdida de capacidad y otros daños debidos al azolve de los vasos y los cambios de régimen de las corrientes cargadas de sedimento como resultado de la operación de los vasos. (Marengo, 1999)

En los siguientes párrafos se presentan aspectos de los objetos comunes, insistiendo especialmente en los requisitos de proyecto para la presa y el vaso.

III.2.1 IRRIGACIÓN.

El agua almacenada debe de ser suficiente para regar eficientemente (considerando la escasez ocasionable y tolerable) a un costo razonablemente económico por hectáreas, tanto por lo que toca a inversión de capital como al costo de operación, mantenimiento y



reposiciones. La calidad del agua debe ser tal que no sea peligrosa para los cultivos o para los suelos en que vaya a usarse. Si el sistema de distribución va a funcionar por gravedad, el vaso debe de quedar lo suficientemente alto con relación a la superficie regada para que exista la carga hidráulica suficiente para obtener los gastos necesarios (USBR, 1982).

III.2.2 APLICACIONES DOMÉSTICAS Y MUNICIPALES

La cantidad de agua debe de ser adecuada para satisfacer los requisitos. Son conceptos importantes la demanda presente, y un sobrante para afrontar los aumentos previsibles en los consumos. La cantidad de agua debe ser tal que se pueda potabilizar y utilizarse para usos domésticos y en mayor parte de las aplicaciones industriales con métodos de tratamiento económicos. Deberá satisfacer las normas oficiales de salubridad con respecto a su pureza bacteriana.

III.2.3 USOS INDUSTRIALES

Aunque la calidad del agua para los usos municipales es suficiente buena para usos industriales, algunos procesos industriales requieren normas más exigentes con respecto a que no deben contener sustancias químicas perjudiciales para los equipos o para los productos manufacturados.

III.2.4 PRODUCCIÓN DE ENERGÍA

Cuando se incluye la generación de potencia, la capacidad del equipo generador y las demandas de carga están íntimamente relacionadas a la cantidad de agua disponible y a la magnitud de almacenamiento. La altura de las presas para obtener la energía la dictan generalmente estos requisitos.

III.2.5 CONTROL DE AVENIDAS

En el estudio y proyecto de las obras y estructuras para el control de avenidas deberán considerarse los siguientes factores:

- La relación del costo de control a los beneficios obtenidos por la reducción de los daños acumulados, debe de ser favorable en comparación con otros procedimientos con lo que se obtenga beneficios semejantes, tomando en consideración el interés público.
- El almacenamiento temporal debe ser suficiente para disminuir los gastos máximos o disminuir la frecuencia de las avenidas menores.
- Hasta donde sea posible, el método de control debe ser automático en vez de manual.
- Cualquier control de avenidas deberá ser efectivo. Una seguridad hipotética aguas abajo es más peligrosa que una ausencia absoluta de control.



III.2.6 OBRAS VARIAS PARA LA CONSERVACIÓN DE AGUA.

Ocasionalmente se proponen proyectos para regular el nivel del agua en lagos pocos profundos, pantanos, o estanques para otros objetos diferentes de los mencionados. En esta clasificación se incluyen los proyectos para represar o derivar una corriente para conservarla, transformándola de agua superficial a subterránea por el proceso de infiltración.

Los proyectos del tipo que se discute producen generalmente grandes pérdidas por evaporación y transpiración, debido al aumento de la superficie del agua, la mayor duración de la exposición de la superficie a la evaporación o posiblemente, al aumento del área de las plantas semiacuáticas y carrizos. Los resultados netos de estas obras, después de deducir las pérdidas deben de ser eminentemente benéficos. En muchos casos, existe el peligro de que los proyectos de este tipo, produzcan la pérdida de agua por evaporación, que de otra manera podría emplearse con utilidad en otro lugar como corriente (USBR, 1982)

III.3 ESTUDIOS DE PLANEACIÓN DE LOS PROYECTOS

El objetivo en la planeación de proyectos es la determinación de su viabilidad. Para ello son necesarios estudios que permitan hacer en análisis correcto y obtener conclusiones con respecto a consideraciones técnico-económicas. Las principales son:

- Que el proyecto dé la solución a una necesidad social o económica presente o futura
- Que el proyecto corresponda al fin que se persigue en forma conveniente, y
- Que los servicios que se esperan obtener por medio del proyecto justifiquen su costo.

Con el estudio se determinará si se ha previsto satisfactoriamente las dificultades inherentes a las zonas de servicios que afectan la economía, seguridad de construcción, y la calidad de la operación; que los proyectos son técnicamente.

Extensión de los Estudios: No existe ninguna regla sencilla para determinar la extensión de las investigaciones que son necesarias a efectuarse, ya que cada presa tiene proyectos tienen características diferentes, las cuales pueden ser mayores en un sitio, que en otro.

III.4 ETAPAS DE LA INVESTIGACIÓN.

La investigación, si se hace completa, es una fase económicamente costosa y requiere bastante tiempo de elaboración del proyecto. Además, puede indicar que el proyecto no es ni económicamente ni técnicamente viable. Por tanto, los estudios deben programarse y ejecutarse de manera que la bondad del proyecto determine lo más pronto y con el menor costo posible. Para alcanzar este objetivo, la investigación puede dividirse varias etapas:



En la Comisión Federal de Electricidad (CFE) se tiene un proceso para la planeación de proyectos hidroeléctricos, el cual consta de tres etapas: Planeación, Diseño y Construcción. (Marengo, 1999)

La etapa de planeación: la cual a su vez se subdivide en cuatro niveles de estudios siendo esto: Identificación, Gran Visión, Prefactibilidad y Factibilidad

El nivel de **Identificación**, el objetivo principal es determinar los posibles sitios de aprovechamiento hidroeléctrico.

El Nivel de **Gran Visión**, su objeto es plantear esquemas de aprovechamiento integral de una cuenca o sistema hidrológico, jerarquizando proyectos.

En el nivel de **Prefactibilidad** se propone un mejor esquema de aprovechamiento y el dimensionamiento óptimo de las obras en un sitio seleccionado.

El Nivel de **Factibilidad**, establece la factibilidad técnica, económica, ambiental y social del proyecto, definiendo las obras del proyecto.

En las etapas antes mencionadas en ingeniero proyectista deberá realizar las siguientes actividades:

- a. Recopilar información cartográfica de la cuenca y subcuenca de interés, identificando alturas o cotas sobre el nivel medio del mar, determinado por medio de las curvas de nivel.
- b. Identificar sobre la cartografía digitalizada:
 - Infraestructura existente: vías de comunicación, poblaciones, líneas de transmisión de energía eléctrica y telefónica; obras hidráulicas existentes, sitios arqueológicos, zonas de reserva ecológica, parques industriales, instalaciones petroleras, uso actual del agua y suelo, etc.
 - Sitios topográficamente estrechos para ubicar los ejes de cortinas, en ríos principales y sus afluentes.
 - Coordenadas geográficas de los ejes de sitios de proyectos.
 - Medir las distancias por medio de la escala gráfica a coordenadas, entre el sitio de proyecto y las poblaciones más cercanas.
- c. Deducir perfiles de los sitios de interés, por medio de las curvas de nivel.
- d. Establecer las curvas elevaciones – áreas – capacidades para cada uno de los sitios del posible embalse.
- e. Proponer caminos de acceso al sitio de proyecto, calculando las longitudes respectivas.
- f. Estimar las áreas de las obras, embalse e influencia del proyecto
- g. Elaborar los estudios hidrológicos en el área de trabajo, realizará la recopilación de la información hidrometeorológica de la zona de estudio, así como las actividades necesarias, con el fin de estimar los volúmenes escurridos en el sitio de un



- proyecto, así como complementar información faltante de la matriz de escurrimientos y/o ampliar registros de la misma.
- h. Realizar el estudio de avenidas máximas, con el objeto de dimensionar las obras de excedencias y desvío.
 - i. Detectar y estimar los volúmenes de agua, actuales y futuros, demandados para usos distintos al de la generación hidroeléctrica, que incidan en el incremento o disminución del gasto de entrada.
 - j. Realizar los estudios geológicos, geofísicos y de mecánica de rocas en el sitio de interés.
 - k. Realizar los estudios de costos de materiales y por ende realizar una evaluación económica y presupuestaria del proyecto.
 - l. El estudio de impactos ambientales, ya que actualmente el efecto del medio ambiente es un factor determinante en lo que hoy día se conoce como desarrollo sustentable.

Cada uno de los estudios anteriores se realiza con mayor precisión de acuerdo con el desarrollo y/o estudios de planeación.

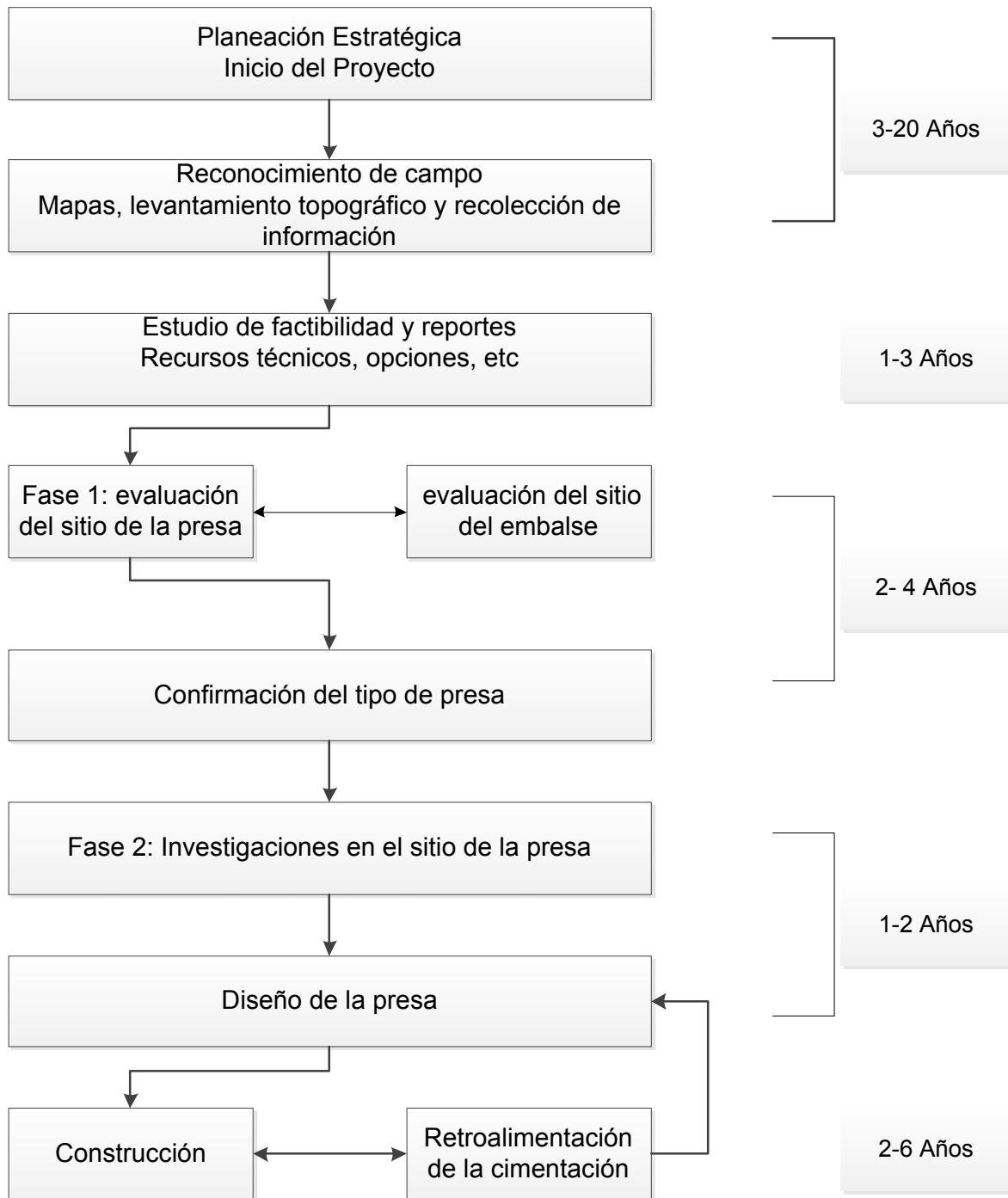
La etapa de Diseño se subdivide en ingeniería conceptual e ingeniería básica:

El nivel de **Ingeniería Conceptual** se enfoca principalmente en la revisión de los estudios que permiten definir el esquema integral de la cuenca.

Por su parte el nivel de **Ingeniería Básica** se encarga de la elaboración de planos generales de cada una de las obras que integran el proyecto con base suficiente para efectuar las bases de licitación

Por último la **etapa de Construcción**, lleva acabo la ejecución y construcción del proyecto.

En resumen en la siguiente figura se presenta un esquema general para el desarrollo de los estudios necesarios y etapas de planeación, así como tiempos tentativos de ejecución.



III.5 SELECCIÓN DEL SITIO

Un sitio satisfactorio para un embalse debe cumplir con ciertos requisitos funcionales y técnicos. La conveniencia funcional de un sitio se rige por el balance entre sus características naturales específicas y el propósito del embalse. Las características



hidrológicas y geológicas o geotécnicas de la cuenca y del sitio son los factores determinantes para establecer la conveniencia técnica de un sitio. Se debe añadir una evaluación anticipada de los impactos ambientales, ocasionados por la construcción y operación de la presa

La selección del sitio y el tipo de cortina depende de factores técnicos y económicos, los cuales se pueden definir como sigue:

- Condiciones topográficas
- Condiciones geológicas y geotécnicas
- Otros factores

III.5.1 CONDICIONES TOPOGRÁFICAS

No existe limitación estricta en la selección del sitio desde el punto de vista de la topografía. La solución del diseño más económico se obtiene cuando la cortina se construye en la parte más estrecha del valle del río.

En tal caso, la relación entre el volumen de la cortina y el volumen de agua almacenado en la presa es mínima, es decir, el precio de 1m^3 del cuerpo de la cortina es más bajo. Cuando la relación de la longitud de corona de la cortina y la altura H de la cortina es mayor a 5, se recomienda la construcción de una cortina de gravedad o cortina de contrafuertes. Cuando la relación de $B/H < 5$, las condiciones topográficas son favorables para construir una cortina de arco o cortina de enrocamiento.

En el caso de la elección del sitio y la evaluación de las condiciones topográficas para la construcción de cortinas de materiales térreos es importante tener en cuenta la situación del vertedor y las obras de desvío, puesto que en ellas frecuentemente tienen un valor considerable y esto influye en el costo final del proyecto. (IMTA, 2001)

III.5.2 CONDICIONES GEOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS.

Los factores antes mencionados tienen un peso importante en la elección del sitio y el tipo de cortina, pero los factores de mayor peso decisivo están en las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio.

Después de la construcción de la cortina y llenado del vaso, en la región se crea un complejo hidrotécnico, el cual cambia el estado de esfuerzos y deformaciones, principalmente en la cimentación y en las laderas del río. Así mismo se cambia el régimen del flujo de las aguas subterráneas en el valle del río.

Las siguientes condiciones básicas, junto con las condiciones geotécnicas, se deben tomar en cuenta en la selección del sitio y del tipo de cortina.

- Sismicidad en la región



- Condiciones hidráulicas
- Esfuerzos en la cimentación
- Deformabilidad de la cimentación
- Cantidad de excavaciones

Sismicidad en la región. En principio se recomienda la construcción de cortinas en regiones con movimiento tectónicos recientes (fallas activas, etc.). En caso de la necesidad de construcción de cortina en las regiones de alta sismicidad, se deben tomar medidas constructivas antisísmicas en la etapa de diseño.

Inevitablemente, esto sube los costos del proyecto y disminuye las variantes posibles del tipo de cortina. Las cortinas de materiales graduados y enrocamiento tienen su ventaja en tal caso. Dos de las cortinas más altas en el mundo están situadas en regiones de alta sismicidad (Nurek, H = 300 m y Rogun, 330 m).

Condiciones Hidráulicas. La elección del sitio y del tipo de cortina va a depender de la permeabilidad y la resistencia de filtración de la cimentación, porque las cimentaciones blandas tienen límite de resistirse a gradientes altos.

Una de las características importantes de las condiciones hidráulicas del sitio es el gradiente hidráulico para filtración a través de, debajo a y al lado de la cortina. El gradiente hidráulico depende del tipo de cortina, para cortina térreas homogéneas este debe ser menor a 1, mientras que para cortinas de contrafuertes o de tipo arco bóveda este puede ser mayor a 10.(IMTA, 2001)

Esfuerzos en la cimentación. Los esfuerzos que la cortina transmite a la cimentación varían en límites amplios, dependiendo del tipo de cortina. En el siguiente cuadro se presentan los valores aproximados de los esfuerzos en la cimentación para una cortina con altura de 100 m.

Tipo de cortina	Esfuerzos máximos (MN-m ²)
Cortina de materiales térreos	1,8 – 2,1
Cortina de gravedad	3,2 – 4,0
Cortina de contrafuertes	5,5 – 7,5
Cortina de arco	7,5 – 10,0

En tal caso, en sitios con cimentación sobre suelos o rocas blandas, las cortinas de materiales térreos tienen la ventaja de tener niveles bajos de los esfuerzos, los cuales se transmiten a la cimentación.

Las cortinas de gravedad altas se pueden construir en sitios con cimentación sobre rocas, los cuales pueden soportar esfuerzos de compresión del orden de 3,0 a 4,0 MN-m² y más. Los requisitos más altos con respecto a la capacidad de la cimentación se tienen en el



diseño de cortinas de contrafuertes y cortinas de arco, en tales casos los esfuerzos en la cimentación llegan hasta $10 \text{ MN}\cdot\text{m}^2$.(IMTA, 2001)

Deformabilidad de la cimentación. El estado de esfuerzos del sistema cortina-cimentación depende tanto del valor absoluto de la rigidez (módulo de elasticidad) de cada uno de los elementos del sistema, como de la relación de rigidez de estos elementos.

Cuando la cimentación no es homogénea, con Deformabilidad variable por el perfil longitudinal de la cortina y por el perfil transversal, en el cuerpo de la cortina se forman zonas con alta concentración de esfuerzos. La estabilidad de la cortina depende de la flexibilidad y la adaptabilidad de su cuerpo, puesto que las zonas de inestabilidad local (de tensión, de corte, de filtración, etc.) pueden causar pérdida de estabilidad total de la construcción.

Evidentemente, en tal caso el sitio de rigidez de la cimentación baja y variable, las cortinas térreas son preferibles porque, por un lado, el nivel de esfuerzos transmitidos es más bajo y, por, este tipo de cortinas es más flexible para aceptar deformaciones irregulares de la cimentación.

Las cortinas de concreto son construcciones más rígidas y se someten a requisitos más altos con respecto a la Deformabilidad de la cimentación. Para asegurar la deformación uniforme del cuerpo de la cortina, a veces es necesario diseñar medidas constructivas (excavaciones hasta la zona rígida, inyección de la cimentación, juntas de deformación, etc.), las cuales encarecen las cortinas de concreto y esto puede influir en la selección final del tipo de cortina.

Cantidades de las excavaciones. La cantidad de las excavaciones de las cimentaciones depende de las condiciones geológicas del sitio y del tipo de cortina. En el caso de que se tengan suelos o rocas con grandes espesores de material blando como cimentación, es más ventajoso decidirse por cortinas de tierra. Las cortinas de concreto requieren cimentación de alta resistencia y baja deformabilidad.

Si la roca dura está localizada a gran profundidad, el volumen de las excavaciones aumenta; asimismo aumenta el volumen de concreto del cuerpo de la cortina, lo cual lleva a un aumento en el costo lo cual puede ser un factor determinante en el tipo de cortina.(IMTA, 2001)

III.6 OTROS FACTORES

Además de las consideraciones topográficas, geológicas y geotécnicas, la selección del sitio y el tipo de cortina depende de factores tales como:

Propósito de la presa

Materiales disponibles para la construcción del cuerpo de la cortina inundación de regiones pobladas, infraestructura de transporte, minas, etc.

Situación y precio de los vertedores y las obras de desvío.



Riesgo de inundación durante la construcción.

Cada uno de los factores antes mencionados tiene su peso en el análisis técnico-económico para la selección fina del sitio y del tipo de cortina. En un análisis concreto de cada factor puede obtener importancia determinante para la selección de una variante dada. En el siguiente cuadro se presentan algunos criterios.



CONSIDERACIONES PRÁCTICAS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO.



Consideraciones básicas para la selección del sitio y del tipo de cortina. (IMTA, 2001)

Tipo de cortina	Condiciones topográficas	cimentación	Esfuerzos efectivos en la cimentación	Deformación admisible en la cimentación	Vertedores y obras de desvío	Materiales necesarios para la construcción
Cortina de materiales térreos	No hay limitaciones	Suelo y roca; excavación de la capa superficial del terreno	Bajos	Altas	Fuera del cuerpo de la cortina; desventaja: un costo considerable	Materiales impermeables para el corazón (la pantalla); filtros
Cortina de enrocamiento	No hay limitaciones	Roca recomendada; excavación hasta roca dura sólo abajo del corazón arcillosos	Bajos	Altas	Fuera del cuerpo de la cortina; desventaja: un costo considerable	Materiales impermeables para el corazón, filtros; roca para los respaldos.
Cortina de gravedad	No hay limitaciones Recomendación B/H > 5	Roca; excavación hasta la roca dura (recomendación no más de 5 m)	Medios	Medias	En el cuerpo de la cortina	Cemento, materiales agregados
Cortina de contrafuertes	Valles anchos. Recomendación B/H > 5	Roca; excavación hasta la roca dura (recomendación no más de 5 m)	Medios	Medias	En el cuerpo de la cortina	Cemento, materiales agregados. Ventaja: de 30 a 60 % menos concreto que la cortina de gravedad
Cortina de arcos	Valles estrechos. Recomendación B/H < 5	Roca sana; excavación hasta roca dura	altos	bajas	En el cuerpo de la cortina	Cemento, materiales agregados. Ventaja: de 50 a 85 % menos de concreto que la cortina de gravedad



III.7 CARGAS QUE ACTÚAN SOBRE UNA PRESA.

La integridad estructural de una presa debe mantenerse en las diversas circunstancias o eventos que probablemente surgirán durante su servicio. El diseño es determinado por las consideraciones de un espectro de condiciones de cargas actuantes correspondientes. En todas las circunstancias previsibles debe asegurarse la estabilidad de una presa y su cimentación, manteniendo los esfuerzos a niveles aceptables y sus cualidades impermeables esencialmente inalteradas.

Las presas presentan una complejidad en su respuesta estructural que marca un fuerte contraste con la evidente simplicidad de su concepto estructural y su forma. Son estructuras tridimensionales asimétricas, construidas con materiales de propiedades mecánicas muy complejas y cimentadas sobre formaciones no uniformes y anisotrópicas, lo cual se reflejan en la interacción de la presa con su cimentación y con la respuesta estructural compleja de ambas cuando se someten a fluctuaciones en las cargas primordiales y a los efectos de una saturación progresiva.

La distribución, magnitud y modo de acción de ciertas cargas pueden predeterminarse con mucha precisión. Ejemplos obvios son las cargas externas del agua y el peso propio de la estructura. Otras cargas mayores son menos confiables en su predeterminación y pueden depender del tiempo, por ejemplo. Las presiones internas de infiltración, debidas a la redistribución de cargas por las deformaciones de la cimentación o, en presas de concreto, por efectos térmicos asociados con la hidratación del cemento, etc.

Es conveniente clasificar las cargas actuantes individuales como primarias, secundarias o excepcionales. Dicha clasificación ayuda a apreciar apropiadamente combinaciones de cargas que se deben considerar en su análisis. La clasificación se hace en función de su aplicabilidad y de la importancia relativa de su carga.

Cargas primarias. Se identifican como aquellas de mayor importancia para todas las presas, sin tener en cuenta su tipo, por ejemplo las del agua y las fuerzas relacionadas con la infiltración y peso propio.

Cargas secundarias. Se aplican universalmente aunque en menor magnitud (por ejemplo la carga de sedimentación) o, alternativamente, son de mayor importancia sólo para ciertos tipos de presas (por ejemplo, efectos térmicos dentro de presas de concreto)

Cargas excepcionales. Se designan así sobre la base de aplicación general limitada o por su poca probabilidad de ocurrencia (por ejemplo los efectos tectónicos o las cargas de inercia asociadas con la actividad sísmica).

III.7.1 CARGAS PRIMARIAS

Carga del agua. Es debida a la distribución hidrostática de presión y tiene una resultante horizontal de la fuerza P_1 (nótese que la componente vertical de esta carga también



existirá en caso que el espaldón aguas arriba tenga un talud y las cargas equivalentes aguas arriba operasen en el espaldón respectivo).

Carga de peso propio. Se determina con respecto un peso unitario apropiado del material. Para un análisis elástico simple, se considera que la fuerza resultante P2, actúa a través del centroide de la sección.

Carga de infiltración. Los patrones de infiltración de equilibrio se desarrollarán dentro y por debajo de la presa, por ejemplo, en los poros y las discontinuidades, con una carga resultante vertical identificada como un empuje interno y externo P3 y p4, respectivamente. (Nótese que el proceso de infiltración generará presión de agua en los poros en materiales permeables, y con este enfoque, se considera como un derivado de la carga de agua para una presa de relleno.(USBR, 1976)

III.7.2 CARGAS SECUNDARIAS.

Carga de sedimentación. Los sedimentos acumulados generan un empuje horizontal, considerado como una carga hidrostática adicional equivalente con resultante P5.

Carga hidrodinámica de ondas. Es una carga transitoria P6 generada por la acción de las ondas contra la presa (normalmente no es importante).

Carga de hielo. El empuje del hielo P7, se puede desarrollar en condiciones climáticas extremas (normalmente no es importante). En nuestro país este tipo de cargas se pueden presentar en las zonas montañosas del norte del país.

Carga térmica (presas de concreto). Es una carga interna generada por las diferencias de temperatura asociadas con los cambios en las condiciones ambientales y con la hidratación y el enfriamiento del cemento.

Efectos interactivos. Son internos, surgen de las rigideces relativas y las deformaciones diferenciales de una presa y su cimentación.

Carga hidrostática sobre los estribos. Es una carga interna de infiltración en los estribos en una roca maciza. Esta componente es de vital importancia en presas de arco o de bóveda.

III.7.3 CARGAS EXCEPCIONALES

Carga Sísmica. Las cargas inerciales horizontales y verticales se generan con respecto a la presa y al agua retenida debido a perturbaciones sísmicas. Para la presa se muestran simbólicamente en el centroide de la sección. Para las fuerzas inerciales del agua se muestra el empuje estático equivalente simplificado P8.



Efectos tectónicos. La saturación o las perturbaciones producidas por excavaciones profundas en rocas, pueden generar cargas como resultado de movimientos tectónicos lentos.



CAPITULO IV CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO

OBJETIVO:

Conocer la aplicación del Concreto Compactado con Rodillo (CCR) en obras hidráulicas, así como sus ventajas y desventajas con respecto a otros materiales.

Describir las propiedades, selección de materiales, diseños de las mezclas de CCR aplicables a obras hidráulicas.

RESUMEN.

El concreto compactado con rodillo (CCR) es probablemente el desarrollo más importante en la tecnología de las presas de concreto del pasado cuarto de siglo. El uso del CCR ha permitido que muchas nuevas presas sean económicamente posibles debido al reducido costo derivado del rápido método de construcción. También ha permitido a los ingenieros de diseño la oportunidad de rehabilitar en forma económica las presas de concreto existentes que tienen problemas con la estabilidad y necesitan ser reforzadas con contrafuertes, y han mejorado presas de terraplén con vertedores de capacidad inadecuada proporcionando un medio con el cual estas presas pueden ser recubiertas con seguridad.

Este documento resume el estado del conocimiento actual para el diseño y construcción de obras con CCR en aplicaciones de concreto masivo, presenta información del desarrollo tecnológico del CCR, incluyendo materiales, proporcionamiento de la mezcla.



IV.1 DEFINICIÓN

El Instituto Americano del Concreto (ACI) 116R1 define CCR como: "concreto compactado por rodillo de compactación; al concreto que, en su estado no endurecido, puede soportar un rodillo mientras se compacta". Las propiedades del CCR endurecido pueden ser similares a las del concreto colocado convencionalmente, sin embargo, el CCR también puede fabricarse con propiedades de dureza que están fuera del alcance de las propiedades típicas de concreto colocado convencionalmente. El término "Rodillo Compactador" lo define el ACI como "un proceso de compactación de concreto utilizando un rodillo, a menudo un rodillo vibrante".(ACI, 1999)

IV.2 FILOSOFÍAS DE DISEÑO

En el desarrollo de la Tecnología del Concreto Compactado con Rodillo (CCR), han surgido dos filosofías o aproximaciones con respecto a los métodos de diseño de mezclas. Éstas pueden ser calificadas como la Filosofía de Suelos o Geotécnica y la Filosofía de Concreto (Hansen, y otros, 1991).

Las aproximaciones de dosificación de mezclas se diferencian significativamente, dependiendo de la filosofía de tratamiento del agregado, ya sea como agregado para concreto convencional o como agregado utilizado en la construcción de terraplenes estabilizados.

Las mezclas de CCR producidas usando métodos de diseño de concreto tienen una consistencia más fluida que las mezclas con aproximación a suelos, debido a que existe una mayor cantidad de pasta en la mezcla de áridos. Estas mezclas pueden ser descritas como más trabajables que las desarrolladas usando la aproximación a suelos; sin embargo, ambas filosofías producirán un concreto que es calificado como de "cero revenimiento".

IV.2.1 FILOSOFÍA DE SUELO

La Filosofía de Suelos considera al CCR como un suelo procesado o un agregado enriquecido con cemento, cuyo diseño de mezcla está basado en la relación humedad - densidad. Para un agregado específico y un contenido de material cementante, el objetivo es determinar un contenido óptimo de humedad para un esfuerzo de compactación en el laboratorio, que corresponde al esfuerzo o densidad aplicado por los rodillos en el campo. En la aproximación a suelos, la pasta (cemento, puzolana, agua) no rellena generalmente todos los vacíos en los agregados después de la compactación.

Los principios de compactación desarrollados por Proctor en los inicios de 1930, son aplicados a las proporciones de mezclas CCR con aproximación a suelos. Proctor determinó que para un esfuerzo de compactación dado hay un "óptimo contenido de humedad" que produce una máxima densidad seca. Incrementando el esfuerzo de compactación se obtiene una máxima densidad seca mayor y un menor contenido de humedad óptimo. Un ejemplo es



mostrado en la Figura IV-1, donde se observan curvas para tres esfuerzos de compactación en un agregado de piedra caliza de Austin, Texas, siendo el mayor el correspondiente al Proctor Modificado (ASTM D 1557).

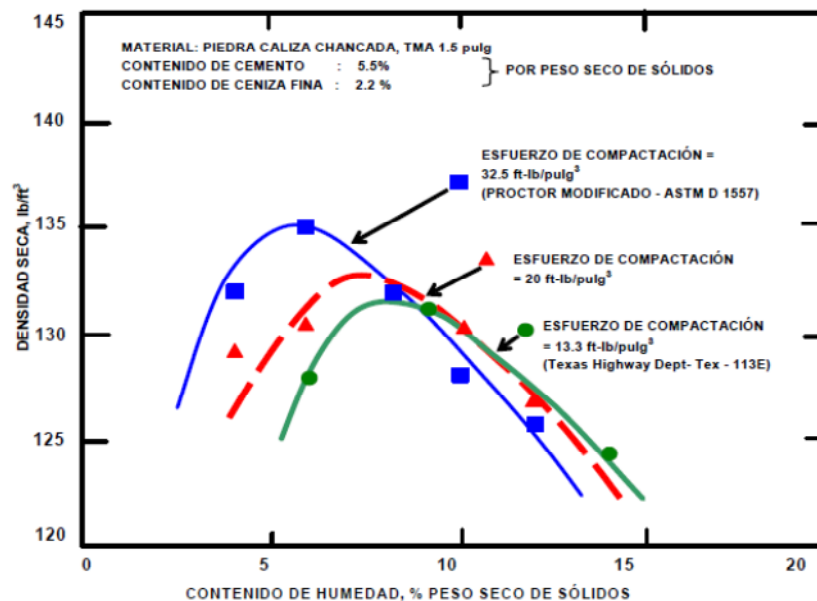


Figura IV-1 Curvas de laboratorio humedad - densidad para mezclas CCR sujetas a varias energías de compactación (Reeves, y otros, 1985)

IV.2.2 FILOSOFÍA DE CONCRETO

La Filosofía de Concreto considera a la mezcla CCR como un verdadero concreto, cuya resistencia y demás propiedades siguen la relación agua - cemento establecida por Abrams en 1918. Es decir, suponiendo agregados resistentes y limpios, la resistencia del concreto completamente consolidado es inversamente proporcional a la proporción agua - cemento. Usando menos agua con una cantidad constante de cemento se produce un concreto con mayor resistencia a la compresión y propiedades relacionadas.

La aproximación a concreto está basada en el concepto que existe suficiente pasta en la mezcla CCR que rellena todos los vacíos en el agregado, haciendo que la mezcla se compacte completamente, produciéndose un concreto con asentamiento nulo. Sin embargo, la mezcla CCR no debe contener un exceso de pasta que produzca un asentamiento mensurable o que un exceso de pasta sea llevado a la superficie con sólo algunas pasadas del rodillo vibratorio.

Un posible punto de demarcación entre las dos aproximaciones podría ser que las mezclas CCR diseñadas utilizando la aproximación a concreto, tienen un VeBe o tiempo de compactación vibratoria de 45 segundos o menos, mientras que las mezclas resultantes de



CONSIDERACIONES PRÁCTICAS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO.



una aproximación a suelos tienen un tiempo VeBe mayor de 45 segundos. Un tiempo VeBe de 45 segundos indica que hay suficiente pasta para rellenar todos los vacíos de los agregados, después de 45 segundos de la vibración de la mezcla con carga. Para la mayoría de las mezclas con aproximación a suelos, la pasta no puede ser producida después de un minuto de vibración.

En la Tabla IV-1 se presentan las diferencias entre la filosofía del CCR como un suelo y como concreto.

Tabla IV-1 Factores característicos para las filosofías de CCR (Hansen, y otros, 1991))

FACTOR	SUELO (GEOTECNIA)	CONCRETO
Base para el diseño de mezclas	Húmedad óptima / máxima densidad seca	Descenso de la relación agua / cemento y la consolidación
Características de los vacíos	Todos los vacíos no son rellenados - contactos partícula a partícula	Vacíos rellenados con la pasta y su exceso
Porcentaje teórico de la densidad de aire-libre	Usualmente menor que el 98 %	Mayor que el 98%
Consistencia (tiempo VeBe o VC)	45 segundos o más	45 segundos o más
Otros nombres	Rollcrete, relleno estabilizado, suelo cemento de agregado grande, CCR pobre	Método CCR de alta pasta, RCD (Japón)
Materiales	Graduado o en bruto (natural)	Muy bien graduado para minimizar los vacíos
Granulometría del agregado, cantidad de finos (Tamiz No. 200)	Superior del 10% del peso total	Menos finos, especialmente si hay gran contenido de ceniza volante
Contenido de Cemento + Puzolana	Usualmente menor que 120 kg/m ³	Mayor que 120 kg/m ³
DISEÑO		
Cohesión	Valores bajos- menores que 200 lb/pulg ² (1,4 Mpa)	Valores altos-mayores que 200 lb/pulg ² (1,4 Mpa)
Permeabilidad	Depende del contenido de vacíos en la mezcla y de la construcción (grado de compactación y segregación)	Depende de las propiedades y la cantidad de pasta
Resistencia a la compresión	Alto por peso unitario de cemento - mayor en la parte superior de la capa	Decrece con mayor cantidad de agua - mayor en el fondo de la capa
Concepto de control de infiltración	Membrana aguas arriba	Presa de gravedad entera
CONSTRUCCIÓN		
Mezclado	Comúnmente amasador (pugmill)	Amasador (pugmill) o tambor
Tendido	La segregación es más de un problema	La segregación es menos de un problema
Compactación	Vibratorio o aplanadora de neumáticos pesada	Rodillo vibratorio
Principal acción o rodillo	Compactación	Consolidación
Espesor de capas compactadas	Generalmente 0,3 m. Más posibilidad de vacíos en el fondo	0,3 a 0,75 m, posibilidad de pasta en la superficie y ligera posibilidad de vacíos en el fondo

IV.3 APLICACIONES

La utilización del CCR debe considerarse en obras de infraestructura en donde el revenimiento escaso o nulo del concreto puede transportarse, colocarse y compactarse con



equipos de construcción pesada, empleados en movimientos de tierra y roca, en donde se implique grandes áreas de colocación, el refuerzo de poco o nada, y poco o ningún trabajo embebido de metal u otras discontinuidades tales como pilas. La aplicación del CCR debe considerarse cuando sea económicamente competitivo con otros métodos de construcción como el proponer bancos de protección en lugar de gaviones o escolleras, especialmente en aquellas zonas donde es escasa la roca. (US Army Corps of Engineers, 2000)

Es recomendable como relleno suave en trabajos grandes, plataformas, o áreas pavimentadas, cimentaciones masivas, bases de losas, ataguías, rellenos masivos, reparaciones de emergencia, y como protección por desbordamiento en presas de enrocamiento. Se puede utilizar en lugar de concreto convencional en presas de gravedad y arco-gravedad. El CCR puede utilizarse en diques donde los cimientos son adecuadas y puede usarse también en casquillos para los muelles para reducir el cantidad de roca requerida. Para muchos proyectos de presas, el uso de CCR puede permitir un diseño más económico, cuyas obras puede ser los vertedores, obra de toma y obra desvío, dando la ventaja de que pueden formar parte del cuerpo de la cortina, comparado con una presa de enrocamiento, cuyas obras son independientes a la cortina. Las estructuras diseñadas de manera similar a las utilizadas en concreto convencional, puede usarse el CCR con las mismas características. También es posible diseñar estructuras que requieren un rendimiento menor, en consecuencia hacerlos más económicos (US Army Corps of Engineers, 2000).

El Concreto Compactado con Rodillo (CCR) es probablemente el más importante desarrollo tecnológico de presas en los últimos años, ganando aceptación alrededor del mundo en un relativo corto tiempo debido a su bajo costo, el cual es derivado en parte por su rápido modo de construcción, a su bajo contenido de cemento y condición de asentamiento nulo. El método de CCR se desarrolló no sólo a partir del esfuerzo de algunos diseñadores de presas de concreto, sino también del trabajo de ingenieros geotécnicos, quienes tradicionalmente han diseñado terraplenes de tierra y enrocado. Esta combinación de esfuerzos ha originado la construcción de presas de concreto por métodos usualmente asociados con la construcción de presas de tierra. El producto es una presa menos costosa con la misma inherente seguridad de una presa de concreto convencional. (Escalaya Advíncula, 2006)

IV.4 OBJETIVO DEL CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO

El CCR se desarrolló inicialmente para producir un material que presentará las propiedades estructurales de concreto con las características de colocación de los materiales de enrocamiento. El resultado es un material que, cuando se diseña correctamente y se construye como una estructura de gravedad, es más económico que las estructuras de tierra y enrocamiento y de concreto convencional.

Para lograr el mayor grado de rentabilidad y un producto de calidad similar a las estructuras convencionales de concreto, debe seguirse las siguientes consideraciones en el diseño y



construcción del CCR: La colocación debe llevarse lo más rápidamente posible, en las operaciones constructivas, es fundamental disminuir la mano de obra cuanto sea posible, en el diseño se debe evitar, tanto como sea posible, múltiples mezclas y otras construcciones o requerimientos que tienden a interferir con la producción, en el diseño es necesario minimizar los complejos procedimientos constructivos. Las estructuras de CCR se diseñan para un amplio rango de condiciones, desde estructuras masivas con baja resistencia hasta estructuras poco masivas de alta resistencia. Es crítico que el diseño de la estructura debe ser acorde con los requerimientos de comportamiento para el material de CCR y las especificaciones requeridas para la construcción.

IV.5 VENTAJAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO

Las técnicas de construcción del CCR han hecho que las presas de gravedad de CCR sean una alternativa económicamente competitiva, comparada con las presas de concreto convencional y de enrocamiento debido a los siguientes factores:

Costos. Los costos históricos de construcción de presas CCR y concreto convencional muestran que el costo unitario por metro cúbico de CCR es considerablemente menor que el concreto convencional colocado, aproximadamente de 25 a 50 por ciento menor que el concreto convencional colocado. La diferencia en el porcentaje de ahorro por lo general depende del costo de los agregados y materiales cementantes, la complejidad de colocación, y la cantidad. Los ahorros asociados con el CCR se deben principalmente a la disminución del tamaño, colocación, y los costos de compactación y reducción de tiempos de construcción. Figura IV-2 muestra la relación del costo-volumen de las estructura de CCR basado en proyectos construidos en los Estados Unidos.(US Army Corps of Engineers, 2000)

La rápida construcción. Técnicas rápidas de construcción (comparadas con las presas de concreto convencional y la de enrocamiento) y la reducción de la cantidad de materiales (comparadas con las presas de enrocamiento) representan el mayor ahorro en presas de CCR. El proceso de construcción fomenta una colocación continua de material, teniendo una velocidad de producción alta. Esta velocidad de producción reduce el período de construcción de una presa. Cuando se compara con una presa de enrocamiento o una de concreto convencional, el tiempo de construcción de proyectos grandes, se reduce en varios meses o inclusive hasta años. Otro beneficio de la rápida construcción es la reducción de costos de administración, los beneficios tempranos del proyecto, la posible reducción o supresión de obras de desvío, y el posible uso de la presa en sitios donde la construcción sea limitada por temporadas. Básicamente, la construcción con CCR ofrece ventajas económicas en todos los aspectos con la construcción de la presa que están relacionados con el tiempo.(US Army Corps of Engineers, 2000)

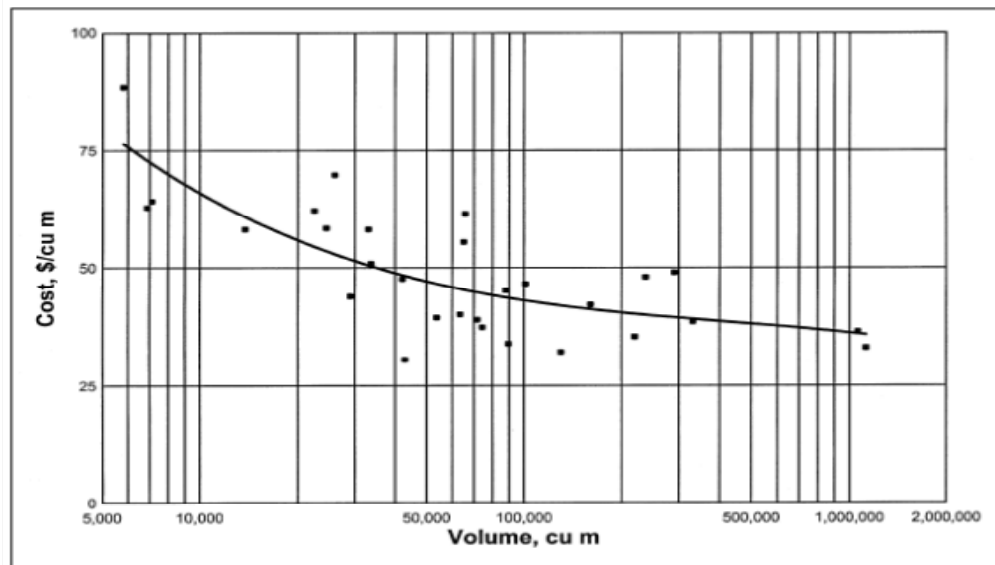


Figura IV-2 Relación costo-volumen para presas de CCR

- **Vertedor y estructuras anexas integradas.** Al igual que con las presas de concreto convencional, el vertedor se puede incorporar directamente sobre la cortina. Un diseño típico permite la descarga sobre la cresta de la presa y por el paramento de aguas abajo. En contraste, vertedor de una presa de enrocamiento está normalmente construido en un extremo de la presa o en un puerto natural cercano. Una presa de enrocamiento con un vertedero y obra de toma fuera de la obra de contención es más costoso que una presa de CCR cuyo vertedor y obra de toma integrado a la cortina. Para proyectos que requieren múltiples niveles de obra de toma para el control de la calidad del agua o para la sedimentación en los embalses, la estructura de toma puede ser fácilmente anclado en el paramento de aguas arriba de la presa de CCR. Para una presa enrocamiento, el mismo tipo de estructura de toma sería una torre independiente en el embalse o una estructura construida en el extremo de la cortina cercano al empotramiento y sobre el embalse. El costo de la obra de toma para una presa de CCR es considerablemente menor comparada para una presa de enrocamiento, especialmente en zonas sísmicas. La tamaño del área en la base de la cortina para un apresa de CCR es más pequeña comparada con la de una presa de enrocamiento, lo que conlleva a reducir la longitud del conducto de la obra de toma, los tratamientos y los costos en la preparación de la cimentación.
- **Reducción de desvío y ataguías.** Las presas de CCR ofrecen ventajas de costos en el desvío del río durante la construcción y reduce los daños y riesgos asociados con el desbordamiento de la ataguía. La obra de desvío de una presa de CCR es menor que el de las presas de enrocamiento. Con un período de construcción más corta, la



probabilidad de ocurrencia de la avenida de diseño es menor, por lo tanto, el tamaño del conducto de desvío y la altura ataguía. Estas estructuras pueden diseñarse para gastos máximos de la temporada en lugar de los gastos máximos anuales. Con la alta resistencia a la erosión del CCR, el riesgo de falla se minimiza y por consecuencia menos daños, incluso el desbordamiento de la ataguía puede ocurrir. Ventajas significativas obtienen al utilizar CCR para la construcción ataguías. Ofrece los beneficios de la rápida construcción, ocupa poco espacio y operatividad continua después de desbordamiento.

- **Otras ventajas.** En comparación con las presas de enrocamiento, el menor volumen de presas de gravedad de CCR hace que los bancos de materiales para la construcción sean menores y que sea un factor determinante en la selección del sitio. Además, los bancos de materiales son más pequeños y puede ser más ambientalmente aceptable. La presa de gravedad de CCR es de por sí más resistentes a la erosión interna y al desbordamiento.

IV.6 INVESTIGACIÓN Y SELECCIÓN DE MATERIALES

IV.6.1 MATERIALES CEMENTANTES

El método para investigar los materiales de cementantes para el CCR es similar a la utilizada para el concreto convencional. La selección de materiales cementantes afecta significativamente la velocidad de hidratación y desarrollo de la resistencia. El uso de puzolana es bastante común para proyectos de CCR y generalmente reduce costos y baja generación de calor.

Cemento. Cemento Portland Tipo II es utilizado comúnmente en CCR, por sus características de baja generación de calor en edades tempranas y a largo plazo. El uso de cemento portland tipo III no es práctico en CCR, ya que acorta el tiempo para la compactación y la evolución de calor aumenta en edades tempranas. La velocidad lenta en el desarrollo de la resistencia de algunos cementos da como resultado una mayor resistencia determinada por el contenido de cemento.

La generación de calor debido a la hidratación del cemento usualmente se controla con el uso de cemento de bajo calor de hidratación, usando menos cemento, y remplazando una porción de cemento con puzolanas, o con una combinación de estos. Se puede alcanzar una reducción en la temperatura máxima del concreto por otros medios, como por ejemplo, con la reducción de la temperatura en la colocación. La selección del tipo de cemento debe considerar aspectos económicos en el abastecimiento del cemento. Para proyectos de tamaños pequeños y medios puede no ser económicamente conveniente especificar cemento de bajo calor de hidratación que no esté disponible localmente. Debido a la alta capacidad de producción requerida para el CCR, se necesita poner atención especial al abasto continuo de cemento para el proyecto.



Puzolana. El uso de escoria volcánica o puzolana es altamente benéfico en el CCR como un relleno mineral y por sus propiedades cementantes, así como proporcionar un grado de lubricación durante la compactación. La puzolana ocupa una parte del volumen de pasta, ocupado por el cemento y el agua. La ceniza volante tipo F es comúnmente utilizada como puzolana o relleno mineral para el CCR, pero la clase C también se utiliza. La ceniza volante clase F contribuye a reducir la generación de calor a una edad temprana, puede usarse para reemplazar el cemento (generalmente hasta aproximadamente 50 por ciento en volumen), reduce el costo, actúa como relleno mineral para mejorar la trabajabilidad y retrasos. Por lo tanto, las mezclas de CCR que contienen ceniza volante de clase F tienen un beneficio al incrementar el tiempo de colocación e incrementa la trabajabilidad. Las pruebas de laboratorio deben conducirnos a verificar y evaluar los beneficios en el empleo de puzolana.

La selección de una puzolana apropiada para el CCR se debe basar en su conformidad con la norma NMX C-146-ONNCCE (ASTM C618). Las puzolanas que cumplen con las especificaciones de NMX C-146-ONNCCE (ASTM C618) para las clases C, F y N se han usado con éxito en mezclas de CCR. Las puzolanas clase F y N usualmente son preferidas, ya que contribuyen con menos calor de hidratación que la clase C y tienen mayor resistencia a los sulfatos. Para las puzolanas Clase C, se debe poner mayor atención al tiempo de fraguado, la resistencia a los sulfatos y el contenido de cal libre. El uso de puzolanas dependerá del desempeño requerido del material así como de su costo y disponibilidad en cada proyecto.

IV.6.2 AGREGADOS

Uno de los factores más importantes para determinar la calidad y economía del concreto es la selección de banco de material adecuado para el agregado. Esta afirmación es tan verdadera para el CCR, como para el concreto convencional.

Agregados para el CCR.

Al igual que con el concreto convencional, los agregados de CCR deben ser evaluados por calidad y clasificación. Agregado para el CCR debe cumplir con los estándares de calidad y clasificación, por las propiedades deseadas para el diseño de la estructura. El uso de agregados de baja calidad puede utilizarse en ciertas circunstancias, tales como la construcción durante una situación de emergencia, cuando la calidad pobre del agregado no afecte las especificaciones de diseño del CCR, o donde las propiedades específicas de materiales se consigue con el uso de tales agregados. Los cambios de especificaciones en la clasificación o la calidad deben sustentarse por pruebas de laboratorio o de campo. La exposición de diseño debe identificar que el concreto producido a partir de los materiales propuestos cumplen los requisitos para la resistencia, durabilidad, impermeabilidad al agua, y económica.



El tamaño máximo nominal del agregado de partículas que ha empleado y compactado el Cuerpo de Ingenieros en la construcción de CCR es de 75 mm. Sin embargo, las clasificaciones pueden variar significativamente a los utilizados para el concreto convencional. Japón ha utilizado partículas de los agregados más grandes a los 75 mm y lo hicieron en la presa de Tarbela. El uso de grandes agregados aumenta enormemente la probabilidad de segregación durante el transporte y esparcimiento y rara vez reduce significativamente el costo. El utilizar un agregado más grande a los 75mm debe justificarse mediante una investigación y en el que resulte que el agregado más grande puede ser manejado sin segregación, puede ser compactado, y que su uso en realidad se traducirá en menor costo.

Agregados Finos.

Cuando se utiliza un bajo contenido de material cementante en el CCR, la cantidad de material necesaria que pasa la malla 200 es mayor para el CCR lo que es aceptable para el concreto convencional. Un mayor porcentaje de finos se utiliza para aumentar el contenido de pasta en la mezcla para llenar los huecos y contribuir a la trabajabilidad. Los agregados finos se componen generalmente de origen natural limos no plásticos y arenas finas o finos manufacturados. Aunque el mayor beneficio de la utilización de finos es el control de la segregación, en muchos casos el uso de finos aumenta la demanda de agua, reduciendo su resistencia. Debe cuidarse la selección de los agregados con finos plásticos versus no plásticos. Cuando en los agregados existen finos plásticos debe evaluarse los efectos de pérdida de resistencia, la demanda de agua, y la durabilidad determinan la factibilidad de cumplir los requisitos estructurales de diseño. Cuando se utilizan puzolanas para sustituir los finos naturales, mejora la manejabilidad, y la relación de resistencia a largo plazo aumenta.

El cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos ahora tiene un límite de 25% en el contenido permitido de partículas planas y alargadas en cualquier tamaño de grupo. Se ha encontrado que el uso de agregado triturado reduce la tendencia a la segregación, en comparación con las gravas redondeadas.

Agregado grueso.

La selección de un tamaño máximo nominal de agregado debe basarse en la necesidad de reducir los requerimientos de material cementante, en el control de la segregación y en la facilidad de compactación. La mayor parte de los proyectos de CCR han usado TMNA de 37.5 a 75 mm (1 1/2 a 3"). Usualmente no hay un ahorro significativo en el costo del material por el uso de agregados de tamaños mayores a 75 mm que se pueda descontar del costo adicional de la revoltura y del costo de controlar el incremento en los problemas de segregación asociados con los agregados más grandes. El TMNA tiene poco efecto en la compactación cuando el espesor de las capas de colocación es mayor que tres veces el TMNA, la segregación es controlada adecuadamente y se usan rodillos vibratorios grandes para la compactación.



Tabla IV-2 Granulometría combinada de agregados para CCR de varios proyectos de Estados Unidos de América

Tamaño de criba	Willow Creek	Upper Stillwater	Christian Siegrist	Zintel Canyon	Stagecoach	Elk Creek
100 mm(4")	—	—	—	—	—	—
75 mm(3")	100	—	—	—	—	100
62 mm(2.5")	—	—	—	100	—	96
50 mm(2")	90	100	—	98	100	86
37.5 mm(1.5")	80	95	100	91	95	76
25 mm(1")	62	—	99	77	82	64
19 mm(0.75")	54	66	91	70	69	58
9.5 mm(3/8")	42	45	60	50	52	51
4.75 mm(No. 4)	30	35	49	39	40	41
2.36 mm(No. 8)	23	26	38	25	32	34
1.18 mm(No. 16)	17	21	23	18	25	31
0.60 mm(No. 30)	13	17	14	15	15	21
0.30 mm(No. 50)	9	10	10	12	10	15
0.15 mm(No. 100)	7	2	6	11	8	10
0.075 mm No. 200)	5	0	5	9	5	7
C+P (kg/m ³)	47+19	79+173	59+42	74+0	79+77	70+33
Total de finos	20%	21%	19%	21%	—	21%
Trabajabilidad	Pobre	Excelente	Excelente	Excelente	Buena	Excelente

IV.6.3 AGUA

La experiencia ha demostrado que la fuente de agua (subterránea vs superficial) puede tener un efecto significativo sobre el rendimiento del CCR. El tiempo de fraguado y desarrollo de la resistencia pueden variar significativamente. Se debe tener precaución al aceptar un suministro de agua, y la aceptación deben estar supeditada a la adecuada verificación de los resultados.

IV.6.4 LOS ADITIVOS QUÍMICOS

Los aditivos químicos han sido efectivos en las mezclas de CCR que contienen suficiente agua para proporcionar una pasta más fluida. Los aditivos químicos más comúnmente utilizados son tipos I (reductor de agua) y IV (reductor de agua y retardante). Los aditivos reductores de agua, usados en dosificaciones muy altas, han mostrado reducir la demanda de agua, incrementar la resistencia, retardar el fraguado, y proporcionar trabajabilidad en algunas mezclas de CCR. Sin embargo, el conocimiento de la efectividad en otras mezclas, típicamente con bajos contenidos de material cementante y bajos niveles de trabajabilidad es limitado. Los aditivos deben evaluarse con mezclas de CCR reales, antes de usarlas en campo.

Reductores de agua y retardadores.



El uso de un reductor de agua o un aditivo retardante, debe ser considerado para la colocación CCR. El uso de un reductor de agua y aditivo retardante ha demostrado ser benéfico para extender la trabajabilidad de CCR y el aumento de los tiempos iniciales y finales de fraguado, permitiendo así una mejor adhesión y aumentando la impermeabilidad. Una manejabilidad extendida es benéfica en donde la temperatura es cálida, durante las actividades iniciales del CCR, para el transporte del CCR a partir de fuentes lejanas, y para la colocación de capas de 600 mm de espesor. La adición de reductores de agua y aditivos retardantes aumenta la trabajabilidad de la mezcla de CCR y en consecuencia una disminución del contenido de agua. Las dosificaciones de reductores de agua y retardadores puede ser varias veces tanto como recomendadas para el concreto colocado convencionalmente debido a la consistencia seca del CCR, sin embargo, en algunos casos, una dosis excesiva de reductores de agua y retardadores de mezclas magras pueden ayudar o perjudicar el rendimiento a corto plazo y largo plazo. La dosis debe basarse en los resultados de las pruebas de laboratorio, donde se evalúan el efecto de dosis variables.

Aditivos inclusores de aire.

Los aditivos inclusores de aire se han añadido a las mezclas de CCR en intentos para arrastrar un sistema vacío de aire (Air-Void) con un tamaño de burbuja y espaciado adecuado para resistir el daño al concreto cuando se somete a ciclos repetidos de congelación y descongelación. La experiencia indica que las dosis de aditivos inclusores de aire necesarios para el CCR puede ser considerablemente mayor que las requeridas para el concreto colocado convencionalmente, sin embargo, el contenido de aire necesario para lograr una protección significativa de congelación-descongelación es menor y la forma de burbujas de aire no es tan crítica como para el concreto convencional. Al igual que con el concreto convencional, la trabajabilidad del CCR es mejor mediante la adición de aditivos inclusores de aire, lo que resulta en menor cantidad de agua. El contenido de finos, el tipo de finos, y el agua de las mezclas de CCR influyen significativamente en la eficiencia de los aditivos inclusores de aire.

Un análisis de burbujas de aire en los núcleos de CCR obtenidos de la presa de Fort Ritchie, revelaron una estructura distinta a los huecos de aire que normalmente se observa en el concreto convencional. Los huecos de aire en el CCR exhibió formas muy irregulares en comparación con concreto convencional, pero los factores de espaciado de burbujas eran comparables. Pruebas de varias mezclas de CCR en la Engineer Waterways Experiment Station (WES), aunque de alcance limitado, indica que ciertas marcas de aditivos inclusores de aire se desempeñan significativamente mejor que los demás.(USACE, 1998)

Un enfoque relativamente nuevo para la inclusión de aire en paramentos de CCR expuestos para derramar aire incluido, mediante una lechada de cemento de un espesor de 0.4 m por arriba de la franja de CCR a lo largo de la cimbra vertical. Una vez que la lechada penetra en el CCR, la mezcla puede ser consolidado con éxito con vibradores internos de forma homogénea, impermeabilizando la cara de CCR con aire incluido (Forbes 1999).



La técnica de mortero enriquecido con CCR ha sido utilizada con éxito en casi todas las presas de CCR construidas en China durante la década de 1990. El método se utilizó con éxito en la presa de Cadiagullong en Australia y la presa de Horseshoe Bend en Nueva Zelanda y la presa de Beni Haroun, en Argelia.

IV.6.5 DOSIFICACIÓN DE LA MEZCLA.

La selección adecuada de la dosificación de la mezcla para el CCR es un paso importante en la obtención de un concreto económico, duradero y debe llevarse a cabo en el laboratorio que tenga experiencia en proyectos de materiales. Las dosificaciones de la mezcla de CCR dependerán en gran medida de la resistencia y durabilidad requerida en la estructura. Sin embargo, la dosificación del CCR también puede ser por requisitos específicos del proyecto, como la disponibilidad de materiales, métodos de acarreo y transporte, el esparcimiento del material y el equipo de compactación, etc

IV.7 CONSIDERACIONES BÁSICAS

Durabilidad. La durabilidad del CCR depende de la resistencia, el contenido material de cemento, la calidad y el porcentaje de compactación. Con la dureza, densidad y tipo de agregado adecuado y la cantidad de material cementante, el CCR presenta una excelente resistencia a la abrasión y la erosión, la reactividad álcali-agregado, y el ataque de sulfatos. Sin embargo, la resistencia de RCC se ve afectado por de las aguas agresivas, productos químicos, gases o una simple lixiviación de los componentes por agua es principalmente una función de la permeabilidad del concreto, y, desde mezclas magras de CCR se diseñan bajo un contenido de cemento, que es relativamente permeable. Se diseñan mezclas magras principalmente para utilizarse en el interior de la masa y se le da la protección necesaria mediante un recubrimiento con una mezcla con alto contenido de cemento, con un revestimiento de concreto convencional, el uso de membranas impermeables, y en ocasiones en secciones grandes se permite un pequeño deterioro. El no incluir aire en la elaboración de la mezcla del CCR hace que la resistencia a la congelación y descongelación sea pobre y viceversa. Pruebas de laboratorio han mostrado que se tiene una mejora significativa en la resistencia a la congelación y descongelación mediante el uso de ciertos aditivos inclusores de aire. Sin embargo, la producción uniforme de CCR con inclusores de aire en condiciones reales han resultado poco confiables. Si la inclusión de aire se especifica para el CCR, se deben realizar pruebas de laboratorio y de campo con los materiales del proyecto para determinar: (1) la eficacia y la tasa de dosificación adecuada de los aditivos inclusores de aire, (2) el efecto del aire en la trabajabilidad del CCR y la demanda de agua, (3) los efectos de la manipulación CCR y las operaciones de compactación en los parámetros de la relación de vacíos, y (4) los efectos de los agregados y los materiales finos cementantes en el contenido de aire incluido. (U.S Army Corps Of Engineers, 1992)



IV.7.1 RESISTENCIA.

Al igual que con el diseño de estructuras de concreto convencional, la resistencia del CCR es determinada por el diseño de la estructura. El CCR es diferente que el concreto convencional de modo que las propiedades de los materiales se ven afectadas por la trabajabilidad de la mezcla, el contenido de finos, y el contenido de humedad relativa al contenido de humedad óptima. En la mayoría de los casos, para cualquier combinación de materiales del concreto, la resistencia depende en gran medida del contenido de cemento.

El contenido de humedad de la mezcla es función del agregado y el nivel deseado trabajabilidad del CCR. Las dosificaciones de materiales, incluyendo el cemento y puzolana, deben ser determinadas por una evaluación de laboratorio. El efecto de la puzolana en el desarrollo de la resistencia del CCR no puede suponerse, sino que debe determinarse en el laboratorio. En la Figura IV-3 y Figura IV-4 se presentan tendencias entre el contenido de cemento y resistencia a la compresión para diversos contenidos de cemento equivalentes con y sin puzolana. Estas curvas representan los datos promedio de una variedad de mezclas de CCR que van desde 19,0 a 75 mm en el tamaño de los agregados y procesándose con o sin ceniza volante de clase F. (U.S Army Corps Of Engineers, 1992).

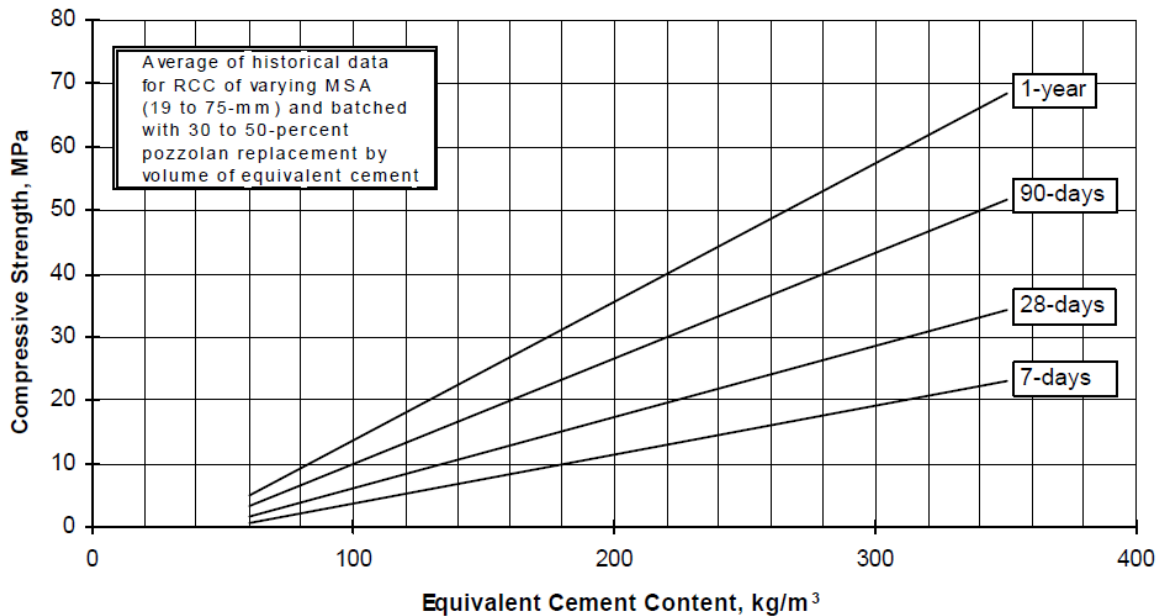


Figura IV-3 Contenido de cemento vs resistencia a la compresión sustituyendo volumen de cemento con puzolana.

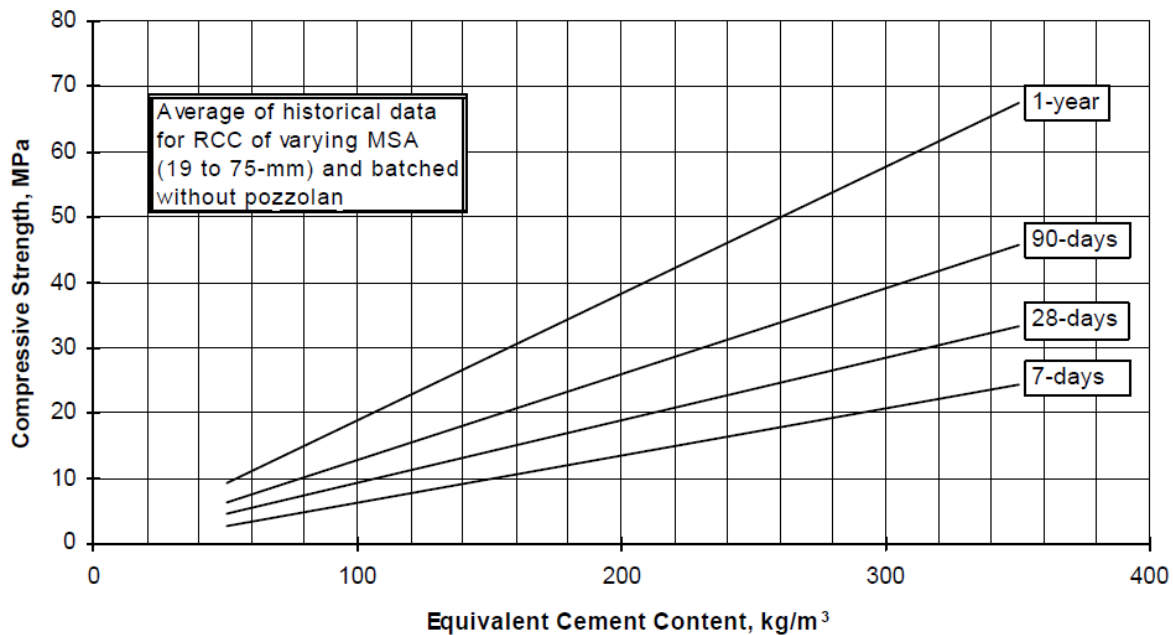


Figura IV-4 Contenido de cemento vs resistencia a la compresión sin puzolanas.

IV.7.2 CÁLCULO DEL CONTENIDO EQUIVALENTE DE CEMENTO.

Utilizando el método de equivalencia de volumen, el contenido de cemento equivalente se calcula utilizando la masa equivalente de cemento que ocupa el mismo volumen que el cemento y la puzolana combinados. Muchos laboratorios calculan esto de una manera ligeramente diferente utilizando un método de equivalencia de masa como se describe en ACI 211. El ingeniero encargado de verificar la calidad y cantidad de materiales debe ser consciente de que los diferentes métodos utilizados para el cálculo de equivalencia de cemento se traduce en valores ligeramente diferentes.

Compactación. CRD-C 10 (ASTM C 192) describe un procedimiento para moldear los cilindros mediante el uso de vibración externa y sobrecarga superficial para concretos que tienen bajos contenidos de agua. Para mezclas de CCR diseñados con una consistencia Vebe de menos de 30 segundos, el CCR puede ser fácilmente consolidada sobre una tabla Vebe utilizando moldes cilíndricos de plástico y una sobrecarga como se describe en el documento CRD-C 10. Para las mezclas de CCR diseñadas con consistencias VeBe mayores que 30 segundos, se utilizan aplanadoras para la elaboración de muestras. La compactación puede realizarse usando rodillos neumáticos o rodillos vibratorios eléctricos, y o bien moldes de acero o moldes de plástico con mangos de acero que pueden resistir las cargas ejercidas por el equipo de compactación. Sea consciente de que la selección del método de compactación adecuada depende del nivel de la trabajabilidad de la mezcla.



IV.7.3 TRABAJABILIDAD.

La trabajabilidad del CCR es la propiedad que determina la capacidad de colocación y compactación del CCR sin la segregación de material. Se incorpora los conceptos de compactación y, hasta cierto grado, moldeabilidad y cohesión. Se ve afectada por los mismos factores que afectan a la trabajabilidad del concreto convencional (es decir, contenido de cemento, contenido de agua, la presencia de productos químicos y aditivos minerales, y la gradación, la forma de partículas, y las proporciones relativas de los agregados gruesos y finos). Sin embargo, el efecto de cada factor no es igual para el CCR como para el concreto convencional. La manejabilidad de CCR no puede medirse o juzgarse de la misma manera que la manejabilidad del concreto convencional y está supeditada por la prueba del revenimiento. La prueba de revenimiento no es relevante en el CCR, desde que la mezcla no tiene revenimiento.

Un paso crítico en el diseño de las mezclas de CCR es establecer el nivel de trabajabilidad deseada. Para las mezclas maniobrables, la consistencia de la mezcla puede ser medida usando un aparato VeBe modificado. Cuando las mezclas de CCR se encuentran dentro del rango de 12 a 15 segundo de consistencia Vebe, generalmente son muy maniobrables y de colocación sencilla, consolidación total, especialmente en donde existen juntas verticales. Sin embargo, las mezclas de CCR con consistencias de VeBe mayor a 30 segundos han resultado exitosas. Las ventajas de las mezclas de consistencia más secas incluyen algo mayor economía a través de un uso más eficiente de los materiales de cementación y menos superficie de contacto y la deformación durante la colocación. Un rodillo trasero, es útil para evaluar la maniobrabilidad de la mezcla en pequeños bordos de pruebas. En los tramos de muestreo más grandes, el uso de transporte a gran escala, el esparcimiento del material y equipo de compactación son necesarias. Los bordos y secciones de prueba pueden ser tan grandes como para instalar un equipo de gran tamaño y tener una superficie suficiente para el funcionamiento a estabilizarse.

IV.7.4 GENERACIÓN DE CALOR.

Bajos contenidos de agua asociados a la masa CCR hacer posible el uso de los contenidos de cemento muy bajas. La cantidad máxima de puzolana o escoria de baja en consonancia con los requisitos de resistencia, durabilidad y económicas y la construcción se debe utilizar para minimizar aún más el contenido de cemento Portland. Durante la Pre-ingeniería y el diseño del proyecto, el personal de diseño y de laboratorio debe trabajar en estrecha coordinación para asegurar que los parámetros utilizados en la dosificación de la mezcla sean de acuerdo con los diseños. A partir de estos estudios, debe seleccionarse el contenido total de material cementante, así como la cantidad de puzolana o escoria o ambos. Más tarde, las especificaciones del proyecto se basarán en el contenido seleccionado, y el laboratorio hará los estudios correspondientes a la dosificación de la mezcla. Temperaturas de colocación, que se espera a afectar a la propiedad fresca y endurecida de la CCR, debe



considerarse tanto como sea posible durante el diseño de la mezcla.(US Army Corps of Engineers, 2000)

IV.7.5 AGREGADO.

La calidad del agregado y la granulometría son factores que influyen en el producto final del CCR. Entre los diseñadores de mezclas CCR, han surgido ligeras diferencias en la selección del tamaño máximo del agregado (TMA), la proporción de arena en la mezcla y el porcentaje de finos que pasa la malla N° 200 (0,75 mm). La segregación del agregado grueso en el fondo de las capas del CCR ha llevado a decidir la reducción del TMA en algunos casos o el incremento de la proporción de arena en la mezcla en otros. La mayoría de las mezclas con aproximación a suelos tienen un mayor porcentaje de finos, comparado con el contenido en las mezclas convencionales de concreto. Si los finos son no plásticos, rellenan los vacíos en el agregado, conducen a un decrecimiento de la demanda de agua y mejoran la compactación.(ACI, 1999)

IV.7.5.1 CALIDAD:

La calidad requerida de los agregados depende de las propiedades deseadas del CCR, principalmente de su resistencia. Para un CCR de alta resistencia, es necesario un agregado de alta calidad. Los ensayos estándar para determinar la calidad y características de los agregados son mostrados en la Tabla IV-3. En las fases iniciales del proyecto de diseño, se requieren datos referentes a granulometría y una manera de determinar la calidad del agregado. Experiencias pasadas con la fuente del agregado provee una indicación de su calidad. Para el CCR que no estará sometido a grandes esfuerzos o a condiciones de congelamiento y deshielo cuando se encuentre en estado fresco, se pueden usar agregados de baja calidad. Esto se aplica principalmente al CCR que se colocará en el interior de la presa. Los agregados adecuados para un CCR pueden provenir de variadas fuentes, pero se debe investigar primero el material cercano al sitio donde se ubicará la presa.(ACI, 1999)

Tabla IV-3 Características de los agregados y tipo de prueba a cumplir.

Características	Importancia	Denominación de ensayo (U.S.)	Nombre del ensayo
Granulometría	Consistencia, economía en la compactación	ASTM C 136	Análisis por tamizado de agregado grueso y fino
		ASTM C 117	Materiales más finos que la malla 200 en agregados minerales por lavado
Resistencia a la abrasión	Calidad del agregado, resistencia de la cobertura de superficie	ASTM C 131	Resistencia a la degradación de agregado grueso pequeño por abrasión e impacto en la Máquina de los Ángeles
		ASTM C 535	Resistencia a la degradación de agregado grueso grande por abrasión e impacto en la Máquina ángeles.
		ASTM C295	Examinación petrográfica de agregado para concreto
Gravedad específica - absorción	Cálculo del diseño de mezclas	ASTM C127	Gravedad específica y absorción del agregado grueso
		ASTM C 128	Gravedad específica y absorción del agregado fino
Peso unitario Bulk o densidad	Cálculo del diseño de mezclas	ASTM C29	Peso unitario y vacíos en el agregado
Resistencia a los sulfatos	Inalterabilidad en contra del desgaste y ataque químico	ASTM C88	Inalterabilidad del agregado por medio del sulfato de sodio o sulfato de magnesio.
Impurezas orgánicas	Ganar resistencia	ASTM C 40	Impurezas orgánicas en el agregado fino para concreto



IV.7.5.2 GRANULOMETRÍA

La granulometría y las proporciones usadas de agregado grueso y fino (menor que 4,75 mm) tienen un importante efecto en las propiedades del CCR. Las diferencias entre las filosofías de diseño de mezclas han producido diferentes tendencias con respecto a los agregados especificados para el CCR. Esto se da principalmente en el tamaño máximo del agregado (TMA), el porcentaje deseado de arena y finos separados y procesados en un número de tamices, y entonces combinados para producir la granulometría deseada.(ACI, 1999)

Debido a que el objetivo de las mezclas con aproximación a concreto es el de rellenar todos los vacíos de los agregados con pasta, un agregado bien graduado diseñado para producir un mínimo de vacíos es más importante para estas mezclas que para las mezclas con aproximación a suelos. Para muchas de ellas, el objetivo ha sido el uso de una granulometría aceptable que dé como resultado un menor costo global del CCR.

Para mezclas CCR con aproximación a concreto, los requerimientos para los agregados son muy similares a los exigidos para masas convencionales de concreto. El tamaño máximo de agregado comúnmente usado es de 3 pulg (75 a 80 mm), aunque se han usado tamaños máximos de 6 pulg y 2 pulg. Los porcentajes de arena han variado generalmente entre 30 a 35 % del agregado total. El porcentaje de finos que pasa el tamiz N° 200 ha sido usualmente limitado al 3 % del total del peso del agregado, especialmente si un alto porcentaje de puzolana es usado en la mezcla.

Las mezclas con aproximación a suelos, especificadas para muchas de las primeras presas de CCR, requirieron un agregado de tamaño máximo de 3 pulg (75 mm) y 30 a 35 % de arena. Sin embargo, con estas mezclas de consistencia seca, hay una gran tendencia que las partículas más grandes segreguen durante el transporte, la colocación y el extendido. La segregación puede ser reducida por la disminución del tamaño máximo del agregado y por el incremento del porcentaje de arena, por tal motivo hay una tendencia hacia un tamaño máximo de 2 pulg y porcentajes de arena en el rango de 35 a 40 %.

Las mezclas de CCR hechas con una excesiva cantidad de finos de arcillas han mostrado una gran demanda de agua debido a la actividad de la superficie de los minerales de arcilla. El incremento del contenido de agua causa la producción de una mezcla pegajosa que es difícil de mezclar y compactar, de igual modo aumenta la contracción en el CCR y produce un gran potencial de agrietamiento y reducción de resistencia. Los finos deben ser no plásticos (IP<5) o tener un bajo índice de plasticidad y deben ser permitidos hasta el punto que rellenen los vacíos para reducir los requerimientos de agua y mejorar la compactibilidad.(ACI, 1999)



IV.7.6 CONTENIDO DE AGUA.

El único requerimiento para el agua en mezclas de CCR es que ésta debe estar libre de una excesiva cantidad de álcalis, ácidos o material orgánico que pueden inhibir la adecuada ganancia de resistencia. La mayoría de las mezclas de CCR requieren de 89 a 119 kg de agua por m³ para agregados de tamaño máximo mayor que 2 pulg (50 mm).

IV.7.7 ADITIVOS

Los aditivos han sido efectivos en mezclas CCR que contienen suficiente agua para proveer una pasta más fluida. Los aditivos reductores de agua y los aditivos reductores de agua y retardadores de fragua son los más comúnmente usados. Los aditivos reductores de agua, usados en muy grandes dosificaciones, han demostrado reducir la demanda de agua, incrementar la resistencia, retardar el fraguado y promover la trabajabilidad en algunas mezclas de CCR. Sin embargo, el conocimiento de la eficacia en otras mezclas, típicamente con un bajo contenido de material cementante y bajos niveles de trabajabilidad es limitado. Los aditivos deben evaluarse con la mezcla de CCR antes usarse en campo.

Los aditivos de aire incorporado no son de uso común en mezclas de CCR, debido a la dificultad en generar las burbujas de aire del tamaño y distribución apropiada cuando la mezcla tiene una consistencia de revenimiento nulo. Sin embargo, el CCR con aire incorporado se ha usado en China y Estados Unidos en sus más recientes proyectos. Aditivos de aire incorporado han sido generalmente necesarios para desarrollar CCR con una consistencia de pasta fluida. (Escalaya Advíncula, 2006)

IV.7.8 ENSAYOS DE CONSISTENCIA

El principal propósito de los ensayos de consistencia es determinar la cantidad de agua requerida para alcanzar las propiedades de resistencia deseadas y producir una mezcla adecuada para la compactación externa por rodillo. Para la aproximación a suelos, el contenido de agua deseado es determinado por la relación densidad humedad. Para la aproximación a concreto, el contenido de agua de la mezcla es determinado usando una mesa vibratoria hasta alcanzar el tiempo deseado para que la pasta empiece a aparecer en la superficie de la mezcla CCR. Para ambas aproximaciones, se usa una mezcla de CCR en la que la única variable es el contenido de agua.

Ensayos de Vibración: El propósito de los ensayos de vibración es establecer un contenido de agua que corresponda a la consistencia deseada. Aun cuando existen varios ensayos similares para medir la consistencia, todos ellos siguen 3 pasos básicos:

1. Un cilindro de prueba es rellenado con concreto no compactado, se nivela y se le aplica una carga al CCR.



2. El cilindro es sujetado a una mesa vibradora, la que tiene una frecuencia y amplitud constante. El espécimen es entonces vibrado con la sobrecarga en la superficie hasta que se consolide completamente.
3. El tiempo en segundos se indica cuando un anillo de pasta se forme completamente alrededor del borde interior del cilindro. Este tiempo es la medida de la consistencia o trabajabilidad de la mezcla.

El peso total de la sobrecarga usada varía considerablemente. En Japón es de 44 lb (20 kg). El Cuerpo de Ingenieros usa 27,5 lb (22,7 kg), según norma ASTM C 1170. Como el peso de la sobrecarga se incrementa, la tendencia del tiempo VeBe o VC decrece para la misma mezcla. En las investigaciones del diseño de mezclas para la presa Upper Stillwater, un tiempo VeBe de 35 a 45 segundos se obtuvo sin sobrecarga. Este se comparó a los 25 segundos con una sobrecarga de 50 lb para la misma mezcla.

Varios factores de la proporción de mezcla afectan el tiempo Vebe. Algunos de estos factores tienden a endurecer la mezcla, así como un alto contenido de arena y una alta temperatura incrementa el tiempo VeBe. Sin embargo, el principal factor es la cantidad de agua. Un menor tiempo VeBe indica un mayor contenido de agua, por consiguiente se producirá una mezcla de consistencia más fluida.

IV.7.9 PREPARACIÓN DE ESPECÍMENES

Para la preparación de especímenes se han utilizado varios métodos, con el objeto de determinar las propiedades de mezclas CCR. El problema radica en la preparación de especímenes de laboratorio que produzcan propiedades parecidas a las del CCR colocado en el campo, donde camiones, topadoras y rodillos vibratorios compactan y consolidan la mezcla. La tarea del técnico de laboratorio es producir un espécimen de laboratorio que tenga la misma densidad que la final producida en el campo.

La mayoría de los especímenes se han preparado en moldes usados para la elaboración de cilindros de concreto estándar de 6 pulg de diámetro y 12 pulg de altura (152 por 304 mm). Estos moldes son fácilmente disponibles y pueden acomodar agregados de tamaño máximo de 2 pulg (50 mm).

Para mezclas CCR que usan agregados de TMA, los agregados mayores a 2 pulg (50 mm) pueden ser tamizados o pueden utilizarse moldes más grandes, diseñados para este caso. Usualmente, se utilizan moldes cilíndricos de media caña o con hendidura para permitir la extracción más fácil de las mezclas secas compactadas de CCR. También se han usado moldes plásticos o fundas de metal insertados en un cilindro de acero sobre medido, para facilitar la extracción del espécimen.

Para la preparación de cilindros se utilizan tres métodos básicos: compactación por impacto, vibración y apisonamiento.



Especímenes Compactados por Impacto: Los métodos de compactación por impacto para la preparación de especímenes se ha limitado a mezclas de consistencia seca con aproximación a suelos. El número de capas usado en la preparación de cilindros de prueba ha variado desde 3 capas de 4 pulg (100 mm) de espesor a 6 capas de 2 pulg (50 mm). Se debe considerar que el número de capas no es tan importante como el tipo de martillo o apisonador usado y la cantidad de esfuerzo de compactación o energía aplicada al material en el cilindro rígido.

La mayoría de los procedimientos para la preparación de especímenes compactados por impacto han sido hechos con el mismo tipo de equipo que es utilizado en el ensayo Proctor Modificado para suelos (ASTM D1557). El ensayo emplea un martillo de 10 lb (4,5 kg) que se deja caer 18 pulg (450 mm) antes de golpear la superficie del material ensayado. El verdadero esfuerzo de compactación modificado equivale a 32,55 ft-lb/pulg³ (2693 kJ/m³).

Lowe, usó la compactación con el Proctor Modificado en 1960 para determinar el óptimo contenido de humedad del núcleo de rollcrete de la ataguía en la presa Shihmen en Taiwán. Un molde de compactación de 14 pulg (356 mm) de diámetro fue utilizado para realizar los ensayos en el CCR, el cual fue preparado con un agregado de tamaño máximo de 3 pulg (75 mm).

Reeves y Yates determinaron posteriormente que los especímenes de laboratorio compactados con el esfuerzo de compactación del Proctor Modificado tenían muy buena correlación con las densidades secas medidas para la presa de detención North Loop en Austin, Texas, para un CCR hecho con un agregado de caliza de tamaño máximo de 1,5 pulg (38 mm). Los especímenes de CCR fueron preparados en 6 capas de 2 pulg (50 mm) y recibieron 122 golpes por capa.(Reeves, y otros, 1985)

Ensayos más recientes realizados por Casias, Goldsmith y Benavides, del U.S. Boureau of Reclamation, indican que un menor esfuerzo de compactación puede ser más apropiado que el procedimiento del ensayo Proctor Modificado. Ellos encontraron que el esfuerzo de compactación usando el martillo estándar del Proctor Modificado, causaba mucho fracturamiento en el agregado grueso. La cantidad de agregado fracturado o el cambio de granulometría durante el impacto del ensayo de compactación están en función del agregado en particular. El agregado sólido y duro debe ser capaz de absorber más energía sin fallas. Ellos concluyeron que un esfuerzo de compactación por impacto de 13,3 ft-lb/pulg³ (1 100 kJ/m³) provee mejores especímenes de ensayo. Este grado de compactación fue obtenido colocando el CCR en seis capas de 2 pulg (50mm) y dando 50 golpes a cada capa.(Goldsmith, y otros, 1988)

Wong, Bischoff y Johnson también notaron la fractura del agregado usando la pequeña forma del sector del martillo asociado con el procedimiento del ensayo Proctor Modificado. Por lo tanto, desarrollaron una nueva cara de contacto del apisonador que consistió de un disco plano de 5,5 pulg de diámetro con bordes redondeados. El peso total del pisón



continuaba en 10 lb (4,5 kg) y había una distancia de $\frac{1}{4}$ pulg (6 mm) entre el disco y el molde. Con este pisón modificado se alcanzó una mayor densidad, comparada con la obtenida con el pisón estándar para los mismos 93 golpes dados en cada una de las 3 capas de 4 pulg (100 mm). Los ensayos fueron hechos sin material cementante y la diferencia asciende a $1,3 \text{ lb/ft}^3$ ($20,8 \text{ kg/m}^3$) en mayor densidad. El esfuerzo de compactación usado fue igual a $12,2 \text{ ft-lb/pulg}^3$ ($1\ 009 \text{ kJ/m}^3$). (Wong, y otros, 1988)

Especímenes Vibrados: Los especímenes vibrados son usados principalmente para mezclas con aproximación a concreto, diseñadas para tener más pasta que vacíos en los agregados. Un cilindro de acero de 6 pulg por 16 pulg (152 por 304 mm) es sujetado rígidamente a una mesa vibratoria y llenado en 3 capas iguales. Generalmente, la mesa vibratoria es la misma que se usa en el ensayo VeBe, para determinar la consistencia en las mezclas de CCR. En la parte superior de la capa se coloca un peso de 20 lb (9,1 kg) y el cilindro es vibrado hasta que la pasta se forme alrededor del borde de la sobrecarga. Después de la tercera repetición, el exceso de concreto es enrasado y el cilindro es cubierto para su posterior ensayo. Este método es descrito en la Norma ASTM C 1176 y en el US Bureau of Reclamation Estándar 4906-86. Un método similar es usado para el método RCD en Japón excepto por el tamaño del espécimen que es aproximadamente de 9 pulg (240 mm) de diámetro con una altura de 8 pulg (200 mm).

Especímenes Apisonados: Otro método para producir cilindros de CCR involucra apisonamiento, el cual puede ser conseguido por dos distintos métodos: (1) El uso de un martillo pole neumático (2) El uso de un pisón vibratorio impulsado eléctricamente. El último aparato es conocido como martillo Kango en Europa y otros lugares, y pistola Hilti en los Estados Unidos. Para la preparación de cilindros de CCR, ambos usan una superficie llana de 5 a $5\frac{3}{4}$ pulg (127-146 mm) de diámetro para el martillo.

Existe una marcada diferencia entre la amplitud o golpe y la frecuencia de los dos apisonadores. El martillo pole tiene un golpe de aproximadamente 6 pulg (150 mm), mientras que el pisón vibratorio tiene una amplitud muy baja que es imperceptible a simple vista. La frecuencia de los pisones varían desde 2000 a 2400 impactos por minuto, mientras la frecuencia o golpes del martillo neumático es menor que 600 impactos por minuto. La frecuencia real depende en parte de la eficiencia de la unidad compresora de aire.

Ambos, el martillo pole neumático y el pisón vibratorio, han sido usados intensamente para la preparación de cilindros de mezclas CCR que conforman la aproximación a suelos.

El pisón eléctrico Hilti es apropiado para mezclas de consistencia intermedia. El martillo neumático es usado para mezclas de consistencia seca. La principal ventaja de su uso es que compactará con seguridad mezclas CCR de cualquier consistencia, excepto las mezclas muy húmedas con bajos tiempos VeBe. Sin embargo requiere mayor esfuerzo de los técnicos de laboratorio que otros métodos. La frecuencia de golpe de este martillo es similar



a la frecuencia de un rodillo vibratorio de 10 Ton en el campo durante la compactación del CCR producido.

La duración de la compactación dependerá de la mezcla en particular, usualmente se usa alrededor de 15 segundos, para mezclas más secas se requiere más de 20 segundos por capa y para mezclas más húmedas el apisonamiento se tendrá que detener a los 10 segundos. La duración del tiempo de compactación debe ser el necesario para alcanzar una compactación completa. Esto puede ser determinado usualmente por un operador entrenado, escuchando el sonido del martillo y observando cuando las partículas de arena salen del molde en mezclas secas o cuando el pie del martillo se hunde en mezclas húmedas.

En la mayoría de los casos los cilindros tradicionales de 6 por 12 pulg (152 por 304 mm) han sido usados con el apisonador de pole o el pisón vibrador. Para cualquier de los dos métodos el agregado grande por encima de las 2 pulg (50 mm) es removido de la mezcla mediante tamizado antes de colocarse en el cilindro. Usualmente, el uso de cualquier aparato requiere una extensión de cilindro para compactar apropiadamente la parte superior.

IV.8 PROCEDIMIENTO PARA LA SELECCIÓN DE LAS PROPORCIONES DE LA MEZCLA DE CCR

El objetivo básico de la proporción de mezclas de CCR es producir un material que satisfaga el desarrollo de requerimientos, usando la combinación más económica de materiales disponibles rápidamente que puedan ser colocados por métodos de compactación con rodillo. Las propiedades físicas deseadas de la mezcla dependen de la función, localización y el diseño escogido para la estructura.

Para presas de CCR pobre, diseñadas con la cara aguas arriba relativamente impermeable, el principal requerimiento del diseño de mezcla es la resistencia a la compresión o la resistencia al corte. La resistencia está regida por mínimos requerimientos estructurales de seguridad con algunos factores de cálculo de sobre diseño a causa de la variabilidad de la mezcla, junto con apropiados factores de seguridad.

En el diseño de presas CCR de alta pasta, donde la sección entera es considerada como la barrera de agua, la cohesión entre las capas sucesivas del CCR y la permeabilidad del concreto son los requerimientos de diseño que controlan la mezcla. El CCR que será expuesto y sujeto a severas condiciones climáticas y a altas velocidades sísmicas debe ser diseñado por durabilidad, pudiendo requerir resistencias a la compresión tan altas como $351,8 \text{ kg/cm}^2$ (34,5 MPa) en 28 días.

Todos los diseños de mezcla se deben iniciar con los mismos dos pasos: seleccionar las propiedades deseadas del CCR y luego determinar las propiedades de los materiales a ser usados.



Basados en el tipo de estructura, la disponibilidad de los materiales y su costo, se deberá tomar en cuenta las consideraciones iniciales de calidad y tamaño máximo del agregado, el tipo de cemento y si se usará puzolana y hasta qué punto. Todos los métodos deben incluir la preparación de mezclas de prueba para confirmar que la consistencia es adecuada para la compactación con rodillo; esto usualmente se confirmará en una sección de prueba, usando los métodos de colocación y equipos que se planean utilizar en la presa. Si la mezcla determinada en el laboratorio demuestra ser inadecuada para la construcción, deberá ser ajustada adecuadamente.

IV.9 MÉTODOS DE PROPORCIÓN DE MEZCLAS CON APROXIMACIÓN A CONCRETO

Los métodos de proporción de mezclas con aproximación a concreto dependen de ensayos de consistencia por vibración para determinar el contenido de agua de la mezcla.

Todos estos métodos son basados en un tiempo VeBe (o valor VC) - indicador de la completa consolidación del CCR - la premisa básica de estos métodos es que el volumen de la pasta debe exceder los vacíos en el agregado. Por lo tanto, hay una mayor necesidad de controlar atentamente la granulometría del agregado para minimizar los vacíos y la cantidad de pasta requerida. Todas las proporciones de mezclas involucradas usan conceptos de volumen absoluto, en los cuales los pesos y gravedades específicas de todos los materiales son usados para calcular el volumen unitario de concreto. La mezcla final, por lo tanto, consiste de una serie de pesos para producir un metro cúbico de CCR.

Los métodos de diseño de mezclas con aproximación a concreto usualmente involucran fijar todos, excepto uno de los materiales básicos (material cementante, agua o contenido de agregado) y entonces variar este componente hasta que la consistencia deseada o las propiedades requeridas sean alcanzadas. Cada variable puede ser ajustada de esta forma para optimizar todos los componentes de la mezcla.

IV.9.1 EL MÉTODO DE LA ALTA PASTA

Este método de proporción de mezcla fue desarrollado por el Bureau of Reclamation de los Estados Unidos para ser usado durante el diseño de la presa Upper Stillwater.

Las mezclas resultantes de este programa de ensayos generalmente contenían alta proporción de material cementante, alto contenido de puzolana, agregados graduados normalizados y limpios, y alta trabajabilidad. El propósito de las mezclas de la presa Upper Stillwater fue proveer una excelente resistencia y baja permeabilidad en las juntas entre capas mediante el proporcionamiento de suficiente pasta cementante en la mezcla para aumentar el desarrollo en éstas.

El método de alta pasta implica determinar las proporciones agua/cemento y ceniza volátil-cemento para el nivel de resistencia deseado. Las proporciones óptimas de agua, agregado fino y agregado grueso son determinadas por una serie de ensayos, evaluando la



consistencia VeBe para un rango de 10 a 30 segundos. Los volúmenes y masas requeridas de agregado, cemento, puzolana, agua y aire son entonces determinados.

IV.9.2 EL MÉTODO DE PRESA COMPACTADA CON RODILLO (RCD)

Este método fue desarrollado por ingenieros japoneses y es usado principalmente en Japón. El método es similar al proporcionamiento convencional de concreto en conformidad con ACI 211.1, excepto porque éste incorpora el uso de un contador de consistencia. El contador de consistencia es similar al aparato VeBe en el que la mezcla CCR es colocada en un recipiente y vibrado hasta que el mortero es observado en la superficie, este tiempo en segundos es definido como el valor VC (valor de compactación). El dispositivo es suficientemente grande para permitir evaluar la mezcla completa, con agregado de tamaño máximo nominal de 6 pulg (150 mm), antes que tener que tamizar las partículas de gran tamaño.

El procedimiento consiste en determinar la relación entre la consistencia, el valor final VC, el contenido de agua, relación arena-agregado, peso unitario del mortero y la resistencia a la compresión. La mezcla adecuada RCD es la óptima combinación de materiales que satisfacen los criterios de densidad específica. Debido a los requerimientos del equipo del ensayo de consistencia y diferencias en la naturaleza del diseño y construcción del RCD, este método no es muy usado para proporciones de mezclas de CCR fuera de Japón.

IV.9.3 EL MÉTODO DEL CUERPO DE INGENIEROS DEL EJÉRCITO

Este método de proporción de mezclas está basado en la relación agua-cemento y resistencia. Se calcula una determinada cantidad de volumen de sólidos, tal como se usa en el proporcionamiento convencional del concreto. La relación agua/cemento y el contenido equivalente de cemento son establecidos de figuras basadas en los criterios de resistencia (Figuras N° 3.10 a y b). La demanda aproximada de agua está basada en el tamaño máximo nominal del agregado y modificada por el tiempo VeBe deseado.

El contenido de agregado fino es recomendado como un porcentaje del volumen total del agregado y está basado en el tamaño máximo nominal y en la naturaleza del agregado grueso. Una vez que el volumen de cada ingrediente es calculado, se puede realizar una comparación del contenido de mortero para valores recomendados, con la finalidad de verificar las proporciones. Este método también provee varios aspectos peculiares, incluyendo una combinación ideal de la granulometría de agregado grueso y fino, incorporando límites con un mayor porcentaje de finos que los permitidos por ASTM C 33. Debido a que el diseño de resistencia para muchas presas CCR se basa en 1 año, se pueden estimar las resistencias de los 90 ó 180 días usando Figura IV-5.

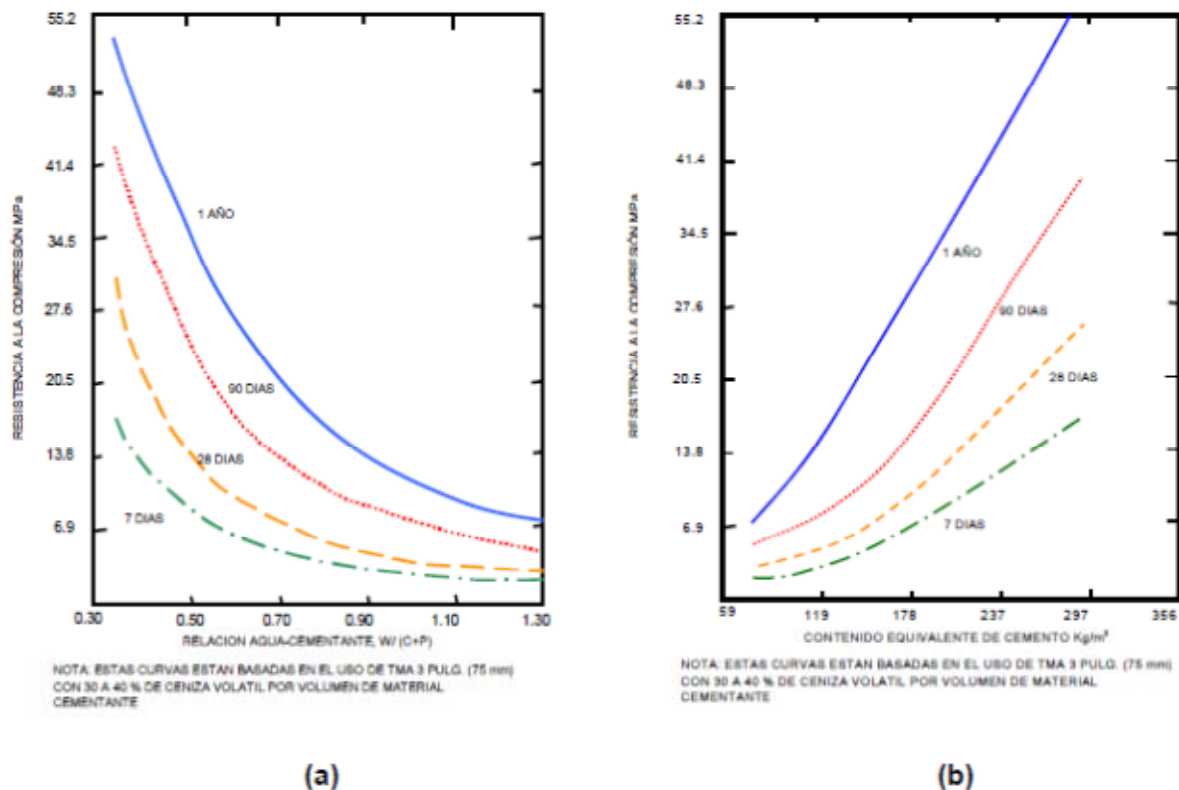


Figura IV-5 (a) Resistencia a la compresión vs agua/cemento, (b) Contenido equivalente de cemento vs resistencia a la compresión (U.S. Army Corps of Engineers, 1992)

IV.10 MÉTODOS DE PROPORCIÓN DE MEZCLAS CON APROXIMACIÓN A SUELOS

Dentro de esta aproximación encontramos dos métodos. Estos métodos inician el diseño con la granulometría deseada de agregados y conlleva la preparación de cilindros con varios contenidos de cemento para determinar la resistencia u otras propiedades. Las diferencias entre los dos métodos se centran en cómo la humedad o contenido de agua para la mezcla es determinada y el método de preparación de especímenes en las pruebas de laboratorio.

IV.10.1 EL MÉTODO DE CCR POBRE

Este método se inicia con una granulometría de agregados fija, varios contenidos de cemento y la comparación de resultados, principalmente de la resistencia a la compresión, con los requerimientos del proyecto.

La cantidad de agua usada para las mezclas de prueba en laboratorio es determinada por la observación de la consistencia de las mezclas con diversos contenidos de agua, teniendo en cuenta las experiencias del pasado. El contenido de agua es establecido entre un punto del lado seco, donde los vacíos no son muy visibles en los lados del cilindro de laboratorio y en un lado húmedo, antes que la mezcla tenga un aspecto pegajoso .



Con la granulometría del agregado y el contenido de agua fijos, se preparan cilindros en el laboratorio con contenidos variables de cemento, utilizando un apisonador de pole neumático. La mayoría de las mezclas que se han obtenido con este método han variado desde 100 a 175 lb de cemento por yarda cúbica (60 a 104 Kg/m³), con excepción de las mezclas especiales.

Si se desea usar puzolana, se preparará otro conjunto de especímenes usando un porcentaje establecido de puzolana con respecto al total del contenido de material cementante, este porcentaje usualmente varía de 25 a 50 %. Típicamente, el programa de diseño de mezclas de laboratorio consiste de dos cilindros preparados para ensayar en 3, 7, 14, 28, 90, 180 y 365 días. Si no se cuenta con el tiempo suficiente para obtener resultados en las edades más tardías, la resistencia a la compresión puede ser estimada basada en la forma de la curva de las edades tempranas, en los resultados de los ensayos de proyectos anteriores usando el mismo método o por métodos de ensayo acelerados. De esta manera, el programa de diseño de mezclas proporciona una familia de curvas que indican los efectos de varios contenidos de material cementante en la resistencia a la compresión a varias edades.

El contenido de cemento puede ser seleccionado para satisfacer los requerimientos del proyecto teniendo en consideración los factores de seguridad y coeficientes de variación. Una vez que el contenido de cemento es seleccionado, pueden realizarse ensayos adicionales variando el tipo de agregado o la granulometría, especialmente el porcentaje de finos que pasa el tamiz N° 200.

IV.10.2 EL MÉTODO DE SUELOS SIMPLIFICADO O UTILIZANDO CONCEPTO DE COMPACTACIÓN DE SUELOS

Las mezclas CCR han sido proporcionadas desde 1960 usando los principios de compactación de suelos. Los mismos fundamentos han sido la base para determinar el contenido de cemento para mezclas de suelo-cemento por más de 50 años.

El método básico es bastante similar al método de CCR pobre. Se inicia con una granulometría de agregados fija que involucra un programa de ensayos de variación de contenidos de material cementante y la comparación de resultados, una vez que el contenido de agua es determinado.

En lugar de determinar el agua de manera visual, el óptimo contenido de humedad es determinado por los principios de humedad-densidad, usando la compactación por impacto con un martillo estándar o dejando caer el apisonador un número prescrito de veces. El esfuerzo de compactación del Proctor Modificado ha sido usado para la mayoría de los proyectos actuales, aunque algunos investigadores han sugerido esfuerzos de compactación menores. El número de golpes de un martillo de 10 lb (4,5 Kg) que se deja caer de 18 pulg (450 mm) por unidad de volumen define el esfuerzo de compactación.



Para resolver el problema de la rotura del agregado con el apisonador normalizado del Proctor Modificado, encontrado por algunos investigadores, se puede usar un disco plano más grande de 5.5 pulg de diámetro (140 mm) con bordes redondeados. Los pasos restantes en el método de diseño de mezcla son idénticos a los descritos para el método CCR pobre.

El método de diseño por concepto de compactación de suelos ha sido usado con un contenido de material cementante conservador fijo para algunos volúmenes de presa relativamente pequeños, donde la generación de calor no ha sido una preocupación y donde el tiempo para un largo y extenso programa de diseño de mezclas no fue disponible.

Este método de diseño de mezcla también ha sido usado extensamente para la modificación o rehabilitación de presas existentes, donde la principal consideración de diseño para el CCR expuesto ha sido la durabilidad y/o la resistencia a la erosión del material. En estos casos, la investigación de laboratorio puede involucrar varios contenidos de cemento para alcanzar un nivel deseado de durabilidad, cuando es medida por la pérdida de peso después de 12 o más ciclos de congelamiento y deshielo, similar al desarrollado para suelo-cemento. La durabilidad del diseño de mezcla puede estar también basada en la pérdida de peso de especímenes sujetos a chorros de agua a alta velocidad o en una mínima fuerza compresiva. Para muchos de los diseños de mezclas por concepto de compactación de suelos, los contenidos de cemento y puzolana son expresados como un porcentaje del peso seco del agregado. Los porcentajes son útiles en el proporcionamiento volumétrico del CCR asociado con la mayoría de operaciones de mezclas con amasadora.

IV.11 PROPIEDADES DEL CCR

IV.11.1 GENERALIDADES

Las propiedades del CCR dependen de la calidad de los materiales empleados, de la proporción de mezcla y del grado de compactación o consolidación. Debido al amplio rango de materiales y de mezclas que han sido usados en las diferentes presas construidas a nivel mundial, desde mezclas pobres a mezclas con alto contenido de material cementante, los valores obtenidos para el conjunto de propiedades han sido variables.

Debido a que las mezclas CCR que conforman la aproximación a suelos usualmente contienen más del 2% de vacíos de aire, el grado de compactación juega un rol importante en la producción de resistencia. Los vacíos son producidos por el contacto partícula-partícula de los agregados sin suficientes finos o pasta para rellenar los vacíos. El incremento de la compactación tiende a disminuir estos vacíos, produciéndose un CCR más denso con un correspondiente incremento de la resistencia. Los agregados pobremente graduados o los agregados con un alto porcentaje de agregado grueso, pueden tener una matriz de agregados que está completamente compactada y aún posee un relativo alto porcentaje de vacíos, originando densidades y resistencias bajas. Aunque en las mezclas con



aproximación a suelos, se puede tener un mayor volumen de vacíos, todos los contactos de los agregados son cementados juntos.

La compactación con rodillo de una mezcla de CCR de asentamiento nulo, produce un material que es anisotrópico para muchas de sus propiedades. Esto se da principalmente para la impermeabilidad, donde la permeabilidad en dirección de la compactación vertical puede ser apreciablemente menor que en la dirección horizontal.

IV.11.2 RESISTENCIA

Resistencia a la Compresión: Ensayos de resistencia a la compresión son desarrollados en la fase de diseño para determinar los requerimientos de la proporción de mezclas y optimizar la combinación de los materiales cementantes y agregados. La resistencia a la compresión es utilizada para satisfacer los requerimientos de cargas de diseño y también como indicador de otras propiedades tales como la durabilidad. Durante la construcción, los ensayos de resistencia a la compresión son usados para confirmar las propiedades de diseño como un instrumento para evaluar la variabilidad de la mezcla.

La resistencia a la compresión es normalmente requerida debida a su facilidad de determinación y a que muchas otras propiedades están directamente ligadas a ella. Para las presas de CCR se requieren usualmente edades de ensayo de 90, 180 ó 360 días y de 28 días para pavimentos de CCR. Las edades requeridas para las presas de CCR se deben al desarrollo de resistencias a largo plazo de concretos que tienen en su mezcla material puzolánico como parte del material cementante.

La resistencia a la compresión del CCR está determinada por el contenido de agua, el contenido y las propiedades del material cementante, la granulometría del agregado y el grado de compactación. Para muchas mezclas CCR, la resistencia en compresión es una función de la relación agua - material cementante, tal como en los concretos convencionales. La resistencia a la compresión del CCR se incrementa con una reducción en el contenido de agua, mientras que esté completamente compactado. La máxima resistencia a la compresión para una mezcla determinada se obtiene con el óptimo contenido de agua acorde con el esfuerzo de compactación dado. Los contenidos de agua menores que el óptimo producen resistencias a la compresión menores, indicando ello que la presencia de vacíos en la mezcla tiene un efecto negativo mayor sobre la resistencia que el efecto positivo de reducción de agua.

Para la mayoría de los CCR, el diseñador establece un contenido de agua relativamente fijo, el cual está basado en el tiempo Vebe o valor VC para mezclas con aproximación a concreto, o una máxima densidad seca para mezclas diseñadas usando la aproximación a suelos. El diseñador de mezclas CCR con aproximación a suelos puede decidir especificar un contenido de agua ligeramente mayor que el óptimo para obtener una mejor trabajabilidad. Sin embargo, una vez que el contenido de agua y el esfuerzo de



compactación son establecidos, la resistencia a la compresión depende del contenido de cemento o del contenido de la puzolana más cemento. La resistencia a la compresión se incrementa con el tiempo y el contenido de material cementante en la mezcla.

Las mezclas CCR con bajo contenido de material cementante pueden no alcanzar los niveles de resistencia requerida si los vacíos entre los agregados no son rellenados completamente. Para estas mezclas la adición de finos no plásticos o polvos de roca ha sido beneficioso en el relleno de vacíos, de esta manera se incrementa la densidad y la resistencia. Se ha demostrado que el uso de finos plásticos (arcillas) en mezclas de CCR afecta desfavorablemente la resistencia y trabajabilidad, y por consiguiente no es recomendado.

Resistencia a la Tensión: La resistencia a la tensión del CCR es requerida para propósitos de diseño, incluyendo el análisis de cargas dinámicas y el análisis térmico. La relación de la resistencia a la tensión y la resistencia a la compresión en el CCR varía dependiendo de la calidad del agregado, edad, contenido de cemento y resistencia. La resistencia a la tensión del CCR está en el orden del 10% al 15% de la resistencia a la compresión.

Resistencia al Corte: La resistencia al corte es una de las más importantes propiedades del CCR endurecido para presas y es generalmente determinada usando la ecuación de Coulomb:

$$S = c + \sigma \tan\varphi$$

Donde:

S = resistencia al corte, Mpa (psi)

c = cohesión, Mpa (psi)

σ = esfuerzo normal o de confinamiento, Mpa (psi)

φ = ángulo de fricción, grados

La cohesión c es también llamada esfuerzo de adhesión, mientras que $\sigma \tan\varphi$ define la resistencia a la fricción de deslizamiento. El método usual para obtener los datos de cohesión y el ángulo de fricción es el ensayo de corte directo, usando varias cargas normales.

La cohesión varía con la proporción de mezclas, especialmente por el contenido de pasta y material cementante, con la edad y con la preparación y exposición de las juntas entre capas. El ángulo de fricción es dependiente principalmente del tipo y forma del agregado y es relativamente independiente de los factores que afectan la cohesión. Generalmente el ángulo de fricción no cambia significativamente con la proporción de mezcla y con la edad. Desde el punto de vista de la resistencia al esfuerzo cortante, si bien el cemento influye, no es el factor más importante, sino la forma en que se tratan las juntas, a fin de lograr la mayor adherencia posible.



La resistencia mínima se presenta en las juntas de construcción y a lo largo de la interfase entre capas del CCR. Una junta de construcción típica en la masa de concreto de una presa es la superficie horizontal de un concreto existente, el cual ha comenzado a rigidizar antes que el nuevo concreto pueda ser incorporado al anterior. Tales juntas de construcción son conocidas como juntas frías o juntas entre capas y desde que es imposible continuar colocando concreto sin interrupciones en la totalidad de una gran presa, ellas son inevitables como igualmente lo son si el tiempo de vaciado entre capas es excesivo. Valores típicos de ensayos de corte para el CCR del cuerpo y de las juntas son dados Tabla IV-4.

Tabla IV-4 Comportamiento al corte de testigos perforados de presas de CCR (ACI 207.5R-99)

Presa/ proyecto	Cemento (Kg/m ³)	Puzolana (Kg/m ³)	TMA pulg	Tipo de junta	Edad días	Resistencia a la compresión testigos (Kg/cm ²)	Cohesión pico (Kg/cm ²)	Corte ϕ grados	Corte residual cohesión (Kg/cm ²)	Corte residual ϕ grados
Cuchillo Negro	77	59	3	B	750	177,9	15,8	58	-	-
	77	59	3	P	750	177,9	25,3	52	-	-
	77	59	3	NB	750	177,9	7,0	62	-	-
Elk Creek	70	33	3	P	90	94,2	15,8	43	-	-
	70	33	3	B	90	94,2	8,8	49	-	49
Galesville	53	51	3	NB	415	146,2	7,7	67	5,6	40
	53	51	3	B	415	146,2	23,2	52	4,9	43
	53	51	3	P	415	146,2	26,7	33	6,7	45
Upper Stilwater	79	173	2	NB	365	367,0	31,6	53	2,1	49
	79	173	2	NB	545	393,0	39,4	76	1,4	53
	79	173	2	P	120	272,1	21,1	55	2,1	42
	79	173	2	NB	730	457,7	30,9	48	1,4	46
Victoria	67	66	2	P	365	188,4	19,7	64	2,8	47
	67	66	2	B	365	188,4	16,2	69	0,7	44
	67	66	2	NB	365	188,4	12,0	62	14,1	48
Willow Creek	104	0	3	NB	200	-	13,0	65	-	-
	104	47	3	NB	200	-	13,1	63	-	-
	47	19	3	NB	200	-	8,1	62	-	-
Zintel Canyon	74	0	2,5	NB	345	106,2	6,0	56	0,7	40
	74	0	2,5	B	345	106,2	14,1	54	0,7	40
	74	0	2,5	P	345	106,2	20,4	56	-	55

Tipo de junta : B = concreto de asentamiento o mortero; NB = concreto de asentamiento 0; P = masa de concreto

IV.11.3 PROPIEDADES ELÁSTICAS

Módulo de Elasticidad: El módulo de elasticidad está definido como la relación del esfuerzo normal a su correspondiente deformación para esfuerzos de tensión o compresión, por debajo del límite elástico proporcional del material. Los principales factores que pueden



CONSIDERACIONES PRÁCTICAS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO.



afectar el módulo de elasticidad del CCR son la edad, la resistencia, el volumen de pasta y el tipo de agregado.

Generalmente para un tipo de agregado dado, el módulo de elasticidad está en función de la resistencia. Las mezclas CCR preparadas con agregados para concretos convencionales y un contenido relativamente alto de cemento o cemento más puzolana pueden desarrollar módulos similares a aquellos obtenidos en concretos convencionales.

En la mayoría de concretos masivos, se desea un bajo módulo para disminuir las grietas potenciales. Mezclas pobres de CCR, usando finos naturales o manufacturados como el filler han resultado con muy bajo módulo. Datos de propiedades de elasticidad típicas del CCR son dados en la Tabla IV-5.

Tabla IV-5 Resistencia a la compresión y módulos de elasticidad de algunas mezclas CCR de laboratorio (ACI, 1999)

Presa/ proyecto	Método fab. Cilindros	TMA pulg	a/c	Resistencia a la compresión, Kg/cm ²				Módulo de elasticidad, Kg/cm ² x 10 ⁶			
				7 días	28 días	90 días	365 días	7 días	28 días	90 días	365 días
Concepción	PT	3	1.03	45.0	68.9	87.9	118.8	-	0.08	0.13	0.23
Santa Cruz	VB	2	0.88	45.0	90.7	153.3	214.4	0.10	0.13	0.16	0.23
Upper Stillwater	VB	2	0.47	95.6	149.8	246.8	367.0	-	0.07	0.09	0.12
	VB	2	0.45	54.1	85.8	151.2	336.1	-	0.06	-	0.11
Urugua I	VB	2	0.43	78.0	113.9	194.8	348.7	-	0.06	-	0.12
	PT	3	1.67	-	65.4	82.3	94.7	-	0.16	0.22	0.25
Willow Creek	PT	3	1.06	70.3	129.7	186.3	265.8	0.15	0.19	0.20	-
	PT	3	0.73	80.9	144.8	278.4	291.8	0.17	0.20	0.23	-
	PT	3	1.61	40.8	82.3	121.6	184.2	0.08	0.11	0.13	-
Zintel Canyon	PT	3	2.00	19.7	44.3	76.6	109.0	0.05	0.11	0.15	0.18
	PT	3	1.00	69.6	113.9	149.8	218.0	0.11	0.17	0.17	0.23

Relación de Poisson: El valor de la relación de Poisson es la relación de la deformación transversal (lateral) a la correspondiente deformación axial (longitudinal), resultante de la distribución uniforme de los esfuerzos axiales bajo el límite de proporcionalidad del material. Se ha encontrado que el valor de la relación de Poisson en el CCR es similar a los valores reportados para los concretos normales, pudiendo presentarse un rango de 0,17 a 0,22. En la tabla Tabla IV-6 se presentan algunos resultados de presas y proyectos llevados a término.



Tabla IV-6 Resistencia a la compresión y relación de Poisson de algunas mezclas CRR de laboratorio (ACI 207.5R-99)

Presa/ proyecto	Método fab. Cilindros	TMA pulg	a/c	Resistencia a la compresión, Kg/cm ²				Relación de Poisson			
				7 días	28 días	90 días	365 días	7 días	28 días	90 días	365 días
Concepción	PT	3	1.03	45.0	68.9	87.9	118.8	-	0.17	-	-
Santa Cruz	VB	2	0.88	45.0	90.7	153.3	214.4	0.13	0.14	0.19	0.21
Upper Stillwater	VB	2	0.47	95.6	149.8	246.8	367.0	-	0.13	0.14	0.17
	VB	2	0.45	54.1	85.8	151.2	336.1	-	0.13	-	0.2
Urugua I	VB	2	0.43	78.0	113.9	194.8	348.7	-	0.13	-	0.18
	PT	3	1.67	-	65.4	82.3	94.7	-	-	-	-
Willow Creek	PT	3	1.06	70.3	129.7	186.3	265.8	-	0.19	0.18	-
	PT	3	0.73	80.9	144.8	278.4	291.8	-	0.21	0.21	-
Zintel Canyon	PT	3	1.61	40.8	82.3	121.6	184.2	-	0.14	0.17	-
	PT	3	2.00	19.7	44.3	76.6	109.0	-	-	0.21	-
	PT	3	1.00	69.6	113.9	149.8	218.0	-	-	0.20	-

IV.11.4 DEFORMACIÓN

Escurrecimiento Plástico: Cuando el concreto está sometido a una carga, la deformación causada puede ser dividida en una deformación elástica (relacionada al módulo de elasticidad), la cual ocurre inmediatamente y desaparece totalmente en cuanto se remueve la carga, y el escurrecimiento plástico el cual se desarrolla gradualmente bajo carga continua, una vez retirada ésta el escurrecimiento plástico continúa indefinidamente. Sin embargo, tiende a disminuir aproximadamente a un valor límite.

El escurrecimiento plástico en el CCR está en función del agregado y la resistencia del CCR. Agregados que producen un bajo módulo de elasticidad en el concreto producirán un alto valor de escurrecimiento plástico. Las mezclas de altas resistencias tienen una pasta de cemento más rígida y por lo tanto una baja deformación o valor de escurrecimiento plástico cuando son cargadas. Para las presas CCR es usualmente deseable un alto valor de escurrecimiento plástico o la capacidad de aliviar el esfuerzo sufrido. Sin embargo, los esfuerzos compresivos en presas de gravedad son generalmente bajos y el escurrecimiento plástico no es una mayor preocupación para los diseñadores de presas.

El escurrecimiento plástico está determinado por la prueba ASTM C 512 "Standart Test Method Creep of Concrete Compression" y se determina de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\epsilon = \left(\frac{1}{E}\right) + F(K) \ln(t + 1)$$

- ε Escurrecimiento plástico específico, MPa (psi)
- E Módulo de elasticidad estático, MPa (psi)
- F(K) proporción del escurrecimiento plástico
- t tiempo posterior a la cargas, días



Capacidad de Deformación por Tensión: La capacidad de deformación es considerada como la última deformación bajo tensión antes de la ruptura. La deformación es inducida cuando un cambio en el volumen es impedido. Cuando el cambio de volumen da por resultado una deformación por tensión que excede la capacidad del material para absorber la deformación, se presenta una grieta. El valor de deformación justo antes del agrietamiento es la capacidad de deformación del material.

La deformación por tensión puede ser desarrollada por cargas externas, así como por cambios de volumen inducidos por secado, reducción de temperatura o por contracción autógena. Como cualquier otra propiedad del material, la capacidad de deformación del CCR puede variar considerablemente con el amplio rango de diseños de mezclas y con los agregados empleados. Los principales factores que afectan la capacidad de deformación son la velocidad de carga, el tipo de agregado y sus características de forma, y el contenido de cemento.

IV.11.5 PROPIEDADES TÉRMICAS

Las propiedades térmicas, incluyendo el calor específico, conductividad, coeficiente de expansión térmica y el aumento de temperatura adiabática son la principal preocupación en masas de concreto convencional y de concreto compactado con rodillo. Las propiedades térmicas de la mezclas son gobernadas por las propiedades térmicas de los constituyentes. Aunque los valores para concretos convencionales y CCR son similares, los valores reales medidos pueden variar significativamente, dependiendo del tipo y contenido de agregado, cemento y puzolana. (US Army Corps of Engineers, 2000)

El aumento de la temperatura adiabática es afectado por el total del contenido de material cementante y el porcentaje de puzolana en la mezcla. Las mezclas de CCR con bajo contenido de material cementante tendrán menor aumento de temperatura que las mezclas normales de concreto masivo. También, las puzolanas pueden reducir la velocidad de aumento de temperatura en las edades tempranas.

IV.11.6 CAMBIOS DE VOLUMEN

Contracción por Secado: La contracción por secado es gobernada principalmente por el contenido de agua en la mezcla y en menor extensión por el grado de control del agregado. El cambio de volumen debido a contracción por secado en CCR se minimiza debido al bajo

Cambio de Volumen Autógeno: El cambio de volumen autógeno, comúnmente llamado "contracción autógena" es una disminución en el volumen del concreto debido a la hidratación de los materiales cementantes dentro del concreto, ganando o perdiendo humedad. Este tipo de cambio de volumen ocurre en el interior de una gran masa de concreto y puede ser un factor signifiante. Está principalmente relacionado a las propiedades de los materiales, las proporciones en la mezcla y especialmente al tipo de



agregado. Las mezclas CCR con un factor bajo de cemento tienden a ser más estables. El efecto de esta propiedad puede generalmente ser ignorado para estructuras pequeñas y de menor longitud.(U.S Army Corps Of Engineers, 1992)

IV.11.7 PERMEABILIDAD

La permeabilidad del CCR depende principalmente de los vacíos en la masa compactada junto con la porosidad de la matriz del mortero, y por lo tanto, está casi totalmente controlada por la proporción de mezcla, el método de colocación y el grado de compactación.

El CCR será relativamente impermeable cuando la mezcla contenga suficiente pasta, mortero y una adecuada distribución de las partículas finas que minimicen el sistema de vacíos de aire, que eviten la ocurrencia de la segregación del agregado grueso y se obtenga una completa compactación. En general, una masa de CCR sin fisuras, preparada con agregado convencional limpio, con suficiente pasta o una mezcla muy pobre con una granulometría de agregados controlada y con suficientes finos, deberá tener valores de permeabilidad similares al de los concretos normales.

La propiedad que causa mayores dificultades a los diseñadores de presas de CCR es la permeabilidad en sitio, siendo las juntas entre las capas la principal causa. Sin embargo se ha demostrado que es posible obtener un monolitismo efectivo y estructuras impermeables, cuando el CCR se coloca en capas y se presta especial atención al tratamiento entre juntas.

Se ha sugerido que la impermeabilidad del CCR puede estar directamente relacionada a su contenido de material cementante. Este hecho es especialmente aplicable a las mezclas CCR que conforman la aproximación a concreto donde la pasta excede a los vacíos en el agregado. Por lo tanto, los mayores contenidos de material cementante producen una pasta más impermeable. Para mezclas con aproximación a suelos, se puede alcanzar una mayor impermeabilidad con una combinación del incremento del contenido de cementante, mayor compactación y suficiente cantidad de finos en un agregado bien graduado, todo ello con la finalidad de reducir los vacíos en el material.

Las mezclas CCR mejoradas con un coeficiente de permeabilidad similar al de los concretos normales son más adecuadas para la construcción de presas de gravedad o presas de arco de gran altura. El empleo de un alto porcentaje de finos (que no sean cemento), filler o material puzolánico en una mezcla CCR, contribuye a su baja permeabilidad, sin incrementar las posibilidades de agrietamiento térmico. El coeficiente de permeabilidad de las juntas de construcción del CCR ensayadas tiene valores desde 1×10^{-9} a 1×10^{-11} cm/s, comparables con los del concreto normal.(U.S Army Corps Of Engineers, 1992)



IV.11.8 DURABILIDAD

La durabilidad del CCR es especialmente importante si el material es expuesto al tiempo o a fuerzas hidráulicas severas. El CCR, como el concreto en masa convencional, está sujeto a un potencial deterioro debido a los efectos de abrasión/erosión, congelamiento/deshielo y otros factores como reacción álcali /sílice y ataque a los sulfatos.

Resistencia a la Abrasión y Erosión: La resistencia a la erosión del CCR es proporcional a su resistencia a la compresión y a la abrasión de los agregados empleados en la mezcla. El CCR ha mostrado buena resistencia a la erosión y abrasión, tanto en el laboratorio como en obra. Los pavimentos que soportan carga pesada no han presentado desgaste apreciable por tráfico o abrasión industrial bajo condiciones severas.

Resistencia al Congelamiento y Deshielo: Debido a que generalmente en las mezclas CCR un contenido apropiado de aire atrapado no es obtenible con aditivos, la resistencia al congelamiento y deshielo deberá basarse en su resistencia e impermeabilidad. Las mezclas CCR de altas resistencias con bajas permeabilidades tienen una mayor resistencia al congelamiento - deshielo que las mezclas pobres de bajas resistencias.

Si las mezclas CCR son diseñadas por durabilidad, empleando ensayos de pérdida de peso por congelamiento-deshielo y criterios como los desarrollados para suelo - cemento, se espera una durabilidad aceptable frente a procesos de congelamiento y deshielo. La cantidad de cemento necesaria para producir una mezcla de CCR lo suficientemente durable, puede ser mayor que la requerida para alcanzar otras propiedades, tales como la resistencia a la compresión. Cuando las superficies horizontales del CCR serán expuestas a ciclos tempranos de congelación y deshielo, es recomendable no realizar el reemplazo de cemento por puzolana o de lo contrario hacerlo en pequeñas proporciones, debido a las altas resistencias iniciales que se requieren en estas condiciones.(U.S Army Corps Of Engineers, 1992)

IV.11.9 PESO UNITARIO

El peso unitario o densidad depende principalmente de la gravedad específica de los agregados y de la cantidad de vacíos en la masa del CCR. En el CCR hay poca cantidad de vacíos de aire retenido, reducidos principalmente por la gran compactación. Esto significa que existe una mayor cantidad de sólidos en un volumen unitario de CCR, por lo tanto el peso unitario es generalmente mayor que en el concreto convencional hecho con agregado de la misma gravedad específica. Pesos unitarios mayores que $2\ 400\ \text{kg/m}^3$ son comunes para CCR.



CAPITULO V CONSIDERACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

OBJETIVOS:

Conocer las consideraciones mínimas necesarias para el diseño de una presa de CCR, así como las necesidades en la etapa de construcción y las medidas a tomarse y obras auxiliares.

RESUMEN.

El uso de CCR ofrece un amplio intervalo de diseños alternativos económicos y seguros al diseño de presas de concreto convencional y de tierra y enrocamiento. La colocación de CCR en capas que se compactan con rodillo vibratorios no cambia los conceptos básicos de diseño para presas, represas u otras estructuras masivas.

Consideraciones importantes que deben tomarse en cuenta antes de proceder al diseño final detallado incluyen el propósito básico de la presa y los requerimientos del propietario para el costo, programa, apariencia, impermeabilidad, operación y mantenimiento. Una revisión de estas consideraciones determinará la selección de la mezcla de CCR adecuada, el tratamiento superficial de las capas, el tratamiento de los paramentos y la configuración básica de la presa. El diseño global debe ser tan simple como sea posible para aprovechar totalmente las ventajas de una construcción rápida mediante el uso de la tecnología del CCR.

Este capítulo proporciona las consideraciones y recomendaciones para la selección y el diseño de las características de las estructuras de CCR. En general, la mayoría de las consideraciones de diseño y recomendaciones relacionadas con la construcción de CCR son similares a los que se aplican a los proyectos creados con Concreto Convencional. Sin embargo, el diseño y la construcción del CCR introducen una serie de consideraciones de diseño únicas para este método de construcción. Los parámetros de diseño deben ser claros, el diseño debe prever un funcionamiento seguro, y las operaciones de construcción no deben verse comprometida.



V.1 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

Consideraciones del proyecto. Numerosos factores son críticos en la selección de las características de una estructura de CCR, que están en función del tamaño y la ubicación de la estructura, el tipo de estructura, los materiales disponibles, y las características específicas del proyecto y en última instancia, para determinar el costo del proyecto. Otras consideraciones son el mantenimiento anual una vez puesta en operación, los impactos sociales, ambientales, económicos, culturales y arqueológicos, que actualmente deben de considerarse en la toma de decisiones, así como la necesidad principal del cliente.

Equipo de diseño. El equipo de diseño debe incluir el jefe de proyecto que tiene contacto directo con el cliente, el equipo de ingenieros diseñadores que intervienen en la formulación de las características del proyecto, y, cuando sea posible, con el personal responsable de la construcción. Una vez que el equipo establecidas las características del diseño, el ingeniero estructurista determina los esfuerzos y sollicitaciones de servicio de la estructura del CCR, que en coordinación con el ingeniero de materiales, responsable del desarrollo de mezclas que permitan cumplir con las sollicitaciones del diseño. El ingeniero de materiales debe indicar si las propiedades deseadas son alcanzables con el tipo de construcción que se utiliza y la calidad de los agregados disponibles. Los esfuerzos de compresión, cortantes y de tensión en la construcción CCR dependen del método de mezcla y colocación, tales como el proporcionamiento de mezclas o la cantidad y calidad de agregados o materiales cementantes a utilizarse. Por lo tanto, el equipo de diseño debe desarrollar conjuntamente las características del proyecto, equilibrando el diseño en función de cada una de las características con el comportamiento de los materiales disponibles y con las especificaciones requeridas para la construcción. (US Army Corps of Engineers, 2000)

La simplicidad del diseño. Un elemento clave en la selección de las características del proyecto de CCR es mantenerlo lo más simple posible. La calidad de CCR mejora y el costo del CCR disminuye en función del tiempo de colocación. La colocación lenta o interrumpida da como resultado un CCR de menor densidad y de baja calidad en las superficies coladas. Se debe de planear la forma de colocación de tal manera que se reduzcan los trabajos manuales y evitar zonas en donde la colocación se vea interrumpida o disminuya la velocidad de los equipos en la colocación, tendido y compactación del CCR, o que en su defecto se tomen en cuenta equipos de menores dimensiones. Los diseños complejos de constructibilidad tienen una mayor probabilidad de problemas que conducen a retrasos en el proyecto y los costos cada vez mayores.

Aplicaciones generales de las estructuras de CCR. El CCR da una gama muy amplia de estructuras en las cuales el CCR puede ser una opción a utilizarse. Las presas pueden ser de ejes rectos o curvos, las caras aguas arriba pueden ser verticales, inclinada, o escalonada, una variedad de sistemas de filtración y drenaje pueden utilizarse, y una gama de propiedades de los materiales son posibles. Existen varios métodos para colocar la cara



impermeable de una estructura de CCR, utilizando sistemas prefabricados de concreto, membranas y en algunos casos CCR de mayor calidad a la que se presenta en el interior del cuerpo de la estructura. Las estructuras de CCR se recomienda construirse sobre cimentaciones de roca, pero también se han construidos sobre cimientos de suelos, en todos los casos, el diseño de la estructura CCR debe adaptarse a las condiciones del lugar y los requisitos adecuados de construcción. Un balance realista de las necesidades estructurales y de comportamiento de los materiales es necesario, y los requisitos de construcción deben ser diseñados para proporcionar el rendimiento requerido.(U.S Army Corps Of Engineers, 1992)

V.2 REQUISITOS ESPECIALES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE PRESAS DE GRAVEDAD CCR

La sección típica de la presa de gravedad con un paramento aguas arriba vertical y un talud constante aguas abajo se ha usado en la mayor parte de las presas de CCR localizadas sobre cimentaciones de roca con capacidad adecuada. El diseño del talud aguas abajo es generalmente función de la estabilidad estructural y de la economía. Un costo unitario de CCR bajo puede permitir reducir el talud aguas abajo pero con un incremento en el volumen. Un talud aguas abajo más pequeño reduce los esfuerzos en la presa y los requisitos de resistencia del CCR, pero incrementa los costos de la excavación y preparación de la cimentación. La sección de volumen más grande puede también permitir el uso de menores contenidos de materiales cementantes y reducir los esfuerzos adversos por temperatura. Alternativamente, si la resistencia de la cimentación y los esfuerzos por temperatura son razonables, el uso de un talud aguas abajo más pronunciado, en combinación con un contenido mayor de material cementante en la mezcla de CCR, puede también ser una solución económica debido a lo reducido del volumen. Para presas expuestas a cargas sísmicas importantes, un talud aguas abajo recto desde la cresta hasta la cimentación, en lugar de un paramento vertical cerca de la cresta que interseca un paramento aguas abajo con pendiente en la parte inferior, elimina el potencial de agrietamiento debido a la concentración de esfuerzos.

Los principios del diseño especificados en el manual de "Diseño de Presas de Gravedad" editado por (U.S. Army Corps Engineers, 1995) es aplicable a las presas de gravedad de CCR, sin embargo existen diferencias en los requisitos de diseño, principalmente en la subpresión en el cuerpo de la cortina, adicionalmente se requiere realizar un mayor número de pruebas para asignar un factor de seguridad contra deslizamiento. Las estructuras de CCR generalmente son estructuras no reforzadas y su principal confiabilidad es la resistencia del concreto a la compresión, al corte y la tensión a las solicitaciones a exponerse, así como los esfuerzos debidos al gradiente de la temperatura.

La resistencia a la compresión del CCR puede ser alto y rara vez es factor limitante en el diseño estructural. El CCR no reforzado al igual que el concreto convencional no reforzado,



tiene una capacidad limitada para resistir esfuerzos cortantes y tensión. Por lo tanto, las estructuras de CCR están diseñadas generalmente de modo que los esfuerzos de tensión no se presenten bajo condiciones normales de operación durante la vida de la estructura. Sin embargo, bajo ciertas condiciones de carga inusuales y extremas (por ejemplo, cargas sísmicas), se permite tener algunos esfuerzos de tensión. Los esfuerzos de tensión también pueden desarrollarse debido a los cambios de volumen resultante del gradiente de temperatura a largo plazo y a corto plazo.

Presas pequeñas de CCR sobre cimentaciones permeables o suelos requieren consideraciones especiales de diseño. Los diseños deben considerar asentamientos diferenciales, filtraciones, canalización y erosión en la línea base aguas abajo. Cimentaciones de este tipo usualmente requieren de una o más medidas especiales como plataformas aguas arriba y aguas abajo, inyección de lechadas, dentellones y sistemas de drenaje.

V.2.1 FACTOR MÍNIMO DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO.

Los factores mínimos de seguridad necesarios para la estabilidad de deslizamiento de una presa de sección gravedad de CCR son los mismo que para una presa de concreto convencional. Sin embargo, debido a la incertidumbre y variabilidad de los esfuerzos de cohesión del CCR en las juntas superficiales, la selección de los esfuerzos de cohesión a utilizarse en el análisis de deslizamiento se debe hacer con cuidado. Para un diseño preliminar se puede utilizar el 5 % de la resistencia a la compresión como el valor del esfuerzo de cohesión del CCR en las juntas superficiales. El ángulo de fricción interna puede variar de 40 a 60 grados. Un valor de 45 grados puede suponerse para estudios preliminares de diseño, el cual debe validarse durante el diseño de mezclas de CCR en el laboratorio y en la extracción de muestras en la etapa de diseño. Estas pruebas deben demostrar que la resistencia al corte de una junta superficial típica cumple o excede los requisitos de diseño. Se puede incrementar la resistencia al corte si se colocan juntas superficiales inclinadas tanto aguas arriba como aguas abajo.

V.2.2 REFUERZO EN LA COLOCACIÓN DE CCR

Anclas de refuerzo. En ocasiones es necesario incluir acero de refuerzo en el CCR con el fin de anclar varias características estructurales. Estas estructuras podría ser obras toma, obras de excedencias, parapetos, etc. El anclaje de estas estructuras de CCR puede lograrse mediante la instalación de refuerzo durante la colocación del CCR o por perforación e inyección del refuerzo después de la colocación del CCR. Aunque es una práctica común para instalar anclaje durante la colocación CCR, esta práctica tiene algunas desventajas. En primer lugar, es difícil posicionar el refuerzo de modo que satisfaga los requisitos de ubicación con respecto a la estructura anexa. En segundo lugar, es difícil mantener el refuerzo durante la colocación CCR de modo que no sea desplazada, y a menudo es difícil diseñar un sistema de soporte de refuerzo que no interfiera con las actividades de encofrado



y construcción. Los agujeros deben colocarse de tal manera que el encofrado permita acomodar la extensión de anclaje y la flexibilidad suficiente para que el refuerzo pueda colocarse sobre la superficie de CCR, donde la cama de mortero garantice la encapsulación completa de refuerzo. La Longitud de las anclas a instalarse durante la colocación CCR debe ser de por lo menos dos veces la requerida para barras superiores según ACI 318, con el fin de garantizar la resistencia total en las juntas. Como una alternativa, el refuerzo de anclaje se puede instalar después de la colocación CCR mediante la perforación y lechada. Este procedimiento es más costoso pero permite un posicionamiento más preciso de refuerzo y no promueve la encapsulación de barras y el desarrollo de bordes.

Refuerzo estructural. En el CCR puede y se ha incorporado acero de refuerzo. Un ejemplo es el revestimiento de canal del aliviadero y el delantal de la presa de retención de sedimentos del río Toutle. El CCR para el canal del vertedero y la cubeta de lanzamiento fue reforzado con grandes petates de alambre soldados. Estas alfombras se presentaron en la colocación de CCR para (a) impedir la formación de grietas que podrían hacer susceptible al CCR a la abrasión-erosión de los flujos de sedimentos, (b) proporcionar resistencia a la tensión para limitar el agrietamiento por asentamientos diferenciales, y (c) proporcionar resistencia al corte-fricción a través de las grietas para evitar que los bloques de CCR, formado por el agrietamiento del perímetro, comience a desalojar por el flujo de agua. La tela de alambre soldado es una forma innovadora que proporciona resistencia y facilidad de mantenimiento del concreto estructural reforzado en la colocación de CCR (U.S Army Corps Of Engineers, 1992).

V.2.3 CONSIDERACIONES DE INFILTRACIÓN

Una consideración importante en el diseño de presas CCR es el control de la filtración. El exceso de filtración es a menudo indeseable debido a los efectos adversos sobre la estabilidad estructural, a largo plazo posibles efectos adversos sobre la durabilidad, apariencia de la filtración en la cara aguas abajo, y el valor económico asociado con el agua perdida. Las juntas entre las diferentes capas de CCR son potencialmente rutas de infiltración. Las grietas que resultan de los cambios de volumen por efectos térmicos, las irregularidades de las cimentaciones, la pobre consolidación del CCR a lo largo de las cimentaciones, pilas, y estructuras integradas son las otras posibles vías importantes para la filtración. El buen diseño de una mezcla, colocación y compactación del CCR conlleva a tener una estructura hermética como el concreto convencional.

La filtración puede ser controlada a través del diseño y procedimientos adecuados de construcción. Ellos incluyen dosificación adecuada de las mezclas de CCR, la instalación de membranas impermeables, colocación las camas de mortero sobre una parte o la totalidad del área entre cada capa, la instalación de las juntas de contracción con sellos, y el drenaje y recolección del agua infiltrada. El agua recogida puede ser canalizada a una galería o al pie de la presa. Los métodos de recolección incluyen drenajes verticales con sellos en el



paramento de aguas arriba y los agujeros de drenaje verticales perforados desde el interior de la galería cerca de la cara anterior o posterior. La buena práctica dicta que cualquier presa CCR, independientemente de su uso o estructural o condiciones ambientales, deben diseñarse y construirse para reducir al mínimo las filtraciones, teniendo en cuenta que algunas medidas implementadas conllevan un costo adicional (U.S Army Corps Of Engineers, 1992).

Los sistemas de membranas. La instalación de membranas impermeables en o cerca del paramento aguas arriba de una presa proporciona un método para minimizar la filtración a través de una estructura de CCR. Las membranas son capas delgadas de PVC, polietileno u otro material flexible que forme una lámina continua. A menudo, estas membranas se unen a paneles prefabricados de concreto convencional utilizados para construir la cara vertical aguas arriba la cortina. Las membranas están unidas a los paneles por un adhesivo o estructuras embebidas a la misma. Deben tomar medidas especiales medidas para evitar filtraciones a través de las penetraciones en la membrana, las interconexiones entre la cimentación y estructuras adyacentes, y el movimiento de la estructura.

Los sistemas de drenaje. La mayoría de las estructuras de CCR deben tener sistemas de drenaje en el cuerpo de la estructura y cimentación. El drenaje es necesario para estabilizar la estructura y captar la filtración de pilas, agrietamientos y juntas superficiales. Prácticas empleadas para estabilizar estructuras grandes requieren a menudo la disminución de capas de CCR, proveyendo el drenaje apropiado de la cimentación. La contención de las aguas de infiltración a través de la estructura elimina las filtraciones visibles en el paramento de aguas abajo y las acciones de mantenimiento asociados. El sistema de drenaje de la cimentación puede ser captado mediante una galería, un sistema manifold, o los sistemas de tuberías de aguas abajo. El drenaje interno es a menudo capturado mediante drenes, que son un sistema de agujeros de perforación estrechamente espaciados verticales o inclinados, situados cerca de la cara aguas arriba de la presa. Las juntas de drenajes se instalan aguas debajo de las juntas con sellos durante la colocación del CCR y en las juntas encajadas. Varias configuraciones de medias cañas, zonas de grava, geotextiles, y un tubo perforado que se utilizan para interceptar las aguas de infiltración a lo largo de cada capa de CCR y las interface del CCR y la roca de cimentación. Todas estas medidas proporcionan una contención secundaria de las aguas de infiltración. En todos los casos, la contención primaria debe ser proporcionada por el CCR de buena calidad, el buen diseño de construcción y el uso de mortero o concreto convencional como liga entre las capas de CCR.

V.3 DISEÑO DEL PROGRAMA DE CONSTRUCCIÓN DEL CCR

Varias cuestiones específicamente relacionadas con la construcción de CCR pueden influir en la ubicación de las estructuras temporales y permanentes de un proyecto hidráulico.



1. El uso de los agregados durante la colocación del CCR es generalmente muy alto debido a la colocación continua del CCR con rendimientos máximos de producción. Esto normalmente requiere tener en stock una gran cantidad de agregados que se utilizarán durante la colocación del CCR. Normalmente, se requieren áreas grandes para el almacenamiento de agregados. El acceso a estas áreas deben estar cercanas a la planta de producción del CCR o relativamente cercas de tal manera que durante las horas de descanso se trasladen a la planta de CCR. Lo deseable es que los bancos de agregados se encuentren cercanos a la zona de construcción de las obras, principalmente cuando se tratan de volúmenes grandes, y que se transporten en camiones o bandas a una velocidad que coincida con la producción y colocación del CCR.
2. La localización de la producción de las plantas de CCR a menudo se encuentra en el embalse aguas arriba, en o cerca de un banco de materiales. Obviamente, un lugar cerca del banco de materiales es adecuado para reducir al mínimo el transporte de los agregados a la planta de producción. La naturaleza de la corriente o río puede afectar a la ubicación de la planta y las existencias de los agregados, si durante la temporada de avenidas llega a alcanzar dichos bancos y que pudiera afectar la construcción. La planta debe ser accesible y proporcionar al área de ensayo necesaria para camiones que transportan materiales de cemento y otros insumos. Tal manipulación del material puede ser una operación amplia y continua durante la producción de CCR con rendimientos altos de producción. Acceso para el reabastecimiento de otros materiales, vehículos de servicio y auxiliares de transporte, tales como cargadores o camiones de volteo, deben considerarse.
3. En las zonas pobladas, los impactos de tráfico de la construcción, el ruido y el polvo puede ser un problema social y un potencial problema de seguridad pública. El tráfico de camiones durante la construcción, y el posterior al mantenimiento y reparación de carreteras, es siempre una preocupación importante.

V.3.1 PROGRAMAS DE PRUEBAS.

Número de pruebas. Una parte crítica del diseño y posterior construcción de cualquier proyecto de CCR es la prueba y evaluación de materiales y técnicas constructivas. El tiempo y alcance de tales pruebas depende de varios factores. Al igual que con el concreto convencional, proyectos que utilicen materiales no utilizados anteriormente requieren un nivel de responsabilidad en la evaluación de la calidad. Los agregados, cemento, aditivos y otros materiales constituyentes del CCR deben evaluarse para asegurar la calidad adecuada. Algunas de estas propiedades físicas son específicas del CCR y no se evalúan de la misma manera que el concreto convencional. Proyectos donde la optimización de las propiedades del material forma parte en la selección de materiales, dosificación de la mezcla o cambios en el diseño estructural puede llevar a obtener ahorros significativos en el proyecto si las pruebas se hacen de manera intensiva. Un menor número de pruebas pueden aceptarse pero conlleva a tener un mayor costo en el proyecto. Los proyectos con sólo una



cantidad menor de CCR, donde el comportamiento estructural es obtenido fácilmente sin una extensiva cantidad de pruebas y evaluación, pueden beneficiarse de un enfoque conservador en la dosificación de la mezcla. La experiencia del personal en el diseño y construcción pueden determinar el nivel de pruebas requerido. El tener un mejor conocimiento de los materiales locales en la colocación de CCR puede proporcionar una base sólida sobre el diseño del proyecto. El personal de campo con experiencia previa en la colocación de CCR puede ser un factor determinante en la forma de realizar los ensayos de campo.

Sección de pruebas en la etapa de diseño. Durante la fase de diseño de cualquier proyecto de gran envergadura, una sección de prueba preliminar debe realizarse en un lugar conveniente para confirmar las propiedades del CCR y la dosificación de la mezcla que permita observar su comportamiento en la colocación y compactación de la mezcla de CCR. Esto proporcionará el medio para evaluar la dosificación de la mezcla, las características de los agregados, intervalos de tiempo entre la colocación de cada capa, espesor de la capa y técnicas de colocación y compactación. La sección de pruebas durante la fase de diseño debe realizarla un contratista con experiencia. Los contratos deben diseñarse de tal forma que permitan que tanto el diseñador como el ingeniero de materiales conozcan los resultados y con ello hagan las modificaciones necesarias. La construcción de una sección de prueba debe emplear equipo dosificador y mezclador, compactadores vibratorios, y tractores similares a emplearse en el proyecto. El en el programa de ensayos in situ debe abordar: (1) el tipo y número de pruebas necesarias para garantizar que las propiedades requeridas se cumplan durante la construcción del proyecto, (2) los procedimientos de muestreo necesarios que proporcionen muestras representativas, y (3) el tipo de pruebas y procedimientos de muestreo necesarios para probar los planos potenciales de debilidad, tales como los que se producen en las juntas verticales.

Sección de pruebas en la etapa de construcción. Para cualquier proyecto de gran envergadura, la construcción de un bordo de pruebas es esencial, aun cuando ya se realizarán pruebas durante la fase de diseño. Este bordo de pruebas del proyecto es una oportunidad para desarrollar y confirmar las técnicas y equipos para la colocación eficiente del CCR. Una sección de prueba del proyecto también debe diseñarse para demostrar la capacidad del contratista para producir la calidad y cantidad de CCR requerido por las especificaciones del contrato. El bordo de pruebas de CCR debe construirse con suficiente antelación de manera que se permita al contratista el tiempo suficiente para ajustar en caso de que sea necesario, el tamaño de las dosificadora/mezcladora o modificar las técnicas de colocación, tendido y compactación o modificar cualquier otra operación que se considere fundamental para la construcción del proyecto.

Capas de prueba en la etapa de construcción. A menudo es necesario para evaluar rápidamente el rendimiento de una mezcla de CCR. La colocación de capas de prueba es una práctica conveniente para acomodar esto. El CCR se coloca en líneas de aproximadamente dos veces el ancho del tractor y de tres a seis veces el ancho del rodillo



en su sección longitudinal. Una o dos capas de CCR se colocan y evalúan normalmente. Estas secciones de prueba permiten la evaluación del desempeño y el rendimiento de la mezcla de otros equipos.

V.3.2 SISTEMAS Y TÉCNICAS DE REVESTIMIENTO

Las caras aguas arriba y aguas abajo de las presas de CCR pueden ser construidas por varios medios. El propósito de los recubrimientos puede ser el control del escurrimiento de agua a través de las juntas de las capas de CCR, proporcionar una superficie que sea durable ante la descarga del vertedor, y proporcionar un medio para construir un paramento con mayor pendiente que el ángulo natural de reposo del CCR. El escurrimiento puede ser controlado por otros métodos.

Paramento de aguas arriba. Se han concebido numerosos diseños para crear una barrera al agua en la cara aguas arriba de las presas de CCR para controlar el escurrimiento a través de la estructura. Cada uno tiene ventajas y limitaciones. Un método común de construir un recubrimiento de concreto convencional es colocar concurrentemente el CCR con el recubrimiento de concreto convencional. No se usa anclajes u otro refuerzo diferente al necesario para fijar la cimbra y para anclar el recubrimiento de concreto al CCR.

El control de agrietamiento de la mezcla de recubrimiento puede ser proporcionado con dispositivos selladores de fugas o sellando las juntas de contracción verticales espaciadas adecuadamente para la mezcla y condiciones de exposición. Usualmente, éstas están aproximadamente cada 5 a 10 m. El espesor, o ancho (aguas arriba a aguas abajo) de un recubrimiento de concreto convencional varía de 300 a 900 mm. Para recubrimientos más gruesos, el diseñador debe considerar el efecto que la masa extra tiene en la temperatura, contracción térmica del CCR y del recubrimiento, y en la separación de las juntas de contracción. Una modificación es usar un bloque temporal en el paramento, colocado cada tercera capa. El bloque es retirado antes de colocar el recubrimiento convencional y la siguiente capa de CCR. Se puede alcanzar impermeabilidad adicional mediante el uso de una franja absorbente para detener el agua que es impregnada con una lechada a base de sustancias químicas. Es colocada a lo largo de la superficie de la capa en la cara de concreto. Si la fuga ocurre, la humedad origina que la franja se hinche y crea un sello a presión impermeable contra la superficie de la capa adyacente.

Los paneles precolados proporcionan un recubrimiento atractivo, económico y libre de grietas, pero las juntas de los paneles no son impermeables. La impermeabilidad se logra con una membrana de cloruro de polivinilo (PVC) o polietileno fijada en la parte posterior de cada panel. Se ha usado conexión a presión con resinas epóxicas para proporcionar un sello impermeable donde los anclajes penetren las membranas. Las juntas entre paneles necesitan ser selladas con calor para producir una cara impermeable. Se pueden instalar drenes en el CCR para coleccionar los escurrimientos.

El CCR se ha colocado también directamente contra una cimbra convencional que es retirada posteriormente. A medida que la trabajabilidad del CCR es más alta, más uniforme es la apariencia de la cara formada contra cimbra de CCR. La apariencia puede ser mejorada mediante la colocación de una pequeña cantidad de mezcla para asentar la cimbra y para proporcionar una mejor superficie. La impermeabilidad se puede alcanzar mediante la colocación de una hoja de PVC directamente contra la cara de la presa junto con la colocación de una capa de concreto por el lado aguas abajo de la membrana. Los drenes pueden instalarse entre la membrana y el CCR. El uso de una mezcla de asentamiento (concreto de liga) entre las capas puede mejorar substancialmente la impermeabilidad y la adherencia en las juntas de las capas horizontales. Esta práctica se ha convertido en la práctica más común para reducir las filtraciones por las juntas de las capas. Independientemente de qué diseño de recubrimiento o qué medidas de control de escurrimiento sean seleccionados, es esencial una buena adherencia en la junta de las capas y en la interface entre la presa y la cimentación.

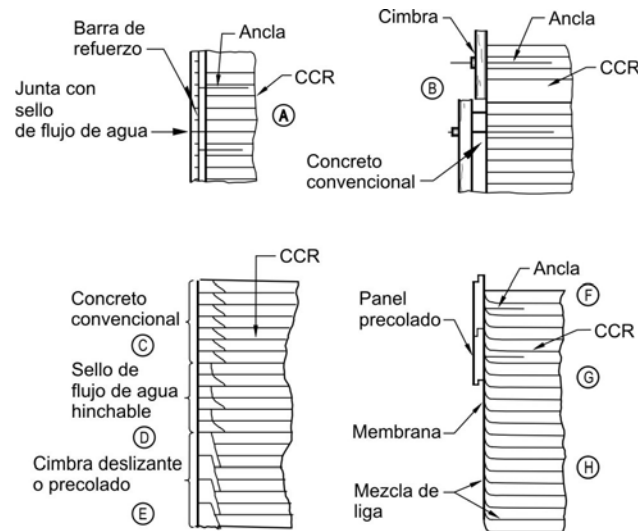


Figura V-1 Opciones de revestimiento en el paramento aguas arriba

Paramento de aguas abajo. La cara aguas abajo de la presa puede diseñarse usando cualquiera de las varias opciones existentes. Los enfoques más comunes son la cara de concreto convencional colada contra cimbra en escalones y la superficie no moldeada de CCR. El CCR es colocado directamente contra cimbra de paneles reusables. Una pequeña cantidad de mortero o concreto de asentamiento puede ser usada para proporcionar una superficie moldeada uniforme. Si se desea una apariencia de concreto convencional o incrementar la durabilidad, se puede usar concreto convencional para el recubrimiento. Se pueden construir escalones más grandes para un vertedor. Vertedores y paramentos aguas abajo relativamente lisos se han construido mediante el desbaste de la cara expuesta de CCR, ya sea a mano o con maquinaria con un recubrimiento de concreto convencional no

reforzado con un espesor mínimo de aproximadamente 250 mm. La estabilidad de este método depende del grado de adherencia entre el recubrimiento de concreto y el CCR. Un concreto colocado con cimbra deslizante con anclas y reforzado en dos direcciones, colocado después de la terminación del CCR, es apropiado como superficie de derrame.

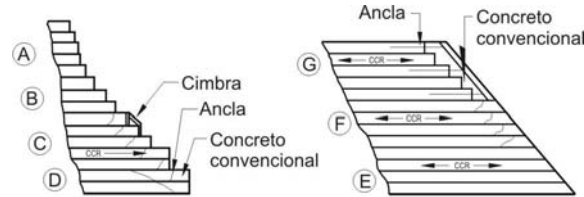


Figura V-2 Opciones de revestimiento en el paramento aguas abajo

Control de filtraciones. Los escurrimientos internos generalmente son colectados por los drenes en las juntas, drenes en los empotramientos, y drenes formados por agujeros verticales localizados cerca de la cara aguas arriba. Los drenes de agujeros verticales, a menudo referidos como drenes de paramento en construcciones de concreto convencional, pueden ser formados ya sea durante la construcción o taladrados después de la construcción. En la presa Galesville, agujeros de 75 mm (3") de diámetro a distancias de 3 m centro a centro fueron taladrados a través de las galerías dentro la cimentación a profundidades variables. El escurrimiento drena al canal dentro de la galería de la cimentación donde el flujo continúa, por gravedad, hacia aguas abajo a través de los portales. Sin control interno del escurrimiento, las presiones de supresión pueden originar con el tiempo, una reducción de la estabilidad de la estructura. Donde no se diseña una galería, el sistema de drenaje puede variar desde un sistema de tuberías a drenes en la roca.

V.3.3 CONTROL DEL AGRIETAMIENTO

Al igual que en las estructuras de concreto, también se producen fisuramiento en las estructuras de CCR, y, si la estructura en cuestión es una presa u otra estructura de retenedora de agua, los resultados pueden variar de filtración sencilla a la inestabilidad de la estructura.

El agrietamiento es a menudo el resultado de los cambios de volumen consecuencia de los efectos térmicos en el CCR como puede ser el enfriamiento a largo plazo de la estructura o el enfriamiento a corto plazo de la superficie de CCR. Otro tipo de agrietamiento puede presentarse cuando las condiciones de la cimentación tenga cambios brusco de dirección, debido al asentamiento diferencia, o en su defecto a la calidad de la cimentación. El agrietamiento puede presentarse a pesar de las medidas preventivas. La posibilidad de restringir el agrietamiento térmico puede evitarse desde el diseño de la estructura, mediante



la incorporación de juntas y otras características secundarias, tales como conductos de drenaje, colectores de filtraciones, en caso de que sean necesarios.

Las consecuencias del agrietamiento pueden variar desde la inestabilidad de la estructura hasta problemas de tipo operativos y de mantenimiento, lo cual nos puede llevar a tomar medidas correctivas que pudieran ser extensas y muy costosas

V.3.3.1 AGRIETAMIENTO DEBIDO A EFECTOS TÉRMICOS.

Las medidas para el control del agrietamiento pueden sujetarse a la siguientes condiciones: 1) restringir la ganancia de calor del material del CCR y con ello limitar el cambio de volumen, 2) acomodar el cambio de volumen de tal manera que se pueda incluir el número suficientes de juntas de contracción o, 3) Seleccionar materiales y mezclas adecuadas de tal manera que se aprovechen las ventajas elásticas y térmicas. El diseñador debe contemplar un programa razonable en el uso de materiales, control de la temperatura durante la construcción y equilibrar estos con los costos adicionales de las juntas que se incluirán en la estructura.

Control de temperatura. El control de la temperatura se realiza de manera similar a las técnicas empleadas en el concreto convencional. Estas medidas se enfocan en limitar el gradiente de temperatura utilizando materiales aislantes, colocación en horarios donde la temperatura es fresca, como lo es por la noche, así como en periodos estacionales frescos

Las técnicas de preenfriamiento. La técnica de utilizar fluidos refrigerantes, circulando a través de tuberías es ocasionalmente usada en la colocación de CCR, debido al alto costo que representa la interferencia con los equipos, lo cual implicar un mayor tiempo en la construcción de la obra. Técnicas de Preenfriamiento como el mezclar agua con hielo no siempre es práctico, debido a las cantidades relativamente pequeñas cantidades utilizados en las mezclas. Esta técnica de pre-enfriamiento, sin embargo, es una buena medida cuando se tienen agregados secos y mezclas cuyos contenidos de aguas sean grandes.

El emplear nitrógeno líquido resulta una técnica muy eficaz, ya que ayuda a reducir considerablemente las temperaturas máximas, pero su desventaja es que el nitrógeno es muy caro y solo es útil para reducir el pico de la temperatura en periodos cortos, cuando la temperatura en el ambiente es muy alta

Juntas transversales de contracción. La Colocación de juntas de contracción verticales transversales en presas construidas con CCR y la instalación de sellos en las cercanías de estas juntas de la cara aguas arriba de la estructura, debe ser una primera consideración en el control del agrietamiento térmico. Existen diversos métodos para la instalación de juntas, las cuales han sido empleadas con éxito en muchas presas. Dada la factibilidad y el costo de varias técnicas de control térmico, el agregar juntas de contracción transversales son una de las soluciones más económicas a las condiciones adversas debido a los cambios térmicos.

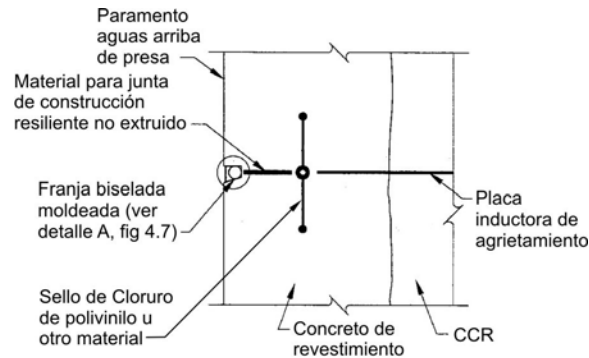


Figura V-3 Detalle de junta de contracción

La construcción de juntas de contracción en presas de gravedad de CCR en arco en Sud-África ha usado métodos similares con la adición de tubos para la inyección de lechada posteriormente a la construcción de las juntas de contracción como en la presa Wolwedans.

Agrietamiento inducido por la cimentación. Generalmente, los cambios abruptos en la cimentación requieren de juntas de contracción transversales, los cuales deben colocarse a una cierta distancia de tal manera que se evite la propagación del agrietamiento inducido a estos cambios abruptos se coloca en el desplazamiento para evitar la propagación de una grieta incontrolada a través de la estructura. Cambios de pendiente abruptos en la cimentación no son recomendables.

Agrietamiento en bordes de la estructura. Varias estructuras especiales pueden construirse en las presas de CCR, como pueden ser galerías de drenaje y acceso, obras de toma, obras de desagüe, vertedores, de manera que estas obras al tener contacto con el CCR, principalmente en la superficie de contacto, puede presentarse agrietamiento, lo cual es recomendable instalar juntas, o refuerzos de acero para evitar dichos efectos

Sellos y membranas. Las juntas transversales de contracción se utilizan para evitar la filtración a través de la estructura, la instalación de un sello es necesaria colocarse en una zona interna de concreto convencional cerca de la junta de contracción en la cara aguas arriba. Esta zona es monolítica con concreto convencional en la cara. sellos y juntas de drenajes se instalan de manera similar a la de presas de concreto convencional. Las estructuras que utilizan los sistemas de membranas en la cara aguas arriba por lo general no utilizan sellos en las juntas de contracción previstas. Recientes sistemas de membranas han desarrollado nuevas características, de manera que permitan mover la ubicación de juntas, sin causar daño alguno, con el objeto de tener una membrana continua a lo largo de la superficie.

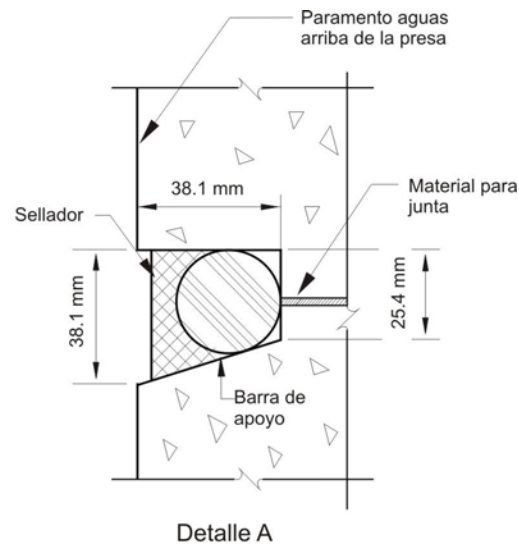


Figura V-4 Sello de la junta de contracción

V.3.4 GALERÍAS DE INYECCIÓN Y DRENAJE

Galerías. Para muchas presas que son mayores de 30 m de altura, deben incluirse galerías. Una galería es necesaria para facilitar la perforación de agujeros de drenaje o inyección, proporcionar un drenaje de filtraciones y facilitar el acceso para inspeccionar el estado de las estructuras. Varios diseños de galerías diferentes han sido utilizados en la construcción de CCR. Ellos incluyen la construcción de una galería con relleno de grava o arena, seguido por la excavación del relleno una vez que el CCR se haya endurecido, también se utilizan sistemas de cimbras deslizantes para las paredes y sistemas prefabricados para el techo y los sistemas convencionales en las paredes y estructuras prefabricada para los techos. Todos estos métodos tienen ventajas y desventajas, en cuanto al tiempo, costo y eficiencia.

Galerías con material de relleno. Este método proporciona un medio para construir una galería con una interrupción mínima en la colocación del CCR. La colocación de materiales no cementantes, como puede ser gravas o arenas, en la zona de la galería dándole la forma deseada, una vez conformada se procede a colocar el CCR a su alrededor, una vez que se tenga una altura lo suficientemente considerable por arriba de la galería se procede a la excavación de la galería. Las principales desventajas de este método son que las paredes laterales y techos de la galería pueden ser muy ásperos e irregulares y el método requiere una operación de minería y excavación. Con el objeto de darle un mejor terminado a la galería se pueden utilizar tablonces de madera u otro material de manera que el material de relleno puede confinarse mejor y que finalmente el túnel pueda tener un terminado más liso.



Galería con cimbra deslizante y elementos prefabricados. Este método proporciona una galería de buena calidad y un medio relativamente rápido para formar una galería. La cimbra deslizante solo debe considerarse cuando las longitudes de la galería son muy largas y los avances colocación de CCR son de una capa por cada periodo de 24 horas o menos. Estos sistemas dificultan la visualización de las paredes de CCR, de tal forma que el agrietamiento del CCR y filtraciones de agua son difíciles de detectar.

Galería Convencional. Este método es a menudo el método de elección para las estructuras en donde la extensión de la galería es pequeña y la geometría pueda realizarse fácilmente. Este método proporciona una galería en donde el CCR se presenta de manera uniforme y visible. El utilizar esta técnica conlleva a interrumpir el proceso de colocación del CCR a distintas capas. El proceso de descimbrar se lleva a cabo, una vez que se tenga una altura suficiente por arriba de la galería.

Eliminación de galerías. Para las estructuras de baja carga, los diseñadores deben considerar la eliminación de las galerías, desde el diseño. Esta acción requerirá de medidas alternativas a ser implementadas como el corte necesario de la cimentación, drenaje de la cimentación y la instrumentación del acceso. Las inyecciones pueden realizarse antes de la colocación CCR, práctica común en presas de enrocamiento o en el talón aguas arriba de la presa. El drenaje puede llevarse a cabo por numerosos medios que no incluyen una galería. Las galerías deben limitarse a las zonas específicas en la presa donde se requiere el acceso del personal; otros medios deben utilizarse cuando se trate de drenaje e instrumentación.

V.3.5 OBRAS DE TOMA

Las estructuras y conductos de toma representan un obstáculo en la colocación del CCR si estas se encuentran alojadas en el cuerpo de la cortina. La práctica preferida en la colocación de obras de toma en el diseño del CCR es colocar una estructura de entrada sobre la el cuerpo de CCR y localizar los conductos a lo largo de la roca de cimentación con el objetivo de minimizar los retrasos en la colocación del CCR. Los conductos suelen estar contruidos con concreto convencional antes de iniciar la colocación del CCR. El localizar la estructura de toma aguas arriba de la presa y la casa de control y aguas abajo el dissipador de energía al pie de la estructura también minimiza la interferencia en la colocación del CCR.

El evitar colocar las obras de toma adosadas al cuerpo de la estructura de CCR simplifica la construcción, minimiza el calendario de actividades y puede maximizar el ahorro. En escenarios donde las condiciones dictan que los canales debe pasar por la represa, el enfoque preferible localizarse en un bloque de concreto convencional colocado antes de iniciar la colocación del CCR. Esto minimiza los tratamientos de cada estructura embebida y reduce las filtraciones a través de la estructura.



V.3.6 VERTEDORES

Los diseños de los vertedores tradicionales empleados para las presas de concreto convencional son también apropiados para las presas de CCR. Los vertedores con compuertas que incluyen controles, pilas de apoyo, y la rápida del vertedor construida de concreto reforzado, pueden ser incluidos en las estructuras de CCR. Sin embargo, la práctica en la mayor parte de las presas recientes de CCR ha sido diseñar un vertedor de cimacio, sin compuertas, localizado en la cresta de la presa y alineado con el cauce. La economía de un vertedor no controlado y su facilidad de construcción lo han hecho una opción común entre los diseñadores de presas de CCR, cuando no se requiere el control de los gastos de descarga. Las velocidades de descarga del vertedor se pueden controlar incrementando la longitud de cresta reduciendo de esta forma la altura del agua sobre la cresta, o confiando en la escalera de escalones para disipar la energía.

La superficie del vertedor puede ser moldeada o no, dependiendo de las características del flujo deseadas, consideraciones estéticas y de costo, protección cresta el clima y otras necesidades de diseño. Las superficies moldeadas de presas de altura pequeña o mediana pueden consistir en concreto convencional moldeado como escalones de 300 a 600 mm de altura, diseñados para disipar energía. Dependiendo de la erosión potencial de los materiales de la cimentación en el área de disipación de energía, la magnitud del tanque amortiguador puede reducirse significativamente con el uso de vertedores con mayor pendiente. Otras presas se han construido usando concreto reforzado convencional para proporcionar una superficie de vertedor con pendiente suave que descarga en un tanque de amortiguamiento.(Campbell, 1984)

El diseño hidráulico de vertederos para las estructuras de CCR es similar a los vertedores para estructuras de concreto convencional. La función de la estructura de presa, la magnitud, la frecuencia y duración de los derrames permite tener opciones. Entre las opciones que se tienen son: 1) Vertedores inclinados con CCR al natural, 2) Vertedores escalonados de CCR, 3) vertedores escalonados de concreto convencional y 4) vertedores inclinados de concreto convencional. Los vertedores inclinados y escalonados del CCR son adecuados en presas cuyas cargas son pequeñas o en donde la frecuencia de los derrames es pequeña. Los vertedores escalonados o inclinados con revestimiento de concreto convencional son adecuados en presas de gran altura y en situaciones críticas de funcionamiento

Erosión. La erosión del concreto es una preocupación importante y debe considerarse en el diseño del canal de descarga del vertedor, estanques de amortiguamiento, y otras superficies de concreto sometidas a flujos de alta velocidad, o cuando el diseño de las superficies de concreto expuestas a la acción de materiales abrasivos como arena, grava u otros residuos fluviales. La erosión de las superficies de concreto puede ser causada por la cavitación o abrasión.



1) Erosión por cavitación. La cavitación de las imperfecciones de la superficie es conocida conocido por causar daños en la superficie a velocidades del flujo de agua por arriba de los 12 m/s. Las superficies de CCR no pueden considerarse con las mismas condiciones a las del concreto convencional colocado con cimbra, cimbra deslizante o superficies pulidas. Lo cual es necesario colocar una superficie de concreto convencional con cualquiera de la técnicas anteriores en situaciones cuyas condiciones hidráulica sobrepasen las velocidades de cavitación. Para las estructuras con funcionamiento poco frecuentes y de corta duración, de alta velocidad los flujos, puede ser económicamente prudente aceptar algunos daños por cavitación.

2) Erosión por abrasión. El canal de descarga, estanques de amortiguamiento y muchas otras estructuras hidráulicas puede causarle una erosión superficial debido a la abrasión. La colocación del concreto y del CCR de manera convencional no resiste la acción abrasiva de manera continua por los limos, arenas, gravas, rocas y otros materiales que son arrastrados por la acción del flujo de agua. Una mezclas de CCR con una baja relación agua-cemento y los agregados de gran tamaño se espera que proporcione resistencia a la erosión igual a un el concreto convencional con ingredientes similares. En circunstancias donde la erosión abrasión o erosión de la cavitación es grave, un revestimiento de acero considerarse para minimizar el mantenimiento y reparación.

Tratamiento superficial para condiciones de alta velocidad del flujo. El CCR puede utilizarse en la plantilla de un canal abierto, para la estabilización de bancos y protección contra la erosión, y para otros proyectos de flujo de canalización, cuyas velocidades de flujo son menos de 8 m/s. El control de tolerancia superficie obtenida con la construcción CCR no es adecuado cuando las velocidades de flujo son mayores a 8 m/s. El empleo del CCR en estructuras vertedoras, tanques de amortiguamiento y canales de desvíos de flujos es considerable, pero hay que tener en cuenta los riesgos que conlleva, debido a que el comportamiento no es igual a la de un concreto convencional.



CAPITULO VI MÉTODOS Y EQUIPOS DE CONSTRUCCIÓN

OBJETIVOS:

Conocer los métodos y equipos de construcción utilizadas en la construcción de presas de CCR, presentando algunos ejemplos en donde se han empleado distintas construcciones.

RESUMEN.

La planeación de un proyecto se basa en muchas ocasiones en los volúmenes de obra, presupuesto, equipo y mano de obra disponibles y la técnicas a emplearse de tal manera que en este capítulo se presentan las consideraciones básica a tomarse durante el desarrollo del proyecto.

Se presentan procedimientos utilizados en otras estructuras en donde tiene que ver la planta de producción, el sistema de alimentación de los insumos, el tipo de transporte a utilizarse, las técnicas y equipos utilizados para hacer más eficiente la colocación y compactación del CCR, así como aditamentos necesarios que aseguren la seguridad de la estructura.



VI.1 GENERALIDADES

El proyecto, planeación y logística para la construcción con CCR son algo diferentes que para construcciones de concreto masivo convencional. En lugar de construcciones verticales con bloques monolíticos independientes, las construcciones de CCR involucran colocaciones de capas relativamente delgadas sobre una superficie grande. Las colocaciones de concreto masivo convencional usualmente requieren de una alta relación de horas-hombre a volumen colocado debido a las actividades de mano de obra intensiva, tales como preparación de cimbras para superficies moldeadas, preparación de juntas, y la compactación del concreto con vibradores de inmersión. Usualmente, el CCR tiene una relación más baja de horas-hombre a volumen colocado debido al uso de equipo mecánico para esparcir y compactar la mezcla, menos superficies moldeadas, y reducidas interrupciones para limpieza de juntas. Se requiere más trabajo y atención para proporcionar un curado húmedo para el CCR debido a que los compuestos de curado que forman membrana están prohibidos por sus efectos adversos en la unión de las capas.

Con el rápido ritmo en la construcción, típico de la colocación del CCR, cuando se presentan problemas en el área de colocación, éstos deben ser resueltos rápidamente. Usualmente no hay bloques monolíticos alternados en la construcción de CCR donde la obra puede progresar mientras es estudiado el problema.

Se han hecho avances en parte del área de colocación fuera del área problema, pero esto puede resultar posteriormente en dificultades de colocación y planos débiles potenciales en el perímetro del área más baja. Son esenciales la planeación y preparación de materiales, accesos, partes embebidas, y limpieza de la cimentación y de las capas, antes de comenzar con la colocación del CCR. También es esencial que las líneas de comunicación entre el ingeniero y el contratista estén bien establecidas de manera que puedan resolver rápidamente los problemas y el cumplimiento con las especificaciones que puedan afectar el progreso de la obra. Interrupciones y retardos en el avance de la obra generalmente originan juntas y CCR de calidad reducida, así como un incremento en el costo.

Impedimentos para la colocación y velocidad de compactación pueden reducir la calidad del CCR. Equipos, abastecimiento de combustible, cimbra, y conjunto de objetos embebidos deben ser totalmente programados y planeados de tal manera que la mayor parte de este trabajo se lleve a cabo fuera de la superficie del CCR y durante el cambio de capa o programado en tiempos muertos. Todos los vehículos y personal no necesario debe mantenerse fuera del área de colocación y de la trayectoria de los equipos.

VI.2 CONTROL DE PRODUCCIÓN DEL CCR

Las inquietudes con respecto a la producción de CCR se pueden dividir en dos aspectos principales, las que afectan a la calidad de la CCR y los que afectan los índices de producción del CCR. Sin embargo, los diseñadores se les recuerda que una de las



principales ventajas de la CCR sobre otros materiales es la economía relativa del producto final. Esta economía es un resultado directo de los altos índices de producción que pueden lograrse con CCR.

VI.2.1 RENDIMIENTO DE PRODUCCIÓN DEL CCR.

Uno de los aspectos de ahorro del CCR es la rapidez con la que se puede colocar y compactar utilizando equipos de movimiento de tierras. En general, como con la mayoría de los procesos de construcción, entre más rápido se realice la colocación, el costo del proyecto se vuelve más económico. En el caso de una presa, la colocación más rápida significa menos tiempo de colocación entre las capas de CCR, lo que resulta en tener un buen comportamiento de las juntas entre las capas y menor filtración. Los índices de producción oscilan desde 35 hasta 150 m³/h para un pequeño proyecto, 150 y 350 m³/h para un proyecto mediano, y 350 a 750 m³/h para una estructura de gran tamaño. En Elk Creek Dam en el suroeste de Oregón, el rendimiento máximo de 765 m³/h se logró con un rendimiento de colocación promedio de 450 m³/h. Los índices de producción de CCR generalmente son función del espacio de trabajo, la capacidad de dosificación de la mezcla, el sistema de transportación, la velocidad de colocación y compactación. (ACI, 1999)

VI.2.2 COORDINACIÓN DEL SISTEMA.

Los índices de producción del CCR son resultado de la operación simultánea, coordinada de varios sistemas: la producción total; procesamiento por lotes de material y de mezcla, el transporte CCR, la colocación, el esparcimiento, y la compactación; pruebas de control de calidad, y otras operaciones relacionadas. Estas operaciones relacionadas incluyen el material de liga, colocación de sistemas de revestimiento, construcción de galerías, y la obra de toma y la construcción del vertedor. Por lo general, es necesario contar con un banco de agregados antes de iniciar la colocación del CCR, por lo que las reservas de existencias adecuadas están disponibles en todo momento durante la producción. Las reservas adecuadas son especialmente importantes si el agregado requiere un procesamiento adicional o transporte de fuentes fuera del sitio. El potencial de una rápida colocación de CCR tiene la ventaja de limitar la colocación de períodos de tiempo específicos para aprovechar el clima frío o caliente, lo cual nos ayuda en el control de la temperatura de la CCR. También ayuda a reducir la altura de la ataguía y del sistema de desvío a emplearse. El diseñador debe tomar en cuenta la relación de cada uno de estos sistemas y definir cada uno de estos de acuerdo con los rendimientos de la producción global. Siempre que sea posible, el contratista debe tener la flexibilidad para gestionar los niveles de producción de CCR, siempre y cuando se cumpla con el programa general. Esto permitirá tener una partida más económica de material, equipo, mano de obra y recursos. Sin embargo, las fechas de programación deben estar claramente definidas, con controles viables para hacerlas cumplir. (US Army Corps of Engineers, 2000)



VI.2.3 LA SEGREGACIÓN.

La segregación es una de las condiciones más perjudiciales que pueden producirse en la producción y colocación de CCR. El manejo de materiales se debe controlar en cada fase de la operación para minimizar o evitar la segregación. Muchos de procedimientos y equipos utilizados para la construcción de CCR se basan, en parte, por el desempeño favorable en relación con la segregación.

VI.3 PLANTA DE PRODUCCIÓN DE AGREGADOS.

El almacenamiento del agregado en pilas y la localización de la planta de concreto para el CCR puede ser aún más importante que para el concreto convencional. Usualmente, grandes depósitos de agregados están disponibles antes de comenzar con la colocación del CCR. Algunas razones para esto son:

En lugares con cambios estacionales marcados, la producción de agregados durante el invierno para que puedan almacenarse fríos para su uso posterior. En las presas Middle Fork y Stagecoach en Colorado, así como en la presa Monksville en N.J., el almacenamiento en invierno dio como resultado agregados con zonas congeladas ocasionales en el depósito. En la presa Burton Gorge en Australia, la instrumentación mostró que la producción de agregado para CCR por las noches dió como resultado temperaturas en los depósitos de agregados 5°C más baja que en agregados similares producidos durante el día.

La velocidad en el uso de agregado durante la colocación del CCR puede exceder la capacidad de producción de una planta de agregado. Los grandes depósitos de agregados también tienen la ventaja de contenidos de humedad más estables, lo cual reduce las variaciones en la consistencia del CCR.

La localización y configuración de los depósitos, así como los medios de incorporar y retirar agregados de los depósitos debe ser coordinado con la localización de la planta de CCR y el método de alimentarla para minimizar la segregación y la variabilidad. A una velocidad de producción muy alta de CCR, pueden requerirse varios cargadores o un sistema transportador para que la alimentación de los agregados mantengan cargados los silos. La distancia de recorrido y el tamaño del trayecto de viaje redondo necesita ser considerado para que el equipo de transporte pueda operar rápida y eficientemente y con seguridad.

La entrega y almacenamiento inadecuados de material cementante ha limitado la producción de CCR en algunos proyectos. Es necesario un flujo estable de estos materiales para una producción óptima y una calidad de CCR consistente.

La distribución de los equipos y ubicación de la planta de CCR serán solucionados para minimizar los requerimientos de energía y ser apropiados para el terreno, donde el CCR es transportado con equipos o vehículos de transporte. La localización deberá minimizar



las distancias de recorrido, el desplazamiento vertical, y la exposición de la mezcla fresca al sol y a la intemperie. La planta será localizada en un área elevada y nivelada para que los derrames y agua de lavado drene hacia fuera sin que se forme un área lodosa, especialmente si se usa transporte vehicular. La localización de la planta para las presas generalmente estará en el área del vaso y arriba del nivel de la ataquia, o en uno de los empotramientos. Una localización de la planta adyacente a la estructura de CCR minimiza los tiempos de transporte, el cual es crítico para la calidad del CCR y reduce las necesidades de los equipos de transporte. La planta tendrá una desviación o banda de descarga que permita eliminar el CCR que no cumpla con las especificaciones sin que se envíe a la presa.

VI.3.1 LAS RESERVAS AGREGADOS.

El evitar la segregación es la condición primordial el manejo de los agregados. Las especificaciones deben incluir medidas para el control de la segregación. Los agregados para concreto convencional tradicionalmente se agrupan por tamaños específicos para evitar la segregación. A diferencia de concreto convencional, los agregados para el CCR son a menudo agrupados en rangos de tamaño no tradicionales. Esta práctica está enfocada a tomar ventaja de la clasificación natural de algunos materiales in situ con el fin de limitar el procesamiento del agregado. Otra intención es minimizar el número de las reservas y, en consecuencia, el número de sistemas de manipulación. La presencia de finos de 75 μm (Malla. 200) en algunos agregados finos para CCR puede permitir la combinación de tamaño sin segregación. Algunos proyectos han utilizado una sola reserva para la clasificación agregados, aunque esto no es recomendable. La reducción del número de grupos de tamaño agregados y las reservas puede aumentar la variación de la granulometría de los agregados y, en consecuencia, aumentar la variación de las propiedades de la CCR.

VI.3.2 SISTEMA DE ALIMENTACIÓN DE AGREGADOS.

Los agregados se suministran normalmente a la planta de dosificadora y de mezclado por uno de tres métodos. El método más sencillo, por lo general utilizado en proyectos de baja producción, es el uso de un cargador frontal para cargar los agregados a las tolvas de la planta. El cargador elimina agregados directamente de las reservas y depósitos de agregados en silos. La planta dosificadora puede tener varios contenedores de alimentación, como puede ser: un contenedor para la alimentación de un único grupo de agregado o dos bandejas de alimentación, uno de agregado fino y otro grueso; y con tres contenedores de alimentación, fino y dos grupos de agregado grueso. Una variación de este proceso es el uso de alimentadores y transportadores remotos para cargar los depósitos de alimentación de la planta. Esto es más típico de los proyectos en las distancias de transporte son grandes. Un túnel de recuperación es ventajoso para grandes proyectos que requieren volúmenes considerables de agregados. Esta opción elimina el uso de cargadores frontales alimentando directamente de la reservas de



agregado por un túnel ubicado abajo del depósito de agregados y luego transportar el agregado a la bandeja de alimentación. (US Army Corps of Engineers, 2000)

VI.3.3 SISTEMAS DOSIFICADORES MASIVOS.

La dosificación masiva de agregados implica la transferencia continua de agregados de la bandeja de alimentación a la tolva. Uno o más grupos de agregados se descargan individualmente en la tolva. Una vez que todos los agregados son se encuentran en el proceso de mezclado. Las tolvas de alimentación se vuelven a recargar con el agregado de tal manera que el proceso sea continuo. Estos sistemas de lotes deben ser acoplados a un lote-mezcladora. Los otros componentes de la mezcla, cemento, cenizas volantes, agua y aditivos, se acumulan en las tolvas individuales o recipientes volumétricos a ser transferidos con el agregado a la mezcladora.

VI.3.4 SISTEMAS DE ALIMENTACIÓN CONTINUA.

Los sistemas de alimentación continuas se utilizan para proporcionar un flujo continuo, ininterrumpido de material y CCR. El sistema normalmente incluye una bandeja de alimentación inicial o contenedores que deben mantener en una cierta capacidad. El material es liberado de dichos contenedores a través de una abertura de la compuerta ajustable sobre una banda transportadora de velocidad variable. La abertura de la compuerta y la velocidad de la banda son variadas para lograr una tasa específica de total de piensos. Las básculas de bandas, que miden la masa de una sección de la banda, son a menudo una parte integral del sistema de control en el que se utilizan bandas de velocidad variable. Agregados individuales a menudo se colocan en capas en una sola cinta de alimentación del mezclador continuo. La velocidad de alimentación de los otros constituyentes se ajusta en proporción a la velocidad de alimentación total. Los sistemas de alimentación continuas son los más adecuados para los mezcladores continuos.

VI.3.5 MEZCLADORES MASIVOS.

Existen distintos tipos de mezcladores masivos. El mezclador tradicional es un mezclador de tambor giratorio. Estos mezcladores pueden ser estacionarios o montados sobre un camión y tienen la capacidad para inclinar su descarga. Mezcladores de eje horizontal, se componen de una cámara de mezcla que contiene dos ejes de rotación horizontales equipados con paletas. Ambos tipos mezcladores se han utilizado de manera eficiente. El mezclador de tambor es una pieza sencilla para el equipamiento. Se debe tener cuidado de no sobrecargar la batería, ya que la acumulación de material en la superficie del tambor es un problema común. Los tiempos de mezcla deben ser evaluados cuidadosamente para asegurar la mezcla completa de los componentes. Las mezcladoras de eje horizontal proporcionan un mezclado completo en períodos de tiempo mucho más cortos, sin embargo, que son equipos más complejos. El uso de los mezcladores de tránsito se debe evitar para la mayoría de aplicaciones CCR. El CCR es mucho menos trabajable que el concreto convencional y, en consecuencia, es difícil de mezclar y



descargar desde el mezclador de tránsito. Mezcladores de tránsito sólo deben considerarse para proyectos donde el volumen CCR es pequeño, baja producción es tolerable, y las mezclas se pueden formular correctamente. (US Army Corps of Engineers, 2000)

VI.3.6 MEZCLADORAS CONTINUAS.

El mezclador de doble eje horizontal es el mezclador continuo utilizado para la producción de la CCR. A veces se refiere como una mezcladora, este mezclador es capaz de manejar agregados de hasta 100 mm TMNA, sin embargo, de 35 a 75 mm TMNA es el tamaño total recomendada para la mayoría de las aplicaciones. Mezcladores de tambor continuos, son capaces de mezclar agregados hasta 150 mm, los cuales no son empleados en construcciones de CCR en los Estados Unidos. Mezcladoras continuas funcionan mejor cuando la producción es ininterrumpida durante largos períodos de tiempo. Estos sistemas son poco eficientes cuando se tienen interrupciones frecuentes en el proceso de mezclado. Este tipo de mezclador es muy adecuado para las colocaciones más CCR ya que se desean altos índices de producción continua.

VI.3.7 MEZCLAS UNIFORMES.

La uniformidad de la operación de mezclado es crítico para un CCR de buena calidad. Se deben realizar pruebas de uniformidad de la mezcla, para conocer su comportamiento y si es consistente con las especificaciones. La determinación de la uniformidad de la distribución de materiales de cemento a lo largo de la mezcla es el componente crítico; el desarrollo de los esfuerzos es el indicador comúnmente utilizado de contenido de cemento, ya que las pruebas directas contenido de cemento por métodos de valoración es difícil y consume mucho tiempo. Por desgracia, los esfuerzos a temprana edad del CCR son tan bajos que el uso del esfuerzo a compresión como indicador de la uniformidad no siempre son los adecuados. El rango probable de índices de producción a utilizarse en un proyecto se debe realizar a partir de la valoración de la inhomogeneidad de la mezcla. (US Army Corps of Engineers, 2000)

VI.4 SISTEMAS DE TRANSPORTACIÓN DEL CCR.

La selección de un sistema de transporte para el CCR es una parte integral del diseño. La calidad de se ve afectada por el proceso utilizado para el transporte de material a la zona de colocación. En las superficies donde se requiere una calidad alta de la mezcla se recomienda utilizar un sistema de bandas transportadoras al sitio de la presa. Por otra parte se recomienda utilizar sistemas terrestres en sitios en donde la cantidad y la calidad del CCR no son críticas. El alto costo relativo aparente del sistema de transporte comparado con sistemas de acarreo mediante vehículos puede disminuirse si se tiene una logística adecuada de vías de comunicación, áreas de colocación y medidas de control de daño. Los sistemas de traspotación del CCR actualmente se considera que el combinar los dos sistemas es más eficiente y económico.



VI.4.1 SISTEMAS DE BANDAS.

Los sistemas de bandas han demostrado ser una forma eficaz y segura para el transporte del CCR y concreto convencional desde la planta dosificadora hasta la zona de colocación. Sistemas de bandas transportadoras pueden configurarse de muchas maneras, desde utilizar bandas fijas que se vuelven sistemas sencillos hasta tener sistemas giratorios y/o retractiles, realizando el depósito del CCR mediante un conducto de caída. Estos sistemas son ideales para volúmenes pequeños de CCR y en donde los espacios son pequeños y la zona de colocación es relativamente cercana. Cuando se trata de una distancia remota, los sistemas fijos se vuelven más eficientes, en proyectos grandes, utilizando bandas en la cara aguas arriba de la presa y en la parte final se coloca un sistema autopropulsor o un transportador móvil que posiciona el conducto de caída en el lugar deseado. La segregación se reduce al mínimo si el conducto de caída se mantiene justo por encima del montón de CCR y si altura se limita a 600 mm. Si la segregación es un problema importante, el CCR debe descargarse sobre CCR sin compactar de manera que se puede extender sobre la capa de CCR ya endurecida por un bulldozer. (US Army Corps of Engineers, 2000)

Se definen una serie de requisitos básicos para las bandas transportadoras, entre ellas deben de cumplir con la anchura suficiente y velocidades capaces de transportar el volumen de la planta de producción sin que exista segregación alguna. Dependiendo de la velocidad de las bandas y condiciones meteorológicas de exposición, puede ser necesario para proteger el CCR en las bandas contra el secado excesivo o hidratación excesiva por lluvia.

El mecanismo para la limpieza de las cintas es un componente clave en las operaciones de transporte. Muchos transportadores están equipados con un sistema de limpieza o un cepillo que elimina la mayor parte del mortero de la banda. El ajuste y el reemplazo de los paños de limpieza o cepillos pueden ser una operación frecuente. En caso de avería, los componentes críticos del sistema deben ser accesibles para el retiro de la máquina del CCR antes de que endurezca. Los conductos de caída (trompas de elefante) deben indicarse en los puntos de descarga para evitar la segregación del material que sale de la final de la cinta. Además, los conductos de caída deben ser de longitud y diámetro suficiente para prevenir la obstrucción y al mismo tiempo evitar la quema de material que puede dar lugar a la segregación. (ACI, 1999)



VI.4.2 BANDAS TRANSPORTADORAS MÓVILES.

Muchos sistemas de transporte han utilizado un sistema de bandas fijas que alimentan a una banda giratoria o retráctil para la colocación del CCR. Estos sistemas requieren unidades móviles giratorias y retráctiles con el objetivo de cubrir zonas amplias para la colocación del CCR. Innovaciones recientes utilizan los sistemas de bandas móviles, este método es para la banda principal de suministro CCR, instalado sobre la longitud completa de la presa. En los lugares deseados, el CCR se desvía de la cinta a una correa secundaria de alimentación montado en un transportador de rotación / retracción. Esta unidad móvil es capaz de posicionar un conducto de caída en cualquier ubicación en la superficie de elevación. Este sistema elimina prácticamente la necesidad de vehículos para el transporte de CCR en la superficie de la presa.



Para un uso más eficaz de un sistema todo bandas, la pendiente de uno de los estribos debería ser inferior a 20. En este caso, la banda puede iniciarse en la parte alta de un estribo, descender dicho estribo e ir a lo largo del paramento aguas abajo de la presa. Desde esta banda, una banda tripper transporta el concreto hasta el crawler/placer. Un sistema de este tipo se ha utilizado en la construcción de la presa Porcen. El Crawler/placer coloca luego directamente el CCR en su ubicación. No se necesitan camiones ni otros medios de transporte sobre la presa, lo que incrementa la seguridad y elimina una serie de puntos de transferencia que son fuentes potenciales de segregación.

VI.4.3 SISTEMAS DE TRANSPORTE DE VEHÍCULOS.

El CCR puede ser transportarse desde la planta de producción o hasta el sitio final utilizando camiones de volteo. Cargadores frontales se utilizan en situaciones en donde las distancias de recorrido son pequeñas. La distancia que el CCR puede ser transportado depende de las condiciones del camino, el clima, el tráfico y la topografía del sitio. Si se utilizan vehículos para el transporte se debe tener cuidado para prevenir que la suciedad y otros materiales extraños que los vehículos acarreen durante su recorrido lleguen a la presa y puedan ocasionar daños a la mezcla.

VI.4.4 CANALETAS POR VACÍO.

En el caso de que un estribo sea relativamente inclinado es posible utilizar canaletas por vacío para el transporte del CCR. Éstas han sido desarrolladas en China, primeramente



en la presa de Puding (altura 75 m, volumen de 103 000 m³) y más recientemente en la de Jiangya (altura 128 m, volumen de 1 060 000 m³). (Jofre, y otros, 2003)

VI.4.5 TRANSPORTE POR TUBERÍA.

Un método de transporte similar a las canaletas por vacío es el transporte por tubería. Este último requiere un estribo inclinado, de ser posible con una pendiente de 45 o mayor, y es de una gran sencillez. El CCR se carga en la parte superior de la tubería, normalmente mediante banda, y se descarga por la parte inferior, manteniendo llena la tubería en la medida de lo posible. Este método de transporte fue empleado por primera vez a gran escala en la presa de Platanovryssi Grecia (altura de 95 m, volumen de 420 000 m³), en la que el CCR se dejó caer a lo largo de una tubería desde una altura vertical próxima a los 100 metros. Para que este método de transporte sea eficaz, el CCR tiene que ser cohesivo. No obstante, hay que indicar que en Platanovryssi se precisaba un CCR con dichas características a causa de las cargas dinámicas muy elevadas. En consecuencia, no hubo costos adicionales y pudo utilizarse el transporte por tubería, que es muy económico. En otras obras, puede ser necesario realizar un balance entre un ligero incremento en el contenido de conglomerante para aumentar la cohesión del CCR y el costo de otros medios de transporte más caros. (Jofre, y otros, 2003)

VI.5 PROCESO DE COLOCACIÓN Y TENDIDO.

Una técnica de colocación de CCR preferida en una presa es avanzar cada capa de un empotramiento al otro. Se hace una excepción donde la distancia entre empotramientos es más corta que la distancia de la cara aguas arriba a la de aguas abajo, tales como en la parte inferior de las presas en cañones estrechos. En este caso, la colocación se puede comenzar en la dirección aguas arriba-aguas abajo. A menos que sea controlada cuidadosamente, la colocación en la dirección aguas arriba-aguas abajo se puede originar segregación a lo largo de los bordes de las colocaciones que propician zonas porosas a través de la estructura. Esto puede ser particularmente crítico para mezclas de CCR con tendencia a la segregación.

Algunos proyectos han requerido la colocación de CCR con pavimentadoras, usualmente cuando van de un empotramiento al otro. Los problemas con la colocación del CCR con pavimentadoras son más serios en mezclas con contenidos cementantes bajos, consistencia seca, y agregados grandes. Las cajas esparcidoras junto con camiones de volteo, esparcidoras Jersey unidas a equipo de tracción y máquinas pavimentadoras pierden movilidad y ocupan mucho espacio en áreas estrechas de la presa. Las pavimentadoras pueden dejar segregación a lo largo de los bordes de las franjas con las mezclas para presas. Los bordes pueden también llegar a estar demasiado endurecidos para compactarlos dentro del CCR de la franja adyacente. Los bordes también tienden a secarse mientras están expuestos antes de la colocación de la franja adyacente. Esto ha dado como resultado calidad pobre y planos débiles o permeables en la presa en las interfaces de las franjas pavimentadas.



Se han usado motoconformadoras en algunos proyectos de CCR para esparcir el CCR. Son difíciles de maniobrar en áreas pequeñas y en los empotramientos. Las llantas y las cuchillas pueden dañar las superficies compactadas. También hay una tendencia a sobretrabajar y retrabajar la superficie. El tractor de orugas ha probado ser la mejor opción para esparcir el CCR. Los tractores de orugas son rápidos, suficientemente precisos y contribuyen a que el CCR sea compactado uniformemente. Mediante una distribución cuidadosa, un tractor puede remezclar el CCR y minimizar la segregación que se presenta durante la descarga. Se deberá dar atención especial al remezclado para asegurarse que se esté dando y que el tractor no solamente oculte el material segregado. Los tractores que usan cuchillas en forma de U son modificadas soldándoles placas de extensión en los bordes de la cuchillas para limitar la segregación que se puede dar a medida que el CCR sale revolviéndose del extremo durante el esparcido. Los tractores tendrán, al menos, capacidad hidráulica para inclinar la cuchilla y de preferencia capacidad hidráulica para inclinar y girar la cuchilla. La idoneidad de los equipos y la expertez del operador tienen un efecto significativo en el control de la segregación y en el esparcido de una capa de espesor uniforme.

El CCR se ha colocado con éxito en capas con espesores que van desde un mínimo de 150 mm (espesor compactada) a más de 1 m, aunque la colocación de capas de CCR en los Estados Unidos rara vez han superado 0,6 m. El espesor de las capas puede variar en función de las proporciones de mezcla, planta y capacidad de transporte, los rendimientos de colocación, procedimientos de tendido y compactación, si se utiliza una capa de liga, y el tamaño de la superficie de colocación. Para la mayoría de las aplicaciones, se recomienda un espesor de la capa de 300 mm, con ajustes posteriores en función de los resultados de las investigaciones previas a la construcción especificados.

Cuando espesor de la capa está limitado a 300 mm, se utilizan equipos pequeños para el tendido y nivelación del CCR, desde tractores D3 con rendimientos de 150 m³/h a un tamaño D5 con rendimientos de 375 m³/h. La combinación de tractores de distintos tamaños hace más eficiente el proceso de tendido y mucho de ello tiene que ver con las superficies disponibles, ya que debe realizarse de manera lineal a lo largo de la presa, tanto en caras aguas arriba como aguas abajo. La colocación de CCR no debe realizarse por franjas o carriles, debe extenderse de tal manera que se proporcione una superficie uniforme que al momento de llevar la compactación esta sea uniforme, de manera que deben evitarse conglomeraciones, montículos o surcos. Para llevar a cabo una buena nivelación de la superficie del CCR se recomienda utilizar un sistema laser de haz giratorio. Estas unidades son ideales para el control constante de grado si la superficie de elevación está nivelada o inclinada.

Un método de capa de inclinada (Forbes, 2003) recientemente ha sido utilizado para la construcción de capas de múltiples. Se coloca el CCR en capas de aproximadamente 200 a 300 mm de espesor para formar bloques con espesores de 3 a 4 m. Con el método de capa de inclinada, cada capa se coloca con una pendiente de aproximadamente 1:10-1:20



en lugar de la orientación horizontal típica. La longitud de la pendiente depende de la capacidad de la planta y la tasa de producción con longitudes típicas de pendiente de 20 a 40 m. El objetivo principal de este método es reducir al mínimo la exposición del CCR fresco hasta que esté cubierta con la siguiente capa. Una capa de mortero se coloca en la superficie CCR madura antes de colocar la siguiente capa, que funciona como mortero de liga.

Tanto en China como en muchos otros países, el método de construcción tradicional de las presas de CCR consiste en colocar una capa de 300 mm de espesor sobre la capa de 300 mm previamente compactada, dentro del plazo de fraguado de esta última. Para ello, es frecuente añadir un retardador de fraguado al CCR y, en caso necesario, la superficie de colocación se subdivide en bloques mediante cimbrados transversales colocados a lo largo de una de las juntas transversales. La altura de cada bloque es de tres m (equivalente a 10 capas) y el volumen de cada capa es como máximo el producido por la planta durante el plazo de fraguado del CCR. Una vez completado un bloque se pasa al adyacente. La superficie de la carga superior de cada bloque se trata para asegurar la adherencia con la inferior del bloque por encima de la misma, y el cimbrado se eleva para ejecutar el siguiente bloque, lo que suele producirse en un plazo de una a dos semanas. (Jofre, y otros, 2003)

No obstante, para acelerar la puesta en obra, en octubre de 1997 el contratista de la presa china de Jiangya propuso por primera vez la construcción por capas inclinadas. Éstas se extienden con una ligera pendiente (del orden de un V/10 H) de estribo a estribo, además de la inclinación habitual entre aguas abajo y aguas arriba, de manera que la parte superior de la capa se sitúa tres m por encima de la base. Ello es en cierta manera similar al método de bloques descrito anteriormente. La inclinación de la capa se elige de tal forma que el área de la superficie de la capa, y con ello el volumen de la misma, pueda ser colocada dentro del plazo de fraguado de la anterior. Como se dijo, la inclinación de las capas suele variar entre un V/10 H y un V/15 H, y la compactación se realiza de arriba hacia abajo. La limpieza y preparación de la superficie del “bloque” inferior se lleva a cabo justamente por delante del pie de la capa inclinada, mientras que la preparación inicial de la superficie del “bloque” de tres metros ya completado y la elevación de la cimbra aguas arriba se llevan a cabo por detrás del avance de la construcción de las capas inclinadas.

Algunas de las ventajas de este método son las siguientes:

- Menor tiempo entre la colocación de las sucesivas capas, lo que se traduce en una mejor adherencia y cohesión entre las superficies de las mismas. Ausencia de cimbra transversal
- Mayor ritmo de puesta en obra

Por el contrario, también presenta algunos inconvenientes:



- Dificultades en la construcción del paramento escalonado aguas abajo, puesto que necesita un ajuste continuo de la cimbra •
- Hay que prestar una atención particular al pie de la capa inclinada para conseguir una unión con el «bloque» inferior que presente una impermeabilidad adecuada, y eliminar una cuña de CCR al comienzo de cada carga mediante la construcción de una banda horizontal de reducida longitud.

Entre noviembre y diciembre de 1997 se colocaron 151 mil m³ de CCR en la presa de Jiangya empleando el método de cargas horizontales. Cada “bloque” de tres m se completó en 9 días, en vez de los 15 días consumidos con el método de cargas horizontales utilizado en los primeros 50 m de la presa. Los resultados sobre testigos han mostrado una mejor resistencia a cortante de la parte construida mediante capas inclinadas.(Jofre, 2003)

En la presa Elk Creek, las mezclas de CCR con un aditivo retardante, y un tiempo VeBe de 15 a 25 segundos fueron depositadas en montones, sobre el material previamente esparcido pero no compactado con rodillo al menos a 12 m del frente de avance, semejante al método japonés de PCR. Los tractores nivelaron los montones y esparcieron el CCR hacia delante en capas de 150mm de espesor hasta que fue alcanzado el espesor final de la capa de 600mm. Dos rodillos vibradores dobles de 10T y tres tractores D7 o D8 fueron suficientes para esparcir y compactar la capa de 0.6m de espesor a una velocidad de más de 690 m³/h. La superficie completa de cada capa de 150 mm de espesor fue recorrida por al menos dos pases del tractor. Esta acción del tractor produjo una densidad promedio de 2 347 kg/m³ o aproximadamente 98% de la densidad de compactación óptima. Compactación adicional con los rodillos fue aplicada solamente a las capas de 0.60m de espesor. Si la mezcla no hubiera incluido un retardador, se hubiera requerido más equipo o capas más delgadas. Usualmente, dos rodillos y un tractor Caterpillar D-6 con un tractor de reserva, puede esparcir y rodillar un CCR sin retardante a una velocidad aproximada de 230 a 380 m³/h en capas de 300mm de espesor.(Hopman, 1988)

Resultados similares se han alcanzado con otras mezclas de CCR que tienen una consistencia de mezcla relativamente plástica. En el proyecto del vertedor auxiliar de la presa Nickajack, el CCR con consistencia húmeda y aire incluido fue esparcido en dos capas de 300 mm de espesor, con la segunda capa siguiendo a la primera como un escalón. La primera capa fue compactada mucho antes a la colocación de la segunda capa, y la segunda capa fue compactada antes de que la primera alcance el fraguado inicial.

En la presa Upper Stillwater camiones de volteo fueron equipados con cajas esparcidoras que descargaban y esparcían el CCR en capas de material suelto de aproximadamente 360mm de espesor. Solamente se requirió de un pequeño tractor para la distribución final con velocidades de colocación superiores a 530 m³/h.(Dolen, y otros, 1988)



VI.6 PROCESO DE COMPACTACIÓN.

Cada capa se compacta con un rodillo de acero-rueda vibratoria. Se ha determinado a partir de prueba y proyectos de construcción reales que el CCR puede compactarse adecuadamente usando una variedad de compactadores vibratorios. Estos van desde los rodillos compactadores de asfalto relativamente pequeñas y ligeras, que se utiliza ampliamente para la compactación de la CCR en Japón, a las unidades de un solo rodillo vibrador diseñado para la compactación de rellenos de roca. Sin embargo, se recomienda utilizar un rodillo de asfalto con doble tambor. Rodillos de este tipo deben tener una alta frecuencia, baja amplitud, y la fuerza dinámica de 65 a 100 N/mm del ancho del tambor. La compactación en espacios reducidos e inaccesibles a grandes rodillos vibratorios requiere el uso de equipos más pequeños. Equipos manuales con rodillos son eficaces, ya que producen una fuerza dinámica de al menos 40 N/mm de ancho del tambor. Equipo de compactación manual como pisones (también conocidos como saltos) y compactadores de plancha pesadas han sido eficaces para compactar el CCR cuando los espesores de las capas se reducen o aumentan los niveles de manejabilidad. Sin embargo, muchos otros tipos de compactadores de plancha y rodillos vibratorios han sido ineficaces para compactar CCR. Por lo general de cuatro a seis pasadas con el rodillo (de ida y vuelta con un rodillo doble tambor en la misma zona que constituye dos pases) son adecuadas para espesores de 150 a 300 mm.

En la selección de un rodillo se deben considerar los siguientes parámetros: maniobrabilidad, fuerza de compactación por unidad de ancho del tambor, tamaño del tambor, vibración, frecuencia, amplitud, velocidad de operación disponibilidad y mantenimiento requerido. La cantidad de compactación obtenida en volumen de concreto por hora, obviamente se incrementa con el tamaño físico y la velocidad del rodillo. Los rodillos de tamaño más grande no necesariamente dan la misma o más alta densidad de compactación que los rodillos más pequeños con una fuerza dinámica más grande por unidad de ancho de tambor. El tamaño del proyecto, la trabajabilidad de la mezcla de CCR, el espesor de la capa, el grado de consolidación debido a la acción del tractor que mueve el concreto, y las limitaciones de espacio, son usualmente los aspectos que determinan la selección del rodillo. Rodillos grandes no pueden operar cerca de cimbras u obstáculos, por lo que rodillos más pequeños o equipos de compactación manuales se requieren usualmente para compactar el CCR en estas áreas. Si se usa cimbra deslizante o sistema prefabricados en el paramento que tiene una cara interior inclinada lejos del CCR, pueden operar rodillos grandes adyacentes al paramento

Este resultado supone la compactación se realiza de manera oportuna con el equipo adecuado. Cabe señalar que de rodadura excesiva en realidad puede disminuir la densidad de algunas mezclas. Compactación en capas gruesas después del tendido en capas delgadas es efectivamente proporcionada por el equipo adecuado, la técnica y el diseño de la mezcla, lo que nos proporciona un rango de trabajabilidad de 10 a 30 segundos. Además de la compactación deseada, un rodillo vibratorio proporciona una



capa impermeable, una capa que facilita la limpieza, previene la penetración de agua en exceso en caso de lluvia, y reduce el secado de CCR en condiciones calientes y áridas. La compactación debe realizarse tan pronto como sea posible después de que se tendió el CCR, sobre todo cuando hace calor. Típicamente, se especifica que la compactación debe ser completada dentro de 15 min después del tendido y dentro de 45 minutos desde el momento de la mezcla inicial para temperaturas de la mezcla entre 10 y 27 °C.

Las pruebas han demostrado una reducción sustancial en los valores de resistencia cuando CCR se compacta en un tiempo mayor, o cuando se producen temperaturas excesivas en la mezcla. Temperaturas más bajas permiten plazos prolongados. Mientras la recompactación de las zonas dañadas por el tráfico lleva a tener áreas donde es necesario llevar a cabo la limpieza y/o tratamiento antes de colocar la siguiente capa.

En la presa *Barton Gorge* en Australia se alcanzó una compactación del 100% con un tractor pequeño en la parte superior de la presa modificando la mezcla con un retardador, usando una consistencia de CCR más húmeda, y una rápida colocación (de 1 a 4 h por capa) y un control riguroso del espesor de capa de 300mm a medida que era esparcida. Esto dio como resultado densidades que alcanzaron la densidad teórica de la mezcla sin aire incluido. En la huella del tractor, la misma mezcla a una consistencia más seca y sin retardante, con tiempo después de los mezclados inferiores a 30 minutos, se alcanzaron densidades en el intervalo aproximado de 96% de los valores teóricos sin aire. Se requirió la compactación posterior con rodillo para alcanzar una densidad final más alta.

No obstante que la compactación de una base de prueba con rodillos con llantas de hule ha producido una alta densidad en el CCR, similar a la alcanzada con rodillo vibratorio, el grado de adherencia alcanzado en la interfaz de las capas de CCR fue deficiente. Los rodillos con llantas de hule han sido efectivos en el sello, alisado e impermeabilización de la superficie de mezclas que son susceptibles de dañarse y que presentan superficies a corregir después del rolado final del tambor.

VI.6.1 PASADAS MÍNIMAS Y ESPESORES DE CAPA.

El número mínimo de pasadas para un rodillo vibrador dado para alcanzar la compactación especificada depende principalmente de la trabajabilidad de la mezcla de CCR y del espesor de la capa. La experiencia muestra que el espesor de capa máximo estará gobernado más por qué tan fresca está la mezcla en el momento de la compactación, por la granulometría de los agregados, y por la efectividad del tractor que esparce la mezcla, que por el número de pasadas del rodillo. Como regla general, el espesor de cualquier capa compactada de CCR debe ser al menos tres veces el diámetro del TMA.

El número de pasadas de rodillo requerido será determinado o verificado en el bordo de prueba. Algunas especificaciones de compactación requieren que la primera pasada sea en el modo estático para consolidar inicialmente el CCR y prevenir que el rodillo se hunda



con las mezclas de consistencia húmeda. Mezclas más secas pueden comenzar con el modo de vibración. La frecuencia y amplitud fijadas pueden tener que ajustarse dependiendo de la trabajabilidad de la mezcla. La compactación más efectiva usualmente se presenta con una frecuencia alta del orden de 1 800 a 3 200 vibraciones por minuto y con una baja amplitud, aproximadamente del orden de 0.4 a 0.8 mm. Las cargas y vibraciones transmitidas dan como resultado la consolidación en mezclas de consistencia húmeda con un tiempo VeB. Los mismos intervalos de frecuencias y amplitudes han sido también muy efectivos en la compactación de mezclas de consistencia más seca.

Usualmente, con cuatro a seis pasadas de rodillo vibratorio con tambor doble de 10T (9 072 kg) se alcanzará la densidad deseada para las capas de CCR en el intervalo de 150 a 300 mm de espesor. Esto supone una compactación oportuna con equipo apropiado. Debe evitarse una sobrecompactación o un rodillado excesivo. Un rodillado excesivo puede reducir la densidad en la parte superior de la capa. La compactación en capas gruesas después de su esparcido en capas más delgadas puede ser efectiva con algunas mezclas de CCR. Este procedimiento requiere una mezcla de CCR con un tiempo VeBe en el intervalo de 10 a 30 seg; para alcanzar una compactación efectiva con el tractor durante el esparcido del concreto se puede requerir una mezcla de CCR con retardador de fraguado, y puede requerir de pasadas de rodillo en la parte superior de la capa. (USBR, 1987)

VI.7 COLOCACIÓN DE CCR EN LA CIMENTACIÓN.

Tratamientos a la cimentación y colocación de concreto dental deben realizarse antes de iniciar la colocación CCR. Todas las grandes cavidades, huecos, irregularidades de la superficie, y áreas donde CCR no puede ser colocado y compactado deben llenarse con concreto dental y debidamente consolidados y acabados. Una capa de concreto convencional debe colocarse en la cimentación y utilizarse en el contacto entre el CCR y roca y en la cimentación de la presa. Este concreto convencional debe ser proporcionado con un TMA de 19 mm para proporcionar un revenimiento de 70 a 140 mm y una resistencia a la compresión de 28 días en exceso de la resistencia a la compresión 1-año de la CCR. El espesor de la la cama de concreto convencional debe ser lo suficiente para permitir esta interrelación. El espesor sobre la cimentación se rige por la rugosidad de la roca, pero no debe de ser excesivamente grueso, solo para rellenar los huecos. Se debe tener cuidado para evitar esfuerzos de tensión excesiva en la colocación del concreto. El emplear morteros enriquecidos con CCR han sido muy eficaces para tener una capa de liga entre el CCR y la roca. Después del tendido de CCR sobre la superficie de la roca se vierte una lechada y se hace el proceso de compactación interna y con rodillos vibradores.



VI.8 INSTALACIÓN DE JUNTAS, SELLOS Y DRENES

VI.8.1 JUNTAS DE CAPAS:

Las juntas horizontales son inevitables en CCR masivo debido a su método de construcción en capas o hiladas. Cada capa es del espesor del material esparcido. Las hiladas pueden ser compactadas como hiladas individuales, o varias capas pueden ser esparcidas antes de compactarlas como una hilada antes del fraguado inicial del CCR. Para la estabilidad al deslizamiento, resistencia de las juntas al cortante o la impermeabilidad, los diseños usualmente requieren superficie de juntas relativamente frescas y limpias con buena adherencia. Esto se logra usualmente con el empleo de un camión aspirador grande o con chiflón de aire. Algunas pruebas han mostrado que el chorro de arena a 24 y 72 horas después de la colocación puede en realidad reducir la adherencia. (Schrader, 1993)

Cuando una capa de CCR no se cubre con CCR adicional antes de que se alcance el fraguado inicial, se forma una junta fría. Una junta fría puede ser caracterizada generalmente por la madurez de la junta, la cual es el resultado de la temperatura superficial promedio (TSP) y el tiempo de exposición (TE). La madurez de la junta es expresada en grados-hora y es calculada como:

Madurez de la junta en °C-hr = (TSP)x(TE)

Por ejemplo, para 14.5 h de exposición a una temperatura promedio de 21°C

Madurez de la junta = 21 x 14.5 = 304.5°C-h

Las juntas también son sensibles a la cantidad y características del material cementante y de la efectividad de los aditivos retardantes del fraguado. Cada situación es diferente, pero a una temperatura superficial aproximada de 21°C, una junta fría usualmente empieza a presentarse en un CCR sin retardante aproximadamente a las 4 h y la mayor parte de las veces se desarrolla en 6 h. Una junta que ha sido expuesta menos de 6 h antes de ser cubierta por la siguiente capa tendrá una resistencia al cortante adecuada, pero puede no ser impermeable al menos que se limpie y se cubra con una mezcla de liga fluida o una mezcla de CCR con alto contenido de cementante a una madurez de 260 a 815°C-h (500 a 1 500 F-h). Después de aproximadamente 260°C-h (500 F-h) puede ser necesaria una mezcla de liga para alcanzar la resistencia al cortante o tensión requeridos. El límite de madurez exacto para cada proyecto depende de la mezcla y de los requisitos de diseño.

Las presas altas y aquellas donde la resistencia al cortante en la junta es crítica para la estabilidad y seguridad, tendrán hipótesis de diseño para la resistencia al cortante en la junta, confirmada con pruebas de cortante del CCR que se usará, con las condiciones que se tendrán, y con los controles en la construcción que serán requeridos. Generalmente, los diseñadores han optado por introducir mezclas de liga (o CCR con un contenido más

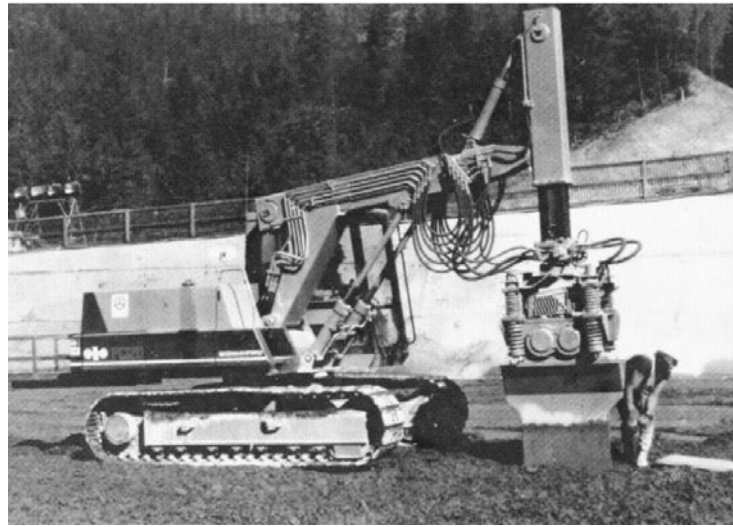


alto de pasta) después de que una capa ha sido expuesta por aproximadamente 12 a 24 h, independientemente de la madurez superficial. Otros diseños han encontrado prudente usar mezclas de liga de una manera sistemática para todas o una porción de las capas. (Schrader, 1993)

VI.8.2 JUNTAS DE CONTRACCIÓN TRANSVERSALES.

Las juntas de contracción son una parte importante del diseño de presas de CCR. El control de las filtraciones incluye muchos métodos tales como: a) construcción de una junta de contracción mediante la inducción de una discontinuidad en la presa; b) colocación de una membrana impermeable en la cara aguas arriba; c) construcción de una cara de concreto reforzado aguas arriba; y d) sin medidas específicas. La construcción de juntas de contracción puede tener desde un mínimo impacto hasta un impacto significativo en la producción y calidad del CCR colocado. En las presas de CCR con una longitud de corona corta o volúmenes pequeños, la instalación de las juntas de contracción puede hacer lenta la producción en forma significativa lo cual puede reducir los beneficios de colocación rápida del CCR.

La colocación de las juntas de contracción transversales verticales en presas construidas con CCR y la instalación de sellos cercanas a estas juntas en la cara aguas arriba debe considerarse para el control de grietas. Esta técnica y sus muchas otras variaciones se han utilizado con éxito en muchas presas. No todas las juntas transversales requieren la instalación de impermeabilizantes y juntas de drenajes. Un procedimiento de construcción común y eficaz implica forzar paneles de chapa galvanizada entre cada capa de CCR sin compactar con una cuchilla vibratoria retroexcavadora-montado para formar una línea de la hoja de metal la capa que se extiende desde aguas arriba a aguas abajo. Dado que los paneles de metal se alinean con los de cada capa inferior, forman un plano de separación vertical de arriba a abajo. El número y la colocación de estas juntas de contracción deben ser determinados por un estudio térmico, consideraciones de construcción, y el examen del perfil de base paralela al eje de la presa. Otro procedimiento de construcción implica la colocación de un panel de chapa envuelta con una lámina de PVC en el sitio de la junta prevista. Después de CCR se coloca cuidadosamente en cada lado, se retira el panel de acero, dejando la lámina de PVC en el sitio de la junta deseada. Generalmente, este método es eficaz cuando se utiliza un crawler-placer, y aún así requiere un gran cuidado por los trabajadores para su correcta instalación (Figura 6-4).



VI.8.3 SELLOS Y JUNTAS DE DRENAJE.

La instalación de sellos y juntas de drenaje aguas abajo drena normalmente requiere la colocación de concreto convencional. Esto se hace generalmente en conjunto con la colocación de un concreto convencional en la cara impermeable de la presa. Un método común es para la fabricación de un conjunto que incluye una placa de acero, para formar una parte de la junta, acoplado a un tubo vertical que forma la junta de drenaje, y un marco de apoyo del sello. En la zona de la instalación de la junta de drenaje y el sello, el concreto se extiende hacia aguas abajo para encapsular la unidad completa. Una lechada de cemento enriquecido de CCR parece ser una alternativa eficaz al concreto convencional para encapsular al sello y las juntas de drenaje (Forbes 1999). Waterstops y juntas de drenajes no se incluyen normalmente en estructuras con una membrana impermeable en la cara de aguas arriba o en estructuras que no tengan un depósito permanente.



VI.8.4 TRATAMIENTO DE LA JUNTA DE LAS CAPAS.

Las juntas de las capas serán conservadas continuamente húmedas y protegidas del secado o congelación antes de colocar la siguiente capa y para curar la superficie final. La superficie estará limpia y en, o cerca de, condición saturada y superficialmente seca (SSS) inmediatamente antes de la colocación de la siguiente capa de CCR. Los ensayos y la experiencia han mostrado que permitir que la superficie se seque de nuevo a un estado por debajo de la condición SSS, como queda indicado por un cambio en el color de oscuro a más claro, facilitará grandemente la limpieza con chiflón de aire, y no reducirá la calidad de la junta para la mayor parte de los CCR. Algunas pruebas han mostrado inclusive un incremento ligero en la resistencia de la junta (Jansen, 1989). Humedecer, pero sin encharcar, la superficie después de la limpieza final a inmediatamente antes de distribuir la siguiente capa de CCR se considera una buena práctica.

Si la superficie tiene una edad mayor a 1 o 2 días y ha endurecido suficientemente, puede ser necesario el lavado con agua a alta presión si el chiflón de aire no limpia adecuadamente el daño, la contaminación y segregación que pueda presentarse. El lavado con agua puede usarse solamente después de que la superficie ha endurecido. El chorro de arena usualmente no es recomendado o necesario. Las mezclas de CCR generalmente no tienen sangrado o presentan segregación de finos en la superficie. Una excepción se tiene con las mezclas muy fluidas y algunos casos de mezclas secas después de días de curado húmeda. Si no hay capa débil por segregación de finos, recubrimientos o depósitos, u otra contaminación en la superficie, la limpieza en la junta de las capas, usualmente requerida en los concretos convencionales, no es necesaria.



Aunque hay algún debate, segregaciones de finos menores e intermitentes, que pueden presentarse en algunas situaciones, usualmente no se retiran.

Sí la junta de construcción está entre una madurez de 260 y 815°C-h (500 y 1500 F-h) y si se ha mantenido limpia y húmeda a través de su exposición, el tratamiento de la junta no siempre es necesario. Si la superficie se ha contaminado con basura, lodo u otros elementos extraños, la contaminación debe ser eliminada. Si a la superficie se le ha permitido que se seque en exceso de aproximadamente 550°C-h (1000 F-h) de madurez, o ha sido dañada será limpiada y puede requerir una mezcla de liga total o parcial antes de la colocación del CCR. Los 550°C-h (1000 F-h) usado aquí es un ejemplo. Cada proyecto debe establecer sus límites apropiados para cumplir con los criterios de diseño.

La práctica de requerir una capa delgada de mortero altamente trabajable como liga sobre todas las superficies de las capas es una práctica rutinaria en Japón y fue también usada en la presa Elk Creek. La capa de CCR es esparcida sobre el mortero de liga mientras el mortero de liga aun retiene su revenimiento y trabajabilidad, y el CCR es luego compactado dentro la capa de liga. El mortero de liga fue esparcido con cepillos en tractores pequeños en la presa Elk Creek, y fue aplicado con procedimientos de concreto lanzado en la presa Zintel Canyon.

Muchos proyectos de CCR han usado un concreto convencional con alto consumo de arena o mezcla de mortero como mortero de liga con buenos resultados. La mezcla debe tener al menos 150mm (6") de revenimiento y puede ser retardada en su fraguado usando aditivos. La capa de liga deberá ser suficientemente gruesa para llenar las irregularidades sin que llegue a ser demasiado gruesa. Donde se use concreto, es deseable emplear agregado grueso de 9.5 a 20 mm (3/8 a 3/4") de tamaño máximo.

El espesor de la capa de concreto de liga tendrá en promedio la dimensión de la partícula de agregado más grande en la mezcla. Donde se use mortero para la mezcla de liga, el espesor es generalmente de aproximadamente 6mm (1/4"). La resistencia a la compresión para las mezclas de liga será más grande que la del CCR. Espesores excesivos del mortero de liga puede propiciar bombeo y dificultar la compactación de la sobrecapa de CCR. Los núcleos han mostrado consistentemente que el uso de las mezclas de liga adhieren satisfactoriamente las capas de CCR.

Cada proyecto debe ser evaluado en forma individual para seleccionar los tipos y requerimientos de las mezclas de liga. Donde la mezcla de liga se ha usado sobre la superficie completa de cada capa de CCR, se ha alcanzado básicamente mejor interfaces en la junta a través de la presa, mejorando la capacidad a cortante y tensión en las capas, y proporcionando protección adicional contra las filtraciones en la junta de las capas. En otros proyectos, las mezclas de liga se han usado cuando y donde se ha determinado que son necesarias para alcanzar el factor de seguridad requerido y controlar la filtración. El ancho de la capa de liga cerca de la cara aguas arriba la debe determinar el diseñador.



Cimbras y paramentos. Las áreas superficiales grandes que no son horizontales, tales como los paramentos de las presas aguas arriba y aguas abajo, pueden ser formadas casi a cualquier pendiente o configuración deseada, pero debe darse una consideración especial al anclaje, a la apariencia y a la técnica. La altura de las cimbras en voladizo con pendiente, tales como para la superficie de los vertedores o las cimbras para el paramento aguas abajo, restringen las áreas accesibles a los rodillos vibradores. Estas cimbras, por tanto, deben limitarse en altura o estar articuladas a mitad de altura para reducir el volumen del concreto que debe ser colocado debajo de la inclinación con métodos convencionales. Los anclajes convencionales para fijar el avance de la cimbra pueden no tener una profundidad de empotramiento adecuado para soportar la cimbra cuando se anclan en CCR de baja resistencia y, usualmente, se requieren anclajes especiales.

El manejo y avance convencional de la cimbra puede llegar a ser un factor limitante en la velocidad de colocación del CCR. Cerca de la parte superior de una presa, donde el volumen del CCR por capa es pequeño y el área de la cimbra para las caras aguas arriba y aguas abajo es relativamente grande, se puede requerir de más tiempo para colocar y retirar la cimbra que el que se necesita para colocar el CCR.

Una manera de formar las caras aguas arriba y aguas abajo es usando máquinas motorizadas para la construcción de los paramentos con cimbra deslizante y concreto convencional o elementos de fachada contra los cuales la colocación del CCR se puede iniciar a las aproximadamente 8 horas posteriores. Este método es más aplicable en los valles amplios y proyectos grandes donde la velocidad del levantamiento del CCR no excede la velocidad de la cimbra deslizante. En la presa Upper Stillwater fue posible mantener una velocidad de producción promedio de levantamiento vertical de 0.6m por día, teniendo los paramentos suficiente tiempo para desarrollar la resistencia necesaria.

Cimbras de concreto precolado. Paramentos verticales y con mucha pendiente también se pueden construir con paneles de concreto precolado o bloques. Los paneles de concreto precolado consisten en losas de concreto de alta calidad, relativamente delgadas con apoyos integrados o externos, o ambos, para su montaje. Estos paneles pueden incorporar aislantes para proteger al concreto interior en regiones extremadamente frías. También pueden incluir una membrana impermeable flexible para trabajo rudo unida a la parte posterior del panel para proporcionar restricción al paso de agua.

Extremos inclinados no compactados. Si no se compactan los extremos del CCR depositado, los lados tendrán un ángulo de reposo natural de aproximadamente 50° (0.8 H : 1.0 V) con agregado triturado y 48° (0.9 H : 1.0 V) con agregado redondeado. Esto supone un cuidado razonable en el esparcido y la compactación. Cualquier medio para contener el concreto suelto en el extremo (por ejemplo, moldeando la altura de la capa, soportando el molde del extremo con pernos fijados temporalmente dentro del CCR, o por otros medios mecánicos) puede ser usado para construir paramentos con mayor



pendiente. En algunos proyectos, la cara expuesta del CCR ha sido desbastada después de la compactación y antes de que el CCR haya desarrollado una resistencia significativa.

Paramentos moldeados. Se pueden usar moldes convencionales en las caras aguas arriba o aguas abajo con el CCR o con el concreto convencional colocado contra los moldes. Cuando el CCR es colocado directamente contra los moldes, la superficie del CCR resultante puede tener una calidad relativamente pobre (no agradable a la vista y porosa) al menos que se dé una atención particular a la colocación y al tipo de mezcla usada contra la cimbra. Se ha usado un concreto convencional con retardante de fraguado para proporcionar apariencia de concreto convencional y una protección de la estructura contra el efecto de la congelación y el deshielo. También, se ha usado un concreto convencional con retardante de fraguado para los paramentos para reducir efectivamente el número de juntas horizontales en el paramento mediante la vibración subsecuente de las capas juntas en la cara aguas arriba. La secuencia de colocación: colocar primero el CCR, seguido por el concreto del paramento contra el concreto amontonado y luego el esparcido del CCR, se ha llevado a cabo en numerosos proyectos. Ambos métodos tienen beneficios y problemas potenciales asociados con los procedimientos. La colocación del CCR primero tiene el beneficio de una construcción más rápida lo cual puede mejorar otros aspectos de la construcción del CCR. Sin embargo, el extremo lateral del CCR y la calidad de la interfaz CCR/concreto convencional son cuestionables. El amontonamiento del concreto contra la cimbra seguido por el CCR puede ser algo más lento y se requiere propiedades especiales de trabajabilidad para el concreto del paramento. La compactación del CCR sobre el concreto del paramento puede originar deformación del CCR y del concreto del paramento de consistencia más húmeda. (U.S Army Corps Of Engineers, 1992)

Curado y protección contra el clima: Después de que el CCR ha sido colocado y compactado, la superficie de la capa debe ser curada y protegida, como se hace con el concreto colocado con los métodos convencionales. La superficie debe ser mantenida en condición húmeda, o al menos que la humedad no escape. También deberá protegerse de temperaturas extremas hasta que alcance resistencia suficiente. La construcción de CCR debe ser suspendida cuando la lluvia exceda de aproximadamente 2 a 3 mm/h.

Cuando se usan vehículos sobre la superficie de la capa durante la lluvia, las llantas pueden transformar la superficie en un material suave dañado. Esta situación puede requerir esperar a que el CCR endurezca para efectuar una limpieza extensa y remover la superficie completa de la capa. Cuando se usan equipos transportadores para las entregas, y se requiere poco o ningún tráfico vehicular sobre el CCR, la construcción puede continuar con una lluvia ligera. Esto puede requerir una reducción en la cantidad de agua de mezclado usada debido a la humedad más alta y la pérdida del secado superficial.

Inmediatamente después de que una capa de CCR ha sido compactada, el CCR no resultará dañado por una lluvia ligera a moderada, si no hay arrastre o tráfico sobre la



superficie. Después de una lluvia, el arrastre sobre la superficie puede reiniciarse solamente después de que la superficie ha empezado a regresar naturalmente a una condición saturada-superficialmente seca. Una ligera pendiente de la superficie de la capa, generalmente pendiente descendente hacia la cara aguas arribas de la presa ayudará en el drenaje del agua libre y en la rapidez de reanudación de las operaciones de colocación.

El curado durante la construcción se ha llevado a cabo con pipas de agua modificadas para los proyectos más grandes, y con mangueras manuales para todos los tamaños de proyectos. Las pipas pueden estar equipadas con boquillas atomizadoras que aplica una fina niebla que no lava o erosiona la superficie. Puede ser completada con mangueras manuales para las áreas que son inaccesibles para las pipas. Se debe hacer provisiones para mantener la superficie húmeda mientras el camión sea reabastecido de combustible, reparado, o recargado con agua. Se debe tener cuidado para que el camión haga una mínima cantidad de viajes, para evitar el maltrato a la superficie. Mantener el acceso de entrada y salida en cada capa durante la construcción puede ser un problema que haga impráctico el empleo de camiones. En numerosos proyectos se han usado exitosamente tanque de agua y tuberías para transportar agua a la presa para su distribución con rociadores y mangueras manuales en lugar de pipas.(U.S Army Corps Of Engineers, 1992)

La capa final de CCR será curada generalmente por un tiempo aproximado, superior a 14 días. Los compuestos de membrana de curado no son apropiados debido a la dificultad de alcanzar el recubrimiento del 100% de la superficie relativamente rugosa, el probable daño a la membrana originado por la actividad de la construcción y la baja humedad inicial en la mezcla. Los compuestos de curado tampoco proporcionan el beneficio del control de la temperatura superficial que está asociado con el curado húmedo.

Superficies inclinadas no moldeadas tales como la cara aguas abajo de una presa son difíciles de compactar y puede sacrificarse sin necesidad de curar, verificando el diseño. El CCR sin compactar estará expuesto al desmoronamiento debido al intemperismo, lo cual puede resultar en una superficie no agradable a la vista. Aunque varios centímetros de la superficie externa será incapaz de alcanzar alguna resistencia o calidad significativa, servirá como protección de sacrificio y una barrera a la humedad para curar la parte interior de la capa de CCR.

En lugares con climas extremos es necesario proporcionar protección contra temperaturas extremas y fluctuaciones grandes y rápidas de temperatura, tal como se hace para el concreto convencional. La falta de juntas de contracción o juntas monolíticas o ambas en los diseños de CCR contribuye al agrietamiento originado por una caída de temperatura temprana o rápida, o ambas, ya que el CCR tiene bajo módulo de elasticidad y alta velocidad de deformación diferida a edades tempranas. Muy pocas presas de CCR recientes se han diseñado sin juntas de contracción transversales.



CONSIDERACIONES PRÁCTICAS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO.



El calor de hidratación generado por la masa de CCR y la secuencia de colocación continuada se pueden combinar para permitir la colocación en clima frío, aun cuando las condiciones ambiente ocasionalmente caigan por debajo de la temperatura de congelación, cuidando que la superficie permanezca al menos 1°C arriba de la temperatura de congelación hasta que sea cubierta por la capa subsecuente. La experiencia con la construcción de CCR en climas con temperaturas congelantes ha mostrado que se presenta congelación en líneas de agua, bombas y válvulas y otros problemas asociados en las plantas de mezclado de concreto.(U.S Army Corps Of Engineers, 1992)



CAPITULO VII EJEMPLOS DE APLICACIÓN DEL CCR EN PRESAS E INNOVACIONES

OBJETIVOS:

Conocer la aplicación del CCR en presas construidas, métodos de dosificación, equipos de construcción, materiales utilizados, métodos y técnicas de colocación, tendido y compactación del CCR.

Conocer innovaciones recientes para la construcción de presas de CCR

RESUMEN.

En este capítulo se presentan información correspondiente a la presas construidas con CCR, en donde se presenta información general, técnicas utilizadas para el transporte del CCR, equipos utilizados para el tendido y compactación así mismo se presenta información correspondiente a métodos de construcción y tipo de pastas utilizadas o aditivos.

La Información presentada son las presas construidas en México, (Trigomil, Francisco Mugica), Chile (Ralco), España (La Breña II) y Costa Rica (Pirrís) .



VII.1 PRESA GENERAL RAMÓN CORONA MADRIGAL (TRIGOMIL)

VII.1.1 INFORMACION GENERAL

Localización geográfica. La presa General Ramón Corona Madrigal (Trigomil), se localiza sobre el río Ayuquila, aproximadamente 15 km aguas abajo de la presa Tacotán, encontrándose al oeste del poblado Unión de Tula, Jal. Geográficamente se ubica en la intercepción del paralelo 19° 58' latitud norte y el meridiano 104° 22' longitud oeste. La zona elegida para la construcción, está entre la también Presa de Almacenamiento "Tacotán" y la derivadora "El Corcovado".

Vías de comunicación. El acceso desde Guadalajara es a través de la carretera federal núm. 80, en su tramo Guadalajara-Barra de Navidad, de la cual se recorren 166 km para cortar al lado derecho por un camino en terracería de aproximadamente 14 km hasta donde se localiza la presa.

Finalidad y breve descripción de la obra. El objetivo principal del proyecto es consolidar y ampliar el Distrito de Riego "El Grullo-Autlán" y, adicionalmente, controlar las avenidas del río Ayuquila, en el tramo Tacotán-Trigomil.

La obra aprovecha los escurrimientos de los ríos Ayuquila, San Antonio y Ayutla; tiene una capacidad total de almacenamiento de 324 millones de metros cúbicos y su cortina es de gravedad, de concreto compactado con rodillo (CCR), tiene una altura de 107 metros y 250 de longitud, además de un vertedor de demasías con perfil en cimacio tipo Creager, ubicado al centro de la sección de gravedad, con capacidad de 3 655 m³/s y una obra de toma del tipo de conducto de acero en el lado izquierdo de la cortina con capacidad para 30 m³/s, para riego y futuro uso en generación eléctrica.

VII.1.2 HIDROLOGIA

Región hidrológica.

- Corresponde a la Región 16 Armería-Coahuayana.
- Area de la cuenca Trigomil. 997.90 km²
- Area de la cuenca Trigomil-Tacotán. 2 164.90 km²

Escurrimiento anual.

- Mínimo: 47.3 millones de m³
- Medio: 131.8 millones de m³
- Máximo: 317.7 millones de m³

Gastos.

- Máximo observado: 1 612 m³/s 10 oct. 1943
- Avenida de diseño: 4 000 m³/s
- Período de retorno: 10 000 años



Capacidades de almacenamiento:

Capacidad	Almacenamiento millones de m ³	Elevación m
Azolves	25	
Útil	225	1 201.40 NAMO
Superalmacenamiento	74	1 209.36 NAME
Total	324	

Bordo libre. 2.94 m

Áreas de embalse.

- NAMO 864 ha
- NAME 1 008 ha

VII.1.3 GEOLOGIA

Regional. En la región afloran principalmente rocas ígneas extrusivas y plutónicas representadas las primeras por brechas y tobas de composición ácida a básica con predominancia de rocas andesíticas y las segundas son rocas graníticas en la parte inferior, siendo éstas últimas las que afloran en la zona donde se localizó la boquilla, cuya edad varía del Oligoceno al Plioceno.

Del vaso. En el área del vaso, unos 400 m aguas arriba de la boquilla y sobre la derecha aparecen tobas y brechas andesíticas que se prolongan 1.5 km en una zona encañonada, aflorando enseguida andesitas masivas, gris y café rojizo que tienden a desaparecer casi al final del vaso. Sobre el lado derecho y en la confluencia con el arroyo San Antonio existen una serie de exposiciones de andesita gris, masiva; del lado izquierdo del arroyo, dicha roca es cubierta por tobas y brechas andesíticas en unos 700 m. En la parte media del vaso, las andesitas vuelven a ser cubiertas por las brechas y tobas.

De la boquilla. La boquilla topográficamente es ligeramente asimétrica, en vista de que la ladera derecha es casi vertical y la opuesta tiene menos pendiente. Fue labrada por el río Ayuquila en rocas plutónicas (pórfido granítico) con fenocristales de feldespato y cuarzo. Estas rocas se encuentran intrusionadas por pequeños diques de diorita gris verdosa mineralizada con pirita y calcopirita en la parte superior de la ladera izquierda. En la parte superior de la ladera derecha (cota 1 230) aflora un microgranito, color rosado, de grano fino.

Capítulo VII Ejemplos de Aplicación del CCR en presas



Descendiendo hacia el cauce, en las cotas 1 150 y en ambas laderas se observa un sistema de fracturas con rumbo NE 60° SW las principales, cortadas transversalmente (NE-SE) formando pequeños bloques. Estas fracturas se pierden superficialmente hacia aguas abajo y arriba y tienden a cerrarse a profundidad. En la zona del cauce y sobre la margen izquierda aflora el pórfido granítico café rojizo y del lado derecho está expuesto el microgranito color rosado. En la parte central del cauce se encontraron boleos de 0.95 m y bloques de pórfido granítico hasta de 1 m de diámetro, así como marmitas labradas en el pórfido granítico.

Fueron excavadas seis galerías en las laderas o empotramientos de la cortina, tres en cada una en las elevaciones 1 140, 1 180 y 1 212.30 msnm. Las cuatro más bajas son de 50 m de longitud cada una. Con respecto a las que se ubican en la cota 1 212.30 msnm., elevación de corona, en la ladera derecha la primera y en la izquierda la segunda, sus medidas son de 30 y 15 m respectivamente. La sección transversal de esta galería es de 3.20 m de altura y de 3.10 m de ancho; estas galerías de exploración geotécnica permitieron efectuar una serie de ensayos geomecánicos para determinar las propiedades de esfuerzo-deformación de la roca en las laderas.

Sismología. Como la región donde se construyó la presa es sísmica, se consideró un factor por sismos de 0.17; de esta manera, la obra queda comprendida entre las que tienen un buen sistema de seguridad al respecto. Además, no se han registrado sismos importantes en la región durante los últimos años.

VII.1.4 OBRA DE DESVIO

La obra de desvío consistió en tres ductos: dos de 4.75 m y el restante de 4.50 por 8 m de altura; con ello fue posible encauzar el río en época de lluvias, así como facilitar las operaciones de colocación de tubería y válvula en la toma provisional.

VII.1.5 CORTINA

La presa consta de una cortina sección de gravedad de concreto compactado con rodillo (CCR), la segunda construida en el país con este procedimiento, con una altura desde el desplante de ciento siete metros; una longitud también en metros de 250 y un ancho de corona de 5.80 m. El paramento aguas arriba es vertical hasta la elevación 1 165 msnm. y de esta elevación hasta su desplante cambia a un talud de 0.24:1. El paramento de aguas abajo es vertical hasta la elevación 1202.15 msnm. y desde esta elevación hasta su desplante tiene un talud de 0.8:1.

Las galerías en los niveles inferiores en las laderas izquierda y derecha quedaron comunicadas por otras que atraviesan la cortina, cuyos accesos son por aguas abajo. Las galerías permiten extraer los gastos de filtraciones y para inspección. Una vez terminada la limpia y amacice de la roca en la zona del cauce, se colaron monolitos de concreto masivo de $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$ hasta la elevación 1 125.60 msnm., colocando CCR desde



esa elevación hasta la 1 212.00 msnm., 30 cm abajo de la corona, para terminar con un colado de concreto convencional y colocar finalmente un barandal de tubo galvanizado de 10 cm (4") de diámetro a ambos lados de la corona.

El elemento impermeable de la cortina se localiza en el paramento aguas arriba, formado por una pantalla de concreto convencional de $f_c=150$ kg/cm² entre el CCR y formas prefabricadas autosoportables de concreto de 0.6 x 0.9 m, que sirvieron como cimbra y forman la cara de aguas arriba; la pantalla tiene un espesor mínimo de 1.50 m entre las elevaciones 1 125.60 y 1 151.00 msnm., 1.00 m entre esta última y la 1 176.00 msnm. y 0.50 m de la anterior hasta la corona. Entre las laderas y el CCR, se colocó concreto convencional con un ancho mínimo de 0.5 m y la misma resistencia que en la pantalla impermeable. Con objeto de disponer de un acceso entre ambas laderas durante la construcción, se construyó una banquetta de CCR con ancho de cinco metros a la elevación 1 202.15 msnm. sobre el talud de aguas abajo en la sección no vertedora.

Características del CCR. El concreto compactado con rodillo es un concreto con revestimiento cero, granulometría de agregados controlada que se elaboró en una mezcladora de producción continua (*pugmill*), se transportó por medio de bandas y tuberías de acero, se colocó y compactó con maquinaria para terracerías.

El proporcionamiento utilizado para un metro cúbico fue 148 kg de cemento tipo II, 127 l de agua, 47 kg de ceniza volante de MICARE sin propiedades cementantes y 2 091 kg de grava con arena con tamaño máximo de agregado de 76.2 mm (3"), cuya distribución por tamaños se muestra en la figura anexa. Para obtener una buena unión entre las capas del CCR cuando se producía una junta fría (más de 6 horas), se colocó en toda la superficie, una capa de 8 cm de concreto compactado con rodillo de liga, que es el mismo CCR sin grava de 38.1 mm (1 1/2") a 76.2 mm (3"). Los agregados fueron obtenidos mediante trituración del pórfido granítico.

Tratamiento de cimentación. Una vez concluidas las excavaciones de limpia, que consistieron en la remoción del suelo vegetal y del material alterado, se inició la perforación de barrenos para llevar a cabo un tratamiento de inyectado para mejorar las condiciones de impermeabilidad y capacidad de carga bajo la cortina. Se requirió la ejecución de un tapete de consolidación con mezclas agua-cemento-bentonita en el desplante de la cortina, desde la estación 0+000 hasta la estación 0+260 a partir de la superficie de desplante. Las perforaciones se localizaron en forma de cuadrícula de 10 m por lado para inyectarse en primera etapa; en segunda etapa se perforaron barrenos localizados en el centro de la cuadrícula primaria, en aquellas zonas donde los consumos de cemento fueron mayores de 50 kg/m. De la estación 0+000 a la estación 0+100 la profundidad de los barrenos fue de 15 m inclinados 20° hacia la izquierda, de la estación 0+100 a la estación 0+180 la profundidad fue de 10 m y los barrenos fueron verticales y de la estación 0+180 a la estación 0+260 los barrenos tuvieron una profundidad de 10 m con inclinación de 20° hacia la derecha. En las estaciones donde los barrenos cambiaron



de dirección se ejecutaron dos perforaciones, es decir tanto el inclinado a 20° como el vertical.

Adicionalmente, para impermeabilizar una zona con fracturamiento y alta permeabilidad existente en el empotramiento derecho, se realizaron en la estación 0+260, sobre el eje de la cortina, cuatro barrenos de 30 m de profundidad en forma de abanico, el primero vertical y los otros tres a 15, 30 y 45° respecto al primero, todos ellos en un plano vertical. El inyectado de los barrenos se efectuó con el procedimiento de progresiones ascendentes de 5.00 m de longitud cada una.

Instrumentación. La cortina cuenta con un sistema de instrumentación para realizar un registro acertado y oportuno de los movimientos y desplazamientos que podría sufrir la estructura. Para ello, cuenta con 6 cuerdas vibrantes (deformímetros) colocados dentro del cuerpo de la cortina y a diferentes elevaciones y que se agrupan en dos cajas de registro en la parte superior de la corona, debidamente identificadas.

Para determinar si existe desplazamiento en la cortina, se cuenta con un eje de colimación con 22 testigos a lo largo de la corona, 11 en cada lado, un monumento de centraje forzoso en la ladera izquierda y una mira en la ladera derecha, así como 2 bancos de nivel, el del lado izquierdo a la elevación 1 213.573 msnm. en color rojo y el de la derecha a la elevación 1 212.036 msnm. en color blanco.

Para el registro de movimientos sísmicos se cuenta con dos casetas ubicadas una sobre la corona junto al vertedor, elevación 1 212.30 msnm y la otra sobre el macizo rocoso en la ladera izquierda a 50 m agua arriba sobre el camino de acceso a la cortina, elevación 1 213.00 msnm. Las dos están equipadas con una celda solar ubicada sobre el techo para la generación de energía, debidamente protegida con malla de alambre y en el interior de las mismas cuentan con un indicador de corriente, una batería (acumulador) de carga, un reloj, una lámpara y un acelerógrafo que registra los eventos o movimientos sísmicos en la zona. Todos estos aparatos trabajan con la energía que genera la celda solar.

Electrificación. La electrificación de la presa la conforman: una subestación en el empotramiento izquierdo de la cortina, elevación 1 212.30 msnm, y los circuitos siguientes:

- 1) Alumbrado de la corona.
- 2) Alumbrado del vertedor.
- 3) Alumbrado de las galerías de inspección y drenaje.
- 4) Alumbrado de la glorieta y la subestación.
- 5) Alumbrado y contactos en la caseta de operación.
- 6) Alumbrado de las cámaras de las válvulas de mantenimiento.
- 7) Alumbrado de la cámara de la válvula de emergencia.
- 8) Alumbrado exterior de las banquetas, elevaciones 1 160.00 y 1 139.50 msnm., accesos a la obra de toma.



- 9) Alumbrado de la escalera aguas abajo.
- 10) Alumbrado de la glorieta de retorno junto al monumento.

VII.1.6 OBRAS DE TOMA

Obra de toma provisional. La presa contó, con una obra de toma provisional, alojada en la margen derecha, con umbral en la elevación 1 119.00 msnm., la cual sirvió tanto para la construcción y cierre de la obra de desvío, como para proporcionar el gasto de 15 m³/s para riego, (gasto de diseño de la estructura) comprometido en operación dentro del área Autlán-El Grullo. Fue equipada con una estructura de rejas en su acceso, tubería spiroforme de 1.54 m (61") de diámetro, colocando en la salida una válvula de mariposa de 1.67 m (66") de diámetro, con la cual se suministraba el gasto requerido.

Obra de toma definitiva. Tiene un gasto de diseño de 30 m³/s, al nivel mínimo de operación (elevación 1 164.20 msnm.), se encuentra alojada en el lado izquierdo de la cortina, con umbral en la elevación de 1 151.50 msnm; consta de una estructura de rejas en su acceso y de las siguientes partes:

Para la conducción se empleó tubería de acero de 2.13 m (84") de diámetro, con una longitud en tramos rectos de 61.49 m más dos codos de 51°21'25", embebidos en concreto convencional. Hacia abajo, la tubería conecta a una válvula de mariposa de 2.29 m (90") de diámetro para emergencia accionada con dos brazos unidos a su eje a través de dos gatos hidráulicos operados con la unidad oleodinámica ubicada dentro de la caseta de operación localizada en la elevación 1 139.50 msnm. al igual que el tablero general de energía eléctrica; esta válvula está ubicada en la elevación 1 136.00 msnm. y queda alojada dentro de una cámara de concreto armado y anclada en un dado de concreto reforzado. La válvula cuenta con un by-pass, que lo integran un tubo de rodeo, dos codos de 90° y 2 válvulas de 0.30 m (12") de diámetro, la primera de compuerta de operación manual y la segunda de mariposa con un actuador para operación eléctrica y manual. Asimismo, se tiene instalada en ese lugar una válvula de admisión y expulsión de aire auxiliada para su mantenimiento con una válvula de compuerta de 0.30 m (12") de diámetro y finalmente integran el conjunto una válvula de 0.05 m (2") de diámetro para toma de agua y una más de 0.10 m (4") de diámetro para drenaje.

La válvula de emergencia conecta a una bifurcación de tubería de acero, ahogada en concreto masivo y en los extremos de la bifurcación se conectaron 2 válvulas de mariposa de 1.37 m (54") de diámetro para mantenimiento, una en cada extremo; cada válvula cuenta con un by-pass con 2 válvulas de 0.15 m (6") de diámetro, una de compuerta y la otra de mariposa de operación manual, una válvula de 0.05 m (2") de diámetro para toma de agua, una válvula de 0.10 m (4") de diámetro para drenaje, una válvula de compuerta de 0.15 m (6") de diámetro para mantenimiento de una válvula de admisión y expulsión de aire ubicada sobre ésta y un actuador para operar la válvula eléctrica y manualmente.



Las válvulas de mantenimiento se localizan abajo del piso de operación en dos cámaras separadas y se conectan más adelante con 2 válvulas de servicio de chorro divergente de 1.22 m (48") de diámetro para suministrar a través de cada una de ellas un gasto de 30 m³/s. Las válvulas de mantenimiento se encuentran ancladas en la pared de la cámara colindante a la descarga hacia el río Ayuquila, una del lado derecho y la otra del lado izquierdo de dicho muro. Las válvulas de chorro divergente se localizan a continuación de las de mantenimiento y descargan a dos cámaras de concreto reforzado para disipación de energía.

Caseta de operación. La caseta de operación aloja:

- a. La unidad oleodinámica de la válvula de mariposa de 2.29 m (90") de diámetro.
- b. El tablero general de control eléctrico de las 5 válvulas.
- c. Los dos actuadores de operación manual eléctrica de las dos válvulas de chorro divergente.
- d. El tablero general de la electrificación de la presa.
- e. Una planta diesel de emergencia de 59 H.P. y generador de 30 kW/37.5 kVA con su tanque de combustible.
- f. Derivación para C.F.E. Se dejó una derivación a la izquierda de la tubería principal, antes de la válvula de emergencia para Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.) en la elevación 1 140.80 msnm.; en ella quedó instalado:
 - a. Una válvula de mariposa de 2.29 m (90") de diámetro operada con dos gatos hidráulicos a través de dos brazos unidos a su eje.
 - b. Una unidad oleodinámica, para accionar los gatos hidráulicos de dicha válvula.
 - c. 2 tramos adyacentes de tubería de acero, el primero une la válvula con la tubería de presión proveniente de la presa, el segundo quedó colocado delante de la válvula con una tapa ciega, ya que la válvula no se encuentra actualmente en operación.
 - d. Un by-pass, con 2 válvulas de 0.30 m (12") de diámetro; la primera es de compuerta y la segunda de mariposa, a ésta le falta el actuador para su operación eléctrica.
 - e. Un tablero de control eléctrico.

Todo este equipo se encuentra dentro de una caseta de concreto reforzado para su protección.

VII.1.7 VERTEDEDOR

Está alojado al centro de sección de gravedad; consiste en un cimacio o cresta vertedora a la elevación 1 201.40 msnm., una rápida a base de losa corrida de concreto reforzado de 1 m de espesor apoyada y anclada en la cortina, 2 muros de encauce de concreto reforzado de sección trapecial con 0.50 m en la parte superior 1 m en la base y una



longitud de 100 m cada uno con altura variable; está rematado en una estructura disipadora de energía del tipo salto de esquí.

A la elevación 1 160.00 msnm. de la rápida, se construyó un aireador transversal para reducir el riesgo de cavitación. Este tipo de dispositivo es el primero que se diseña y construye en el país.

Para el diseño de la cortina y vertedor se consideró una avenida de diez mil años de período de retorno, con un gasto de 4 000 m³/s 35 y el vertedor tiene una longitud de 75.00 m, que le permite descargar 3 655 m³/s, con una carga de 7.96 m.

VII.1.8 CONSTRUCCION

Período de construcción.

Iniciación del camino de acceso.	1983
Iniciación Presa de Almacenamiento.	1986
Colocación de Concreto Compactado con Rodillo.	Febrero 1991-Febrero 1992
Terminación Presa de almacenamiento.	1993

Procedimiento de construcción con CCR. El concreto compactado con rodillo se elaboró dosificando en peso los agregados en una mezcladora continua de paletas con capacidad para 300 ton/h, ubicada en la ladera izquierda a la elevación de la corona; de este sitio a la cortina, se transportó inicialmente el CCR por medio de una tubería de acero de 61 cm (24") de diámetro, colocada sobre la ladera, que con frecuencia se obstruyó, por lo que se modificó a un sistema de tubos verticales con tolvas de descarga y bandas transportadoras horizontales; de la descarga de este sistema al sitio final de colocación, se utilizaron camiones de volteo de 10 m³ de capacidad, se extendió con cargadores frontales articulados de neumáticos, en capas de 30 cm y se compactó con seis pasadas de rodillo liso vibratorio de 10 ton de peso. Cuando fue necesario, se curó superficialmente con aspersión de agua 4 horas después de compactado. El control de la compactación se realizó por medio de "calas", aceptando pesos volumétricos húmedos mayores a 2 380 kg/m³, obteniendo un promedio general de 2 393 kg/m³ con un contenido de agua de 5.9%. Las galerías para inspección y drenaje se formaron rellenando la sección con grava que se compactó simultáneamente con el CCR y después se retiró por excavación. Una vez terminada la cortina, se perforaron drenes verticales de 10 cm (4") de diámetro con separación de 10 m desde la corona y cimacio hasta la galería a la elevación 1 180 msnm., de ésta a la galería inferior (elev. 1 140 msnm.) y de esta última hasta penetrar en la roca de cimentación, con una longitud total de 1 845 m.

Supervisión. A cargo de la Residencia General del Proyecto Trigomil, de la Comisión Nacional del Agua.



Construcción. A cargo de la empresa Ingenieros Civiles Asociados, S.A. de C.V. Instalaciones de válvulas. A cargo de Manufacturas Electromecánicas Nacionales, S.A. de C.V.

Cantidades de material.

Concreto compactado con rodillo:	361 500 m ³
Concreto simple:	43 400 m ³
Concreto reforzado:	10 500 m ³
losas prefabricadas:	200 piezas
Acero de refuerzo:	146 Ton
Excavación para limpia y desplante:	34 000 m ³

VII.1.9 INVERSION

Presa de almacenamiento:	\$ 61 093 Millones
Nuevo centro de población:	\$ 7 294 Millones
Residencia en presa:	\$ 565 Millones
Camino de acceso a presas:	\$ 2 691 Millones
Válvula y accesorios para obra de toma:	\$ 4 859 Millones
Materiales diversos:	\$ 11 922 Millones
Total:	\$ 88 424 Millones

VII.1.10 COMPORTAMIENTO A LA FECHA

- Asentamientos. No han ocurrido
- Movimientos en otras direcciones. No se han registrado
- Fracturas y grietas. No han ocurrido hasta la fecha.
- Filtraciones. Se observan filtraciones constantes en inspecciones realizadas en las galerías del cuerpo de la cortina, mismas que se acentúan al subir el nivel del embalse, considerándose éstas como normales, por las características del material utilizado en la construcción.
- Los gastos de filtración máximos observados se presentaron cuando se lleno la presa en construcción (enero 1992), con un valor estimado mayor a 100 l/s. Las filtraciones disminuyeron hasta 10 l/s con un nivel medio en el vaso.
- Comportamiento de los mecanismos de operación. El comportamiento de los mecanismos ha sido normal hasta la fecha.

VII.1.11 OPERACION

Fecha de inicio. En el mes de enero de 1992, se presentó el fenómeno climatológico denominado "El Niño", con lo que se tuvieron avenidas extraordinarias, llenándose las Presas "Tacotán" y "Trigomil" hasta su máxima capacidad, estando ésta última a un 92%



de su construcción total, a la elevación 1 198.51 msnm en la zona del vertedor, descargando un caudal máximo del orden de 1 100 m³/s.

El volumen desfogado por la Presa Trigomil más los escurrimientos en las vertientes aguas abajo de la misma, alcanzaron un escurrimiento máximo en el Río Ayuquila hasta de 1 350 m³/s a las 10:00 h del día 26 de enero de 1992. Durante la construcción, se permitió el paso del agua para riego procedente de la presa "Tacotán" a través del desvío y posteriormente por la obra de toma provisional. La obra de toma definitiva entró en operación formal el 18 de agosto de 1992.



VII.2 PRESA GENERAL FRANCISCO J. MÚGICA

VII.2.1 INFORMACION GENERAL

La presa General Francisco J. Múgica tiene el propósito de responder a la necesidad de desarrollar infraestructura para el riego en la llamada zona de tierra caliente, que incluye los municipios de la Huacana, Nueva Italia, entre otros. La ubicación de la boquilla de la presa se encuentra en las coordenadas 19° 01' 12" de latitud Norte y 102° 03' de longitud oeste, a una altura de 297 msnm. Con esta obra se pretende regar una superficie potencial de 27 000 ha, la presa tiene una capacidad máxima de 100 hm³. La cortina mixta tiene 90 m de altura y está constituida por un tramo principal de Concreto Compactado con Rodillo (CCR), otro de materiales graduados y respaldos de enrocamiento. El vertedor de excedencias se encuentra alojado en la parte central de la cortina, tiene una longitud de 112 m.

Concreto Compactado con Rodillo

- Monto de contrato: \$147,923,983.00 MN.
- Volumen de CCR: 450 000 m³
- Periodo de suministro: 10 meses para el CCR

Concreto hidráulico

- Volumen de Concreto Hidráulico Premezclado: 75 000 m³
- Periodo de suministro: 18 meses para el Concreto Hidráulico

El procedimiento constructivo que frecuentemente se sigue en la construcción de las presas del tipo CCR consiste de las etapas siguientes.

- a) Fabricación del concreto
- b) Transportación del concreto
- c) Colocación del concreto

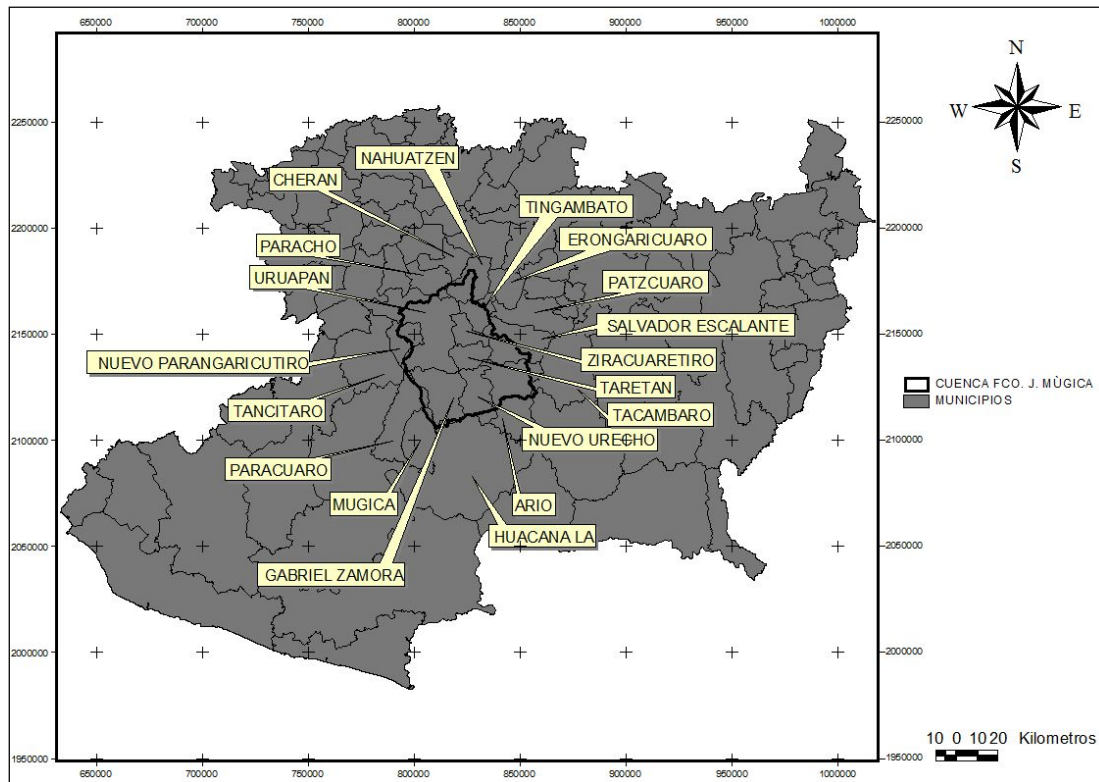


Figura VII-1. Localización de la boquilla de la presa y municipios de la zona

El procedimiento constructivo que se empleó en la construcción de la presa Gral. Francisco J. Mujica, sigue esas etapas en la que además se realizaron bordos de prueba y ensayos de laboratorio.

VII.2.2 METODOS CONSTRUCTIVOS

Composición del CCR: El CCR consiste en una mezcla de agregados gruesos y finos, el material cementante debe estar compuesto por cemento tipo Portland. El agua debe satisfacer los requerimientos químicos para el mezclado de acuerdo a lo establecido en la norma ASTM C 94.

Capítulo VII Ejemplos de Aplicación del CCR en presas



Figura VII-2. Presa Gral. Francisco J. Mujica.

VII.2.3 AGREGADOS

El tamaño máximo del agregado grueso se fijó principalmente por las condiciones de segregabilidad del concreto, en el caso de esta obra se utilizó un tamaño máximo de 2".

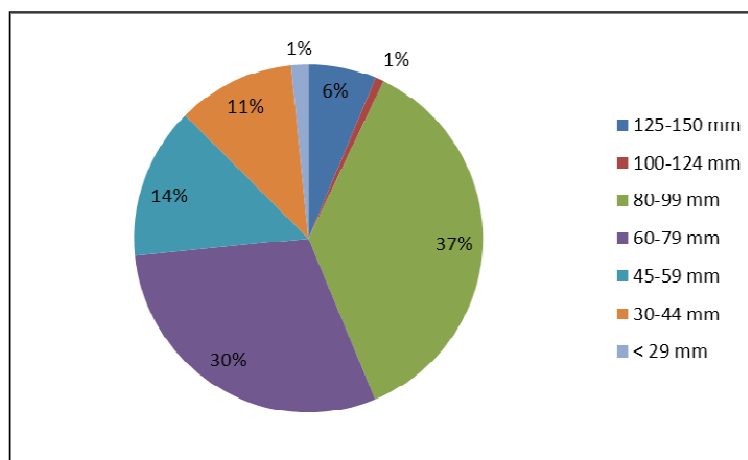


Figura VII-3. Tamaño máximo de áridos utilizados en las presas de CCR.

Puede apreciarse que de los agregados máximos utilizados en las presas CCR, la Presa General Francisco J. Mujica se ubica en el 14%, Si bien puede verse que el mayor porcentaje se encuentra en agregados de tamaño máximo de 60 a 79 mm.



VII.2.4 TRANSPORTE

El transporte de la mezcla de CCR desde el sitio de producción hasta el de colocación se realiza mediante camiones de volteo y bandas transportadoras.



Figura VII-4. Transporte del CCR fuente, CDSETCEM

VII.2.5 COLOCACION

La mezcla de CCR se coloca esparciéndola en el sitio mediante Bull-Dozer, en capas de 20 a 40 cm de espesor, aquí los bordos de prueba definieron un valor de 30 cm. Además, con el fin de asegurar las características de resistencia adecuadas en las juntas de construcción entre tiros de CCR o entre capas, se aplicó mortero de liga en toda la extensión de las capas.



Figura VII-5 . Tendido del CCR

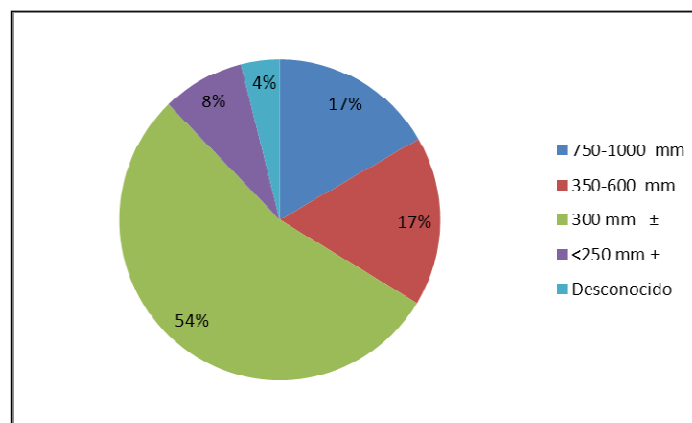


Figura VII-6. Espesores de capas utilizados en presas

Puede verse que en la presa General Francisco J. Mujica el espesor de las capas en la colocación del CCR corresponde a las que se han utilizado en las presas construidas.



Figura VII-7. Colocación del mortero de liga

VII.2.6 COMPACTACION

Ensayes de laboratorios determinaron la compactación óptima en sitio y sus densidades, las cuales se emplearon posteriormente para medir la incidencia de las variaciones de calidad de los constituyentes del concreto, paralelamente con esto, se realizaron ensayos de resistencia. La compactación se realizó mediante rodillo vibratorio con peso estático de diez toneladas alcanzándose compactaciones del 98%.



Figura VII-8. Compactación de CCR mediante rodillo

La aplicación de esta tecnología, optimizó el uso de cemento logrando una mezcla con el 28% de contenido de cemento más bajo que el promedio de lo que se emplea en el país.

En el diseño del CCR en la cortina de la presa General Francisco J. Múgica, Michoacán, México, se logró una mezcla con 65 kg de cemento por metro cúbico, para la resistencia de 80 kg/cm^2 , estableciendo un ahorro del 28% en el consumo de cemento, con respecto al promedio a nivel nacional.

La resistencia característica a compresión del CCR ($f'c$) fue de 8,0 MPa a los 180 días. Los límites para el control de la calidad de la producción del CCR atendieron criterios como: un coeficiente de variación admisible de 18%; el número de valores menores que la resistencia característica ($f'c$) fue un máximo de 20%.

En los procesos de colocación del CCR y los materiales utilizados se asemejan a los que habitualmente se emplean en la construcción de este tipo de presas.



VII.3 PRESA RALCO (CHILE)

Incluye características técnicas especiales que son pioneras en la construcción de presas de Concreto Compactado con Rodillo (CCR). Con la experiencia adquirida se espera contribuir a mejorar la aplicación de las técnicas constructivas del CCR, tanto en Chile como en el resto del mundo, sobre todo en aquellos lugares donde se emplacen presas con similares condiciones climáticas extremas y dificultades de acceso.

El proyecto hidroeléctrico Ralco aporta un promedio de generación eléctrica anual de 3.100 GWh, utilizando un caudal promedio de 232 m³/s y una altura de caída de 175 m. El proyecto es propiedad de Endesa Chile, filial del Grupo Enersis, y está localizado en el río Biobío, entre la octava y novena región de Chile.

Un embalse de 3.467 hectáreas fue formado por la construcción de una presa gravitacional de concreto compactado con rodillo. Esta presa es la segunda en su tipo en Chile y tiene una altura máxima de 155 metros, una longitud de 360 metros en su coronamiento y un volumen total de 1,5 millones de metros cúbicos. La presa Ralco, al momento de la puesta en servicio, fue la tercera más alta del mundo y la quinta en volumen del tipo gravitacional en CCR. El embalse cubre territorios pertenecientes a comunidades Pehuenches, por esa razón Endesa implemento un amplio programa de relocalización para las familias afectadas y un plan de monitoreo del medio ambiente con el objetivo de mitigar los impactos resultantes de la construcción y operación del proyecto hidroeléctrico.

El diseño de la presa consideró un paramento vertical aguas arriba y escalonado aguas abajo con una pendiente de 0,8:1 (horizontal/vertical). Las obras del embalse incluyen un vertedero equipado con tres compuertas radiales, localizado cerca del centro de la presa con una capacidad de evacuación máxima de 6.550 m³/s. La presa también incluye un desagüe de fondo que proporciona un caudal ecológico al río de 27,1 m³/s para la zona comprendida entre la presa y la salida del túnel de evacuación de la casa de máquinas. La casa de máquinas está localizada en una caverna subterránea que tiene 110 m de largo, 26 m de ancho y 48 m de alto. El agua desde el embalse será conducida a la casa de máquinas a través de un túnel en presión de 9,2 m de diámetro y 7 km de longitud. Principales características de la presa Ralco.

Tipo de presa Gravitacional de Concreto Compactado con Rodillo

Altura máxima (m)	155
Longitud coronamiento (m)	360
Ancho coronamiento (m)	8,5
Cota de coronamiento (msnm)	727,30
Volumen total de CCR (m ³)	1,5 x 10 ⁶
Nivel máximo del embalse (msnm)	725,00
Superficie máxima inundada (ha)	3.467
Volumen total embalsado (m ³)	1.222 x 10 ⁶



Volumen máximo de regulación (m ³)	800 x 10 ⁶
Caudal de diseño del vertedero (m ³ /s)	6.550

VII.3.1 DISEÑO DE LA PRESA DE CCR

El diseño de la presa Ralco fue desarrollado íntegramente por la Empresa de Ingeniería Ingendesa S.A. de Chile, quienes contaron con la asesoría técnica del especialista en CCR, Sr. Brian Forbes perteneciente a la consultora australiana Gutteridge Haskins and Davey Pty Ltd. Ingendesa proporcionó los servicios de ingeniería, inspección y control de calidad para el proyecto y actuando como el representante de Endesa durante la construcción.

VII.3.1.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para una presa como Ralco, con una altura total de 155 metros entre el punto más bajo de su cimentación y su coronamiento, uno de los mayores desafíos ha sido la necesidad de realizar estudios exhaustivos para definir su geometría, de manera de garantizar su estabilidad y resistencia frente a distintas condiciones de sollicitación, entre las cuales destacan las de peso propio, empuje hidrostático del agua, empuje de sedimentos, subpresión, acciones sísmicas y térmicas. En tal sentido se han efectuado diversos análisis mediante modelos computacionales bi y tridimensionales de elementos finitos (programas ANSYS 5.4, EACD- 3D), pudiéndose mencionar análisis estáticos, pseudo estáticos, dinámicos y térmicos. En cada uno de los análisis realizados se ha representado la geometría de la presa, las condiciones de borde y las cargas solicitantes. Además, se consideró la división de la presa en 18 bloques, limitados entre sí por juntas transversales de contracción situadas a 20 m en promedio una de otra aproximadamente, evaluándose en todos estos análisis las interacciones entre bloques sucesivos y entre éstos y la roca de fundación y el agua embalsada.

Debido a que la presa se ubica en un área de alta sismicidad, el diseño de la estructura consideró una aceleración máxima del terreno de 0,18 g para el sismo de operación, el cual corresponde a un sismo de ocurrencia durante la vida útil de la presa, y un valor de aceleración de 0,28 g para el sismo máximo probable. La resistencia requerida del concreto fue establecida a partir del análisis estructural, tomando en cuenta las diferentes combinaciones de carga y factores de seguridad, determinando un valor máximo a la tracción directa de 2,08 MPa a 365 días de edad del CCR. Adicionalmente, fue necesario estudiar las características y determinar la disponibilidad de los materiales pétreos existentes en la zona para producir CCR, definiendo en último término las dosis necesarias, tanto de estos materiales como las mínimas de cemento por utilizar, a fin de cumplir con los requerimientos de resistencia establecidos en los análisis estructurales. En orden a optimizar el uso del cemento, la sección de la presa fue dividida en tres zonas con diferentes requerimientos de resistencia.



VII.3.1.2 DISEÑO DE LAS MEZCLAS DE CCR

Los estudios de laboratorio y la ejecución de un bordo de pruebas permitieron establecer las dosis mínimas de cemento Portland puzolánico (30% de puzolana) para satisfacer los requerimientos de las tres zonas de la presa, cantidades que correspondieron a de 190, 165 y 135 kg/m³ (ver Tabla VII-1). Para la definición de las dosis de cemento se consideró un nivel de confianza del 80% y un coeficiente de variación del 15%. El diseño de la dosificación del CCR fue determinado utilizando el método de Faury, el cual fue adaptado para el CCR sobre la base de la experiencia adquirida por Ingendesa durante la construcción de la primera presa de CCR construida en Chile, la presa Pangué.

Debido a las características de los áridos disponibles, fue necesario considerar la adición de material fino para asegurar la trabajabilidad del CCR. Para ello, se dispuso de una planta de molienda en seco que entrega un material denominado “filler” que poseía una granulometría inferior a la malla #100 ASTM, con una finura Blaine promedio de 3.000 cm²/g. El requerimiento de material filler se basó en la falta de disponibilidad de arenas finas en las cercanías de la presa y la falta de disponibilidad de ceniza volante en la región. El diseño de la mezcla de CCR estableció una dosis de agua para obtener una trabajabilidad Vebe en terreno de 15 segundos (controlada según norma EM 1110-2-2006 del U.S. Corp of Engineers).

Tabla VII-1 Dosificaciones del CCR y mortero de junta

Proporciones de las mezclas en kg/m ³		
Materiales	CCR Presa	Mortero
Grava	1 ½" 629	-----
Gravilla	¾" 548	-----
Arena Gruesa	479	1062
Arena fina	276	453
Filler	115/85/60	-
Cemento	95/116/133	280
Puzolana	40/49/57	120
Agua libre	145	320
Densidad	2396	2235
Trabajabilidad (Vebe o asentamiento cono)	15 s	26-28 cm

VII.3.1.3 TRATAMIENTO DE LAS JUNTAS

El diseño de la presa Ralco definió la colocación del CCR en capas de 30 cm de espesor compactado. Para asegurar una buena adherencia entre las capas de CCR, se estableció el uso de un mortero de junta de un centímetro de espesor que se coloca con una trabajabilidad de 26-28 cm de asentamiento de cono. Se ha procedido a eliminar el uso del mortero de junta cuando la superficie de la capa no ha superado una madurez de 100°C-Hr, es decir, antes del inicio de fraguado del concreto definido sobre la base de las

Capítulo VII Ejemplos de Aplicación del CCR en presas



características del cemento en uso. El tratamiento de junta es exigido en caso de superar una madurez de 1.000 °C-Hr, de lo contrario la superficie de la capa requiere una limpieza con agua y aire a presión para retirar todo el material suelto. La madurez es calculada con la temperatura promedio ambiente en grados Celsius más diez grados multiplicado por las horas de exposición de las capas.

VII.3.1.4 CONDICIONES DE COLOCACIÓN DEL CCR CON LLUVIA O TIEMPO FRÍO

La construcción de la presa no fue interrumpida durante las épocas de invierno, procediendo de acuerdo con las especificaciones técnicas establecidas para colocación de CCR en tiempo frío y con lluvia. Sobre la base de la experiencia obtenida durante la construcción de la presa Pangué, ubicada 30 km aguas abajo de la presa Ralco, se estableció la posibilidad de mantener la colocación de CCR con intensidades de lluvia inferiores a 3 mm/hr y temperatura ambiente superior a $-4,5^{\circ}\text{C}$; ello siempre y cuando se cumplieran ciertas restricciones y requerimientos especiales, tales como el uso de protecciones o mantas térmicas sobre las superficies expuestas y calentamiento del agua del concreto. Las mantas térmicas fueron confeccionadas con una geomembrana de polietileno blanca de 0,20 mm de espesor en la cara inferior y otra de color negro de 0,10 mm en la parte superior para capturar la radiación solar, entre las cuales se colocó un geotextil Bidim OP 30.

VII.3.1.5 USO DE LA TÉCNICA DEL CCR-EL

En la construcción de la presa se empleó la técnica del CCR enriquecido con lechada (CCR-EL) aplicado en todo su contorno, esto es, en los paramentos y en los contactos con la roca de las laderas. La mezcla de CCR-EL contiene una dosis de 100 l/m³ de lechada, cuyas características principales fueron una razón A/C=0,78:1, con uso de aditivo superplastificante al 2% de la dosis de cemento, que le proporcionaba una viscosidad Marsh de 34-36 segundos para garantizar la penetración en la masa de CCR y obtener un asentamiento de cono del CCR-EL entre 6-8 cm, el cual permitía entonces ser vibrado internamente como si fuese un concreto convencional.

VII.3.1.6 JUNTAS DE CONTRACCIÓN

En las juntas transversales de contracción, se especificó la colocación de una doble lámina de estanqueidad en el paramento de aguas arriba confeccionado de CCR-EL y la materialización de un dren aguas abajo de las láminas, todo ello con el objetivo de asegurar la impermeabilidad y buen funcionamiento de las juntas.

VII.3.1.7 TRABAJOS DE INYECCIÓN DE LA CIMENTACIÓN

El diseño de la presa estableció trabajos de inyecciones de consolidación para sellar el agrietamiento de la roca de fundación y mejorar de esa manera las características geotécnicas del macizo rocoso. Las perforaciones de inyección definidas son de 8 metros de profundidad, utilizando el método GIN para establecer los límites máximos de presión



de 10 kgf/cm² y volumen de admisión de 800 l/m. Inyecciones secundarias fueron necesarias en aquellos casos que las primeras no alcanzaban el valor de presión máxima establecida, y se efectuaron inyecciones terciarias cuando la secundaria indicaba una presión inferior a 7 kgf/cm². La lechada de inyección tenía una razón agua/cemento de 0,72, con un peso específico de 1,63 t/m³, una viscosidad Marsh de 33 segundos y una decantación máxima de 5% a las 2 horas.

La presa Ralco incluye en su interior la ejecución de tres galerías de drenaje ubicadas a diferentes niveles de elevación y entre 8 a 13 metros de paramento de aguas arriba. Estas galerías están destinadas a facilitar los trabajos de ejecución de la cortina de impermeabilización y funcionar como drenaje durante la operación de la central. La cortina de impermeabilización fue diseñada con inyecciones separadas a 3 m y que alcanzaron hasta 130 metros de profundidad en el lecho del río. Se utilizaron presiones máximas entre 10 y 30 kgf/cm², dependiendo de la sobrecarga de concreto de la presa, y un volumen de admisión límite de 800 l/m. El procedimiento de inyección fue el mismo utilizado para las inyecciones de consolidación, siendo necesario efectuar inyecciones adicionales en aquellas áreas de la cortina donde la admisión de lechada superó 75 l/m.

VII.3.1.8 CONTROL DE CALIDAD

El control de calidad del CCR se basó en controles granulométricos de las mezclas de concreto, trabajabilidad Vebe, densidad VeBe después de 2 minutos de vibración, densidad de los cilindros moldeados con el martillo Kango y densidad in situ controlada con densímetro nuclear. El control de las resistencias se realizó principalmente a través de ensayos de tracción indirecta (hendimiento) a diferentes edades de los cilindros de 150 x 300 mm confeccionados con muestras de CCR tomadas en el sitio de colocación. El control de densidad del CCR compactado exigía un mínimo del 99% de la densidad teórica libre de aire, la que normalmente se obtenía con 4 pasadas (ida y vuelta) del rodillo doble tambor de 10,6 toneladas. Los resultados entregados por los cilindros fueron comparados y correlacionados con las resistencias y densidades entregadas por muestras obtenidas de testigos extraídos desde diferentes niveles de la presa.

Las resistencias obtenidas del control de calidad del CCR y CCR-EL indican que los requerimientos especificados para las tres diferentes zonas de la presa han sido cumplidos satisfactoriamente. El coeficiente de variación arrojado por los valores de resistencia a la tracción indirecta fue de 16%, lo que indica que el nivel de control alcanzado fue bueno. En la Tabla VII-2 se resumen las resistencias promedio del CCR obtenidas para los diferentes contenidos de cemento usados durante la construcción. Los testigos de CCR y CCR-EL (150 mm de diámetro) extraídos desde la presa, entregaron valores de resistencia del orden del 90% de las resistencias obtenidas a partir de los ensayos de las probetas cilíndricas a 90 y 180 días de edad para igual contenido de cemento. Los ensayos de permeabilidad in situ arrojaron un coeficiente de permeabilidad del CCR de $6,26 \times 10^{-9}$ m/s.



Tabla VII-2 Resistencias a la tracción indirecta del CCR de la presa Ralco.

Proporción de cemento	Valores promedios de resistencia (kgf/cm ²)					
	Edad (días)					
	7	28	56	90	180	365
135 kg/m ³	10.80	15.80	18.20	20.60	25.60	26.40
	45.00	45.00	30.00	45.00	45.00	13.00
145 kg/m ³	13.30	17.80	21.60	22.10	27.20	30.00
	36.00	36.00	10.00	36.00	36.00	26.00
165 kg/m ³	15.50	20.60	22.30	25.20	30.10	33.60
	168.00	168.00	31.00	129.00	165.00	115.00
175 kg/m ³	18.60	23.40	27.20	27.80	34.40	37.70
	33.00	33.00	10.00	33.00	33.00	23.00
190 kg/m ³	17.00	22.40		25.10	28.90	37.20
	36.00	36.00		36.00	36.00	30.00
205 kg/m ³	18.20	23.00		25.70	31.60	40.30
	20.00	20.00		20.00	19.00	20.00

VII.3.1.9 INSTRUMENTACIÓN

Por último, para el monitoreo futuro del comportamiento de la presa, se consideró la instalación de termocuplas (34) a diversos niveles para registrar la evolución de las temperaturas producto de la hidratación del cemento en el núcleo del muro, así como también, piezómetros (42) y acelerógrafos (2) para analizar el desempeño estructural de la presa en caso de ocurrencia de sismos, muy comunes en la región donde se emplazan las obras de la central.

VII.3.2 PROGRAMA DE CONSTRUCCIÓN

La construcción de la presa Ralco comenzó en febrero de 1999 con los trabajos de excavación de la fundación sobre el nivel del cauce del río Biobío. Simultáneamente se iniciaron los trabajos de excavación de un túnel de desvío, de 13,5 m de diámetro y 500 m de largo, por la ribera norte. En diciembre de 2000 se desvió el río y se iniciaron los trabajos de excavación de la fundación bajo el nivel del cauce.

Para aislar la zona de la cimentación de la presa, se construyeron a partir de diciembre de 2000 las ataguías gravitacionales con núcleo impermeable. En mayo de 2001, antes de que la ataguía de aguas arriba estuviera terminada, una crecida del río Biobío sobrepasó el coronamiento y causó la destrucción parcial de ella y la destrucción total de la ataguía de aguas abajo. La restitución de la sección erosionada de la ataguía de aguas arriba se ejecutó con CCR. Para minimizar el atraso al proyecto se redujo la altura de dicha ataguía, reduciendo el tiempo de reconstrucción de ésta. Esta configuración consideró una alta probabilidad de vertimiento sobre la ataguía durante el primer invierno de



construcción de la Presa por lo que se debieron proteger todas las zonas expuestas de la ataguía original.

La colocación de CCR en la presa comenzó en enero de 2002. Durante el año 2002, las altas precipitaciones registradas produjeron que el río Biobío vertiera en dos ocasiones por sobre la presa en construcción, destruyendo nuevamente la ataguía de aguas abajo y los caminos de acceso a la presa. El primer vertimiento ocurrió en el mes de agosto 2002 cuando la presa presentaba una altura de 43 m, y el caudal máximo que escurrió por sobre la presa alcanzó a 250 m³/s aproximadamente. El segundo evento se produjo en octubre 2002, En esa oportunidad, la presa tenía 52 m de elevación, controlándose un caudal por sobre la presa cercano a 550 m³/s, equivalente a un nivel de agua cercano a un metro sobre la superficie en construcción.

En ambas oportunidades se tomaron todas las acciones tendientes a evitar daños en equipos y maquinarias, y se protegieron las estructuras que soportaban el sistema de cintas transportadoras. Los caminos de acceso fueron rápidamente recuperados, por otra parte, la pendiente de 1% hacia aguas abajo que consideraba la sección de la presa facilitó la limpieza de la superficie expuesta, permitiendo reanudar los trabajos en un plazo de aproximadamente una semana. La presa no sufrió ningún tipo de daño estructural, ni se detectaron daños significativos en la última capa de CCR colocada. Los escalones de aguas abajo de la presa, cuya pendiente es 0.8:1 (H:V) y altura de escalón 60 cm, tampoco presentaron daños a pesar de que trabajaron como elementos disipadores de energía del escurrimiento, lo que evidenció el buen comportamiento del CCR-EL frente a la acción erosiva del agua.

El rendimiento máximo de colocación fue de 7.793 m³/día y 149.215 m³/mes (enero 2003). Durante el período peak de la construcción (noviembre de 2002 a abril de 2003) se colocaron un total de 661.900 m³ de concreto, lo que representó un rendimiento medio mensual de 132.380 m³. Los primeros 500.000 m³ de concretos se colocaron en 267 días lo que correspondió a un rendimiento medio de 1.873 m³/día. Asimismo, 1.000.000 m³ de concretos se colocaron en 387 días, con un rendimiento medio de 2.584 m³/día. Los trabajos para la ejecución de las obras del vertedero, el cual involucra un volumen adicional de 40.000 m³ de concreto convencional, se iniciaron a mediados de marzo de 2003, y el término de las obras civiles del vertedero está programado para diciembre de 2003.

VII.3.3 MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN Y EQUIPAMIENTO

La presa de Ralco fue construida por la empresa constructora FEBRAG, consorcio formado por las empresas chilenas Fe Grande y Brotec, que cuentan con la asesoría técnica de ASI RCC Inc., de los Estados Unidos, que aportó su experiencia en construcción de presas de concreto compactado con rodillo.



La presa Ralco es una de las presas de CCR más altas y grandes en el mundo. El sitio de la presa está localizado en un cajón muy estrecho y profundo del río Biobío, con condiciones climáticas extremas, todo lo cual representaba un significativo desafío de construcción. El programa de construcción de la presa Ralco consideró elevadas tasas de colocación de CCR, lo que requirió de eficientes y confiables sistemas de producción, suministro, almacenamiento y transporte de todos los insumos involucrados. La construcción de la Presa Ralco requirió un suministro diario, durante el período peak de colocación de CCR, de 9.600 toneladas de agregados y de 760 toneladas de cemento, aproximadamente.

VII.3.3.1 SUMINISTRO DE ÁGREGADOS

Las especificaciones técnicas del contrato indican 4 tamaños de agregados para la fabricación de los concretos: dos agregados gruesos (grava tamaño máximo 40 mm y gravilla tamaño máximo 20 mm) y dos agregados finos (arena gruesa tamaño máximo #4 y arena fina tamaño máximo #16). Adicionalmente, se requirió de un material bajo malla #100 proveniente de la molienda de arena denominado “filler”. Para la producción del filler se instaló una planta equipada con un molino de bolas de 25 ton/hr de capacidad de producción.

Para el suministro de todos los agregados requeridos se consideró la explotación de yacimientos de origen fluvial ubicados en las cercanías de la obra. Se consideró además la instalación de 3 plantas de áridos, con capacidad individual de producción teórica de 300 ton/hr, que incluyen, cada una, chancadores primarios de mandíbula, chancadores secundarios de cono, harneros para el lavado y separación de los tamaños de los áridos y un clasificador de arena para la producción de las dos arenas.

VII.3.3.2 PRODUCCIÓN DE CONCRETO

Las condiciones del terreno hicieron necesario localizar las plantas de concreto sobre un relleno de tierra armada de 35 metros de altura, reforzado con geotextiles, colocado sobre una quebrada ubicada a la derecha del paramento de aguas arriba de la presa. La producción de CCR se realizó a través de dos plantas, con un total de 3 mezcladores de tambor de 9,5 m³ de capacidad. La producción de los morteros de junta y concretos convencionales del vertedero se realizaron con una tercera planta con un mezclador de eje vertical de 2 m³ de capacidad.

La capacidad máxima teórica de las plantas de CCR es de 700 m³ por hora. Durante todo el período de construcción fue necesario incorporar continuas modificaciones en las plantas con el propósito de optimizar la capacidad de producción. Con el objetivo de mejorar los tiempos de amasado se ejecutaron modificaciones en el sistema de control de la planta y en la secuencia de carga de los materiales. Se adaptaron además las paletas de los mezcladores con el fin de mejorar el vaciado del CCR, ya que al tener una baja trabajabilidad, parte del material se adosaba a estas paletas.



La gran humedad ambiental que presentaba la zona, fundamentalmente en invierno, generó dificultades en el sistema de transporte del cemento y filler desde los silos de acopio hasta las plantas de CCR, ya que en presencia de humedad estos materiales formaban grumos producto de la condensación los cuales obstruían las cañerías del sistema. Asimismo, las temperaturas bajo cero formaban en las arenas grumos congelados, que a veces no eran disueltos en su totalidad durante el mezclado del CCR. Para reducir estos efectos se incorporó a la planta, durante los meses de invierno, una caldera para calentar el agua de amasado, y se incorporaron protecciones a los silos para evitar que fuesen afectados por las condiciones climáticas.

VII.3.3.3 SISTEMA DE TRANSPORTE DEL CCR

El diseño, disposición y montaje del sistema de transporte de CCR fue extremadamente complicado debido a las condiciones topográficas del terreno entre las plantas de concreto y la fundación de la presa. El proyecto de este sistema fue ejecutado por la empresa Rotec Industries Inc, quién diseñó un sistema de cintas de alta velocidad de capacidad máxima teórica de 600 m³ por hora, conformado principalmente por 3 tramos, no obstante el rendimiento máximo registrado alcanzó a 500 m³ por hora.

Un primer tramo, que transporta el concreto desde las plantas hasta un buzón regulador, corresponde a una cinta de 1.220 mm de ancho y 35 m de longitud. Posteriormente, entre el buzón regulador y el sitio más alto de la presa ubicado en la ribera derecha, se utilizaba una cinta de 760 mm de ancho y 100 m de largo. Las condiciones del terreno hicieron necesario la construcción de un túnel para la disposición de esta cinta transportadora.

El tercer tramo que bajaba por la superficie del empotramiento derecho de la presa con aproximadamente una pendiente de 45 grados correspondía a una cinta de 910 mm de ancho y cerca de 150 m de largo. Debido a la pendiente fue necesario utilizar una segunda cinta montada sobre la cinta principal, cuyo objetivo era confinar el concreto entre las 2 cintas y así evitar que deslizará o cayera fuera de la correa (Cinta tipo "sandwich").

La cinta de 910 mm que bajaba por el empotramiento derecho de la presa se extendía horizontalmente para cruzar hasta el empotramiento izquierdo, ya sin la cinta de cubierta. El diseño de este tramo de cinta permitía adaptarse al nivel de colocación de CCR en la presa mediante un sistema de sustentación sobre pilares metálicos denominados "Jackpost". Este último tramo poseía un sistema móvil denominado "Tripper" que permitía la descarga del CCR hacia una cuarta cinta que conectaba el sistema de transporte con el equipo distribuidor del CCR llamado "Crawler Placer". La "Crawler Placer" consiste en un equipo diesel dotado de orugas y una cinta telescópica, que le permite distribuir directamente el concreto en cualquier punto del área de trabajo.



VII.3.3.4 COLOCACIÓN DEL CCR

El promedio anual de lluvia en el sitio del proyecto es aproximadamente de 3.000 mm, de los cuales cerca de un 80% ocurre durante el período invernal (abril a septiembre). Durante el invierno es común que se presenten temperaturas bajo cero (de hasta -12°C) y nieve. Asimismo durante el verano la temperatura ambiente puede alcanzar los 39°C .

Durante el primer año de colocación de CCR (2002), las lluvias fueron sustancialmente más altas que lo normal, alcanzando un total de 4.230 mm. El segundo año (2003) de construcción de la presa fue más seco que lo normal, con excepción del mes de junio cuando se registró un total de agua caída de 1.097 mm en ese mes. Durante todo el período de construcción se registraron 140 días con lluvias de intensidad superior a 10 mm y con un máximo diario de 197 mm.

El rango de temperaturas durante la colocación de CCR fue de $-5,9^{\circ}\text{C}$ a $36,4^{\circ}\text{C}$, registrándose 115 días con temperaturas bajo cero y 130 días con temperaturas superiores a 25°C . Se estableció la posibilidad de mantener la colocación de CCR con intensidades de lluvia de hasta 3 mm/hr y con temperaturas ambiente superior a $-4,5^{\circ}\text{C}$, cumpliendo ciertas restricciones y requerimientos especiales. Las precauciones para el concreto en tiempo lluviosos fueron: control continuo de la intensidad de la lluvia y detención cuando se presentaban más de 3 mm/hora; incremento de la trabajabilidad VeBe del CCR producido de 15 a 25 segundos, y limitación del área de extensión del mortero de junta próximo al CCR que se estaba colocando para evitar su saturación.

Durante el tiempo frío se consideró el calentamiento del agua de amasado y protección de la superficie expuesta de CCR mediante el uso de mantas térmica. Por otra parte, cuando la temperatura ambiente excedía los 25°C , se consideró la disminución de la temperatura a través de un riego permanente mediante aspersores y aumentó de la trabajabilidad del CCR producido, de manera que, por la pérdida de humedad durante el transporte, se cumpliera con la trabajabilidad especificada para la colocación (15 segundos VeBe). Durante las condiciones climáticas más extremas se procedió a la detención de los trabajos de colocación de CCR, situación que se produjo aproximadamente durante 40 días completos.

VII.3.4 CONCLUSIONES

El proyecto Ralco fue desarrollado bajo condiciones físicas y ambientales muy adversas, lo que hizo necesario la implementación de soluciones pioneras. A pesar de ello, la presa Ralco ha sido concluida con óptimos niveles de calidad y altos rendimientos de colocación, incluyendo el récord mundial de colocación de CCR en una presa utilizando un sistema completo de cinta para transportar el concreto. Por esta razón, la experiencia adquirida durante la construcción de la presa Ralco será extremadamente provechosa para futuros proyectos que se diseñen bajo condiciones similares, tanto en Chile como en el extranjero.



VII.4 PRESA LA BREÑA II (ESPAÑA)

La presa de La Breña II sobre el río Guadiato, en la proximidad de la ciudad de Córdoba, con sus 119 m de altura y un volumen de concreto compactado con rodillo (CCR) de $1,4 \times 10^6$ m³ de un total de $1,6 \times 10^6$ m³ de concreto, es la mayor presa de Europa de CCR. Una de las mayores dificultades de la obra radica en que el cuerpo de presa está unos 100 m aguas abajo de la actual presa de La Breña I, presa de gravedad de planta curva de 54 m de altura, sin que durante la construcción se haya afectado a la explotación de la misma y de su central hidroeléctrica. En el presente artículo se revisan el proyecto, los procedimientos de ejecución planteados, describiendo las diversas e importantes instalaciones implementadas, así como varias actividades previas de fundamental importancia para la obra, incluyendo el complejo esquema de desvío del río adoptado debido a la presa existente, el ensayo en modelo reducido del aliviadero, y la losa de ensayo de CCR.

La presa de La Breña II, si bien está emplazada en el río Guadiato, creará un importante embalse de 823 hm³ que será llenado en su mayor parte con agua, no del propio Guadiato, sino del río Guadalquivir, del cual el Guadiato es afluente. Esto se llevará a cabo por medio de una gran estación de bombeo que elevará al embalse los excedentes invernales del Guadalquivir. En el verano el agua almacenada será liberada para atender las demandas de riego de la cuenca baja del Guadalquivir. La actuación también ha incluido una serie de medidas compensatorias y correctoras con el objetivo de fortalecer el sistema natural para absorber los impactos de la construcción de la presa. (La Presa de la Breña II, 2007)

La presa de La Breña II es propiedad del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, a través de Acuavir (Aguas de la Cuenca del Guadalquivir). En 2004 Dragados S.A. resultó adjudicataria del contrato de proyecto y construcción de las obras de la presa, la mayor construida con concreto compactado con rodillo (CCR) en Europa.

VII.4.1 EL PROYECTO

El proyecto de esta presa se corresponde con un diseño moderno, conforme al estado del arte de las presas de CCR. Se ajusta a lo que en inglés se denomina "All-RCC dam" (presa todo CCR), lo que favorece el que se pueda considerar un "RCC-friendly design" (proyecto favorable para el CCR).

En el proyecto se ha procurado optimizar la funcionalidad de la presa y sus órganos de regulación durante la futura explotación, así como facilitar la eficacia de los procesos constructivos, aspecto este último de vital importancia en una presa de CCR.

La Breña II es una presa de gravedad de planta recta. Tiene un paramento aguas arriba con un talud 0,05H:1V en los 79 m superiores, y 0,30H:1V en la parte baja, y un paramento aguas abajo escalonado, tanto en los estribos como en la rápida del aliviadero,

con un talud teórico 0,75h:1v. Los escalones son de 1,20 m de altura. La altura máxima sobre el cimiento es de 119 m y de 109 m sobre el cauce del río (Figura VII-10).

La longitud de coronación es de 685 m, estando situada a la cota 184,00 msnm, y las juntas transversales dividen el cuerpo de presa en 26 bloques, de anchura variable entre 15 y 30 m (Figura VII-10). Se realizó un estudio térmico-tensional por elementos finitos para determinar, principalmente, la separación máxima entre juntas de bloques y las máximas tensiones de tracción verticales.

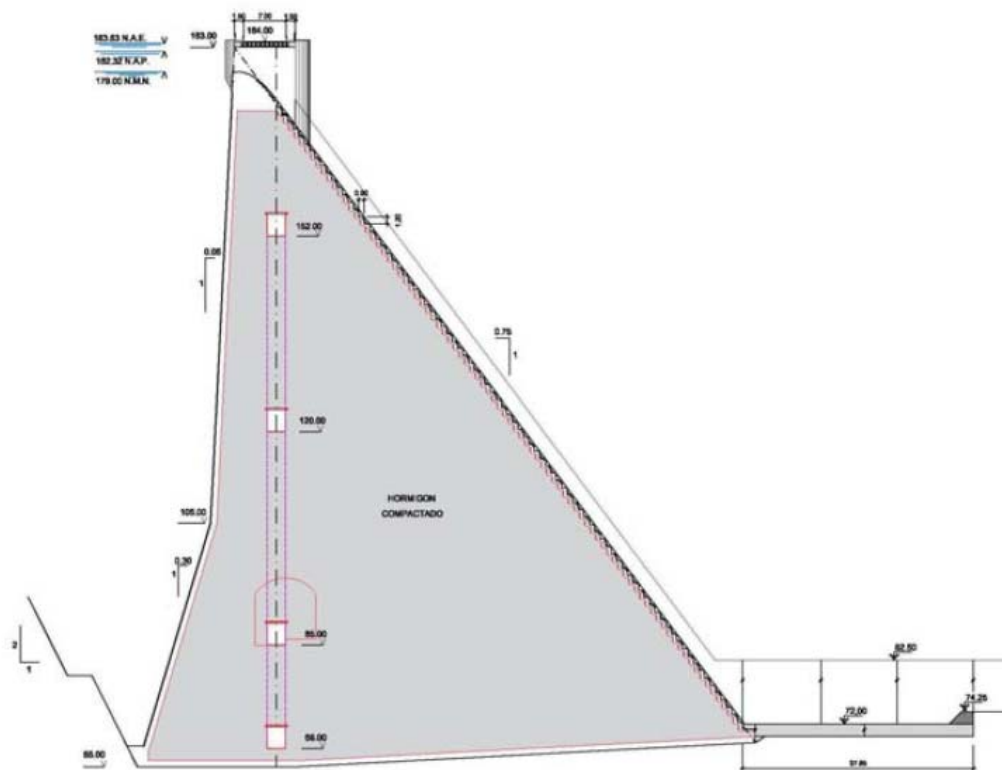


Figura VII-9 Sección típica de una presa de gravedad con vertedor integrado al cuerpo de la cortina

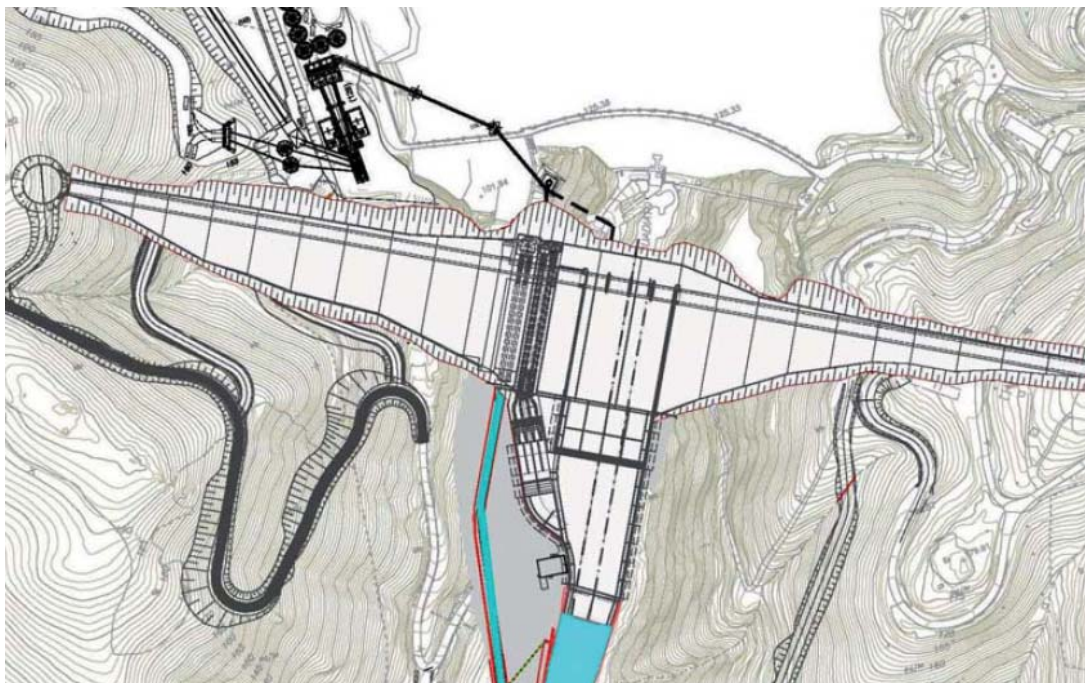


Figura VII-10 Planta general de la presa la Breña II

El aliviadero, de labio fijo, está dimensionado para la avenida de 1.000 años de periodo de retorno, y comprobado para la avenida extrema PMF (Avenida Máxima Probable), siendo ésta de $1.863 \text{ m}^3/\text{s}$, que una vez laminada supone una descarga de $1.206 \text{ m}^3/\text{s}$. La obra de entrada tiene 4 vanos de $13,5 \text{ m}$ de longitud cada uno, separados por pilas de $1,5 \text{ m}$ de anchura, con el labio de vertido coronando a la cota $179,00 \text{ m.s.n.m.}$ Por tanto el caudal unitario resulta de $20,6 \text{ m}^3/\text{s/m}$ para la PMF, siendo de $12 \text{ m}^3/\text{s/m}$ para la avenida de diseño. La rápida es escalonada y la entrega al cauce es mediante un cuenco de disipación al pie de la misma.

Con objeto de eliminar obstáculos al proceso constructivo del CCR, las conducciones de desagües de fondo y conductos para bombeo se han dispuesto en la parte baja de dos bloques en el pie de la ladera derecha, contruidos con concreto vibrado previamente al CCR. Los desagües de fondo y medio fondo consisten en 4 conductos de diámetro $1,60 \text{ m}$, gobernados cada uno por 2 compuertas tipo Bureau de $1,30 \times 1,60 \text{ m}$ ubicadas en la cámara de compuertas en el interior de la presa, y por una válvula Howell-Bunger de $1,60 \text{ m}$ de diámetro en la salida. La capacidad de descarga de cada uno de ellos es de $52 \text{ m}^3/\text{s}$ para el embalse a N.M.N. (Nivel Máximo Normal). Los conductos para la estación de bombeo y turbinado consisten en dos tuberías circulares de $3,00 \text{ m}$ de diámetro con dos compuertas tipo Bureau de $2,35 \times 3,00 \text{ m}$ por línea, ubicadas en la misma cámara de compuertas anterior.

Para optimizar el funcionamiento hidráulico conjunto del aliviadero, su cuenco amortiguador y el cuenco amortiguador de los desagües de fondo y medio fondo se



realizó un ensayo en modelo reducido a escala 1:45 en el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX en Madrid Las conclusiones derivadas del modelo han sido esenciales para el dimensionamiento y diseño final de ambos cuencos amortiguadores.

El cuerpo de presa aloja 4 niveles de galerías a cotas 68,00, 85,00, 120,00 y 152,00 msnm Las tres superiores se prolongan en el interior de ambas laderas. Desde las galerías y coronación se realizan las pantallas de impermeabilización y drenaje. La primera de ellas tiene una profundidad de hasta 50 m en el terreno en la zona del cauce. Se ha previsto en la presa un sistema de auscultación completamente automatizado.

Desvío del río

Una de las principales dificultades de la obra proviene del hecho de que el cuerpo de presa está a tan solo unos 100 m aguas abajo de la actual presa de La Breña, presa de gravedad de planta curva y 54 m de altura, sin que hasta la puesta en servicio de la nueva se pudiera afectar a la explotación, tanto de la presa existente como de su central hidroeléctrica(Main features of three unusual solutions for river diversion in large dams, 2006).

Estos dos aspectos fueron factores determinantes a la hora de diseñar el desvío del río para la presa de La Breña II, que ha tenido que ser proyectado para cumplir dos objetivos fundamentales: proteger las obras existentes durante la construcción y garantizar los requerimientos de agua y uso. Al combinar estos objetivos con los condicionantes a la construcción motivados por la proximidad de las presas nueva y existente, se decidió proyectar un doble desvío del río. Estos han sido denominados, respectivamente, desvío para caudales extraordinarios (desvío principal) y desvío para caudales ordinarios.

Las obras para el desvío principal consisten en una galería de 6 m de ancho por 5 m de alto y 86,5 m de longitud, que se ha alojado en un bloque de concreto ubicado en la ladera derecha y alineada con el aliviadero de la presa de La Breña I (Figura VII-11 y Figura VII-12). Este bloque de concreto es parte del cuerpo de presa de la Breña II. Al final de la obra la galería se ha taponado en su extremo aguas arriba, entonces reconvertida en el principal acceso a la cámara de compuertas de la presa. Por el lado de aguas arriba la galería fue conectada, por medio de las correspondientes obras de concreto, con el aliviadero, muy cercano, de la actual presa. La rápida de este aliviadero actuó como el canal de alimentación de la galería de desvío, y la presa existente ejerció de ataguía. En el lado de aguas abajo se excavó el canal de salida, de 274 m de longitud.

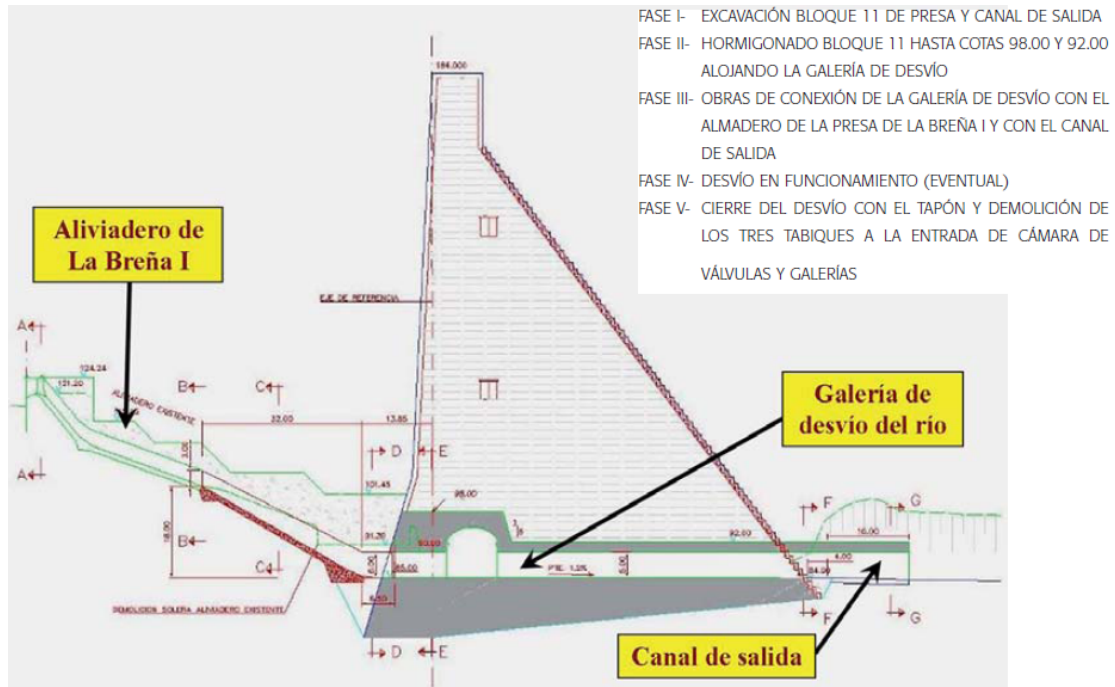


Figura VII-11 Perfil longitudinal de las obras de desvío



Figura VII-12 Vista general de las obras para el desvío



El caudal de diseño adoptado para el desvío principal del río ha sido el correspondiente a una avenida de periodo de retorno de 10 de años, pero en un escenario muy conservador en el que las tres presas en el río Guadiato aguas arriba de La Breña II, que son Sierra Boyera, Puente Nuevo y la actual Breña, se encontrasen, en un momento dado, con sus embalses llenos hasta el Nivel Máximo Normal. En esta situación tan pesimista se tendría un caudal de 300 m³/s saliendo por el aliviadero de La Breña I.

El desvío para caudales ordinarios consistió en un bypass de la tubería forzada de 2 m de diámetro que conectaba el pie de aguas abajo de La Breña I con la minicentral hidroeléctrica. Este bypass fue emplazado en la parte baja del mismo bloque de concreto del desvío principal. De este modo, la parte inferior de la cerrada quedó libre de obstáculos para proceder con la excavación del cimientado de la presa en esta zona.

La longitud total del bypass de la tubería era aproximadamente 270 m, y el caudal de este desvío 15 m³/s turbinados en la central hidroeléctrica, que posteriormente eran devueltos al cauce del río Guadiato y que eran necesarios en determinadas épocas para regadíos.

VII.4.2 ENSAYO EN MODELO REDUCIDO

En el Laboratorio de Hidráulica del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX, en Madrid, con amplia experiencia en la investigación de aliviaderos escalonados, se realizó un ensayo en modelo reducido a escala 1:45, apuntando principalmente a los tres objetivos que se exponen a continuación.

Transición entre el umbral del aliviadero y la rápida escalonada

El primer objetivo fue el de afinar el perfil de la zona de transición, no sólo para la avenida de diseño, sino también para pequeñas descargas, que normalmente son las que presentan problemas de funcionamiento deficiente.

La solución adoptada para la transición fue la propuesta por el CEDEX después de las investigaciones llevadas a cabo a principio de los años noventa del siglo pasado, y al primer intento el perfil ensayado demostró un funcionamiento adecuado para toda la gama de caudales. En dicha solución la forma de la transición se define en función de la altura de la lámina de diseño del perfil Bradley (u otros) del aliviadero. Si H es la altura de lámina, la huella de los escalones en la zona de transición varía desde $H/8$ en el primer escalón (el superior) hasta $H/3$ en el último escalón, que es el que precede al primer escalón estándar de la rápida del aliviadero.

Longitud del cuenco amortiguador del aliviadero

Como segundo objetivo se pretendía determinar la mínima longitud del cuenco amortiguador del aliviadero compatible con un correcto funcionamiento del mismo para la avenida probable (PMF).



Se realizó una primera tentativa con la longitud del cuenco amortiguador indicada en el Proyecto de Construcción, que era 43 m. Se observó detalladamente el comportamiento del cuenco a través de su cajero izquierdo, materializado en metacrilato, tanto para la avenida de diseño (Tr 1.000) como para la PMF. Los caudales efluentes de estas dos avenidas son, respectivamente, 1206 y 705 m³/s, que corresponden a unos caudales unitarios de 20,6 y 12 m³/s/m.

De la información obtenida de la primera prueba se decidió reducir la longitud del cuenco a 35 m para el segundo intento. Para esta longitud, el comportamiento del cuenco resultaba completamente satisfactorio para la avenida de diseño, y también satisfactorio, pero ya estrictamente, para la PMF. Por tanto se decidió validar una longitud del cuenco de 35 m.

Disipación de energía de los desagües de fondo y medio fondo

La presa está equipada con dos desagües de fondo y otros dos de medio fondo, cada uno de ellos con una capacidad de descarga de 52 m³/s para el embalse a N.M.N. y con 2 compuertas tipo Bureau de 1,30 x1,60 m, y una válvula Howell-Bunger de 1,60 m de diámetro para control.

Fue bastante difícil encontrar una solución adecuada para el cuenco de estos desagües, no solamente para el caso de su funcionamiento conjunto con el aliviadero, sino especialmente para los desagües funcionando sin descargas por el aliviadero.

Se realizaron varios ensayos en el modelo, con soluciones diferentes, en su mayoría encaminadas a usar la gran cubeta aguas abajo del cuenco amortiguador del aliviadero como cuenco amortiguador de los desagües. Pero los resultados fueron desalentadores, especialmente cuando los desagües funcionaban solos, sin descargas simultáneas por el aliviadero.

Una vez abandonada esta primera idea se decidió crear un cuenco amortiguador independiente para los desagües. Pero un cuenco convencional requería una considerable longitud, dados el gran caudal y energía a disipar, mientras que el área disponible para encajar este cuenco era reducida. Por tanto, era imperativo encontrar una solución para el cuenco que requiriera una longitud razonablemente moderada. Teniendo esto en cuenta, se escogió un cuenco amortiguador tipo VIII del Bureau of Reclamation para realizar el siguiente ensayo (Figura VII-13). En este tipo de cuenco de amortiguación las válvulas Howell-Bunger -equipadas con concentrador- disparan ligeramente hacia abajo, contra unos muros convergentes, que dejan una estrecha ranura a través de la cual se fuerza a pasar el chorro de agua.

Los primeros ensayos con este tipo de cuenco mostraron un comportamiento correcto para descargas simétricas, con dos o cuatro desagües funcionando, pero para ciertas descargas asimétricas, con uno o tres desagües funcionando, el comportamiento era

inaceptable, de nuevo, especialmente, cuando los desagües funcionaban solos, sin descargas simultáneas por el aliviadero.

Se llevaron a cabo dos actuaciones para resolver el problema anterior: aumentar la longitud del muro separador central (el que separaba los cuencos de los desagües de fondo del de los de medio fondo), y crear un pequeño azud que separaba el cuenco de los desagües de la gran cubeta aguas abajo del cuenco amortiguador del aliviadero. Con estas últimas modificaciones, el comportamiento del cuenco amortiguador de los desagües resultaba excelente para todas las posibles combinaciones de funcionamiento de desagües y aliviadero.



Figura VII-13 Ensayo en modelo reducido. Cuenco amortiguador de los desagües de fondo y medio fondo.

VII.4.3 LOSA DE ENSAYO A ESCALA REAL (LEER)

La LEER se ejecutó durante noviembre de 2006, comprendiendo 12 capas de 0,30 m de espesor y con unas dimensiones netas en planta de 40 x 12 m. Si se añaden dos capas previas de nivelación y las rampas de acceso necesarias a cada capa, el volumen total de CCR empleado superó los 3.000 m³.

La LEER coincidió en un periodo de climatología templada, con una temperatura media de 17 °C, un pico de 24 °C y una mínima de 11 °C.



Para minimizar el número de variables que pudieran dificultar la interpretación de los resultados, la dosificación del CCR se mantuvo invariable durante toda la LEER. La única diferencia fue que la mitad de la losa -las 6 primeras capas se ejecutó sin añadir aditivos, mientras que en la segunda mitad se añadieron diferentes aditivos al CCR: un retardador superplastificante (0,5% en peso sobre conglomerante total) en las capas 7 y 8 y un retardador (sin otra función) (0,8%) en las cuatro capas restantes.

La única dosificación de CCR utilizada fue la obtenida a partir de un amplio programa de ensayos previos de laboratorio. Esta dosificación, denominada CCR-220-40%C/40%F/20%L, tenía un contenido total de materiales cementantes de 220 kg/m^3 , de los cuales 88 kg (40%) eran cemento Portland sulforresistente tipo CEM I/42,5 R-SR, 88 kg (40%) cenizas volantes de bajo contenido en cal y 44 kg (20%) filler calizo de muy alta calidad. Este filler calizo cumplía con las prescripciones de la Norma Europea EN-197-1 para ser considerado como una adición mineral activa adecuada para ser añadida en fábrica al clinker de cemento portland, para obtener un cemento tipo CEM II-LL: su contenido en CaCO_3 y TOC (carbono orgánico total) eran, respectivamente, 99% y 0,11%. Los agregados fueron clasificados en tres tamaños de gravas, 50-25, 12,5-25 y 5-12,5 mm, más una arena 0-5 mm. El contenido de agua libre era de 110 kg/m^3 para una consistencia VeBe de 12 segundos, en condiciones de temperatura de laboratorio.

Las doce capas de la LEER se ejecutaron dejando tiempos de recubrimiento en el rango de 10 a 72 horas, simulando diferentes clases de juntas calientes, templadas y frías, tal y como se detalla en la Tabla VII-3.

De la losa se extrajeron más de 70 m de testigos verticales de 120 mm de diámetro, a una edad de 90 días (Figura VII-14). Con estos testigos se buscaba, principalmente, obtener dos informaciones: por una parte, conocer el porcentaje de juntas bien soldadas entre capas y hacer una evaluación de las juntas no soldadas, para cada tipo de tratamiento de junta; y por otra, realizar ensayos de tracción directa en las juntas bien soldadas.

Para esto último se tallaron, a partir de los testigos, un gran número de probetas con una junta bien soldada en el centro, y se prepararon para ensayar a tracción directa a una edad de unos 180 días, que era la de control de la resistencia para el CCR de la presa (Tabla VII-3).

Este singular ensayo se realizaba en el laboratorio de obra, que fue convenientemente equipado para ello. De la información obtenida de los testigos fue posible deducir el Factor de Madurez, el cual permitía extrapolar el máximo tiempo de recubrimiento para juntas calientes del mes en que se ejecutó la LEER, noviembre, al resto del año



Tabla VII-3 Resumen de tratamientos de juntas y comportamiento de juntas en la LEER.

RESUMEN DEL COMPORTAMIENTO DE JUNTAS (TESTIGOS EXTRAIDOS A 90 DÍAS)					
JUNTA ENTRE CAPAS	EDAD (horas)	TIPO DE TRATAMIENTO	RETARDADOR (en capa inferior)	% JUNTAS SOLDADAS	RESISTENCIA A TRACC. DIRECTA A 180 DÍAS (MPa)
5-6	10	CALIENTE	NO	55%	1.01
3-4	14	CALIENTE	NO	75%	1.03
1-2	18	CALIENTE	NO	80%	0.95
6-7	22	CALIENTE	NO	55%	0.75
8-8	10	CALIENTE	RETARD.-SUPERPLASTIF. (0.5%)	90%	1.22
7-8	18	CALIENTE	RETARD.-SUPERPLASTIF. (0.5%)	50%	0.78
9-10	14	CALIENTE	RETARDADOR (0.8%)	100%	0.86
11-12	22	CALIENTE	RETARDADOR (0.8%)	85%	0.76
10-11	30	CALIENTE	RETARDADOR (0.8%)	30%	0.41
2-3	33	TEMPLADA: RASPADO	NO	100%	1.26
2-3	33	TEMPLADA: MORTERO	NO	100%	1.39
2-3	33	TEMPLADA: RASPADO y MORTERO	NO	100%	1.24
4-5	72	FRIA CON MORTERO	NO	95%	0.98

Objetivos de la LEER

Los principales objetivos de la losa fueron:

- Evaluar el comportamiento del concreto a escala real, prestando especial atención a su trabajabilidad y propensión a la segregación.
- Comprobar las resistencias alcanzadas in situ, en comparación con las obtenidas en laboratorio.
- Optimizar los métodos de extendido y compactación.
- Revisar los métodos a implementar para el tratamiento de juntas calientes, templadas y frías.
- • Determinar el máximo tiempo de recubrimiento admisible que debería utilizarse para cada uno de los tratamientos de juntas propuesto en cada mes del año.
- • Evaluar el comportamiento de las juntas frías con mortero de retoma.
- • Ensayar la ejecución del MEVR (CCR vibrable enriquecido con mortero) junto a encofrados una variedad del GEVR (CCR vibrable enriquecido con lechada)(El Atance Dam (Spain): An example of an “RCC-friendly” design and construction, 2003)
- • Ensayar la ejecución del MEVR junto a la roca en las laderas.
- • Ensayar el método de ejecución de las juntas transversales mediante vibrohincado.
- • Ensayar el trepado del encofrado de ambos paramentos, especialmente diseñado para presas de CCR.



Figura VII-14 Testigos de 3 m de longitud extraídos de la losa de ensayo.



Figura VII-15 Ensayo de resistencia a tracción directa sobre un testigo con junta, efectuado en el laboratorio de obra.



Figura VII-16 Ensayando el MEVR en la losa de ensayo.

La LEER también fue utilizada para:

- Entrenar al personal involucrado en las diferentes actividades de construcción de la presa.
- La puesta en servicio de todas las instalaciones y máquinas a emplear en la obra.

Principales conclusiones obtenidas de la LEER

A continuación se detallan las conclusiones más relevantes obtenidas de la LEER y de los ensayos realizados posteriormente.

El comportamiento de la dosificación CCR-220- 40%C/40%F/20%L fue perfectamente satisfactorio desde el punto de vista de actuar como un CCR “cohesivo” que no se segregaba durante el transporte, descarga, extendido y compactación, y adicionalmente presentaba una muy buena trabajabilidad, excepto cuando se utilizaba el retardador-superplastificante.

En este último caso, en las capas 7 y 8, dejando a un lado el hecho de que la resistencia a compresión del CCR aumentaba considerablemente, el comportamiento del concreto era extremadamente “gelatinoso”, causando que el compactador vibratorio tuviera muchos problemas para trabajar adecuadamente, y falseando el resultado del ensayo VeBe. Por estas razones se cambió el retardador-superplastificante por un simple retardador en las últimas cuatro capas.

Con respecto al simple retardador, se obtuvo una diferencia significativa entre los CCRs con y sin retardador, en términos de la soldadura entre capas para la mayoría de tiempos de recubrimiento.



Los resultados de resistencia a compresión obtenidos de las probetas cilíndricas y testigos en la LEER resultaron adecuados.

El criterio crítico de diseño para La Breña II, como debería ser para cualquier gran presa de CCR, es la resistencia a los esfuerzos de tensión vertical directa in-situ en juntas horizontales. A partir del estudio térmico-tensional mencionado en el apartado 2 se especificó en el proyecto un valor de 0,875 MPa a 180 días para dicha resistencia. Pero por otra parte, y deducida de la primera, también se especificó una resistencia a compresión en probeta cilíndrica de 17,5 MPa a la misma edad. Los valores obtenidos fueron (en MPa):

	7 días	28 días	90 días	180 días
Dosificación sin retardador	7,2	9,7	14,5	20,6
Dosificación con retardador	8,4	12,1	17,6	24,4

Las diferencias en las resistencias a compresión muy probablemente fueron debidas al leve efecto reductor de agua del retardador (la resistencia del CCR es extremadamente sensible a ligeros cambios en el contenido de agua).

Los tratamientos de juntas calientes y frías fueron los usuales: superficie limpia y húmeda para las primeras y descarnado para las segundas. Desde la primera junta, estas labores se ejecutaron correctamente. Previamente a la LEER, y para las juntas calientes, se llevó a cabo un cuidadoso programa de entrenamiento con el equipo a cargo del curado, con nebulizadores de agua, de la superficie del CCR. Ésta es una actividad fundamental para lograr mayores tiempos de recubrimiento, o bien una mejor calidad de las juntas calientes para un tiempo de recubrimiento determinado.

En cuanto a las juntas templadas, consistentes en diferentes posibles tratamientos de la superficie del concreto, pasadas algunas horas sobre el límite estimado para la junta caliente, se ensayaron tres tipos:

- Cepillado intenso de la superficie de concreto más mortero de retoma previo a la colocación de la siguiente capa.
- Solamente cepillado intenso de la superficie de concreto.
- Solamente mortero de retoma previo a la colocación de la siguiente capa.

Para los tres tipos, los resultados fueron excelentes en términos del porcentaje de juntas bien soldadas y de la resistencia a tracción directa en juntas. Por consiguiente, se decidió admitir este tipo de junta, especialmente el primer tipo.



Asimismo, los resultados fueron excelentes para la junta fría con un tiempo de recubrimiento de 72 horas, utilizando mortero de retoma con retardador (Tabla VII-3).

Dado que la losa de ensayo se realizó en un periodo de climatología suave, los sistemas de enfriamiento del concreto no fueron utilizados. La temperatura de colocación del CCR varió entre 16 °C y 26 °C. Observando la Tabla 1, se deduce que las juntas calientes transcurridas 22 horas y 18 horas de tiempo de recubrimiento, con y sin retardador respectivamente, pueden considerarse aceptables. Aparte de los extraños y poco fiables resultados obtenidos a 10 horas sin retardador y a 18 horas con retardador-superplastificante, el resto de ellos tienen al menos un 75% de juntas soldadas a edades iguales o inferiores a las primeramente mencionadas.

Respecto a la resistencia a tracción vertical directa en juntas, en algunos casos resultó ligeramente inferior a la requerida, si bien se consiguió un porcentaje de juntas soldadas satisfactorio. Por esta razón se decidió cambiar la dosificación del CCR para comenzar el cuerpo de presa, estableciendo la nueva mezcla CCR-230-35%C/45%F/20%L, que posteriormente demostró ser apropiada.

Las 22 horas de tiempo de recubrimiento para juntas calientes sin retardador se consideraron inaceptables, ya que solamente se obtuvo un 55% de juntas soldadas en conjunto, con una resistencia a tracción directa algo baja. Lo mismo ocurría con un tiempo de recubrimiento de 30 horas en juntas calientes cuando se utilizaba retardador.

Respecto al retardador-superplastificante, los resultados no fueron tenidos en cuenta debido al comportamiento extremadamente “gelatinoso” del CCR anteriormente relatado, independientemente de los datos obtenidos. Como conclusión, fue aprobado un tiempo de recubrimiento máximo de 22 horas en las siguientes condiciones:

- Temperatura ambiente media de 17 °C.
- Empleo de retardador.
- Sin pre-enfriamiento del concreto.

En el caso de ser necesaria la utilización de los sistemas de pre-enfriamiento para conseguir la temperatura de colocación del CCR especificada, por debajo de 20 °C, se admitían 3 horas adicionales de tiempo de recubrimiento.

De todo lo anteriormente expuesto, el Factor de Madurez (con retardador) obtenido era igual a:

$$FM = 17\text{ °C} \times 22\text{ h} = 374\text{ °C} \times \text{h},$$

y el Factor de Madurez Corregido:

$$FMC = (17+12)\text{ °C} \times 22\text{ h} = 638\text{ °C} \times \text{h}.$$



Del Factor de Madurez Corregido, y teniendo en cuenta la temperatura media de cada mes, se podía deducir el tiempo de recubrimiento a lo largo del año. Para quedar del lado de la seguridad, las temperaturas medias históricas de cada mes fueron incrementadas en 4 °C.

De hecho, la temperatura media en la primera quincena de noviembre de 2006, cuando la losa de ensayo fue ejecutada, fue de 17 °C, mientras que la temperatura media histórica en noviembre en la zona era de 13 °C. Por ejemplo, una junta caliente tiene un tiempo de recubrimiento que variaba de 18 h para los meses más calurosos de julio y agosto, con pre-enfriamiento del concreto, a 26 h en enero, el mes estadísticamente más frío. En invierno podría prescindirse del retardador, pero en ese caso habría que aplicar menores tiempos de recubrimiento, utilizando un $FMC = (17+12) \text{ °C} \times 18 \text{ h} = 522 \text{ °C} \times \text{h}$, lo que llevaría a un tiempo de recubrimiento de 21 h para enero.

Realmente es necesario utilizar el Factor de Madurez Corregido para obtener tiempos de recubrimiento razonables acordes con la realidad. Es conocido que el concreto no incrementa su resistencia cuando la temperatura cae por debajo de -12 °C[10]. Por tanto hay una cierta lógica en utilizar -12 °C como el dato por encima del cual la madurez del concreto (o de sus juntas) puede definirse en términos de °C x h.

VII.4.4 DESARROLLO DE LAS OBRAS Y EQUIPOS

Las primeras actividades de construcción, que comenzaron a mediados de 2005, fueron los caminos de acceso a las diferentes partes de la obra, la instalación de la planta de trituración y de las plantas de concreto y las excavaciones y tratamientos de consolidación para la cimentación de la presa.

En marzo de 2006 comenzó la excavación en ambas laderas, y una vez realizado el bypass de la tubería forzada de la actual minicentral, en diciembre de 2006 fue posible comenzar la excavación en la zona del cauce. Esta última concluyó en marzo de 2007.

El volumen total de excavación para la presa y cuencos amortiguadores en las grauvacas y esquistos que conforman la cerrada fue de 800.000 m³. Los productos de la excavación tenían como destino el rellenar las zonas de extracción de gravas para fabricación de áridos, de las que se trata a continuación. La excavación mediante voladuras fue una tarea altamente delicada, por la muy cercana presencia de la presa de La Breña I y la central hidroeléctrica, ambas en operación. Por ello, todas las voladuras se realizaron mediante el método de voladuras controladas. Su efecto era registrado mediante sismógrafos, para comprobar que la magnitud de las vibraciones alcanzadas en determinados puntos de las estructuras existentes no excedían los límites predeterminados.

Paralelamente al desarrollo de las obras de los desvíos y de las excavaciones se procedió a la implantación de las instalaciones de fabricación de agregados y de concreto. La



primera de ellas estaba situada 3 km aguas abajo de la cerrada, en la proximidad de las terrazas aluviales del Guadalquivir de las que se extraía el material con el que se alimentaba la planta.

La planta de trituración, lavado y clasificación tenía una capacidad de 625 t/h. Producía 3 tamaños de agregado grueso, con tamaño máximo 50 mm, y una arena 0-5 mm, que realmente se obtenía mediante la mezcla de dos tamaños 0-2 mm y 0-5 mm, lo que permitía controlar mejor la granulometría de aquella. Antes de comenzar la colocación del CCR en el cuerpo de presa se tenían acopiados más de 1×10^6 t de agregados clasificados.

La central principal de fabricación de concreto, encargada de producir el CCR, estaba situada en la margen derecha, inmediatamente aguas arriba de la presa existente (Figura 10). Se componía de dos plantas con una capacidad conjunta de 500 m³/h, contando cada una con dos amasadoras forzadas de eje horizontal de 4 m³. La capacidad total de ensilado de áridos era de 13.400 t, y la de conglomerantes (cemento, cenizas volantes y filler calizo) 6.000 t. Ello garantizaba una reserva equivalente a la producción de 3 días de hormigonado en punta, pues para la fabricación del CCR se empleaban, además de los 4 tamaños de áridos anteriormente mencionados, un total de 230 kg/m³ de conglomerante. Lo anterior implica que, dentro de la clasificación de presas de CCR, La Breña II queda claramente dentro del grupo de las de alto contenido en pasta.

La central se completaba con sendas instalaciones de pre-enfriamiento del concreto, compuestas por un túnel de enfriamiento de áridos gruesos con dos cintas de 140 m de longitud (una por cada planta) y dos equipos de fabricación de escarcha de hielo con capacidad unitaria de 90 t/día. Adicionalmente se empleaba agua fría para el amasado del concreto. El objetivo era no superar una temperatura de 20 °C del CCR en el momento de su colocación, para lo cual no debía superar los 18 °C a la salida de la planta, incluso en los meses más calurosos de verano, en los que en esta zona de Córdoba se alcanzan temperaturas superiores a 40 °C.

Para la fabricación de hormigones convencionales y morteros se contaba con dos plantas auxiliares de concreto de 60 m³/h de capacidad cada una.

El concreto CCR se transportaba hasta la presa mediante una instalación de cintas de alta velocidad con capacidad superior a 500 m³/h. En total eran hasta 5 cintas (según fases), con un desarrollo total máximo de 330 m, más un distribuidor telescópico autotrepante con el que se cargaban los camiones que transportaban el CCR sobre la presa hasta el punto de colocación (Figura VII-17 y Figura VII-18).

En noviembre de 2006 comenzó el hormigonado de los bloques de concreto vibrado en la parte baja del estribo derecho, en los que están ubicados la galería de desvío del río, los desagües de fondo y medio fondo, y los conductos para el bombeo y turbinado. En ese mismo mes se realizó la losa de ensayo de CCR, de unos 3.000 m³, y tres meses



después, en febrero de 2007, comenzó la colocación del CCR en los cuatro bloques extremos del estribo izquierdo. Esta parte de la presa, con un volumen de unos 30.000 m³ y una altura máxima de 28 m, se ejecutó mientras se terminaba la excavación en la zona del cauce del río, con objeto de acortar el programa de trabajos.

Una vez finalizados los trabajos de excavación e inyecciones de consolidación en dicha zona, comenzó la colocación del CCR en la parte más baja de la presa en abril de 2007. Se alcanzaron unos rendimientos punta de colocación del orden de 7.100 m³/día y 150.000 m³/mes. La colocación del CCR se planteó con una organización de turnos de personal que permitía cubrir las 24 h del día durante 7 días a la semana. Con ello se podía reducir al mínimo el número de juntas frías previstas, cuya preparación era laboriosa y requería varios días, debido a las grandes superficies a tratar.

Para poder trabajar, según el esquema anterior, de una manera continua, era necesario utilizar sistemas adecuados para las juntas transversales y los encofrados de paramentos, especialmente el de aguas arriba. Las juntas transversales se formaban en cada tongada cortando el concreto en el plano de la junta con un vibrohincador acoplado a una pequeña retroexcavadora, e introduciendo posteriormente en la hendidura una lámina de plástico que impedía una posterior soldadura.

En cuanto a los encofrados, el del paramento de aguas arriba consistía en módulos formados por dos paneles de 5 m de anchura y 1,20 m de altura, de los cuales el inferior se trepaba junto con el andamio de trabajo, mientras el superior permanecía encofrando las últimas 4 capas de CCR de 0,30 m de altura.

Este encofrado trepante, especialmente diseñado para presas de CCR, fue utilizado con éxito por Dragados S.A. en la Presa de Beni Haroun, en Argelia (The construction of Beni Haroun dam, Algeria, 2000). El encofrado para el paramento escalonado de aguas abajo había sido empleado anteriormente en varias presas de CCR, y cada módulo consistía también en dos paneles independientes de 1,20 m de altura que permitían una colocación continua del CCR, como en el caso del encofrado de aguas arriba.

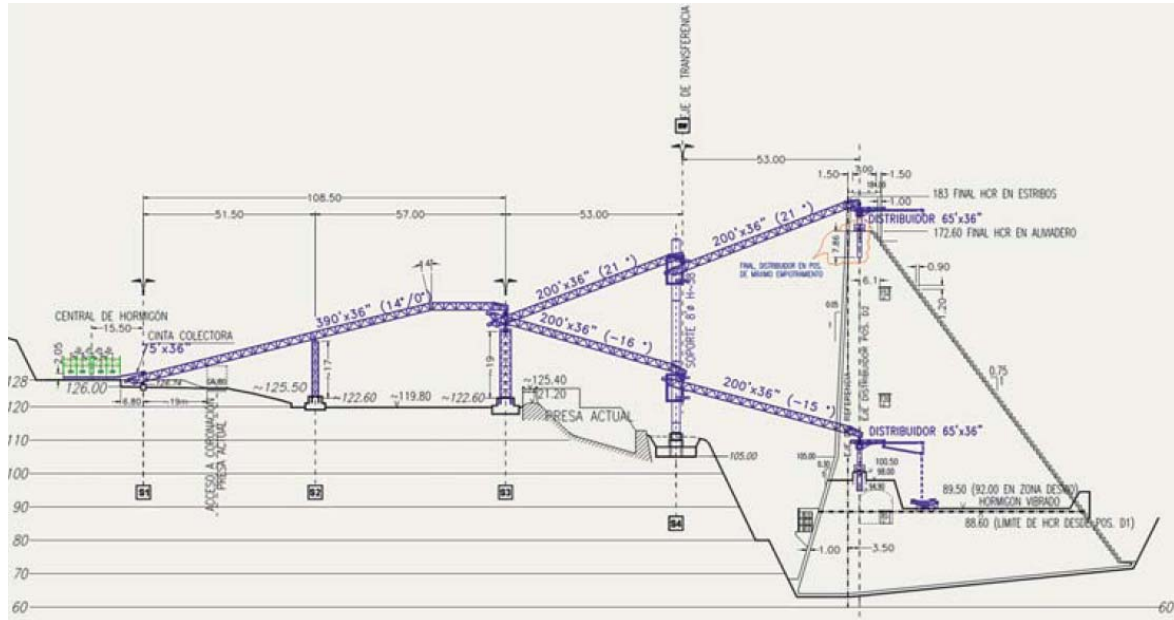


Figura VII-17 Vista aérea de las instalaciones para fabricación y enfriamiento del CCR.

Para conseguir un buen acabado de los paramentos y galerías de la presa se empleó la técnica denominada MEVR (en inglés “Mortar-enriched vibratable RCC”, en español “CCR vibrable enriquecido con mortero”), consistente en aportar una franja de mortero junto al encofrado, previamente al extendido del CCR junto al mismo, para permitir la consolidación de esta zona adyacente al encofrado mediante vibración interna del CCR enriquecido con mortero. Esta técnica se empleó también para el concreto de contacto con las laderas (El Atance Dam (Spain): An example of an “RCC-friendly” design and construction, 2003).

El equipo de colocación y transporte del CCR sobre la presa estaba formado por los siguientes tipos de máquinas:

- Dumpers de 35 t, bulldozers de 2,5 m de ancho de hoja.
- Compactadores vibratorios de un solo tambor de 12 t de peso estático.
- Compactadores de doble tambor de 2,5 t para compactación junto a encofrados y zonas de reducida superficie.
- Retroexcavadoras con equipo de vibrohincado para la formación de juntas transversales.
- Retroexcavadoras con batería de 4 vibradores para ejecución del MEVR en paramentos y contacto con laderas.
- Camiones hormigonera de 6 m³ para transporte y extendido del mortero.
- Equipos de agua a alta presión para descarnado en juntas frías.
- Grúas automóbiles de 25 t para movimiento de encofrados.



Figura VII-18 Vista general del equipo autotrepante de cintas de transporte del CCR.

VII.5 PRESA PIRRÍS (COSTA RICA)

VII.5.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO Y DE LAS OBRAS DE PRESA

El Proyecto Hidroeléctrico Pirrís (P.H. Pirrís), desarrollado por el Instituto Costarricense de Electricidad (ICE), está localizado en el Pacífico Central de Costa Rica, en la cuenca media del río Pirrís y entró en operación en el año 2011.

Tiene una capacidad instalada de 134 MW y una generación de energía anual promedio de 600 GWh. La planta hidroeléctrica estará conformada por el embalse y las obras de presa, una conducción compuesta por un túnel de 10 500 m y una tubería forzada de 350 m. La casa de máquinas contiene dos turbinas Pelton para una caída neta de 970 m.

En las obras de presa su cuerpo principal tiene un volumen de 730 000 m³ de CCR, una altura de 113 m y 266 m de longitud en la cresta. La elevación de la cresta de la presa es la 1 208,3 msnm y la cimentación es la 1 095, 0 msnm

Estas obras de presa también comprenden estructuras de concreto convencional como el vertedor de excedencias colocado directamente sobre la presa. La derivación del agua se realiza mediante una torre toma inclinada adosada al paramento de aguas arriba de la presa, así como la descarga de fondo y la contrapresa, que en conjunto suman 90 000 m³ de concreto convencional. Todas las obras tienen un monto aproximado de 140 millones USD.

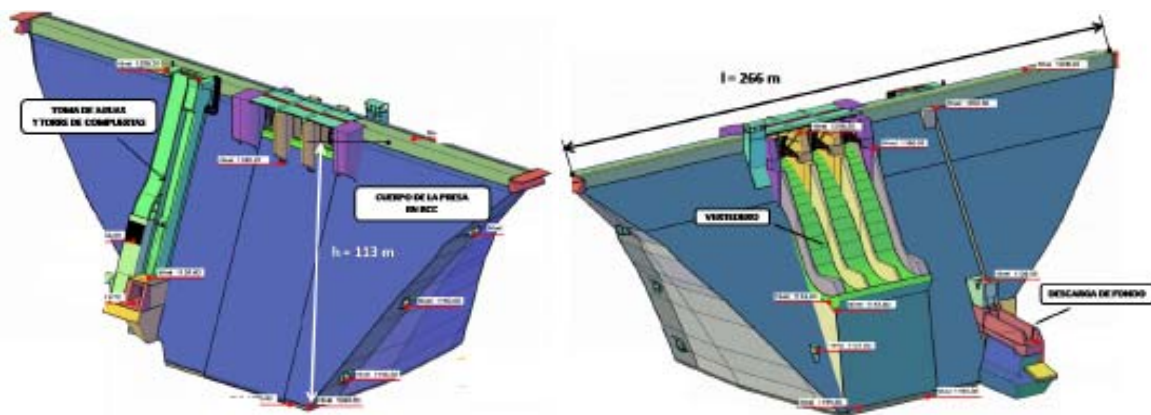


Figura VII-19 Vista frontal y trasera de la obra de contención y obras asociadas.

VII.5.2 ANTECEDENTES PARA LA EJECUCIÓN DE LA PRESA

Inicialmente la construcción de las obras de presa fue objeto de un concurso de contratación pública internacional que inició en el año 2004 con un proceso de Precalificación mediante el cual calificaron cuatro empresas, y luego de un proceso



licitatorio en el año 2006 dio inicio el contrato de construcción con la empresa italiana Astaldi S.p.A. En mayo del 2008 se presentó un evento de Fuerza Mayor con la tormenta tropical Alma, lo cual originó una negociación y modificación al contrato entre Astaldi S.p.A. y el ICE, que dio como resultado que este último quedase como responsable de la ejecución de las obras bajo la modalidad de administración directa.

Astaldi S.p.A. mantuvo algunas de sus responsabilidades iniciales como el suministro de algunos materiales, el alquiler de maquinaria estratégica y el suministro de elementos electromecánicos (compuestas, limpiezas, etc).

VII.5.3 OBRAS PREVIAS A LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO

Previo a la colocación del CCR el ICE trabajó por aproximadamente cinco años en la ejecución de las siguientes obras:

Excavación y estabilización de las márgenes: La excavación de las dos márgenes de la presa comprendieron una altura de 110 m y un volumen de 375 000 m³ sueltos. Ambas laderas fueron estabilizadas con pernos de anclaje (1 100 pernos) y concreto lanzado (17 000 m³).

Galerías y cortinas de inyección para la impermeabilización del macizo rocoso: La impermeabilización con inyección de lechada requirió la excavación de 800 m de galerías, cuatro por margen. La magnitud de este trabajo se ve reflejada en las cantidades de obra realizadas, a saber 40 km de perforaciones y 4 000 ton de cemento. El trabajo de impermeabilización con inyección se complementa con sistemas de drenaje para el manejo de las subpresiones.

Muro cortante: La localización de planos de debilidad en el talud de fundación en la margen izquierda obligó a la construcción de un muro o llave de cortante. Su construcción fue sumamente compleja debido a las condiciones topográficas, geológicas y logísticas del sitio.

Túnel para desvío del río: Para secar el cauce del río Pirrís en el área de construcción de la presa, éste se desvió por la margen derecha mediante un túnel de desvío de 420 m, que permite desviar un caudal de 525 m³/seg correspondiente a un periodo de retorno de 1 en 5 años.

VII.5.4 TECNOLOGÍA DEL CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO (CCR)

El CCR es un concreto con características muy similares al concreto convencional en cuanto a su comportamiento estructural y apariencia, pero con diferencias importantes en las características de la mezcla y en su proceso de fabricación y colocación. En el proceso constructivo se busca altos rendimientos, similares a los obtenidos en los movimientos masivos de materiales sueltos. Esto conduce a diseñar una mezcla que



genere muy bajos calores de hidratación y que a pesar de los altos volúmenes de colocación sea controlado el fisuramiento posterior del concreto.

Para lograr el objetivo anterior el CCR exige un diseño de mezcla de bajos contenidos de cemento y consistencias secas, así como la inclusión de materiales cementantes de lenta generación de resistencia y calor, principalmente las puzolanas. En su fabricación es usual el enfriamiento previo del agua y de los agregados. Su transporte y colocación se hace con los equipos convencionales para los movimientos de tierra. Existen varias modalidades dentro de esta tecnología siendo la mezcla objeto de esta presa de “alta pasta” ($150 \text{ kg/m}^3 \leq$ contenido de cementantes) que permite un proceso continuo de colocación de las diferentes capas consecutivas de concreto, favoreciendo los altos rendimientos.

VII.5.5 ORGANIZACIÓN PARA LA EJECUCIÓN DE LA PRESA

La organización para la ejecución de la obra implica coordinar diferentes dependencias y empresas tales como los diseñadores, el control de calidad, la seguridad laboral, los consultores, los constructores, la administración del contrato Astaldi, dependencias de servicio, la relación con las comunidades, proveedores y subcontratistas. En total están involucrados directamente en la ejecución de la presa un grupo de aproximadamente 25 profesionales y 1800 trabajadores.

Tanto por los requerimientos técnicos como del programa de ejecución, las obras de CCR exigían laborar en forma continua todos los días del mes y las 24 horas diarias. Para ello hubo que organizarse para cada frente y puesto de trabajo con tres cuadrillas de trabajadores, laborando cada cuadrilla 10 días continuos y 5 días de descanso. De esta manera, con una cuadrilla de día y otra de noche, y alternando su ingreso y salida cada 5 días, se pudo laborar de manera continua.

VII.5.6 CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA

VII.5.6.1 CARACTERÍSTICAS DE LA MEZCLA DEL CCR Y OTROS REQUERIMIENTOS

La definición del diseño de la mezcla de “alta pasta” es producto de un largo proceso tanto de ensayos en laboratorio como en sitio mediante rellenos de prueba. El cemento utilizado fue fabricado especialmente por Holcim con un contenido de puzolana del 50%, y el contenido de cemento en la mezcla de concreto varió entre 150 kg/m^3 (CCR B) y 220 kg/m^3 (CCR A). El tamaño máximo de agregado es 5 cm. El criterio estructural principal a cumplir por este CCR es una resistencia a la tensión a 1 año de 12 kg/cm^2 .

El principal requisito de colocación es asegurar una excelente adherencia y continuidad entre las capas de CCR de 30 cm de espesor, para lo cual la superficie debe estar fresca o con una adecuada preparación de la junta. Se definen diferentes tipos y tratamientos de juntas, desde la “caliente” hasta la “fría” pasando por juntas “intermedias”. Estas diferentes juntas se definen y se verifican en el sitio de colocación mediante el concepto



de madurez del concreto (combinación de tiempo y temperatura), y en la práctica la junta “caliente” era posible mantenerla por periodos de entre 18 y 22 horas, para lo cual se utilizó un aditivo retardador de fragua. Dados los volúmenes de concreto por capa (entre 2 000 y 2 600 m³), las suspensiones por lluvia y posterior secado, así como los múltiples inconvenientes que pueden presentarse, para lograr mantener la junta caliente que es el objetivo pretendido, se requieren capacidades de producción de CCR máximas con carácter puntual idealmente de hasta 400 m³/hr.

Debido a los requerimientos del diseño térmico de la presa, la temperatura del concreto durante su colocación debe ser inferior a 23°C, para lo cual en el proceso de mezclado el agua se enfría a 5°C y los agregados de 5cm y 2,5cm a 9°C.

VII.5.6.2 EXPLOTACIÓN DE LA CANTERA Y PRODUCCIÓN DE AGREGADOS

En una presa de CCR debe disponerse, previo al inicio de la colocación del concreto, para no afectar los rendimientos, entre el 30 % y el 50% del total estimado de agregados. La cantera utilizada se localiza 1 km aguas abajo del sitio de presa y consistió de un material ígneo basáltico de excelente calidad. Se explotó mediante voladuras obteniéndose volúmenes mensuales máximos de hasta 100 000 m³, un promedio mensual de 70 500 m³ y un total de material útil de 820 000 m³. Tanto en cantidad como en calidad el comportamiento de la cantera fue muy satisfactorio.

Se dispuso de un sistema de trituradores primarios junto al sitio de cantera en el cual el material se llevaba aproximadamente de tamaños de 60 cm a tamaños de 15 cm, y luego mediante vagonetas se trasladaba al complejo de trituradores secundarios.

El complejo de trituradores secundarios está compuesto por dos líneas de producción paralelas compuesta cada una de dos trituradoras de cono, cuatro molinos de martillo, dos molinos de barras y un impactor vertical, para producir como agregados arena lavada, arena seca, grava 5-25 mm y grava 25-50 mm. Estos equipos tienen capacidad nominal para una producción horaria total de hasta 300 m³ sueltos de agregados, y como producciones reales se obtuvieron, siempre para el total de todos los agregados, rendimientos mensuales máximos de 108 000 m³ y un promedio de 76 000 m³, rendimientos diarios máximos de 7 300 m³ y un promedio de 3 100 m³, y rendimientos horarios máximos de 285 m³ y un promedio de 211 m³. En total se produjeron 967 000 m³ de agregados.



Figura VII-20 Explotación de la cantera y sistema de trituradores.

VII.5.6.3 PRODUCCIÓN DEL CONCRETO

La planta para producción del concreto es obviamente uno de los elementos claves para la calidad de la obra y el cumplimiento del programa de trabajo. Fue alquilada al subcontratista Astaldi S.p.A. Consistió en una planta nueva de marca Betonmac de Argentina, con una capacidad nominal de 600 m³/hr (siendo la contractual 400 m³/hr), tiene dos áreas de producción independientes, cada una con dos líneas de mezclado para completar un total de 4 mezcladores de doble eje horizontal. Dispuso de cuatro silos pequeños para cemento encargados de su dosificación para cada mezclador y 3 silos para almacenar cemento con capacidad de 700 ton cada uno, los cuales recibían el cemento de camiones graneleros. El ICE aportó un silo adicional.

Según se indicó, en el sitio de colocación la temperatura del CCR debe ser inferior a 23° C y en la planta a 17° C, por lo que debían enfriarse el agua y la piedra. El sistema de enfriamiento para el agregado consistió en introducir aire frío a unos silos especiales mientras que el agua era enfriada haciéndola circular por un panel de enfriamiento.

Se puede resumir el comportamiento de la planta en tres periodos diferentes, siendo el primero el correspondiente al primer tercio del tiempo total operado, en el cual al ser una planta nueva ofreció una disponibilidad y comportamientos acordes con las necesidades de la obra. En el segundo tercio del tiempo total operado la capacidad de la planta fue afectada por un mantenimiento deficiente lo que ocasionó una baja en su rendimiento, pues con frecuencia estaban disponibles solo uno o dos de los cuatro mezcladores existentes. Para el tercer periodo, correspondiente al último tercio del tiempo total operado, el mantenimiento mejoró y su comportamiento volvió a ser satisfactorio. En la práctica se alcanzaron rendimientos horarios máximos de 350 m³ y un promedio diario de 2 111 m³.



Figura VII-21 Planta de producción del CCR

VII.5.6.4 TRANSPORTE DEL CONCRETO

La planificación del contratista Astaldi S.p.A. consideró el transporte y colocación del concreto mediante una banda transportadora la cual permitiría llegar a todos los niveles de la presa. Previo al inicio de la producción del CCR, las condiciones propias de la banda así como de su operación y mantenimiento, evidenciaban que se tendrían problemas de disponibilidad. El ICE previó entonces una opción alternativa consistente en transportar el concreto con vagonetas e ingresar a la presa mediante una rampa de materiales sueltos por la zona de aguas abajo. Además, a partir de la elevación 1 150 msnm ya no era posible acceder a la presa con vagoneta por la rampa de materiales sueltos dada su alta pendiente, lo que también exigió una segunda opción alternativa a la banda transportadora consistente en una canoa para descenso del CCR por gravedad.

Transporte con banda: La banda la alquiló el ICE a Astaldi S.p.A. Es una banda Rotec de aproximadamente 600 m de longitud, 90 cm de ancho y una capacidad nominal de transporte de 400 m³/hr. Está compuesta por sectores de banda, tolvas, elementos de transferencia y soportes metálicos sencillos o telescópicos. En el área de la presa se dispuso de un distribuidor de concreto sobre orugas compuesto por bandas transportadoras telescópicas, con alcance a casi toda el área de trabajo y capacidad de hasta 400 m³/hr (Crawler). La disponibilidad de la banda, muy deficiente sobre todo al principio, alcanzó el 62 % en total.

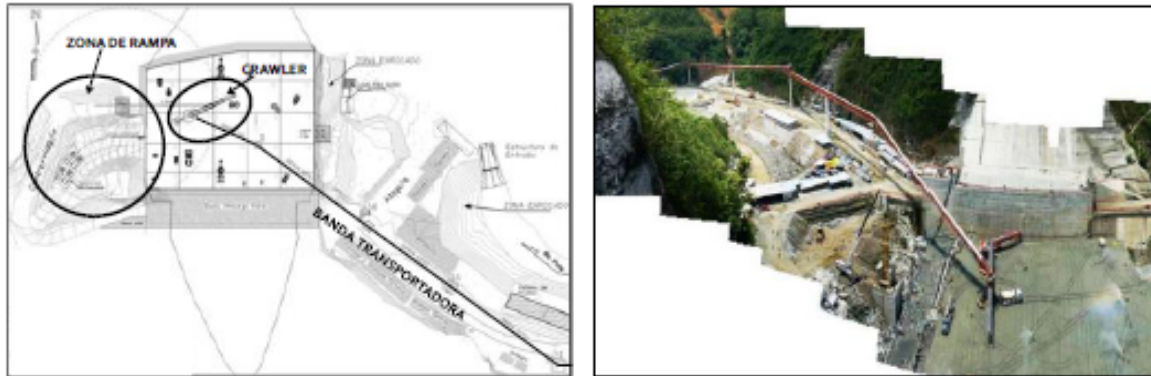


Figura VII-22 Banda transportadora del CCR

Transporte y colocación con vagoneta: Esta modalidad fue complementaria a la banda durante la primer mitad de la elevación de la presa, requirió la construcción y posterior remoción de una rampa de material suelto que alcanzó los 180 000 m³, y permitió la colocación del 29 % del volumen total de CCR.

Transporte con vagoneta y colocación con canoa: La descarga del CCR a la presa por medio de una canoa metálica como alternativa a la banda se utilizó a partir de la elevación 1150 msnm primero desde la parte superior de la margen derecha y luego desde ambas márgenes. Esta es una modalidad con menor rendimiento y que exige cierta geometría, configuración y pendiente de la canoa para mantener la calidad de la mezcla, sobretodo evitar la segregación del agregado grueso.



Figura VII-23 Transporte con vagoneta y colocación con canoa

Mediante las canoas se colocó el 9 % del volumen total de CCR. Definitivamente sin la rampa y sin las canoas no se habría logrado una satisfactoria continuidad de la colocación de las capas sucesivas del concreto obteniéndose según lo deseado una muy alta y deseable proporción de juntas calientes e intermedias, en detrimento de las juntas frías.

capítulo VII Ejemplos de Aplicación del CCR en presas

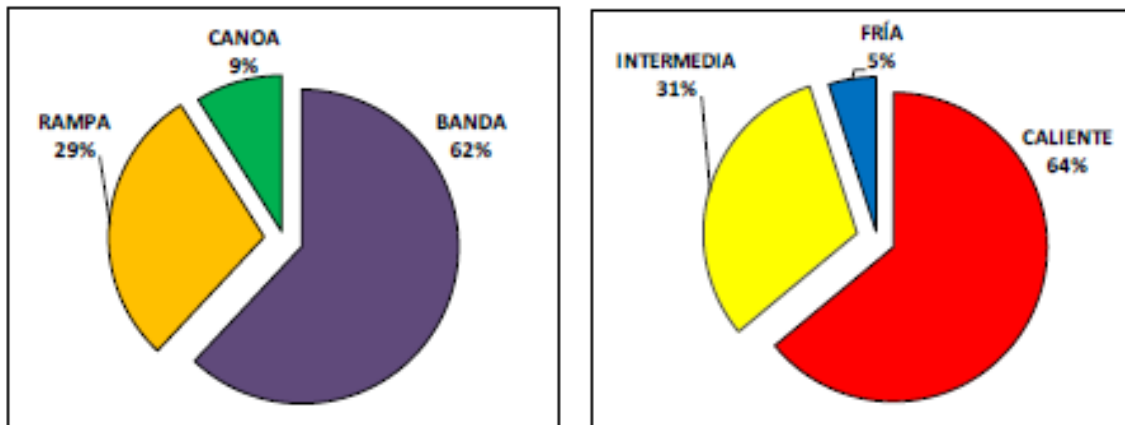


Figura VII-24 Tipos de transporte utilizados y Tipos de junta entre capas

VII.5.6.5 COLOCACIÓN DEL CONCRETO

La colocación del concreto requiere de muchas actividades previas y durante. Debe prepararse la superficie de la junta y darle curado permanentemente, inducir las juntas de contracción, tener la cantidad necesaria de formaleta colocada, extender y compactar el CCR, dar acabado especial a las superficies expuestas o de contacto y colocar instrumentación si corresponde:

Colocación de la formaleta: Se definió por facilidad constructiva utilizar una formaleta con paneles verticales de 60 cm de altura. Consistió en una formaleta marca Doka autotrepante anclada al mismo CCR. Dado que las capas superiores de CCR recién colocadas tardan en fraguar y desarrollar resistencia, para que los anclajes trabajen deben colocarse de tres a cuatro paneles verticales unidos entre sí, de manera que el empuje del concreto de las capas superiores sea soportado por los anclajes de los paneles de las capas inferiores ya fraguadas.



Preparación de la junta entre capas: La “junta caliente” requiere únicamente eliminar el agua superficial libre y los elementos contaminantes. Dado que en época lluviosa la eliminación del agua es difícil la superficie expuesta se manejaba con una pendiente ente el 1 % y 2 % hacia aguas abajo y se disponía además de dos camiones aspiradores, dándose el secado final con esponja. Las “juntas intermedias” tipo A y B requieren la colocación previa de una capa de lechada o mortero, y la “junta fría” requería el tratamiento ordinario para una junta de construcción en concreto convencional, eliminando el mortero en exceso.

Distribución y compactación del concreto: Una vez depositado el CCR en el sitio, ya sea por la banda transportadora o por vagoneta, se extiende con un tractor D5NLGP en capas de 30 cm y se compacta con un rodillo vibratorio liso CAT CS-533E de 10 ton. La colocación del concreto sigue una secuencia por calles de 7,5 m de ancho que van de margen derecha aguas arriba a margen izquierda aguas abajo. De manera permanente la superficie expuesta debe ser curada mediante “nubes” de agua buscando una condición de superficie húmeda sin agua libre.



Figura VII-25 Equipos de distribución y compactación del CCR

Otros aspectos de la colocación del concreto: La presencia de tres galerías de inyección y drenaje a través del cuerpo de la presa obligaron a suspender la colocación del concreto cuando se llegaba a ellas. En la galería de acceso de la elevación 1 121 msnm. se utilizó la modalidad de moldear su forma con la colocación de arena y así poder colocar el CCR de manera continua. El cuerpo de la presa cuenta con 413 instrumentos, principalmente termómetros y deformímetros. Su colocación exige de muchos cuidados de localización y conducción del cableado hacia el exterior.

Para el acabado de superficies expuestas o de contacto, ya sea por razones de impermeabilidad, trabajabilidad o apariencia, se utilizó el mismo CCR enriquecido con lechada y colocado con vibradores de aguja. Este procedimiento dio muy buenos resultados. La presa está diseñada como 16 monolitos independientes separados con juntas de contracción, las cuales deben ser inducidas en cada capa mediante un plástico



introducido con una cuchilla metálica operada hidráulicamente, y requiere de banda impermeable en toda la zona de aguas arriba de cada junta.

Entre las elevaciones 1 126 msnm y 1 140 msnm se colocó el CCR con la modalidad de “hiperbloques” que consiste en dividir el cuerpo de la presa en aproximadamente dos mitades, por una junta longitudinal, colando entonces primero una mitad y luego la otra, con lo cual al tenerse solo una mitad del área de concreto expuesto se dispone también, para iguales requerimientos de madurez, de la mitad del tiempo para concluir la capa y por consiguiente se mejora la calidad de la junta, sobretodo en época lluviosa.

Para todas la etapas de construcción de la presa es básica una muy buena disposición de torres grúa y para ello siempre se contó con dos o tres de manera simultánea, además de las grúas móviles. Cabe destacar la adquisición de una torre grúa (Potain MD 1 100) que tiene un brazo horizontal de 86 m, con capacidad de 10 ton en punta y 40 ton máximo, la cual entre otros usos permitió ingresar o retirar equipo pesado de la presa cuando por su altura ya no era posible acceder mediante la rampa de materiales sueltos.



Figura VII-26 Vista frontal de la presa de CCR

VII.5.7 PROGRAMA DE TRABAJO

El ICE mantuvo en su programa de trabajo el periodo de colocación del CCR producto del concurso de licitación, a saber 14 meses para la colocación de los 728 000 m³. La colocación del CCR se inició el 24 de marzo del 2009 y finalizó el 9 de junio del 2010 (14,53 meses), cumpliéndose entonces prácticamente con lo programado.

VII.5.8 CONTROL DE CALIDAD

Se dio un proceso muy estricto de control de calidad que comprende el control del cemento y de los agregados, el batido de la mezcla en planta considerando los requisitos de temperatura y confección de cilindros de prueba, y en el sitio la verificación de consistencia, tiempos de fragua, instrumentación, temperatura, segregación y

compactación, así como un muestreo posterior con núcleos extraídos del cuerpo de la presa para verificar la homogeneidad del concreto y su resistencia a la tensión. El requisito de alcanzar esta resistencia a la tensión a 1 año en 12 kg/cm² tiende a cumplirse satisfactoriamente.

VII.5.9 RENDIMIENTOS Y COSTOS

En la figura 16 siguiente se muestra el avance mensual obtenido en la colocación del CCR. El promedio mensual fue de 50 023 m³ y si se consideran los treinta días consecutivos de mayor colocación acumulada, se presenta un valor de colocación mensual máximo de 101 534 m³, lo que significa una relación de 2,03 entre los valores máximo y promedio, valor usual a nivel mundial en este tipo de presas. Los meses de mayor colocación fueron aquellos correspondientes al tercio medio de la presa, que tenían un mayor volumen por capa, no obstante que corresponden a los meses de lluvia, lo que significa que su afectación fue compensada con altas producciones puntuales y con el sistema de colocación del CCR mediante hiperbloques.

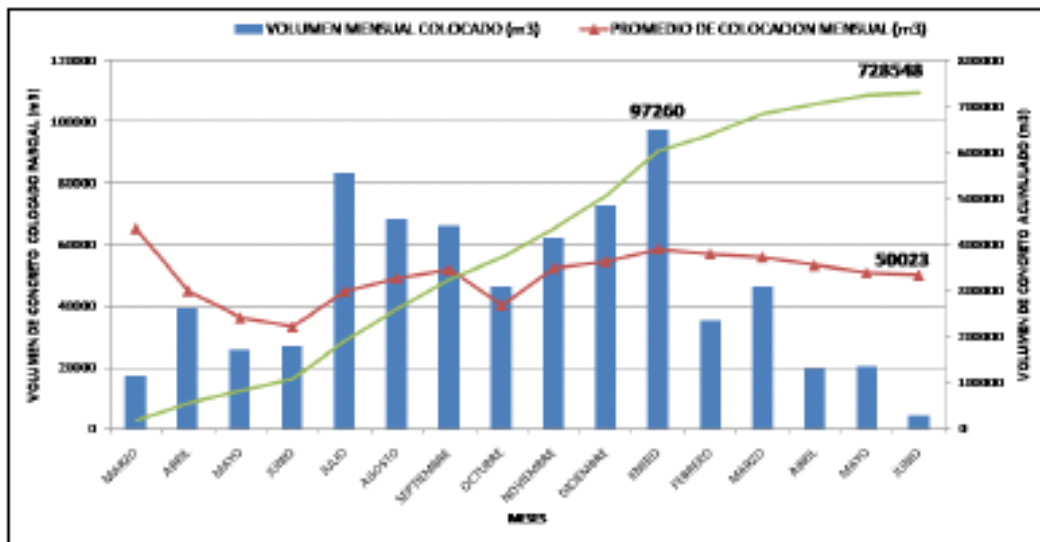


Figura VII-27 Colocación mensual real CCR

Semanalmente el promedio de colocación fue 12 348 m³ con un máximo de 27 490 m³, diariamente el promedio fue 1650 m³ con un máximo de 5120 m³, y horariamente se obtuvo un promedio de 155 m³ y un máximo de 320 m³.

El costo promedio real del CCR (A y B) fue de \$71 siendo su principal componente los materiales, y entre ellos el cemento. El contenido de cemento en la mezcla se fue optimizando conforme la estadística los resultados de resistencia lo permitiese, y en el caso del CCR A su contenido inicial fue de 220 kg/m³ finalizando en 200 kg/m³.

Capítulo VII Ejemplos de Aplicación del CCR en presas

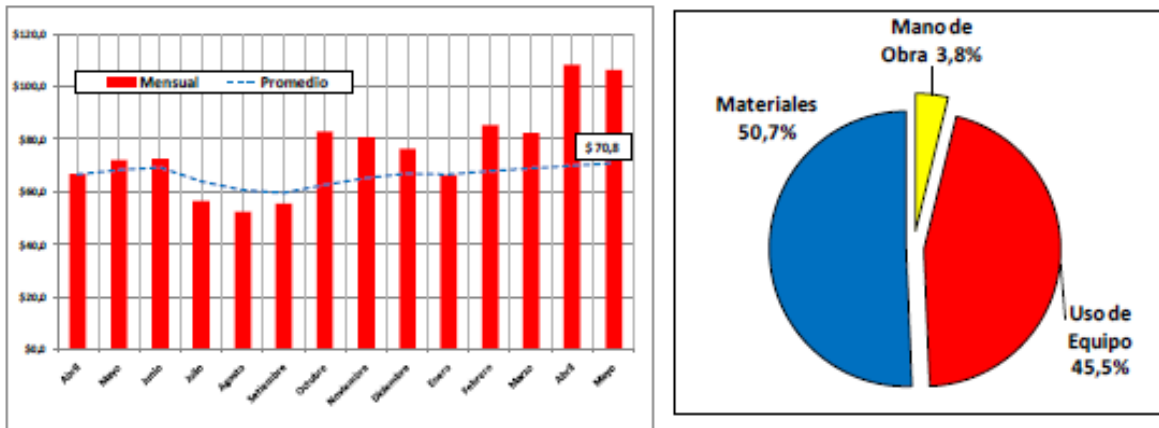


Figura VII-28 Costo del CCR y su composición porcentual

VII.5.10 CONCLUSIONES

- El cuerpo de la presa en CCR se construyó en el plazo previsto de 14 meses y con un costo unitario de \$ 71, inferior al presupuestado.
- La capacidad y cantidad de los equipos utilizados fue el adecuado aunque superior al previsto por el contratista original. Al ser fundamental una continuidad en la colocación del CCR se demostró la utilidad de dimensionar la capacidad de los equipos para producciones pico del doble de la producción promedio. El promedio mensual de colocación fue de 50 023 m³ y el máximo de 101 534 m³
- Ante la baja disponibilidad inicial de la banda transportadora fue muy importante la decisión de construir alternativamente para el transporte y la colocación del CCR la rampa de materiales sueltos y las canoas.
- Se cumplieron los estándares de calidad especificados. El elemento más crítico, cual es la calidad de las juntas entre capas, se satisfizo de manera excelente al obtenerse un porcentaje de juntas caliente del 64% -vs- un porcentaje de juntas frías del 5%. Asimismo se está cumpliendo satisfactoriamente el requisito de la resistencia a la tensión a 1 año superior a 12 kg/cm².



VII.6 MÉTODOS Y TÉCNICAS RECIENTES EN EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PRESAS DE CCR.

En los últimos 20 años desde el inicio de construcción de presas de CCR se han realizado una gran cantidad de innovaciones en los procesos de diseño y constructivos de las presas, que han resultado en su mayoría exitosos. Actualmente se han desarrollado nuevas ideas de tal manera que a inicios de la construcción de presas era para altura bajas y medianas, actualmente se tienen presas con alturas superiores a los 200 m de altura, estas innovaciones van enfocadas a la calidad del CCR y a reducir tiempos de construcción, que ve reflejado en costos, en los últimos seis años se han desarrollado innovaciones que se consideran importante para el diseño y procesos constructivos de los cuales se considera que son cinco de los cuales son los más importantes y se presentan a continuación:

VII.6.1 MÉTODO DE LA CAPA INCLINADA

Una diferencia significativa entre la colocación del concreto convencional con el Concreto Compactado con Rodillo es el numero significante de juntas de construcción horizontales. Con el objetivo de obtener una densidad de compactación adecuada se ha colocado capas de 0.3 m de espesor de CCR, mientras que para el concreto convencional se colocan capas de cuando menos 1.5 m de espesor lo que significa que se colocaran 5 veces más el número de juntas entre capas.

No hay duda de que para lograr que una estructura sea monolítica, las juntas son la clave para lograrlo. La experiencia muestra que la filtración en estructuras de CCR ocurre a lo largo de las juntas y no en el cuerpo de la cortina, evidenciando que no se comporta como una estructura monolítica.

Se han construido presas de sección gravedad de CCR con altura superior a los 100 m a partir de la mitas de los 90's (Pangue, Porce II, Jiangya, Dachaoshan, La Miel I, Ralco, etc), todas ellas requieren que el CCR tenga capacidad a los esfuerzos verticales de tensión y de corte horizontal y juntas. El esfuerzo cortante común es de 1 a 1.5 Mpa y la fuerza de cohesión se encuentra entre 0.5 y 1.0 Mpa, esto para diseñarse en casos de cargas extremas. En presas cuya altura excede los 200 m de altura se han diseñado para que se requieran alrededor de 700 juntas entre capas.(Forbes, 2003)

Con rendimientos altos de colocación del CCR, trabajos nocturnos y la urgencia de preparar la superficie de la capa para rápidamente avanzar a la siguiente capa de CCR, es inevitable que se lleven a cabo procesos estándar en la juntas entre capas. Una presa fallará siempre que las juntas no estén bien construidas, de manera que hay que poner especial atención en la inspección de la construcción de las juntas, ya que una vez completada la presa, este error ya no es sencillo corregir. A fin de lograr un monolito de homogéneo por medio de las juntas, se ha encontrado que esta debe colocarse dentro del fraguado inicial del CCR de la capa inferior. El no utilizar retardantes de fraguado este



tiempo es de alrededor de 1.5 a 2.5 horas. Sin embargo este tiempo puede ampliarse desde 5 hasta 15 horas más. Pero para llevar a cabo una colada horizontal completa a lo largo de la presa de CCR toma entre 15 y 30 horas. Por lo tanto a pesar de tener cuidado para minimizar los daños producidos por el tránsito de equipos de construcción pesada, aun cuando se lleve a cabo la limpieza de la superficie con aire comprimido, emplear agua para el curado, llevar acabo tratamiento con una cama de mortero o el uso de un CCR con un alto contenido de pasta no ha sido posible tener una estructura monolítica, de tal manera que existen zonas en donde se tengan resistencia bajas, principalmente en las juntas elevadas a lo largo de la presa.(Forbes, 2003)

El método de capa inclinada para la colocación del CCR fue concebido durante la construcción de la presa Jiangya (131 m de altura) a finales de 1997 y fue adoptada a partir de la altura media de la presa en adelante. Los rendimientos de colocación se incrementaron considerablemente y el proyecto fue competitivo como consecuencia directa de realizar el cambio al método de capa inclinada. Desde entonces el método ha sido utilizado en muchas presas de CCR chinas, La presa de Tannur, y la presa Lajeado en Brasil (71 m, 2001).

Inicialmente el proceso adoptado en Jiangya, se dividió la presa en bloques, cada uno de ellos con un ancho de 60 m, construyendo bloques de 3 m de altura y utilizando como cimbra hojas de acero verticales a lo largo de una de las juntas transversales. Después de 10 capas horizontales de CCR, cada capa de 0,3 m de espesor, colocándose entre la cimbra aguas arriba y el escalón aguas abajo de 1 m de altura para completar un bloque de 3 metros. De esta manera se redujo el área de colocación, de manera que la capa de 0.3 m de espesor pudo ser colocada en un rango de 5-6 horas, cada una, lo cual se encuentra dentro del tiempo inicial de colocación del CCR. Una vez terminado el bloque la cimbra de reubico de manera transversal, construyéndose un bloque adyacente. La junta fría en el borde de los 3 metros del bloque, fue un corte temprano y una pequeña capa de mortero se aplicó cuando el siguiente bloque fue terminado, como ocurre normalmente en cualquier presa de concreto convencional. El costo de la cimbra transversal y la lechada de CCR enriquecida a lo largo de ambos lados del bloque, las dificultades del mantenimiento de las rampas de acceso por medio de camiones de CCR y el costo del tiempo de colocación retardado son algunas de las desventajas de este sistema the bloques. Sin embargo se tienen buenos resultados obteniendo un CCR homogéneo a lo largo de las juntas elevadas. (Forbes, 2003)

Las ventajas que conlleva este método de colocación del CCR son:

- Se logra un monolito de CCR homogéneo a lo largo de las juntas de las capas de 0.3 m
- Se tienen ahorros de alrededor del 90% de costos con respecto al curado del CCR, limpieza de la superficie y aplicación de mortero de liga en las juntas elevadas.



- Se reduce significativamente el número de juntas horizontales en un 90 %, resultando en general una estructura más segura.
- El número de juntas frías se limita a una en cada 3m, resultando la mitad de juntas que las empleadas en una presa de concreto convencional.
- El corte temprano y la preparación de la junta elevada nos lleva a que no sea parte de la ruta crítica, el lavado y limpieza no interfieren con el proceso de colocación

VII.6.2 USO DE GEOMEMBRANAS

Las geomembranas representan una técnica consolidada para la impermeabilización a largo plazo de las estructuras hidráulicas, nuevas o existentes. Ellas han sido utilizadas en todo el mundo en la rehabilitación de una variedad de presas, canales, túneles hidráulicos, embalse, etc; en la nueva construcción de numerosas presas de CCR y de materiales sueltos, e los canales de energía hidroeléctrica y suministro de agua.

VII.6.2.1 SISTEMA CON GEOMENBRANA DE PVC DRENADA.

Gracias a los recientes desarrollos en la investigación, pruebas, diseño y fabricación, geomembranas más performantes son utilizadas. Las pruebas de laboratorio y la experiencia en campo ha demostrado que las geomembranas basada en PVC plastificado, con su bajo módulo de elasticidad, son más flexibles y por lo tanto con mejor comportamiento con respecto a la perforación y ruptura. Las características de tracción de geomembranas de PVC, con >230 % de capacidad de elongación, conservará su estanqueidad en presencia de asentamiento y movimientos diferenciales que, por el contrario en presas de ECC podrían provocar fisuras/agrietamiento de las losas de la cara y dar lugar a una posible ruptura de waterstop, en paramentos de concreto bituminoso, y en presas de CCR podría causar formación de grietas en el concreto y posibles rupturas de los sellos.

Geomembranas de PVC tienen una permeabilidad superficial baja, y cuando están correctamente colocadas no tienen uniones defectuosas o grietas por donde el agua puede infiltrarse o perderse, lo que permite satisfacer los requisitos de seguridad a lo largo plazo y eficiencia de la estructura hidráulica. Geomembranas de PVC se hacen en las fábricas en forma de láminas flexibles delgadas (del orden de 1 a 4 mm) suministradas en rollos, y normalmente se unen en el sitio mediante la superposición de las hojas de geomembranas unidas por soldadura por calor. Las soldaduras por calor, cuando se ejecutan y controlan adecuadamente, logran la adherencia profunda de las dos capas superpuestas, que se traducen en una sola capa con el doble de espesor.

Un sistema de drenaje se coloca generalmente detrás de la geomembrana, para la captura y descarga del agua de infiltración y condensación, evitando que se afecte el cuerpo de la estructura, permitiendo monitorear el comportamiento del sistema de impermeabilización. No hay límite en la altura del agua que las geomembranas pueden aceptar. El récord mundial actual es de 198 m en presas de materiales sueltos (



Karahnjúkar, Islandia), 188 m en presas de CCR (La Miel I, Colombia) y 174 m en presas de concreto convencional (Alpe Gera, Italia). Con el tiempo las geomembranas mantienen su estanqueidad: la literatura disponible sobre el seguimiento de geomembranas de PVC en servicio durante 20 años.

Un beneficio adicional del sistema expuesto llega de la rugosidad hidráulica muy baja de la geomembranas, que permite una mayor producción eléctrica en caso de canales de energía hidroeléctrica y túneles, y el aumento de abastecimiento de agua y minimizar operaciones de limpieza.

En construcciones nuevas, la adopción de geomembranas resulta en reducir procesos constructivos y tiempos. En las presas de CCR, la adopción de la geomembranas permite reducir el contenido de cemento en el CCR, reduciendo / eliminando el “bending mix” en las juntas horizontales del CCR y los waterstops revestidos, permitiendo tener un mejor control de calidad, sin costos adicionales para el enfriamiento, y temperaturas amplias de colocación.

En la presa de CCR La Miel I, el total de las infiltraciones de la geomembrana expuesta de PVC con el embalse totalmente lleno es de 2 l/s, por la mayoría de los estribos; Balambano, presa de CCR de 95 m de altura con un sistema de PVC instalado en 1999 tiene un caudal total de filtraciones de los 6 desagües de 15 480 m² de cara aguas arriba de solo 0,012 l/s con un máximo de 0,965 l/s.

VII.6.2.2 REPARACION DE JUNTAS / GRIETAS CON WATERSTOPS EXTERNOS

Otra aplicación de las geomembranas sintéticas es su uso como waterstops externos sobre juntas y grietas. El sistema de waterstop externo es un desarrollo del concepto adoptado por el sistema mencionado de geomembrana expuesta, la cara aguas arriba de la presa es revestida por una geomembrana impermeable de PVC elástico. En el waterstop externo, la geomembranas de impermeabilización de PVC, articulada en forma de una tira continua sobre la junta, es sellada en el perímetro por un sello mecánico del mismo tipo. El waterstop externo, ha sido utilizado con éxito en la impermeabilización de juntas y grietas en presas de concreto convencional, de mampostería, de ECC y CCR, tanto en seco y bajo del agua.

VII.6.2.3 PRESA DE CCR DOÑA FRANCISCO, BRASIL.

Doña Francisca es una presa de CCR de 50 m de altura y 335 mm de longitud de coronamiento, con un vertedor libre y juntas de dilatación a cada 20 m. Las levantadas de CCR tienen un espesor de 30 cm. La cara aguas arriba está formada con una capa de concreto convencional de 0,5 m de espesor. El finalizar la colocación del concreto convencional, antes de llenada la presa, y después de fenómenos de contracción en el concreto, se presentaron grietas en toda la cara agua arriba. Dos grietas importantes se desarrollaron en casi toda la altura de la presa. Las dos grietas importantes eran en dirección vertical y parecían deberse a la contracción térmica. Dado que la situación de



las juntas no estaba bien definida, se seleccionó un sistema de geomembranas (waterstop externo) por su capacidad de mantener estanqueidad, si las fisuras existentes se amplían o si las losas se fisuran ulteriormente. El diseño se basó en la presión del agua de 50m.

El sello externo fue colocado en las juntas grandes y pequeñas para una longitud total de 150 m.

El revestimiento de impermeabilización, geocompuesto PVC SIBELTON CNT 3750 que consiste en una geomembrana de PVC de 2,5 mm de espesor junta a un geotextil de 500 g/m² por medio de calor durante la extrusión, se colocó sobre una capa formada por el mismo material. No se ha realizado mantenimiento después de la rehabilitación en el año 2000 de manera que la estanqueidad del compuesto en las grietas no se ha visto comprometida y no se han detectado fugas.



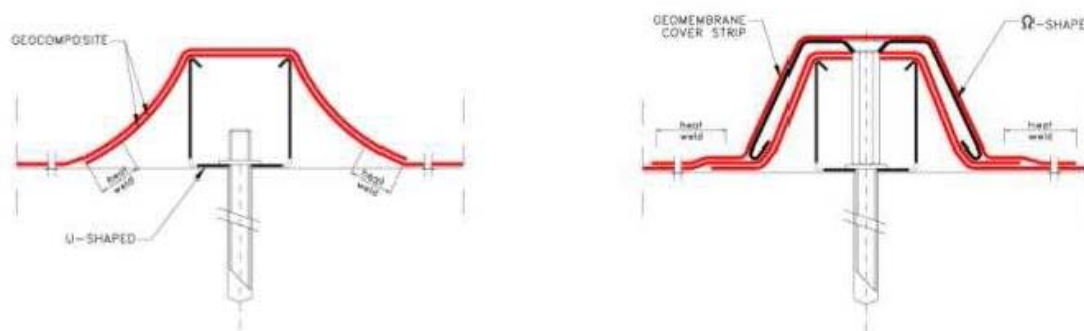
Figura VII-29 juntas de contracción en donde se presentaron grietas, aplicando un geocompuesto impermeabilizante.

VII.6.2.4 SISTEMA CON GEOMEMBRANAS EN UNA CONSTRUCCION NUEVA.

El sistema con geomembrana de PVC expuesta y drenada en la presa de CCR, La Miel I, Colombia 2002, con una altura de 188 m, es una de la presas de CCR más altas del mundo. Es una presa de gravedad recta construida en un estrechamiento. Para cumplir con el calendario contractual, el diseño original del paramento aguas arriba hecho de concreto armado colocado con encofrados deslizantes, se cambió a un sistema de geomembranas de PVC expuesta y drenada, colocada sobre una zona de 0,4 m de espesor de CCR vibrado enriquecido con lechada. Este doble sistema de estanqueidad se consideró necesario debido a la altura de la presa. El uso del CCR enriquecido con lechas, permite una buena compactación en la cara de la presa, asegurando un buen acabado de la superficie de concreto aguas arriba. La mezcla tiene un contenido de cemento de 85 a 180 kg/m³; la juntas de contracción se colocan a cada 18,5 m. las temperaturas en el sitio oscilan entre 18 y 38 °C, la colocación del concreto se realizó con un rango de temperaturas de 26 a 32 °C.

Capítulo VII Ejemplos de Aplicación del CCR en presas

El revestimiento de impermeabilización es un geocompuesto, que consiste en una geomembrana de PVC laminada a un geotextil de propileno no tejido de 500 g/m². En la parte más baja de la presa, a la elevación 268 hasta la elevación 330 msnm, la geomembrana de PVC es de 3 mm de espesor, de la elevación 330 a la elevación 450 se tiene un espesor de 2,5 mm. La superficie total del talud aguas arriba es de 31.500 m². El anclaje del geocompuesto se realiza mediante perfiles de tensión paralelos verticales colocados en el espaciamiento de 3,70 m. donde la altura de aguas es la elevación 268 a la elevación 358 msnm, los perfiles de acero inoxidable tienen un refuerzo central. El componente en forma de U del montaje de perfiles de tensión se adjuntó al encofrado, y se embebió en las levantadas de CCR de 0,3 m de espesor, dando lugar a una configuración diferente de la que se muestra en la **figura 8. El segundo componente del montaje de perfiles de tensión, colocado** sobre el geocompuesto de PVC y conectado al primer componente, cera y tensiona el revestimiento de PVC sobre el talud



El sistema de drenaje integrado en la cara aguas abajo del geocompuesto consiste en el espacio entre el geocompuesto y la cara de la presa, en el geotextil laminado a la geomembrana de PVC, en los conductos verticales formados por los perfiles de tensión, en un colector periférico integrado en el CCR, en las tuberías de descarga trasversales que vierten en la galería, y en los tubos de ventilación que aseguran el flujo de agua a presión ambiente.

El sistema de drenaje se divide en 4 secciones horizontales, cada uno con descargas en la galería ubicada en su punto más bajo. Cada compartimiento horizontal es a su vez dividido en compartimientos verticales con descargas por separado. En total hay 45 compartimientos separados que permiten dar un seguimiento preciso del comportamiento del sistema de impermeabilización. En correspondencia de las juntas de dilatación, dos capas de sacrificio del geocompuesto prestan soporte al geocompuesto de impermeabilización sobre la junta. El geocompuesto de PVC se instaló en 6 secciones horizontales. Un sistema de carril móvil se utilizó para instalar el sistema de impermeabilización de PVC simultáneo e independiente de las actividades de CCR. El sistema de carriles se adjuntó a la presa en la cara por primera vez en unos 90 m sobre la cimentación y luego se trasladó a unos 140 m sobre la cimentación.

Capítulo VII Ejemplos de Aplicación del CCR en presas

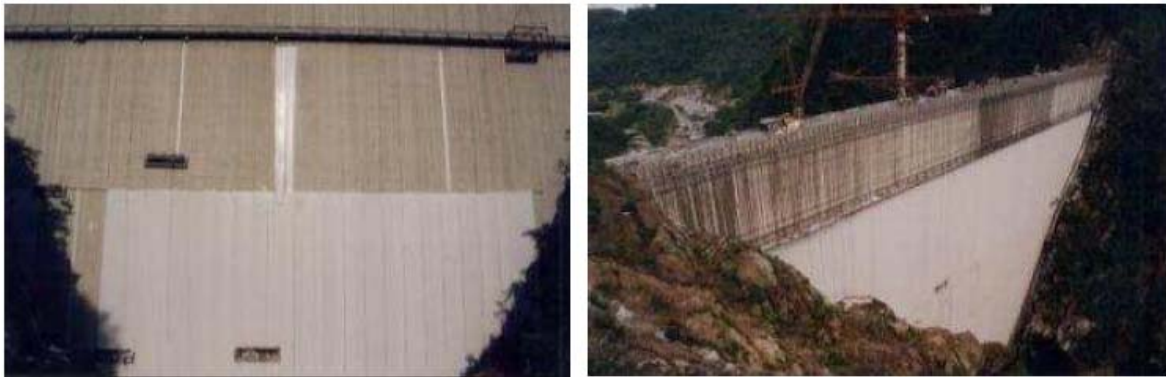


Figura VII-30 Instalación del geocompuesto de PVC en la parte inferior y con las plataformas utilizando el sistema de carriles

La instalación por etapas permitió llenar la presa mientras que estaba en construcción y seguir en la mejor manera de la división del sistema de drenaje en compartimientos horizontales.

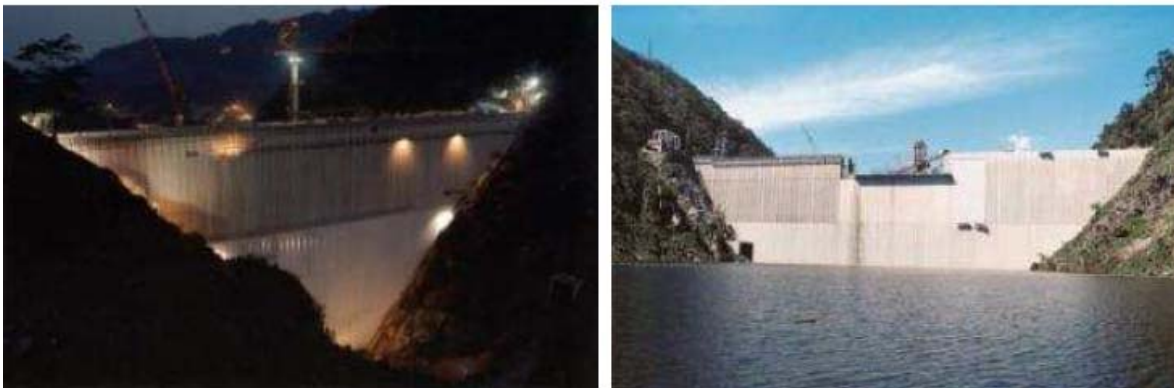


Figura VII-31 Instalación de la geomembrana en la parte superior de la presa durante el llenado del vaso.

La construcción del plinto de inyección se hizo tras la colocación del CCR. Un geocompuesto de PVC, colocada sobre las levantadas de CCR y sobre roca natural de excavación, impermeabiliza el plinto. La impermeabilización del plinto es herméticamente conectada a la impermeabilización de la cara aguas arriba de la presa por un sello mecánico. El sello de estanqueidad se logra comprimiendo el geocompuesto de PVC con tiras de 80 x 8 mm de acero inoxidable sobre el cemento regularizado con resina epoxi; juntas de goma y placas de empalme aseguran que la compresión se distribuya uniformemente. Este tipo de sello, probado a 2,4 Mpa, se coloca también en la cresta, para resistir los rebases.



La construcción de la presa se inició en abril de 2000 y finalizó en junio de 2002, en total 26 meses. El cambio de diseño permitió cumplir con los tiempos, y el ahorro fue debido a la disminución del contenido de cemento.

VII.6.2.5 SISTEMA WATERSTOP EXTERNO

El diseño convencional para la impermeabilización de las juntas de expansión/contracción se basa en el concepto de suministro de líneas múltiples de waterstop, suponiendo que estén fabricadas con materiales deformables, suficiente para resistir el movimiento de las juntas. Una línea vertical de drenaje es creada normalmente detrás del waterstop para interceptar posibles fugas. Esta propuesta puede discutirse sobre la base de que los waterstops convencionales permiten sólo la deformación en la parte central del bulbo, y la experiencia de campo ha demostrado que no siempre son eficientes en el alojamiento de movimiento en las juntas durante el servicio; como el waterstop está vinculado a los bloques monolíticos contiguos, y la deformación máxima está en función del espacio entre estos. El enfoque teórico dice que la elongación máxima que un waterstop PVC puede absorber es de aproximadamente el 250 % del espacio libre, es decir unos 10 mm. La experiencia demuestra que las deformaciones pueden superar con creces este valor. Además su instalación es bastante complicada en una operación altamente mecanizada.

Un enfoque alternativo adopta el concepto de la instalación de una sola línea de defensa más eficiente que es capaz de acomodar el movimiento previsto. Un compuesto de PVC se instala en la cara completa, y se apoya sobre la junta con una estructura de soporte que impide que la lámina de impermeabilización se derrumbe en la junta que trabaja a máxima apertura bajo la carga máxima de aguas. La estructura de soporte es específica del lugar, y generalmente incluye una o más capas de materiales geosintéticos (geotextil anti-pinchado, geocompuesto de sacrificio) y, en algunos casos un soporte rígido. El geocompuesto impermeabilizante se coloca sobre el soporte en forma de banda vertical típicamente desde 40 a 60 cm de ancho, sellada herméticamente al perímetro con el sello mecánico.

VII.6.2.6 PRESA DE CCR PORCE II, COLOMBIA.

Porcell es una presa de CCR de 118 m de altura construida en 2000 en Colombia. Su cara aguas arriba está formada por una extrusora de bordillos. Todas las juntas de contracción, a una distancia promedio de 35 m, se impermeabilizan con el sistema de waterstop externo. En concreto, en Porce II el sistema consiste en una capa de sacrificio/soporte y una capa de impermeabilización.

El soporte consiste en una parte rígida y una flexible. La parte rígida se compone de dos placas de acero inoxidable ancladas a lo largo del borde, y una banda de teflón para reducir la fricción en la solapadura y permitir el deslizamiento de las placas. La parte flexible de la estructura de soporte está compuesta por un geotextil de poliéster de 2000 g/m², anclado a lo largo de un borde y que suministra protección anti-pinchazos a los

bordes de deslizamiento de las placas de acero, y por un geocompuesto de PVC de sacrificio. Los componentes flexibles proporcionan un soporte extra y son elementos de baja fricción, de modo que el movimiento de la junta puede ocurrir sin afectar el geocompuesto impermeabilizante.



Figura VII-32 Juntas de contracción antes de la instalación del waterstop y placas de acero ancladas a lo largo del borde



Figura VII-33 Componentes flexibles del waterstop (Izquierda). Waterstop externo instalado en las juntas de contracción (Derecha)



La capa de impermeabilización de PVC cuenta con un geocompuesto SIBELON CNT 5050, consistente en una geomembrana de PVC de 3,5 mm de espesor, junta por calor y la cubre por una anchura total de unos 40 cm (figura 27). El geocompuesto es anclado herméticamente a lo largo de su perímetro por perfiles planos de acero inoxidable que lo comprimen contra el concreto que es formado por el equipo extrusor y regularizado por el recorte de la compensaciones y por una capa de resina epoxi. Las juntas sintéticas distribuyen la tensión para lograr una compresión uniforme. El geocompuesto de PVC está expuesto. A nivel del plinto, el geocompuesto de PVC que impermeabiliza las juntas verticales se conectan directamente a la roca.



Figura VII-34 Vista exterior de la instalación de los waterstops.

El diseño final del waterstop se basó y se verificó por pruebas en un recipiente a presión bajo una carga hidrostática de 3,4 Mpa y apertura de la junta de 35 mm. El instituto de investigación hidráulica Ismes en Italia supervisó y aprobó el sistema.



CAPITULO VIII CONCLUSIONES

El Concreto Compactado con Rodillo o CCR se ha convertido en un material aceptado para la construcción de presas y pavimentos, la rehabilitación y modificación de las presas existentes. Esta tecnología provee un método económico y rápido de construcción con principios similares al de suelo-cemento y otras construcciones de tierra.

Es necesario hacer notar que el CCR puede ser usado en muchas estructuras diferentes a las presas, aunque el mismo nombre es usado en todos los casos y las características esenciales son las mismas, existen diferencias, algunas de ellas considerables, entre los varios usos. Esta tesis está relacionada únicamente al CCR para uso en presas.

En el desarrollo de la metodología de diseño de mezclas CCR han surgido dos filosofías: la Filosofía de Suelos o Geotécnica y la Filosofía de Concreto, dependiendo del tratamiento que se le ha dado al agregado. No es el propósito de esta tesis juzgar cual filosofía es mejor, debido a que ambas han funcionado satisfactoriamente. Típicamente el diseñador que está más familiarizado a trabajos con ensayos geotécnicos, seleccionará la Filosofía de Suelos.

La Filosofía de Suelos para proporcionamiento de mezclas de Concreto Compactado con Rodillo, considera al CCR como un agregado enriquecido con cemento, compactado a su máxima densidad. La densidad del CCR es determinada para al menos cuatro diferentes contenidos de humedad usando ensayos de compactación de laboratorio Proctor Modificado, lo que permite el cálculo de la máxima densidad seca y el contenido de humedad óptimo a utilizar en la mezcla CCR.

La propuesta del diseño de mezcla de CCR utilizando Conceptos de Compactación de Suelos es simple y está basada en procedimientos de ensayos estándar que están familiarizados con la mayoría de pruebas de laboratorio convencionales. Todos los ensayos para el diseño y control de calidad de un proyecto de CCR pueden ser realizados utilizando equipos y procedimientos familiares a alguna firma competente en ingeniería geotécnica y ensayos de laboratorio. Este diseño de mezcla es considerado adecuado para proyectos CCR de tamaño pequeño a medio, para los cuales un gran presupuesto para ensayos, típicamente no es disponible.

El programa de diseño de mezclas a utilizarse proporciona una comprensiva información del procedimiento a seguir para conseguir un diseño satisfactorio de una mezcla CCR, utilizando los conceptos de compactación de suelos; adaptando equipos utilizados típicamente en laboratorios geotécnicos y en el ensayo de probetas de concreto. Los resultados de los ensayos indicarán que el diseño de mezclas y la preparación de especímenes, usando técnicas de compactación de laboratorio, provee una alternativa viable para evaluar mezclas de CCR.



El criterio principal para tomar una decisión sobre el concreto a utilizar en una presa, es básicamente, el de las condiciones particulares del lugar, así como la disponibilidad de agregados de calidad hallados en la zona. Sin embargo, los retos que actualmente enfrenta este material son diversos. Entre los grandes desafíos que enfrenta el desarrollo de ingeniería de las presas están la rentabilidad y el determinar factores como el control de la deformación. No obstante, en Estados Unidos y otros países desarrollados, ya es un gran reto obtener los permisos necesarios que avalen el impacto ambiental de una presa, quizá sea esto la primer dificultad a vencer.

Según informes económicos de las presas construidas con CCR en todo el mundo se puede decir que son más económicas (aunque no más fáciles de construir), debido al menor número de obras adicionales necesarias para lograr la impermeabilización ya que las pendientes de las caras de la presa son más altas, lo que trae como consecuencia menores volúmenes de mezcla.

Las presas realizadas con CCR han tenido un excelente rendimiento en cuestión de seguridad y un bajo mantenimiento, en comparación con otros sistemas. Se han construido presas con altura superiores a los 200 metros de altura, la presa Longtan en China, la cual alcanza una altura de 216.5 m, o los 272 m de la presa High Diemer Basha, en Pakistán, con lo cual se comprueba el avance que se ha obtenido en esta materia al mejorar todos los procedimientos que involucran este tipo de concretos, tales como su realización en las plantas realizadas en el sitio, su transporte y su colocación.

El trabajo de logística tiende a ser intensivo. Se debe garantizar la supervisión de todos los procesos, desde la planta in situ, a la cual se le suministran las proporciones adecuadas de la mezcla, hasta su transportación al lugar de su colocación por medio de bandas o transporte especial rodado que permite sea suministrado en el lugar preciso para esparcirlo y ser compactado con los rodillos vibratorios. Sin duda, lo más importante del proceso resulta ser la continuidad de todas las etapas de producción ya que debido a los grandes volúmenes se requiere equipo especial que sea capaz de producir la demanda diaria sin interrupciones.

Otro factor digno de mención es el clima. En el diseño de una presa localizada en regiones con altas variaciones en la temperatura, se deben tomar las precauciones del caso para controlar los esfuerzos de origen térmico. Además, se recomienda tener en cuenta el régimen de lluvias ya que la construcción se puede ver afectada cuando éstas son muy fuertes o continuas.

Una vez estudiadas las variables mencionadas se realizan varios prediseños o estudios de factibilidad para después profundizar en aquellos que arrojen las mejores perspectivas. En suma, podemos resumir que hay tres requerimientos esenciales para que una presa CCR sea exitosa. Primero, el diseño razonable que permita que sea construida



CONSIDERACIONES PRÁCTICAS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO.



rápidamente; segundo, obtener una mezcla de CCR cohesiva y sin segregación; y tercero, generar una metodología de construcción optimizada continua en la producción de concreto y abastecimiento de sus agregados.

Es necesario reconocer que hay mucho por aprender acerca de las mezclas de CCR, por lo que se requiere realizar más investigaciones con una cantidad mayor de pruebas en laboratorios, a fin de una mejor utilización y adaptación de esta nueva tecnología.



BIBLIOGRAFÍA

ACI. 1999. *Roller-Compacted Mass Concrete*. s.l. : American Concrete Institute, 1999. ACI 207.5R-99.

Bilbas, Omer A. 2007. *Roller Compacted Concrete Dams*. 2007.

Campbell, D. B., and Johnson, P. C. 1984. *RCC Dam Incorporates Innovative Hydraulic Features*. Idaho : Proceedings, Conference on Water for Resource Development, Hydraulics Division, 1984.

Cannon, R. W. 1972. *Concrete Dam Construction Using Earth Compaction Methods, Economical Construction of Concrete Dams*. New York : ASCE, 1972.

Castelán - Crespo, J. Enrique. 2000. *Role of Large Dams in Socio-Economic Development of Mexico*. s.l. : World Commission Dams, 2000.

CONAGUA. 2013. Sistema de Seguridad de Presas. *Sistema de Seguridad de Presas*. [En línea] CONAGUA, 2013. <http://201.116.60.136/inventario/hinicio.aspx>.

CONAGUA, Comision Nacional del Agua. 2011. *Estadísticas del Agua en México 2011: El Recurso Hídrico en México*. Ciudad de México : CONAGUA, 2011.

Dolen, T. P., Richardson, A. T. y and White, W. R. 1988. *Quality Control/Inspection-Upper Stillwater Dam*. New York : Roller-Compacted Concrete II, ASCE, 1988.

Dunstan, M. R. H. 1978. *Rolled Concrete-With Particular Reference to Its Use as Hearting Material in Concrete Dams*. Londres : The Concrete Society, 1978.

Dunstan, M.R.H. 2003. *The State of the art of RCC dams in 2003, an update of ICOLD*. United Kingdom : s.n., 2003.

El Atance Dam (Spain): An example of an "RCC-friendly" design and construction. **et.al., S. Madrigal. 2003.** Madrid : Proceedings of 4th International Symposium on RCC dams, 2003.

Escalaya Advíncula, Miriam Rossana. 2006. *Tesis: Diseño de Mezclas de Concreto Compactado con Rodillo Utilizando Conceptos de Compactación de Suelos*. Lima, Peru : Universidad Nacional de Ingeniería, 2006.

Forbes, Brian. 2003. *Some Recent Innovative methods and techniques in the desig and construction of RCC dams*. Brisbane : Roller Compacted Concrete Dams, Berga et al., 2003.

Goldsmith, Casias T.J. y A., Benavides. 1988. *Soil Laboratory Compaction Methods Applied to RCC; Proc Roller Compacted Concrete II*. New York : ASCE, 1988.



Hansen, K.D y Reinhardt, W.G. 1991. *Roller-Compacted Concrete Dams*. New York : McGraw-Hill, 1991.

Hirose, T., and Yanagida, T. 1981. *Some Experiences Gained in Construction of Shimajigawa and Okawa Dams*. Londres : Proceedings, CIRIA Conference on Rolled Concrete for Dams, Construction Industry Research and Information Association, 1981.

Hopman, D. R., and Chambers, D. R. 1988. *Construction of Elk Creek Dam*. New York : Roller-Compacted Concrete II, ASCE, 1988.

ICOLD, International Comission Large Dams. 2006. *The history of the World Register of Dams*. Paris : ICOLD, 2006.

IMTA. 2001. *Geotecnia en Ingeniería de Presas*. México : IMTA, 2001.

—. **2001.** *Geotecnia en ingeniería de presas*. Morelos : IMTA, 2001.

Jansen, R.B. 1989. *Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation*. New York : Van Nostrand Reinhold, 1989.

Jofre, Carlos. 2003. *Presas de Concreto Compactado con Rodillo*. San Salvador : Revista del ISCYC, 2003. Año 8 Número 30.

Jofre, Carlos y Fernández, Rafael. 2003. *Innovaciones en presas de CCR*. s.l. : YMCYC, 2003.

Johnson, H A y Chao, P C. 1979. *Rollcrete Usage at Tarbela Dam*. s.l. : Concrete International V1, 1979.

La Presa de la Breña II. **Sandoval, A y Quiñones, M. 2007.** 3475, Madrid : Revista de Obras Públicas, 2007.

Main features of three unusual solutions for river diversion in large dams. **al., A. Berkani et. 2006.** Barcelona : Procceding of 22st Congress on Large Dams, 2006.

Marengo, Humberto. 1999. *Consideraciones acerca del futuro sobre las presas*. Ciudad de México : Comisión Federal de Electricidad, 1999.

—. **2006.** *La ingeniería de presas y obras hidráulica*. Ciudad de México : Revista Tláloc AMH No. 35, 2006.

Martínez, Bernado. 2010. *Tecnología y Conceptos en Concreto Compatado con Rodillo*. 2010.

Raphael, J. M. 1971. *The Optimum Gravity Dam, Rapid Construction of Concrete Dams*. New York : ASCE, 1971.



Reeves, G.N. y Yates, L.B. Jr. 1985. *Simplified Design and Construction Control for Roller Compacted Concrete, Proc Roller Compacted Concrete.* New York : ASCE, 1985.

Schrader, E. K. 1993. *Design and Facing Options for RCC on Various Foundations.* UK : Water Power & Dam Construction, 1993.

Schrader, E. K., and Thayer, H. J. 1982. *Willow Creek Dam-A Roller-Compacted Concrete Fill.* París : Transactions, 14th International Congress on Large Dams, Rio de Janeiro, 1982; International Commission on Large Dams (ICOLD), , 1982.

The construction of Beni Haroun dam,Algeria. al., **A. Berkani et. 2000.** 3, Londres : Hydropower and Dams, 2000, Vol. 7.

U.S Army Corps Of Engineers. 1992. *Engineering and Design, Roller Compacted Concrete.* Washington : Department of Army, 1992. EM 1110-2-2006.

U.S. Army Corps Engineers, USACE. 1995. *Design Gravity Dams, EM 1110-2-2200.* 1995.

US Army Corps of Engineers. 2000. *Roller-Concrete Compacted.* Washington : Department of Army, 2000. EM 1110-2-2006.

USACE, Waterways Experiment Station. 1998. *Roller-Compacted Concrete (RCC) Dams.* Oregon : USACE, 1998.

USBR, U.S. Bureau of Reclamation. 1976. *Design of Gravity Dams.* 1976.

—. **1987.** *Guidelines for Designing and Constructing Roller-Compacted Concrete Dams.* Denver : ACER Technical Memorandum No. 8, USBR, 1987.

Wong, N.C., Bischoff, J.A. y Johnson, D.H. 1988. *Strengthening and Raising.* New York : Proc. Roller Compacted Concrete II, ASCE, 1988.