



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

ANÁLISIS Y DISEÑO DE PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON
RODILLO

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
RAYMUNDO USSIEL PADUA FERNÁNDEZ

TUTOR PRINCIPAL:
DR. OSCAR ALBERTO LÓPEZ BÁTIZ
FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO, CDMX, DICIEMBRE 2017

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Sánchez Sesma Francisco José

Secretario: Dr. Rivera Constantino Rigoberto

Vocal: Dr. López Bátiz Oscar Alberto

1^{er}. Suplente: M. I. Mendoza Rosas Marco Tulio

2^{do}. Suplente: Dr. Reinoso Angulo Eduardo

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: México, CDMX

TUTOR DE TESIS:

Dr. López Bátiz Oscar Alberto



A handwritten signature in black ink, consisting of several loops and a long horizontal stroke, is positioned above a dashed horizontal line. Below the line, the word "FIRMA" is printed in bold, uppercase letters.

FIRMA



Índice General

INTRODUCCIÓN	4
PROPÓSITO	9
ALCANCE	9
RESUMEN	9
GENERALIDADES	10
CAPÍTULO 1 PRESAS DE CCR	14
CAPÍTULO 2 DISEÑO DE MEZCLA Y PROPIEDADES DEL CCR	38
MÉTODO DE PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS	42
PRINCIPALES PROPIEDADES MECÁNICAS DEL CCR.....	55
PRINCIPALES PROPIEDADES TÉRMICAS.....	67
CAPÍTULO 3 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	69
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	69
CARGAS ACTUANTES	70
CONDICIONES DE CARGA.....	82
COMBINACIONES DE CARGA UTILIZADAS EN EL DISEÑO	83
FACTOR DE SEGURIDAD	94
ANÁLISIS DE ESFUERZOS EN LA PRESA	100
COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO ANTE FUERZAS SISMICAS	106
PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS	116
CAPÍTULO 4 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	121
PROYECTO HIDROELÉCTRICO MIEL I	121
PROYECTO HIDROELÉCTRICO GIBE III	141
PROYECTO GRAND ETHIOPIAN RENAISSANCE DAM (GERD).....	152
CAPÍTULO 5 CONCLUSIONE	155
REFERENCIAS	157
ANEXO A	159
EJEMPLOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD BAJO CARGAS ESTÁTICAS	159
EJEMPLOS DE ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTO DE LA CORONA BAJO CARGAS ESTÁTICAS	167
ANEXO B	169
ZONIFICACIÓN DE PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO	169
ANEXO C	172
EJEMPLOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO BAJO CARGAS ESTÁTICAS Y DINÁMICAS.....	172

INTRODUCCIÓN

Las presas son estructuras cuyo objetivo es formar una barrera contra la corriente de un fluido y acumular este en un embalse artificial, existen diferentes clasificaciones de presas de acuerdo con sus materiales estas pueden ser: concreto convencional, concreto compactado con rodillo, presas de jales, materiales graduados, de tierra con núcleo de arcilla etc. Las presas pueden clasificarse también por su altura, el International Committee on Large Dams (ICOLD) las clasifica de la siguiente manera: Una gran presa es aquella que mide más de 15m de altura o entre 10 y 15 metros si satisface alguno de los siguientes criterios: tiene más de 500 m de longitud, su embalse excede de 1 Mm³, la capacidad de vertedor es mayor a 2000 m³/s. Las pequeñas presas son aquellas que miden menos de 15 m de altura. Por su geometría se pueden clasificar en diferentes tipos: presas de arco, presas de gravedad, presas de contrafuertes etc.

Las presas se construyen para cubrir las necesidades de la población de un País: generación de energía eléctrica, para fines agrícolas y pesca, para cubrir el suministro de agua potable, para la minería etc.

En cuanto a la energía eléctrico se refiere, la energía hidroeléctrica es considerada como una energía limpia, mediante el protocolo de Kioto de 1997 se establecieron las políticas a fomentar para la reducción de los gases de efecto invernadero (GEI), entre las cuales se encuentra fomentar reformas, intercambio de tecnologías, el acuerdo principal de los países desarrollados fue alcanzar la reducción conjunta de las emisiones de GEI, al menos en un 5% bajo los niveles existentes al año 1990, para el primer período de compromisos comprendido entre los años 2008 al 2012, se han realizado 21, convenciones sobre el marco de las Naciones Unidas sobre el cambio climático. En la COP21 celebrada en París en el 2015, se establecieron las medidas para mantener el calentamiento global por debajo de los 2 grados Celsius.

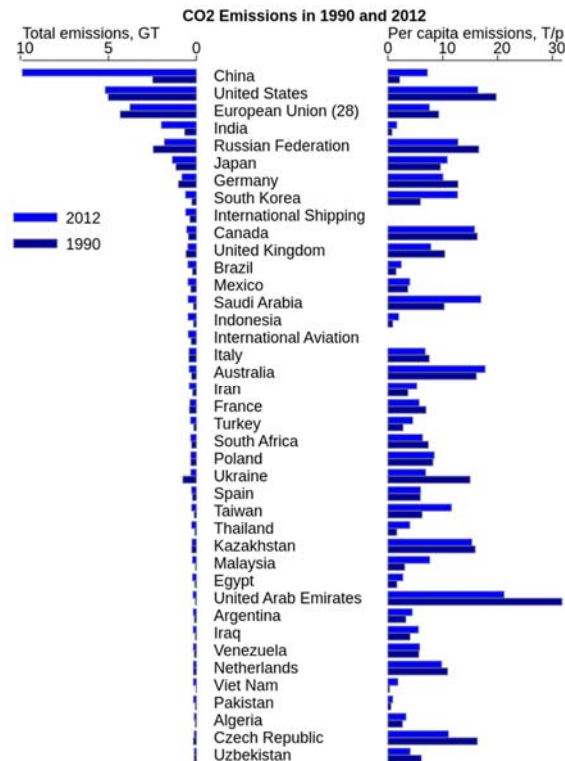


Figura I- 1 Emisiones de CO2 per cápita¹

¹ Muestra los 40 países mayores emisores de CO₂ en el mundo entre 1990 y 2012, incluyendo cifras de renta per cápita. Los datos se tomaron de [base de datos UE](#).

En seguimiento a los acuerdos establecidos en el protocolo de Kyoto en el 2013 el Gobierno de Mexicano público las reformas en los artículos de la Constitución en materia de energía, en el 2014 y 2015 se publican: la Ley de la Industria Eléctrica y la Ley de Transición Energética, esta última se establecen las metas de participación mínima de Energías Limpias en la generación eléctrica: de un 25% para el 2018, 30 % para el 2021 y 35% para el 2024.

En el 2015, la generación hidroeléctrica representó el 10% de la generación total y el 18.3% de la capacidad instalada con 97 centrales en operación. En el 2015, la capacidad instalada fue de 68 044 MW y la generación bruta de energía eléctrica fue de 309 553 GWh con consumo de energía eléctrica de 288 232 GWh, la demanda máxima se ubicó en 40 710 MW.

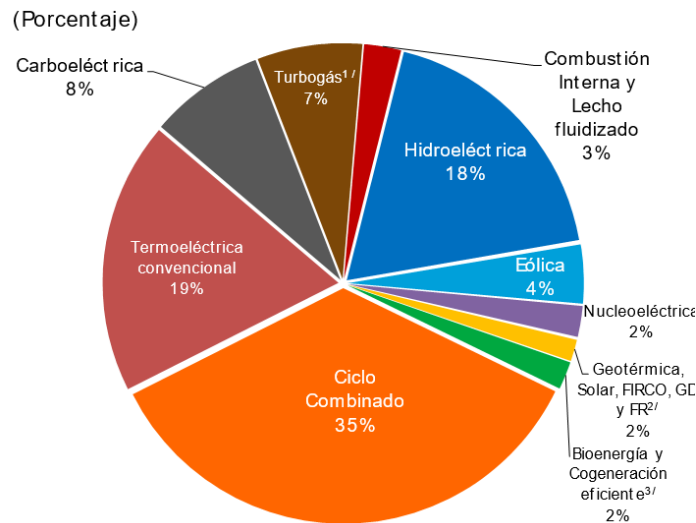


Figura I- 2 Capacidad Instalada por tipo de tecnología 2015 (SENER, 2016)

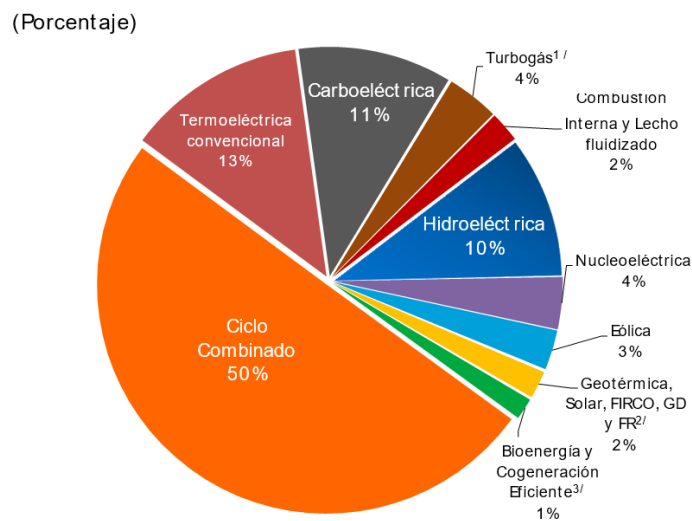


Figura I- 3 Generación de energía eléctrica por tipo de tecnología 2015 (SENER, 2016)

De acuerdo con el Programa Indicativo para la Instalación y Retiro de Centrales Eléctricas (PIIRCE) se requieren 57 122 MW de capacidad adicional para satisfacer la demanda de energía eléctrica en el periodo 2016-2030 para alcanzar una capacidad total disponible equivalentes a 109 367 MW con una inversión estimada de 1.7 billones de pesos, la participación de acuerdo con las tecnologías se indica en la siguiente gráfica:

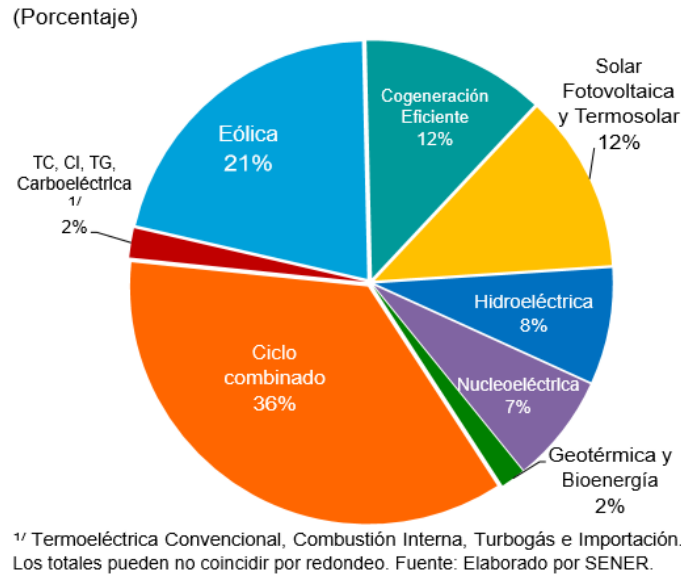


Figura I- 4 Participación en la capacidad adicional por tipo de tecnología 2016-2030 (SENER, 2016)

En el horizonte de planeación para el 2030 la capacidad total disponible de 109 367 MW, con una participación de 50% de tecnologías convencionales y 50 % de energías limpias, así mismo la generación eléctrica estimada para 2030 será equivalente a 443 606 GWh.

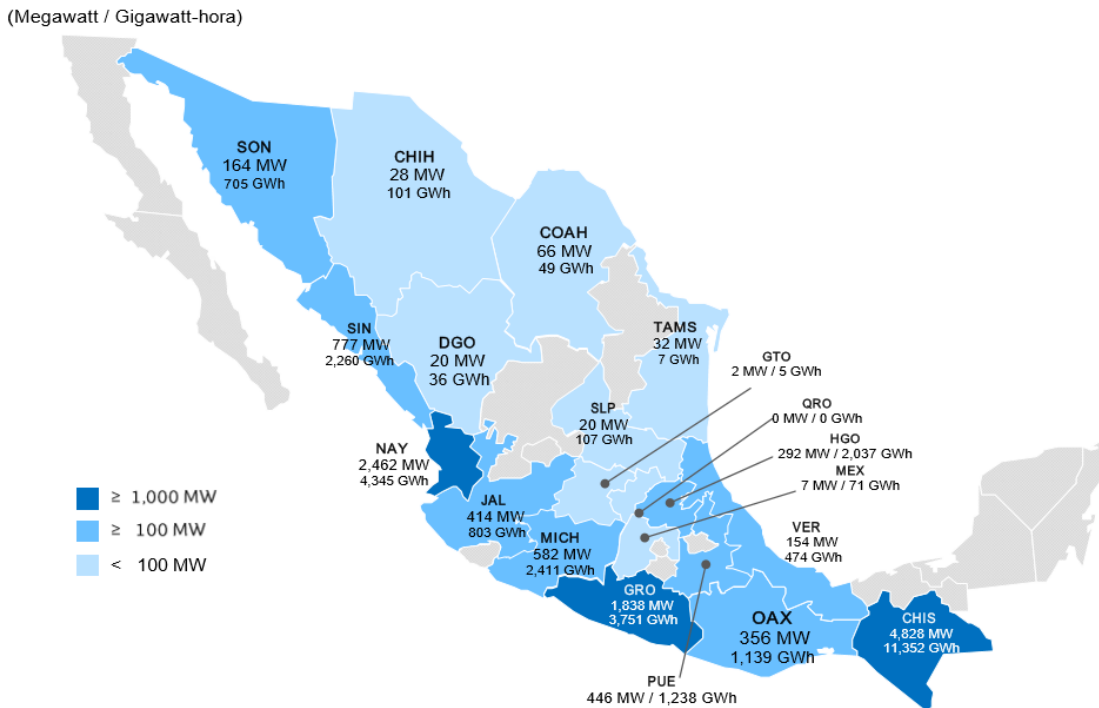


Figura I- 5 Capacidad y generación en centrales hidroeléctricas 2015 (SENER, 2016)

En cuanto a centrales hidroeléctricas se refiere se cuenta con una capacidad de 4 492 MW distribuidos en 26 proyectos.



Figura I- 6 Capacidad adicional en centrales hidroeléctricas 2016-2030

En cuanto a las presas para la agricultura, ganadería y pesca, datos de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) en el 2009 indicaban que la infraestructura de almacenamiento de agua de México está conformada por cerca de 4,462 presas. De éstas, sólo 14.94% (667 presas) se considera como grandes presas, debido a que cuentan con características distintivas como: la capacidad de almacenamiento mayor a 3 millones de metros cúbicos, y una cortina superior a los 15 m de altura, en la estadística del 2014 CONAGUA indica que existen en México 5 163 presas de las cuales 172 presas almacenan el 80% de almacenamiento nacional.

Los ríos y arroyos de México constituyen una red hidrográfica de 633 000 km de longitud donde se destacan cincuenta ríos principales por los que fluyen 87% del escurrimiento superficial del País. El grado de presión es el porcentaje que representa el agua empleada en usos consuntivos respecto a el agua renovable, es decir, es el grado de presión que se ejerce sobre el recurso hídrico de un País, cuenca o región.

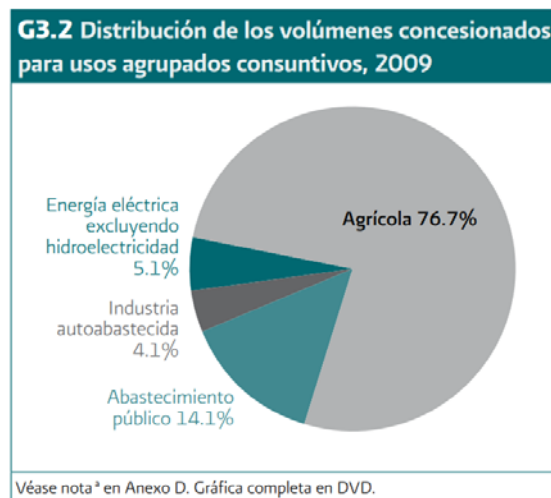


FIGURA I- 7 Distribución de volúmenes concesionados para usos agrupados consuntivos, 2009

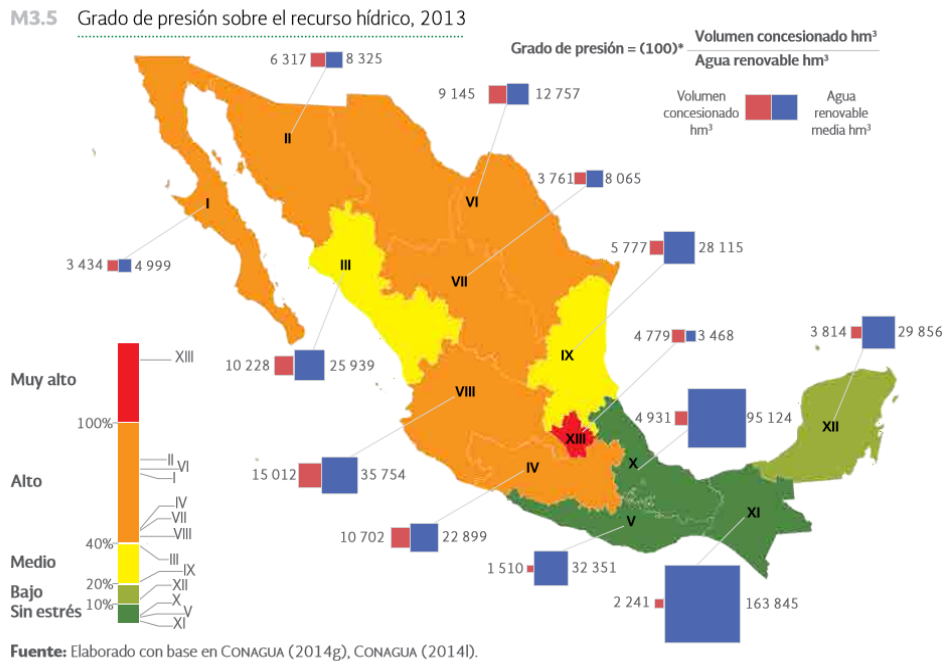
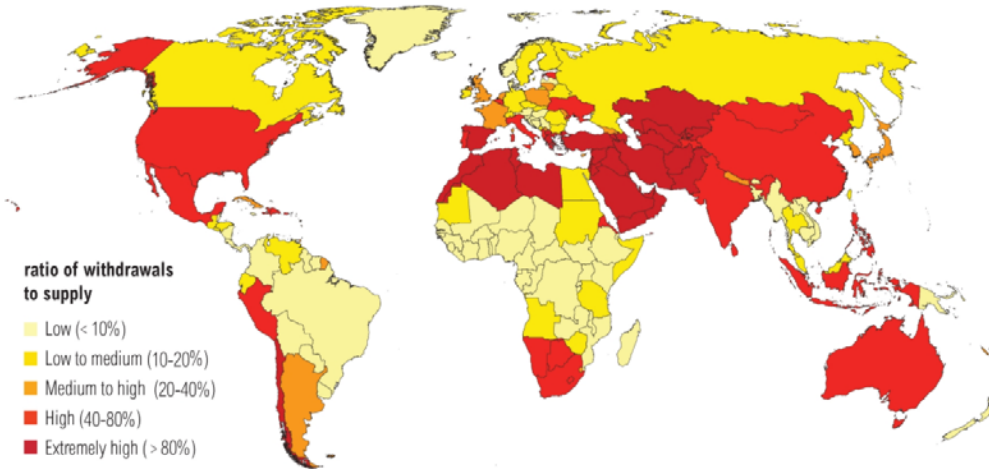


FIGURA I- 8 Grado de presión sobre el recurso hídrico, 2013 (SEMARNAT, 2014)

Water Stress by Country: 2040



NOTE: Projections are based on a business-as-usual scenario using SSP2 and RCP8.5.

For more: ow.ly/RiWop



Figura I- 9 Presión sobre el recurso hídrico estimado en el año 2040²

² <http://www.wri.org/blog/2015/08>



PROPÓSITO

La presente tesis tiene como objetivo presentar las bases principales para analizar y diseñar una presa constituida por Concreto Compactado por Rodillo, se presentan los métodos de análisis estáticos y dinámicos empleados por el estado del arte en este tipo de presas, se indican los aspectos constructivos con las nuevas técnicas de construcción empleadas a la fecha de realización de este documento y se proporcionan a los diseñadores y constructores los criterios principales a tener en cuenta en el análisis y diseño estructural de acuerdo a manuales y reglamentos actualizados en la construcción de este tipo de Presas.

ALCANCE

Existen diferentes tipos de presas, sin embargo, el presente trabajo es dirigido exclusivamente al análisis y diseño de presas de concreto compactado con rodillo. En este trabajo no se profundiza en el análisis y diseño térmico, este será abordado en una etapa posterior en los estudios Doctorales del autor.

RESUMEN

Este trabajo está compuesto por cinco capítulos y tres anexos que se describen a continuación:

En el primer capítulo se presenta los antecedentes del CCR, las ventajas de la construcción de presas con CCR, de manera cronológica la construcción de las presas más relevantes, así como fallas de presas ocurridas y estadísticas de diferentes fuentes.

En el segundo capítulo se mencionan los materiales que componen la mezcla de CCR, así como algunas mezclas de referencia utilizadas en Estados Unidos de Norte América, se presentan los métodos de proporcionamiento de mezclas más utilizados en el mundo: Método de CCR pobre, Método del Cuerpo de Ingenieros (USACE), Método de alto contenido de pasta, Método Japonés, Método de la máxima densidad y Método del American Concrete Institute (ACI), se mencionan algunas propiedades de las mezclas: trabajabilidad, segregación y propiedades mecánicas del CCR como: Resistencia a la compresión, resistencia a la tensión, módulo de elasticidad, relación de Poisson, etc. También se indican algunas propiedades térmicas: Calor de hidratación, calor específico, temperatura adiabática, conductividad y expansión térmica.

En el tercer capítulo se presenta las cargas o acciones, las condiciones en las cuales se presentan las cargas y sus combinaciones a considerar para el análisis de estabilidad de la presa, se indican los factores de seguridad y resistencia, se aborda el análisis de esfuerzos en la presa, se mencionan los sistemas estructurales para la modelación de la presa, así como los criterios que definen las interfaces entre los elementos, se menciona el criterio de análisis térmico y sus combinaciones. Por último, en este capítulo, se indican los procedimientos de análisis y evaluación de demanda vs capacidad estructural.

En el cuarto capítulo, se presentan los aspectos constructivos y de comportamiento más relevantes utilizados en tres de los más relevantes proyectos a nivel mundial: en la presa Miel I en Colombia, el proyecto GIBE y GERD en Etiopía África, los cuales fueron visitados después de su construcción y durante su construcción respectivamente.

En el quinto capítulo, se presentan las conclusiones para cada capítulo.

En el anexo A se presentan algunos ejemplos de dimensionamiento geométrico de la presa bajo cargas estáticas.

En el anexo B se presenta un ejemplo de zonificación para presas de concreto compactado con rodillo en su etapa de prefactibilidad.

En el anexo C se presentan un ejemplo de análisis dinámico de la presa utilizando una modelación estructural mediante SAP 2000.

GENERALIDADES

En los últimos años, los proyectos de gran infraestructura se han desarrollado con la técnica denominada “Fast Tracking” donde se realizaran varias actividades en paralelo para acelerar un proyecto, anteriormente para la construcción de un proyecto como una presa durante la etapa de planeación se desarrollaban los estudios de exploración casi en su totalidad antes de la construcción, actualmente los proyectos Fast Tracking se realizan estudios someros o indirectos, durante la etapa de construcción se profundizan esos estudios y diseños mientras se está construyendo, esta técnica se describe en las siguientes etapas empleadas por la Comisión Federal de Electricidad para la construcción de centrales hidroeléctricas.

Fase de Gran Visión: En esta etapa se identifican los proyectos necesarios para cumplir con el Programa de Desarrollo del País, para ellos se identifican los sitios con potencial para la construcción de una presa, de acuerdo con la planeación de demanda de energía y/o recurso de almacenamiento para riego o agua potable, se identifican los sitios mediante datos estadísticos proporcionados por diferentes dependencias como: CONAGUA, INEGI, SEMARNAT, CFE etc.

Fase de Prefactibilidad: Una vez establecido el sitio para la construcción de una presa, en la etapa de prefactibilidad se realizan los estudios previos (directos e indirectos) de hidrología, geología, geotecnia, ambiental, social, topográficos etc. Llegando a la definición de un modelo conceptual del proyecto, para ello se estudian diferentes tipos de presas y dimensionamiento, en esta etapa se realiza un análisis beneficio/costo para cada tipo de presa llegando a seleccionar la de mayor rendimiento o mayor relación de beneficio/costo del proyecto, si el análisis de costos es viable se procede a la adquisición de permisos como por ejemplo: la concesión de agua, la manifestación de impacto ambiental, el cambio de uso de suelo (si se requiere) etc.

Fase de Factibilidad: En esta etapa se realizan los estudios directos, se incrementan los sondeos de exploración, estudios ambientales y sociales se realizan directamente y con precisión, en esta etapa se dimensionan las obras que conformarán el proyecto a una escala más precisa. Se actualiza el análisis beneficio/costo con los resultados de las exploración y actualizaciones del proyecto, llegando a la realización del denominado proyecto de convocatoria, para licitación del proyecto el cual contiene principalmente: la ingeniería básica con la factibilidad técnica, económica y financiera del proyecto.

Por parte de la dependencia, se obtienen los permisos de construcción, uso de suelo, y se realiza la planeación del tiempo en el que se realizará la construcción del proyecto. En esta etapa se realiza el análisis de riesgo para las distintas variables (riesgo geológico, de diseño, de la construcción, financiero etc.) que pongan en riesgo la ejecución y costo del proyecto.

Fase de Ejecución: En esta etapa se desarrolla lo que se conoce como gestión del proyecto, una vez que el proyecto ha sido adjudicado al contratista ganador de la licitación, en esta etapa se realiza la ingeniería de detalle (con el alcance suficiente para su ejecución), se ejecutan estudios complementarios de geología, geotecnia y análisis estructurales en base a las condiciones de construcción del proyecto (o condiciones reales). Esta etapa consiste en el control la construcción mediante la supervisión directa y seguimiento de la calidad, los costos y tiempos de ejecución del proyecto.

Fase de Operación

Una vez concluida la construcción, en esta etapa se realizan las pruebas de operación del proyecto, por ejemplo para la cortina el llenado y vaciado del embalse, para el sistema turbogenerador la puesta en marcha de las turbinas, en esta etapa se realizan los últimos ajustes o mantenimiento necesarios, como por ejemplo inyecciones adicionales, en esta etapa se realiza la auscultación de los instrumentos instalados, se corrobora los resultados reales con los calculados en la etapa de ejecución del proyecto.

En cada una de las fases intervienen la mayoría o todas las disciplinas de la ingeniería, sin embargo, para llevar un proyecto a su correcto final o fase de operación se requiere poner atención a los siguientes aspectos que intervienen en el proyecto:



Aspecto Social

Durante la etapa de prefactibilidad, se deberá realizar consultas ciudadanas, es decir, investigar las sociedades conformadas por las etnias, pobladores, ejidatarios que se verán beneficiadas o afectadas directa o indirectamente por la construcción de la presa, llegando a establecer mediante encuestas el porcentaje de pobladores que están a favor y en contra de la construcción del proyecto, para ello, se deberá establecer reuniones con la sociedad y personal calificado (técnicos y sociólogos) quienes deberán explicar el proyecto de manera clara. En la etapa de factibilidad se deberán establecer los acuerdos justos y necesarios para evitar en la medida de lo posible los conflictos sociales, que pueden atrasar, posponer y hasta cancelar los proyectos de infraestructura. Estos acuerdos pueden ser: concesiones, pagos de derechos de vía justos y necesarios antes de iniciar con los trabajos. Si es un hecho que el proyecto tiene un alto porcentaje de oposición y se demuestra que afectará a la población en vez de beneficiarla, el proyecto deberá cancelarse y no pasar a la fase de ejecución.

Aspecto Ambiental

El aspecto ambiental comprende la investigación de la afectación directa o indirectamente de la flora y la fauna por la construcción del proyecto, hay que tener claro que cualquier tipo de proyecto realizado por el hombre afecta el medio ambiente, no obstante algunos proyectos pueden afectar más que otros, la medida de la afectación es medida mediante la Manifestación de Impacto Ambiental (MIA), cuya aprobación está a cargo de la SEMARNAT, si el veredicto de la MIA fuera aprobatorio se recomienda a los proyectistas establecer una correcta planeación de las medidas de mitigación de impacto ambiental (salvaguarda de la flora y fauna) y esta planeación deberá realizarse antes de la ejecución del proyecto, los proyectistas deberán abarcar todas las obras directas e indirectas (por ejemplo caminos de acceso, explotación de bancos, etc.). Si el veredicto de la MIA fuese negativo, el proyecto deberá rediseñarse o en su caso cancelarse y no proceder con la fase de ejecución.

Geología, Geotecnia, Geofísica y Sismología

Durante la etapa de prefactibilidad se deberá estudiar las condiciones geológicas de los posibles sitios donde se construirá la presa, estos estudios incluyen los aspectos regionales que deben cubrir como mínimo 100 km de radio alrededor del sitio (ICOLD) y locales mediante sondeos de exploración con los cuales se caracterizará la geología del sitio y geotecnia obtendrá las propiedades índice y mecánicas de la cimentación de la presa, el área de sismotectónica deberá estudiar y obtener las características sismotectónicas del lugar mediante exploración de geofísica o estaciones sismológicas, se debe considerar la sismicidad del sitio y la sismicidad que puede producir el embalse de la presa, esta sismicidad inducida debe considerarse en el diseño para presas mayores a 100 m de altura, capacidad de almacenamiento de 500 Mm³ (ICOLD B72, 2010) o que se encuentren en zona de sismicidad alta. El nivel y cantidad de exploraciones corresponderá a la magnitud y costo de la obra, es común que en la etapa de prefactibilidad se invierta entre uno y dos por ciento del costo total de la obra, durante la etapa de factibilidad se invierte del orden del dos al siete por ciento del costo de la obra y durante la etapa de ingeniería de detalle puede ser requerido hasta el 3% del costo del proyecto, es decir en total los estudios de geología, geotecnia y sismotectónica se invierte entre el uno al diez por ciento del costo de la obra. Si se identifica en las etapas de prefactibilidad que las condiciones geológicas, geotécnicas y sismotectónicas no son idóneas, el proyecto se deberá rediseñar, reubicar o considerar tratamientos de mejoramiento en el diseño.

Topográfico

En los aspectos topográficos se debe tomar en cuenta la forma de la boquilla, la cual definiera la sección longitudinal de la presa, se recomienda que las boquillas presenten las menores irregularidades posibles (picos o salientes) las cuales afectan la colocación de materiales y ocasionan concentraciones de esfuerzos en el cuerpo de la presa. Las salientes deberán ser suavizadas por medios mecánicos durante los trabajos de tratamientos de la cimentación. Otro aspecto a considerar son los caminos de acceso, se debe tener en cuenta que los accesos serán requeridos a diferentes elevaciones, principalmente para acceso a las galerías de inyección y drenaje, por lo que la topografía juega un papel importante en la selección del sitio para la construcción de una presa. Los proyectistas deberán tener en cuenta los bancos de materiales que conformarán los agregados del CCR, se

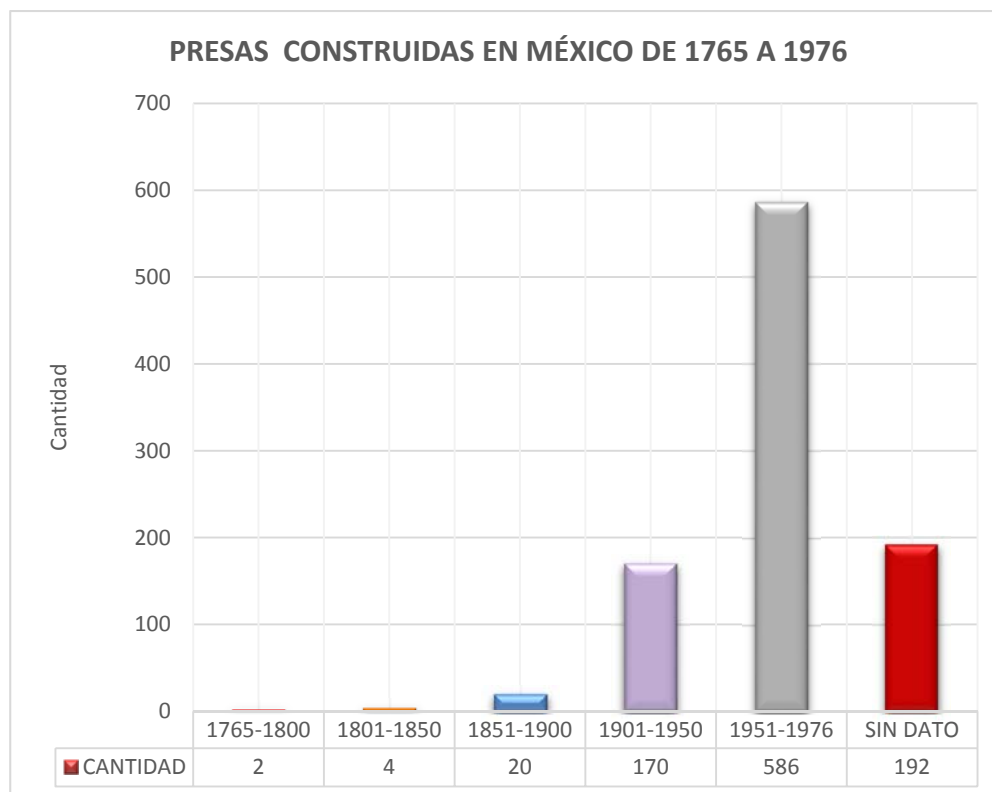
recomienda que estos bancos se encuentren cercanos al proyecto a una distancia no mayor de 10 km para disminuir costos por acarrees excesivos.

Aspecto Político y Económicos

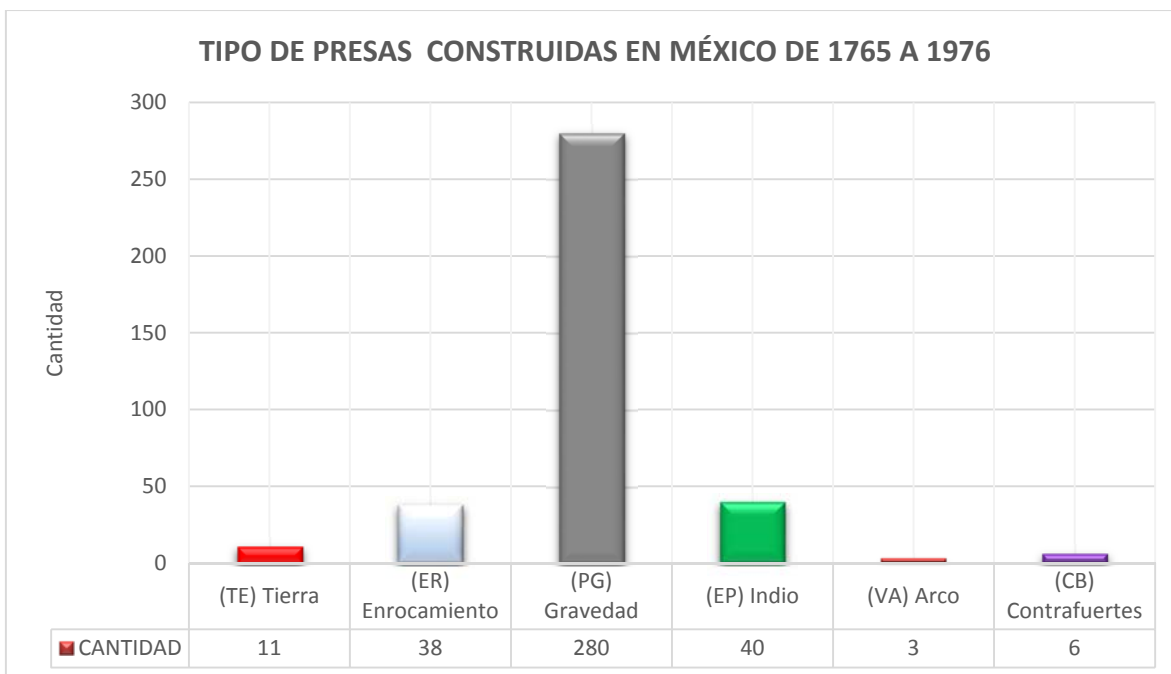
El aspecto político, en México es común que los proyectos se vean influenciados por el periodo sexenal del poder ejecutivo, sin embargo, se recomienda que el tiempo de las fases de un proyecto no se delimiten con respecto al cambio del ejecutivo, sino a los tiempos realistas para la ejecución de este tipo de proyectos. Es responsabilidad de los proyectistas la correcta planeación para concluir con éxito un proyecto en los tiempos establecidos como adecuados que garanticen la calidad y vida útil del proyecto. En cuanto al aspecto económico se deberá considerar un análisis de riesgo económico o financiero, donde las condiciones y proyecciones económicas del País deberán tomarse en cuenta, un ejemplo de esto es la variación en el precio del dólar norteamericano y la variación en las tasas de interés, dichos aspectos deben ser incluidos en la ecuación polinómica del costo del proyecto, la cual engloba a grandes rubros.

Presas construidas en México

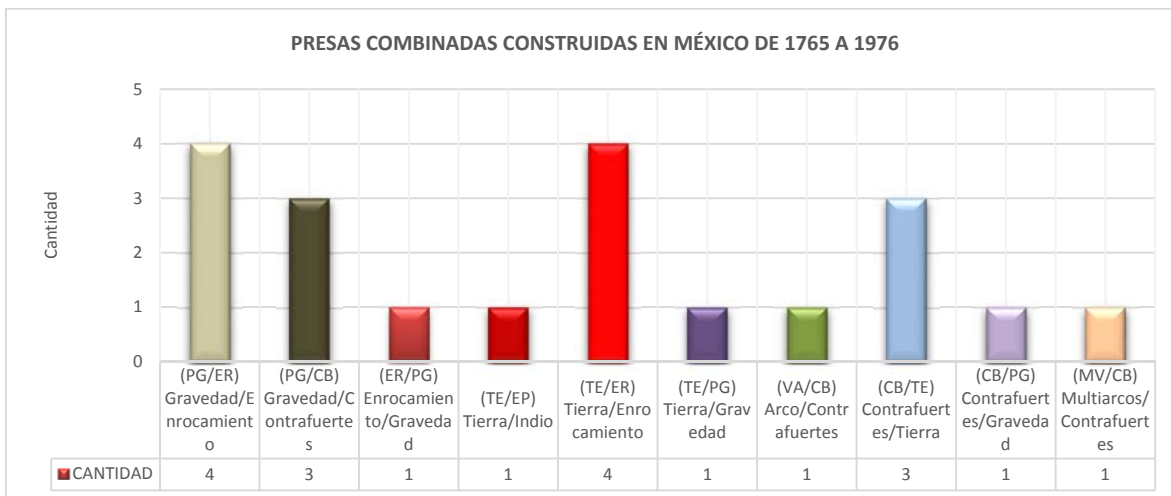
En el contexto de presas en México, la extinta Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos en el año de 1977 realizó un registro de cerca de 974 presas derivadoras y generación construidas desde 1765 a 1976 (SARH, 1977), de este registro se rescata el resumen ilustrado en las siguientes gráficas:



Gráfica I- 1 Presas construidas en México de 1765 a 1976



Gráfica I- 2 Tipo de presas construidas en México de 1765 a 1976



Gráfica I- 3 Presas con materiales combinados construidas en México de 1765 a 1976

Como podrá observarse existen una buena cantidad de presas de Tierra, indio y Enrocamiento construidas antes del año de 1976, así mismo se tienen registradas 26 presas construidas antes del año 1900, todas estas presas deberán ser evaluadas y rehabilitadas mediante un material que garantice la seguridad estructural.

CAPÍTULO 1 PRESAS DE CCR

¿Qué es el CCR?

El ACI 116 define al CCR como “Concreto compactado con rodillo; concreto que, en su estado sin endurecer, soporta un rodillo (vibratorio) mientras está siendo compactado”. El CCR es compuesto por los mismos materiales del concreto convencional, pero con menor cantidad de material cementante y usualmente mezclado usando equipo de trituración con mezclador de alta capacidad, trasladado con camiones o bandas, y extendido con uno o más Bulldozers en capas posteriormente compactadas con rodillos vibratorios. El CCR puede usar un amplio rango de materiales en diferentes cantidades en comparación con el concreto convencional.

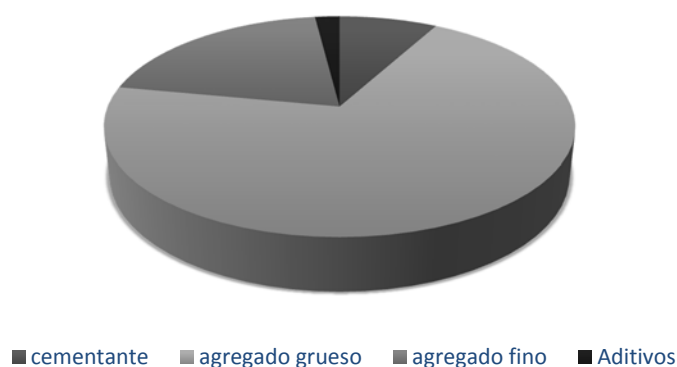


Figura 1- 1 Componentes del CCR

Antecedentes del CCR

El CCR fue inicialmente desarrollado para producir un material que presente las propiedades del concreto con las características de colocación de los materiales de un terraplén. El resultado fue un material que, cuando propiamente es diseñado y construido como una estructura de gravedad, deberá ser más económico en comparación con una estructura de materiales graduados o de concreto convencional. Para lograr esto, el CCR debe ser colocado lo más rápidamente y con la menor mano de obra tanto como sea posible, el diseño de CCR deberá restringir, el uso de múltiples mezclas y otras construcciones o requerimientos como cimbras que tiendan a interferir con la producción de CCR. El diseñador del CCR deberá minimizar los procedimientos de construcción complejos, las estructuras tienen que ser diseñadas para un alto rango de condiciones de análisis, desde, las de baja resistencia hasta las de alta resistencia. Es crítico que el diseño de la estructura se coordine con los requerimientos del desempeño del material del CCR y los requerimientos de especificaciones para la construcción.

El CCR tienen como antecedente la utilización de pavimentos construidos a base de CCR. El primer pavimento en Norte América fue reconocido por la oficina en Seattle del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de E. U. se trataba de una carretera en Yakima, Washington, que se construyó alrededor de 1942. Se tiene reporte de un pavimento de concreto en Suecia desde 1930 (IMCYC, 2009).



Entre 1960 y 1970, se usaba materiales que pueden ser considerados como CCR. En 1960, una alta producción de mezclas sin revenimiento que podían ser extendidas con Bulldozers fueron usadas en la presa Alpe Gere Dam en Italia y en la presa Manicougan I en Canadá. Estas mezclas fueron consolidadas con grupos de grandes vibradores montados sobre retroexcavadoras o cargadores frontales.

La rápida construcción de presas de gravedad usando equipo de movimiento de tierras, incluyendo grandes rodillos para compactar, fue sugerido en 1965 como una propuesta viable para economizar la construcción de presas. No obstante, no recibió mucha atención hasta que fue presentado por Raphael en 1970 para la “optimum gravity dam”. El concepto consideraba una sección similar a una presa de enrocamiento, pero con menor volumen.

Los primeros trabajos por el U. S. Army Corps Engineers (USACE) fueron en la anticipación de la construcción de una presa de gravedad optimizada para la presa Zintel Canyon, la construcción no fue financiada en aquel tiempo, pero muchos de sus conceptos fueron vertidos sobre presa Willow Creek, la cual se convirtió en la primera presa de CCR en U.S.A, a continuación, se muestran en orden cronológico el desarrollo y eventos más significantes en la utilización de CCR en presas del mundo y se incluye las presas construidas en México.

Desarrollo y eventos más significantes sobre el uso del CCR en mundo y México

- 1964 Alpe Gera Dam, una presa de gravedad de concreto de 172 m de altura en los Alpes Italianos fue construida en un dique de tierra, utilizando dumper trucks, dozers, y tractores con vibradores de inmersión montados para colocar concreto pobre en capas horizontales.
- 1970 Jerome Raphael presenta un artículo titulado “The Optimum Gravity Dam” en el cual propone el concepto de un terraplén hecho de cemento enriquecido, material granular en bruto colocado y compactado con un equipo para carreteras.
- 1970-1973 Investigaciones en los Estados Unidos de Norte América por el “Tennessee Valley Authority en Tims Ford Dam y por el Corps of Engineers en Jackson, Mississippi, y en Lost Creek Dam ayudaron a proporcionar la factibilidad económica del CCR y a el desarrollo de los métodos de construcción para su colocación masiva.
- 1974-1975 La emergencia de reparar el túnel de descarga en “Tarbela Dam” en Pakistán usando CCR demostró que la rápida velocidad de colocación es posible; 350 000 m³ de CCR fueron colocados en 42 días de trabajo.
- 1978 Investigaciones iniciadas por cuatro años primeramente por “Japan’s Committee on Rationalized Construction of Concrete Dams” permitió el inicio de la colocación de CCR para el cuerpo de Shimajigawa Dam, una presa de gravedad de 89 m de altura.
- 1978 Una prueba a escala completa del uso CCR con alto contenido de ceniza volante junto con cimbra deslizante controlada por láser fue exitosamente realizada en Wimblehall Dam en Inglaterra. Este trabajo de CCR con alto contenido de pasta contribuyó fuertemente en el diseño en 1980 de la presa Upper Stillwater en Utah a cargo del U.S. Bureau of Reclamation.
- 1980 Shimajigawa llegó hacer la primera presa en el mundo construida usando CCR en la porción principal de la presa.
- 1982 La colocación de 331 000 m³ de CCR en menos que 5 meses para la presa Willow Creek a cargo del U.S. Army Corps of Engineers en Heppner, Oregon, confirmó las rápidas velocidades de construcción y la viabilidad económica de presas construidas completamente de CCR.
- 1983 Inicia la construcción de Tamagawa Dam en Japón, la primera presa en alcanzar 100 m de altura con un volumen total de 1 154 000 m³.
- 1984 El CCR llega al sur del hemisferio con el diseño y construcción la presa Copperfield en Australia, presa de 40 m de altura construida en tan solo 10 meses.

- 1984 La construcción de la presa Winchester en Kentucky, presa de 21 m de altura usando paneles de concreto prefabricado y una membrana de PVC da cimbra al CCR, la cual provee de una cara impermeable iniciando un concepto que pudo ser llamado “presa de CCR con cara de concreto”.
- 1985 La resistencia a la erosión del CCR expuesto fue probada en sitio cuando la presa Chervil Ponding en Texas, una presa de CCR de 6.1 m de altura, fue rebasada durante una avenida por 4.4 m, 30 días después de que la construcción fue completada. Fue superada por 4.9 m debido a una avenida mayor dos años después, sin apreciables daños de CCR en la cresta y talud aguas abajo.
- 1986 La construcción de la presa Saco de Nova Olinda, presa de 56 m de altura en Paraiba, Brasil, la primera presa de arco de CCR en el mundo y la primera presa de CCR en Brasil y Sur de América.
- 1988 Inicia la construcción de la presa Sakaigawa en Japón, presa de 115 m de altura, la primera presa de CCR de más de 100 m de altura; la construcción de la presa Urugua-I en Argentina, presa de 75 m de altura, la primera presa de CCR con agregado pulverizado utilizado como finos.
- 1991 La construcción de la presa Myagase en Japón, presa de 155 m de altura, la primera presa de CCR mayor a 150 m de altura y 1 930 000 m³ de CCR.
- 1992 La construcción de Puding Arch Gravity Dam en China de 75 m de altura, usando el conceptual criterio de presa de arco.
- 1993 Se construye la presa Trigomil de 107 m de altura en el estado de Jalisco, México, siendo esta la primera presa de CCR construida en México con un volumen de 361 500 m³ de CCR.
- 2002 La presa Miel I en Colombia de 188 m de altura, la más alta del mundo en ese año y construida con 1 669 000 m³ de CCR.
- 2004 Se concluye la construcción de la presa Rompe Picos de 70 m de altura en el estado de Nuevo León, México, con un volumen aproximado de 474 000 m³ de CCR.
- 2005 Se construye en tan solo 6 meses la presa Amata de 30 m de altura en el estado de Sinaloa, con 55 000 m³ de CCR.
- 2008 La construcción de Guangzhao Dam en China de 201 m de altura, la presa mas alta del mundo en ese año y con un volumen de CCR de 2 420 000 m³.
- 2009 Se construye la presa Picachos de 85 m de altura en el estado de Sinaloa México, utilizando 340 000 m³ de CCR.
- 2009 La construcción de Longtan Dam en China de 217 m de altura, la presa más alta del mundo en ese año y con mayor volumen de CCR del orden de 4 952 000 m³.
- 2011 Se concluye la construcción de la presa Francisco J. Mújica de 90 m de altura en el estado Michoacan, México, utilizando 384 578 m³ de CCR.
- 2011 Inicia la construcción de High Diamer Basha Dam de 272 m de altura, en Paquistán, se estima se concluya en el año 2020 y llegará hacer la presa más grande del mundo construida con CCR.
- 2012 La construcción de Guandi Dam en China de 168 m de altura y 2 970 000 m³ de CCR.
- 2012 La construcción de presa el Realito de 90 m de altura en el estado de Guanajuato, utilizando 380 000 m³ de CCR.

- 2014 Inicia la construcción de la presa Zapotillo, Jalisco, México, presa de 105 m de altura y 1 250 000 m³ de concreto compactado con rodillo, la primera presa en México con más de un millón de metros cúbicos de CCR.
- 2008-2015 La construcción del GIBE III, de 246 m altura construida en Etiopia en el continente Africano con 6 114 000 m³ de CCR.
- 2011-2017 La construcción del GERP “Grand Ethiopian Renaissance Dam” de 145 m de altura se encuentra en construcción en Etiopia en el continente Africano, se estima utilizará 11 000 000 m³ de CCR, siendo la presa con mayor consumo de CCR en el mundo.

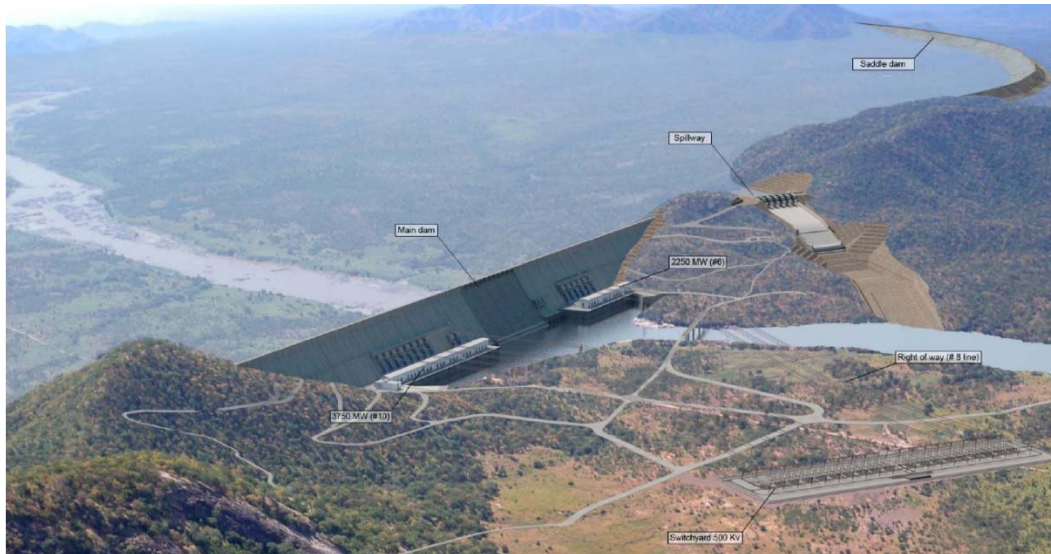


Figura 1- 2 Isométrico del proyecto GERP



Figura 1- 3 Fotografía del proyecto GERP tomada en el año 2014



Figura 1- 4 Isométrico del proyecto GIBE III



Figura 1- 5 Fotografía del proyecto GIBE III tomada en el año 2014

A finales de 1980 había solamente dos presas de CCR completadas, y a finales de 1986 había 15 presas de CCR completadas en el mundo, por finales de 1996 había más de 100 presas completadas y en construcción en el mundo, a finales de 2006 había más de 320 y a finales de 2012 más de 500 presas de CCR en el mundo.

Tabla 1- 1 Presas de CCR destacadas en el mundo a finales del 2006

Aspecto estadístico	Presa y particularidad	País
Presa más alta concluida	Miel I-188 m	Colombia
Mayor volumen	Tha Dan-4 900 000 m ³	Tailandia
Presa más sencilla	Beydag-3 000 000 m ³ - Solo un agregado	Turquía

Tabla 1- 2 Número de presas de CCR a finales del 2006

País	Número de presas	Porcentaje %
China	59	19
Brasil	54	17
Japón	42	13
USA	37	12
España	22	7

Es importante notar que de esos 5 países son responsables por cerca del 70% de presas de CCR en el mundo (Andriolo 2006)

En el 6 th en el Simposio Internacional de presas de CCR en España, celebrado en el año 2012 se presenta la Figura 1-6, en el cual muestra el considerable incremento en la construcción de presas de CCR, presas construidas con diferentes propósitos, desde la derivación de agua para la agricultura hasta la generación de energía eléctrica. La República Popular China es el país con el mayor incremento en la construcción de presas.

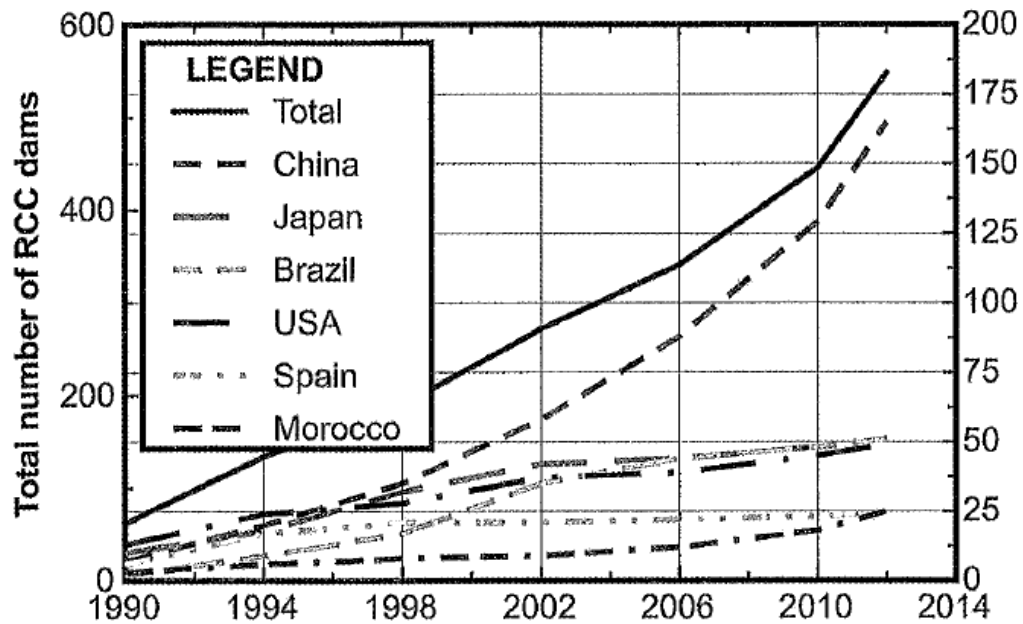


Figura 1- 6 Número de presas de CCR construidas en los seis países (DUNSTAN , 2012)

Posteriormente al protocolo de Kioto sobre el cambio climático, el objetivo de los países industrializados es aprovechar las energías limpias: oceánica, hidráulica, solar, biomasa, eólica y geotérmica. China es uno de los países en el mundo con gran potencial hidroeléctrico, la Figura 1-7 muestra los países con el mayor potencial hidroenergético, así como su producción actual en el año 1999. En México se tiene el compromiso de cumplir

lo que establece la Ley de Transición Energética, de generar 35 por ciento de la electricidad con fuentes limpias para el año 2024, por tal motivo deberá impulsarse los aprovechamientos hídricos.

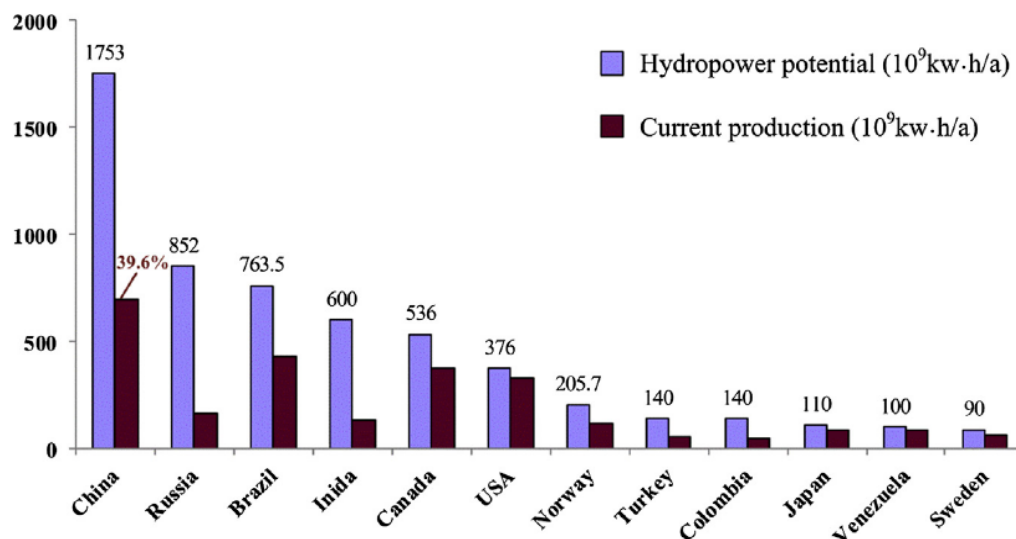


Figura 1- 7 Potencial hidroeléctrico y producción en el año 1999 (Zhang, 2013)

Las siguientes estadísticas obtenidas del 6 th Simposio Internacional de presas de CCR en España, celebrado en el año 2012 muestran el avance que se ha tenido en la construcción de presas utilizando la técnica del CCR, se destaca la presa Longtan en China con la de mayor altura y volumen del CCR al año 2012, sin embargo en Etiopía en el año 2015 la presa GIBE III es la presa de CCR más alta del mundo con 243 m de altura y en el 2017 el GERP será la presa con el mayor volumen de CCR con 11 millones de m³.

Tabla 1- 3 Las 10 presas más altas de CCR en el mundo

Presa	País	Altura (m)	Volumen en m ³		Proporcionamiento de mezcla (kg/m ³)		
			Rcc	Total	Cemento	Puzolana	Tipo
Longtan	China	217	4 952 000	7 458 000	99	121	F
Guangzhao	China	201	2 420 000	2 870 000	61	91	F
Miel I	Colombia	188	1 669 000	1 730 000	85-160	0	-
Guandi	China	168	2 970 000	4 710 000			F
Jin'anqiao	China	160	2 400 000	3 920 000	72	108	F
Urayama	Japón	156	1 294 000	1 860 000	91	39	F
Miyagase	Japón	156	1 537 000	2 001 000	91	39	F
Shatuo	China	156	1 510 000	1 980 000			F
Ralco	Chile	155	1 596 000	1 640 000	133	57	N
Son La	Vietnam	139	2 677 000	4 800 000	60	160	F

**Tabla 1- 4 Las 10 presas de completadas con mayor volumen de CCR en el mundo**

Presa	País	Altura (m)	Volumen en m ³		Proporcionamiento de mezcla (kg/m ³)		
			Rcc	Total	Cemento	Puzolana	Tipo
Longtan	China	217	4 952 000	7 458 000	99	121	F
Tha Dan	Tailandia	95	4 900 000	5 400 000	90	100	F
Guandi	China	168	2 970 000	4 710 000			F
Son La	Vietnam	139	2 677 000	4 800 000	60	160	F
Yeywa	Myanmar	135	2 473 000	2 843 000	75	145	N
Taum Sauk	USA	49	2 448 000	2 500 000	59	59	F
Guangzhao	China	201	2 420 000	2 870 000	61	91	F
Jin'anqiao	China	160	2 400 000	3 920 000	72	108	F
Beydag	Turkey	96	2 350 000	2 650 000	90	30	F
Baise	China	130	1 995 000	2 672 000	80	132	F

Tabla 1- 5 Las 10 presas con mayor velocidad de colocación de CCR en el mundo

Presa	País	Altura (m)	Colocación total		Colocación por mes (m3)		
			Volumen en m3	Tiempo de colocación (meses)	Promedio	Pico	Máximo diario
Longtan	China	217	4 952 000	32.4	142 758	400 755	18 475
U. Stillwater	USA	91	1 125 000	9.0	125 324	204 430	8 415
Tha Dan	Tailandia	95	4 900 000	40.1	122 266	201 490	13 280
Olivenhain	USA	97	1 070 000	8.8	121 895	224 675	12 250
Beydag	Turquia	96	2 350 000	20.9	112 566	165 000	
Beni Haroun	Algeria	118	1 690 000	16.4	102 860	175 000	9 100
Taum Sauk	USA	49	2 448 000	25.7	95 253	189 470	11 330
Guangzhao	China	201	2 420 000	27.9	86 598		
Son La	Vietnam	139	2 677 000	31.5	84 984	200 075	9980
M. Vaitarna	India	103	1 202 000	15.5	77 815	134 125	7534

Tabla 1- 6 Las 10 presas completadas de CCR con el mejor reporte de propiedades

Presa	País	Resistencia a compresión de corazones (MPa)		Resistencia a tensión directa a través de juntas (MPa)		Cohesión en juntas (MPa)	
		91 días	365 días	91 días	365 días	91 días	365 días
Shapai	China	28.3		2.05			
Satsunaigawa	Japón	25.9				4.10	
Platanoveyssi	Grecia	29.6		1.77		4.04	
Mano	Japón	17.3				3.20	
Beni Haroun	Algeria	22.8		1.53			
Olivenhain	USA		21.9		1.54		
Daguangba	China	19.3		1.32			
Mianhuatan	China		33.3		1.40		
U. Stillwater	USA		38.5		1.40		2.55
Changuinola 1	Panamá	24.3		1.26	1.40		1.90

Mayores ventajas

El concreto compactado con rodillo se emplea en dos áreas generales de la construcción: presas y pavimentos. Las ventajas del empleo del CCR incluyen ahorros en el costo como resultado del método de construcción y una más rápida colocación.

Desventajas

La desventaja que presenta el empleo de CCR es la cantidad de juntas que se pueden generar, que puede llegar a hacer hasta 5 veces más que las de concreto convencional, no obstante esta desventaja es compensada por la menor generación de calor de hidratación del concreto, y la menor cantidad de cemento 30 a 50 % (Forbes, 2008) utilizado en comparación con un concreto convencional vibrado CVC.

Las técnicas de construcción han hecho de las presas de gravedad a base de CCR una alternativa económicamente competitiva a las de concreto convencional y presas de materiales graduados debido a los siguientes factores:

Costo

Históricamente en la construcción de CCR y concreto convencional en presas muestran que, el costo unitario de CCR es considerablemente menor que el concreto colocado convencionalmente. Aproximadamente el costo del CCR está alrededor de 25 a 50 por ciento menor que el concreto convencional. La diferencia en porcentaje usualmente depende sobre el costo del agregado y cantidad de los materiales cementicios, la complejidad de colocación y la cantidad total de concreto colocado. Algunos ahorros son debidos a la reducción de cimbras, colocación, compactación y reducción en los tiempos de construcción. La Figura 1-2 muestra la relación entre el costo del CCR y el volumen de CCR de la estructura basado en proyectos de Estados Unidos (USACE, Roller Compacted Concrete-EM 1110-2-2006, 2000).

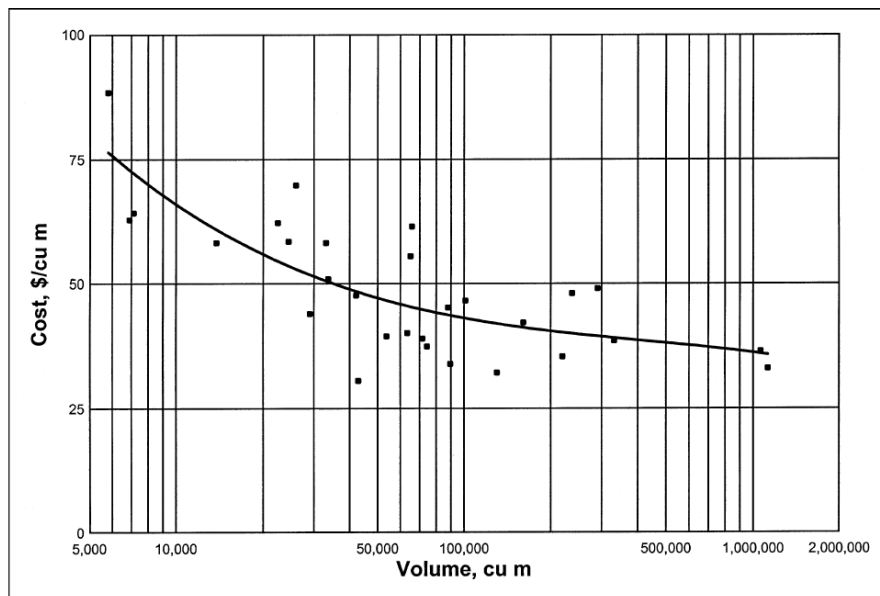


Figura 1- 8 Costo del CCR en USD por m³

De acuerdo con el congreso realizado en el 2011 el Dr. Hansen presentó la siguiente gráfica de costos del CCR en los Estados Unidos, donde se indica que, para los proyectos en la costa oeste, el costo del CCR ronda entre 50 y 80 dólares por metro cúbico de concreto compactado con rodillo. De acuerdo a datos reportados por Rodríguez Andriolo, en Brasil se tenían costos del CCR entre 25 y 45 dólares por metro cúbico de CCR y en el resto del mundo entre 20 y 60 dólares.

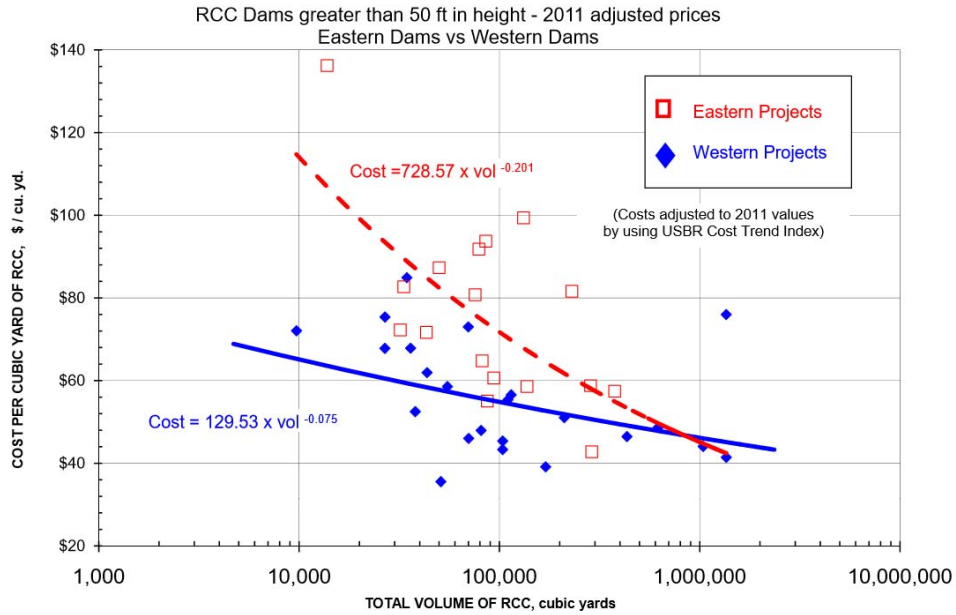


Figura 1- 9 Costo del CCR para presas mayores a 15 m en USA (Hansen K. , 2011)

Para presas construidas con CCR en Brasil, la magnitud del costo directo del CCR usualmente esta en los rangos mostrados en la Tabla 1-7, el costo para el control térmico no es mencionado debido al hecho de que es una condición de aplicación específica, pero que puede llegar hacer del 5 al 8 % del costo total del CCR, el costo de una barrera impermeable en la cara aguas arriba también no ha sido incluida, si es requerida, puede estar entre el 10 y 15% del costo del CCR (Ortega, 2006).

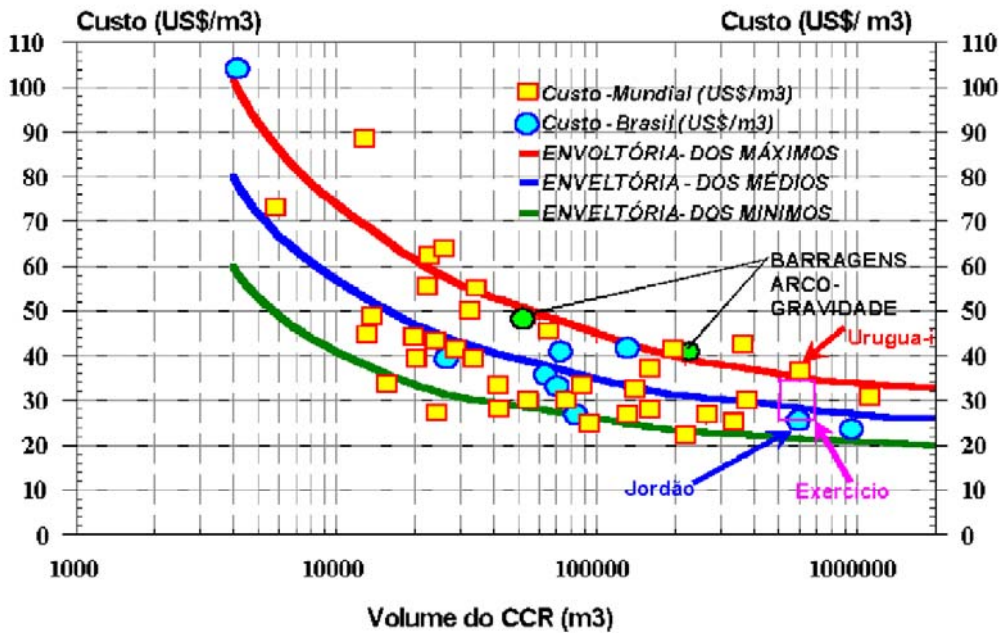


Figura 1- 10 Costo de CCR para varias Presas (Rodrigues Andriolo, 1998)

Tabla 1- 7 Rangos de costo normalmente adoptados para presas construidas con CCR (%)

Concepto	Subconcepto	Rango del costo (%) relacionado con el contenido del material cementicio	
		<125 kg/m ³	>125 kg/m ³
		43 a 70 %	56 a 68 %
Materiales	Cemento	15 a 28 %	15 a 17 %
	Puzolana	2 a 5 %	11 a 14 %
	Aditivos	1 a 2 %	0 a 2 %
	Agregados	25 a 35 %	30 a 35 %
		15 a 21 %	14 a 18%
Producción	Triturado y mezclado	8 a 11 %	8 a 10 %
	Manejo y trasportación	7 a 10 %	6 a 8 %
		20 a 31 %	17 a 27%
Colocación	Extendido y compactación	4 a 5%	5 a 6 %
	Curado del concreto	1 a 2%	1 a 3 %
	Limpieza y preparación de juntas	3 a 4%	1 a 3 %
	Mortero de pega	5 a 7 %	0 a 3%
	Juntas de contracción	1 a 3%	4 a 5 %
	Cimbra	6 a 10 %	6 a 7 %
TOTAL		100%	100%

Rápida construcción

Técnicas de rápida construcción (comparadas con presas de concreto y enrocamiento) y cantidades reducidas de material (comparado con presas de enrocamiento) representan el mayor ahorro en el costo de presas de CCR. El proceso de construcción del CCR fomenta una colocación continua de material, haciendo posible altas tasas de producción. Estas tasas de producción reducen significativamente el periodo de construcción de una presa. Cuando se compara con presas de enrocamiento o de concreto convencional, en grandes proyectos el tiempo de construcción puede reducirse varios meses o hasta años. Otro beneficio de la rápida construcción incluye la reducción de costos de administración, reducción o eliminación de las obras del desvío, posibles usos de sitios de la presa con periodos de construcción limitados. Básicamente la construcción de CCR ofrece ventajas económicas en todos los aspectos de la construcción que son relacionadas con el tiempo.

Integración del vertedor y estructuras adicionales

Así como en presas con concreto convencional, el vertedor en presas de CCR puede ser incorporado en la estructura. Un típico arreglo permite descargar el flujo sobre la cresta de la presa y bajo la cara aguas abajo. En contraste, el vertedor en una presa de enrocamiento es normalmente construido en un empotramiento fuera de la presa o en un dique natural lateral. Una presa de enrocamiento con un vertedor separado y desagües es generalmente más costoso en comparación de una presa de CCR con vertedor y desagües integrados. Para proyectos que requieren múltiples niveles de toma para control de calidad del agua o para sedimentación en el embalse, la estructura de toma puede ser anclada a la cara aguas arriba de la presa. Para una estructura de enrocamiento, el mismo tipo de obra de toma deberá ser una torre libre en el embalse o estructura construida al lado del empotramiento. El costo de una obra de toma en una presa de CCR es considerablemente menor que el costo de una obra de toma en una presa de enrocamiento, especialmente en áreas sísmicas. La dimensión de la base de una presa de CCR, comparado con la de una presa de enrocamiento reduce los requerimientos de tamaño y longitud de la tubería a presión y también reduce los costos por preparación de la cimentación.

Minimización de ataguías y desvíos

Las presas de CCR proveen ventajas de costo en el desvío del río durante la construcción, reducen los daños y riesgos asociados con el desbordamiento de las ataguías. El conducto de desvío de una presa de CCR deberá ser menor que la de una presa de enrocamiento. Con un corto periodo de construcción, la probabilidad de crecidas de agua es menor, por lo tanto, el tamaño del desvío y altura de ataguías puede reducirse en



comparación con los requeridos para una presa de enrocamiento o concreto convencional. Estas estructuras necesitan ser diseñadas solamente para un periodo pico más que para un periodo anual. Con una alta resistencia a la erosión del CCR, el potencial por una falla mayor será mínimo, y los resultados de daño serán menores si las ataguías son desbordadas.

Fallas en presas

Antes del avance del CCR la mayoría de las presas se construían con concreto convencional o materiales graduados, siendo estas últimas más susceptibles a daños o fallas catastróficas provocadas por diferentes causas como; por ejemplo, las indicadas en la Tabla 1-8, las consecuencias que provocan las fallas de presas se engloban en categorías de pérdidas de: vidas humanas, salud, medio ambiente, gobierno, económicos. El Bureau de USA estima que entre los años de 1960 y 2009 ha habido aproximadamente entre 317 perdidas de vida en Estados Unidos a consecuencia de la falla en presas de ese país, sin embargo, en los años de 1800 y principios de 1900 las fallas de cuatro presas causaron más de 2 800 muertes.

A continuación, se mencionan algunas de las principales presas que han fallado en el mundo, destacándose las fallas más recientes como fue: Taum Sauk Upper Reservoir Plant que fallo el 14 de diciembre del 2005 y como opción de reconstrucción consistió en la utilización del CCR, Taum Sauk se localiza en la región de Missouri construida en 1963 a base de rockfill de 28 m de altura. La presa Camara en el estado Paraiba, en el noreste de Brasil construida a base de CCR de 50 m de altura, fallo en el 2004, contenía 17 millones de m³, causo 5 muertes y destruyendo 250 casas.

Tabla 1- 8 Registro histórico de fallas y accidentes de presas de enrocamiento hasta 1979 de 15 m de altura o mayores³

Causa	Fallas	Incidentes
Desbordamiento	18	7
Erosión por flujo	14	17
Daño al talud de protección	--	13
Tubificación, filtraciones en terraplén	23	14
Tubificación, filtraciones en cimentación	11	43
Deslizamiento	5	28
Deformación	3	29
Deterioro	2	3
Inestabilidad por sismos	--	3
Construcción defectuosa	--	3
Falla de compuerta	1	3
TOTAL	77	163

³ Development of Dam Engineering in the United States by E. B. Kollgaard and W. L. Chadwick, (Eds.). Pergamon Press, New York, 1988.



Figura 1- 11 Taum Sauk Upper Reservoir Plant- Antes de la falla (Rizzo C., 2008)



Figura 1- 12 Taum Sauk Upper Reservoir Plant- Después de la falla (Rizzo C., 2008)



Figura 1- 13 Taum Sauk Upper Dam- Rehabilitada con CCR (Rizzo C., 2008)

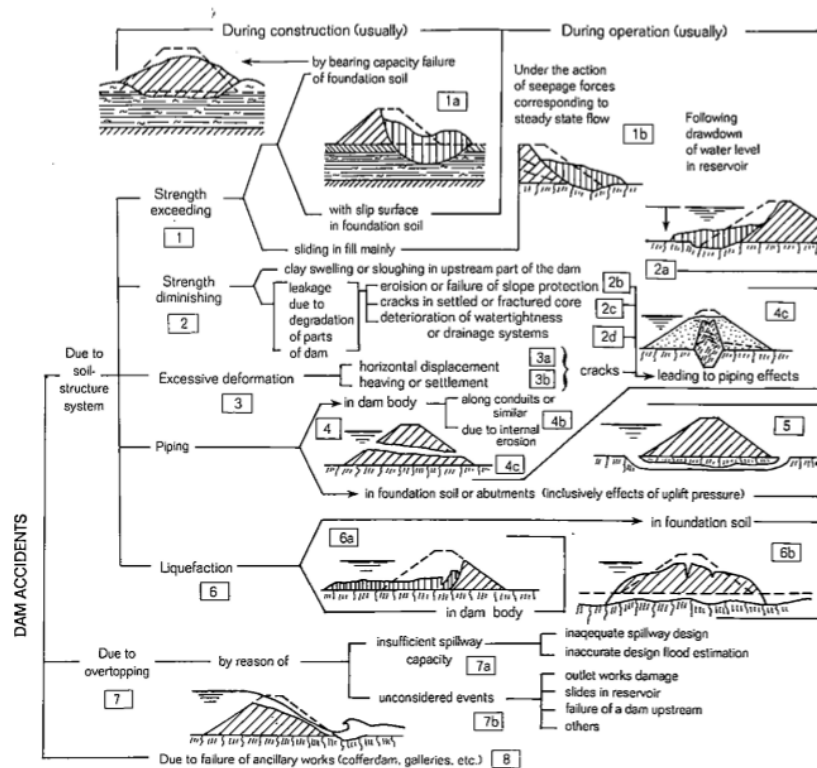


Figura 1- 14 Esquema de modos de falla en presas de enrocamiento (Chugh)

La presa South Fork Dam, también conocida como Johnstown Dam, Pennsylvania, USA falló el 31 de mayo de 1889, la presa tenía 36 años de construida cuando fallo. La presa era de enrocamiento de 21.9 m de altura y contenía cerca de 14.2 millones de metros cúbicos de agua. La falla ocurrió por desbordamiento provocando la muerte de 2 209 personas la mayor pérdida de vidas resultado por una falla de presa en USA.

Un año más tarde, Walnut Grove Dam en Arizona falló el 22 de febrero de 1890, la presa tenía dos años de haber sido construida cuando fallo. La Presa era de enrocamiento de 33.5 m de altura y el embalse contenía 62×10^6 de m^3 . La falla ocasionó entre 70 y 100 muertes.

La presa Austin en Pennsylvania falló el 30 de septiembre del 1911, la presa tenía dos años de haberse construido cuando fallo, la presa de 15.2 m de altura y el embalse contenía $678\,000\,m^3$. La presa de gravedad de concreto fallo durante condiciones normales como resultado de una debilidad de la cimentación o adherencia entre la cimentación y el concreto. La falla provoco 78 muertes los cuales ocurrieron en los primeros 3.2 km aguas debajo de la presa.

Presa Saint Francis en California, falló el 13 de marzo de 1928. La presa tenía dos años cuando fallo. La presa tenía 57.3 m de altura y el embalse contenía 46.9 millones de m^3 . La presa de gravedad de concreto fallo como resultado de defectos estructurales. La falla provocó cerca de 420 muertes.

El evento más catastrófico en Europa asociado a la falla de una presa ocurrió el 9 de octubre del 1963, el evento ocurrió 3 años después de completar la presa Vajont localizada en el norte de Italia, 268 millones de metros cúbicos de talud deslizaron dentro del embalse de la presa, provocando una gigantesca ola de $50\,000\,000\,m^3$ y 250 m de altura inundando la villa de Longarone localizada 2 km aguas abajo de la presa, cerca de 2 000 personas murieron como resultado de este evento.

La estructura de carbón de Buffalo, al oeste de Virginia, falló el 26 de febrero de 1972, la estructura no recibió la ingeniería, diseño, construcción y cuidados típicos de una presa, es por eso que se llama estructura y no presa. La estructura, inicio en 1970 y fue continuamente modificada y ampliada ya que era una pila de residuos de material extraído durante la explotación de minería de carbón. La estructura tenía 14 m de altura y contenía un embalse con $498\,000\,m^3$. Esta estructura fallo como resultado del asentamiento.

La presa Teton Dam, localizada en el sur este de Idaho, una presa de materiales graduados fue construida para propósitos de irrigación de agua. La presa falló el 5 de junio de 1976. La presa estaba siendo llenada por primera vez cuando la falla ocurrió como resultado del fenómeno de tubificación del corazón de la presa en la cimentación de la ladera. La presa tenía una altura de 92 m de altura.



Figura 1- 15 Falla de Teton Dam (Web)

Las fallas catastróficas de mayor relevancia en el mundo ocurrieron en agosto de 1975 en China, Banqiao Dam de 118 m de altura y Shimantan Dam colapsaron al igual que docenas de presas, millones de personas perdieron sus casas aproximadamente provocó 26 000 muertes. Se contabilizan más de 230 000 muertes consecuencias de epidemias y hambruna posterior a la falla.

Más recientemente, Stava Dam, localizada en el norte de Italia, fallo el 19 de Julio de 1985, la falla de esta presa de jales provoco la muerte de cerca del 90% de las 300 personas en riesgo en la comunidad de Stava la cual se localizaba a 1 km aguas abajo de la presa.

Ka Loko Dam de 14m de altura estaba localizada en el noreste de la isla de Kauai en Hawaii, la presa de materiales graduados construida en 1890 para suministrar agua en la producción de azúcar, la presa fallo el 14 de marzo del 2006. La falla pudo haber sido causada por una reducción en la capacidad del vertedor que ocurrió en los años 1990.

Existe pocos registros de presas de Concreto o CCR que hayan colapsado, en la mayoría de los casos esta falla se ha debido a problemas de cimentación de la presa como por ejemplo la presa Camara en Brasil.



Figura 1- 16 Presa Camara de CCR (h=50 m) - Brasil 2004 - Efectos de Subpresión



Figura 1- 17 Presa Camara de CCR (h=50 m) - Brasil 2004 - Falla de cimentación

Como ya se mencionó, China esta incrementado considerablemente la construcción de presas, la naturaleza a puesto a prueba las presas construidas en ese país mediante la ocurrencia de sismos de alta intensidad, como el sismo de Wenchuan, con una magnitud de 8.0 en la escala de Richter y una profundidad focal de 15 km, ocurrido el 12 de mayo del 2008 a las 2:28 p.m., el área afectada fue distribuido en un contorno del tipo elíptico de 470 km de largo y 100 km de ancho. El máximo registro de aceleración pico del terreno sobre la superficie fueron de 958 cm/s^2 (horizontal) y 948 cm/s^2 (vertical). Los máximos movimientos de la falla en la superficie fueron de 4.7 m (horizontal) y 4.8 m (vertical). Alrededor de 2 470 proyectos hídricos, incluyendo 1 800 presas, 470 hidroeléctricas con un total de capacidad instalada de 3.3 GW y otras obras hidráulicas fueron afectadas.

Entre las principales presas afectadas que es relevante comentar se encuentran las siguientes:

- Zinpingpu presa de enrocamiento con cara de concreto de 156 m de altura y una capacidad de embalse de $11.2 \times 10^8 \text{ m}^3$. La presa fue sujeta a sacudidas extremadamente fuertes, con un registro de 2.0g en la cresta de la presa, la PGA probablemente alcanzo 0.65 g a 0.8 g en la base.
- Shapai presa tipo arco de concreto compactado con rodillo de 132 m de altura y $0.18 \times 10^8 \text{ m}^3$ de capacidad en el embalse.
- Bikou presa de enrocamiento de 101.8 m de altura y una capacidad de embalse de $5.21 \times 10^8 \text{ m}^3$.
- Baozhusi presa de gravedad de 132 m de altura y $25.5 \times 10^8 \text{ m}^3$ de capacidad de embalse.

Tabla 1- 9 Características de las presas en China durante el sismo de Wenchuan

Nombre del proyecto	Tipo de presa	Altura (m)	Distancia al epicentro (km)	Distancia a la ruptura de falla (km)	PGA de diseño (g)	Categoría de Daño
Zinpingpu	CFR	156	17	8	0.26	3
Shapai	RCC	132	36	32	0.138	4
Bikou	Enrocamiento	101.8	261	73	0.20	2
Baozhusi	Gravedad	132	268	80	0.15	2

Tabla 1- 10 Definiciones de categorías de daño

Categoría de daño	Detalles
1	Intacto
2	Daño ligero, puede ser reparado rápidamente
3	Daño relativamente serio, reparable dentro de un año
4	Daño serio, necesita de 2 – 3 años para ser reparado
5	Falla completa, no es reparable

A continuación, se muestran las principales afectaciones que sufrieron las presas en China durante el sismo de Wenchuan que, aunque no alcanzaron la categoría 5 de daño, presentaron problemas los cuales pueden ser previstos en la etapa de diseño para futuros proyectos en México y el mundo.

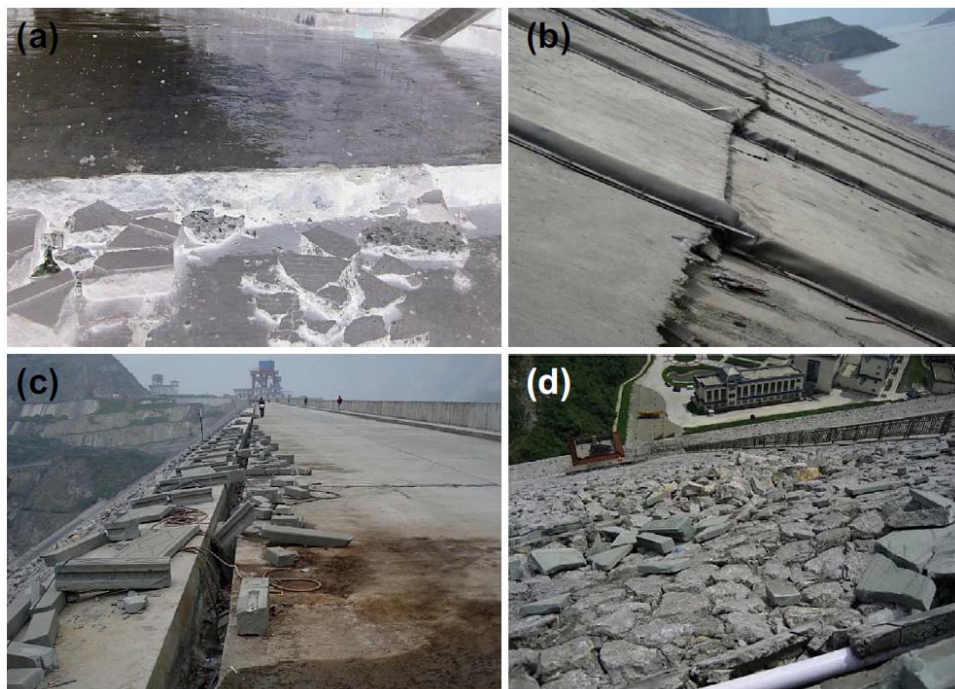


Figura 1- 18 Presa Zipingpu. a) asentamiento de la cresta causando un escalonamiento en la plataforma de 20 cm; b) Ruptura y deslizamiento en la junta de la cara de concreto; c) Colapso de las columnas en la cresta; d) aflojamiento y deslizamiento del enrocado de protección aguas abajo.



Figura 1- 19 Presa Shapai: a) Presa y obra de toma después del sismo de Wenchuan; b) No se observaron grietas en la presa después de vaciar el embalse; c) la subestación fue inundada; d) Tubería a presión fracturada y casa de máquinas inundada.

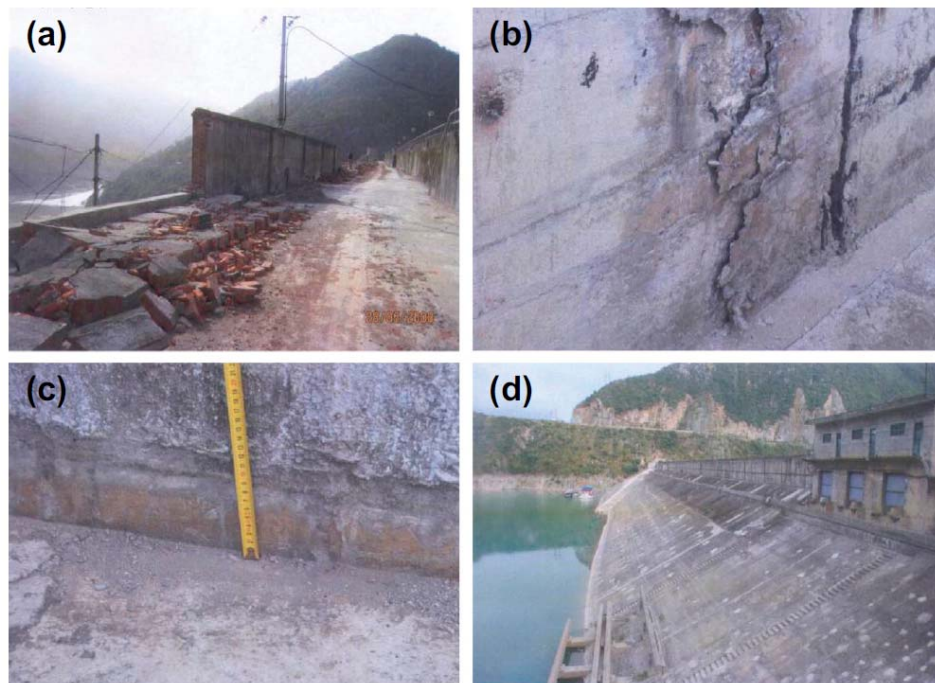


Figura 1- 20 Presa Bokou: a) Muro aguas abajo colapsado en la cresta; b) Aplastamiento y contracción en la junta de contracción del muro parapeto; c) asentamiento en la cresta (en la unión de la cresta con el estribo del vertedor); d) talud de protección aguas arriba intacto.

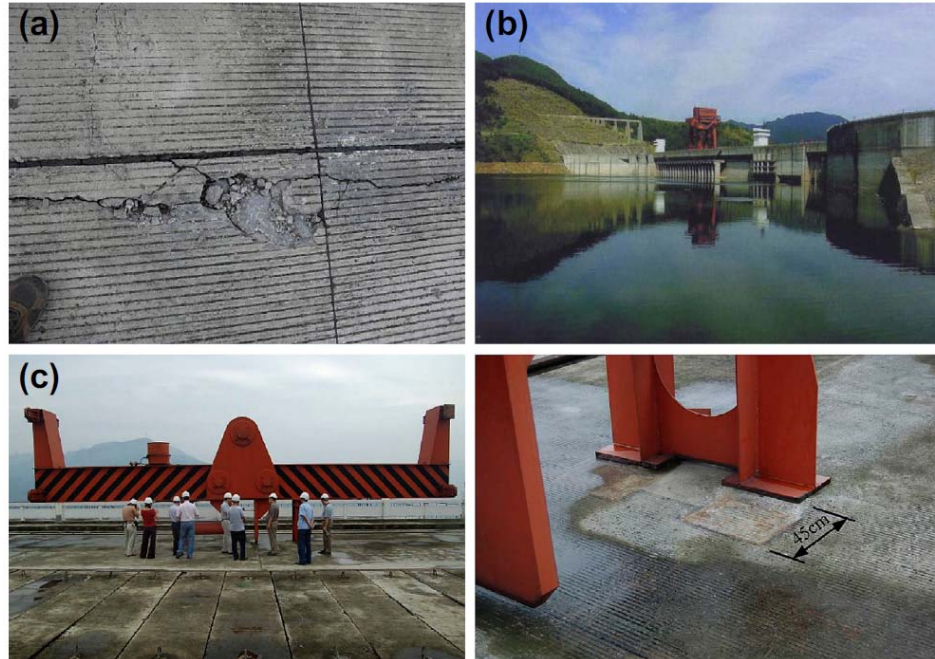


Figura 1- 21 Presa Baozhusi: Agrietamiento y abertura de juntas en la cresta; b) vista panorámica; c) Movimiento de 45 cm de equipo de montaje de compuertas a lo largo de su eje.

Presas de más de 200 m de altura en zona sísmica en China

Actualmente las presas con tecnología CCR están siendo utilizadas por las ventajas antes mencionadas, sin embargo, en zonas donde la sismicidad es considerable, los esfuerzos a los que se someten este tipo de presas se incrementarían sobre pasando la resistencia a tensión y compresión del CCR, es por ello que en varias partes del mundo entre más alta sea la presa los diseñadores prefieren utilizar la geometría de arco-gravedad o arco de doble curvatura con mayor resistencia en el concreto.

Tabla 1- 11 Características de las principales presas en China

Presas	Tipo	Altura (m)	Potencia (MW)	Gasto de diseño (m ³ /s)	PGA de diseño (g)	Año de construcción
Jinping-I	PA-DC	305	3 600	6 900	0.20	2014
Xiaowan	PA-DC	294.5	4 200	20 700	0.31	2010
Baihetan	PA-DC	277	14 000	40 000	0.325	2008-2021
Xiluodu	PA-DC	285.5	13 860	502 000	0.32	2013
Wudongde	PG	265	8 700		0.27	2014-2020
Laxiwa	PA	250	4 200	6 000	0.23	2009
Ertan	PA-DC	240	3 300	23 900	0.20	1999
Goupitan	PA-DC	232.5	3 000	27 500	0.116	2011
Longtan	PCCR	216.5	6 300		0.161	2009
Dagangshan	PA-DC	210	2 600	8 320	0.56	2015
Sanxia	PG	181	22 500	69 800	0.1	2003
Logyangxia	PA-G	178	1 280	7 040	0.237	

Nota: PA= Presa de Arco, PA-DC= Presa de Arco de Doble Curvatura, PG= Presa de Gravedad, PA-G= Presa de Arco Gravedad.

Rehabilitación de presas existentes a base de CCR

La vida de útil de las presas es de alrededor de 50 años, esta vida útil es regida principalmente por el asolvamiento de las presas debido a la acumulación o deposición de sedimentos en los embalses de las presas, o por la presencia de unos de los mecanismos de falla antes mencionados: Desbordamiento, Erosión por flujo, Tubificación, Deslizamiento, Deformación, Deterioro, Inestabilidad, Construcción defectuosa, falla de una compuerta etc.

Muchas presas que han alcanzado su vida útil, o presentado el inicio de un mecanismo de falla, es necesario rehabilitarlas, para esta tarea, a nivel internacional se ha optado por la utilización de CCR, por ejemplo, se mencionan los siguientes proyectos que han utilizado CCR en su rehabilitación.

La presa Littlerock de 38 m de altura fue construida en 1924 a base de arcos de concreto reforzado y rehabilitada con contrafuertes en 1932 para aumentar su seguridad, su segunda rehabilitación fue mediante colocación de CCR en su respaldo en el año 2008.



Figura 1- 22 Littlerock Dam California Vista aguas arriba (Hansen K. , Rehabilitation of Existing Dams with RCC, 2008)



Figura 1- 23 Little Rock Dam California vista aguas abajo (Hansen K. , Rehabilitation of Existing Dams with RCC, 2008)



Figura 1- 24 Littlerock Dam California Rehabilitada con CCR (Hansen K. , Rehabilitation of Existing Dams with RCC, 2008)

La presa Saluda Dam, es una presa construida en 1930 para propósitos de generación, el cuerpo de la presa es de materiales graduados (tierra) con una altura de la cortina de 65 m de altura, la rehabilitación consistió en la construcción de una presa de CCR adyacente a la presa existente, el volumen utilizado de CCR fue aproximadamente de 1 millón de metros cúbicos.

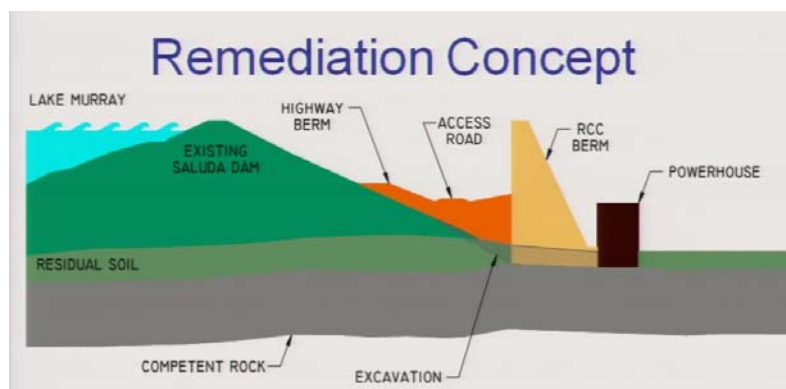


Figura 1- 25 Concepto de remediación (Rizzo C., 2008)



Figura 1- 26 Saluda Dam South Carolina, Usa (Rizzo C., 2008)



Figura 1- 27 Saluda Dam Rehabilitada (Rizzo C., 2008)

CAPÍTULO 2 DISEÑO DE MEZCLA Y PROPIEDADES DEL CCR

DISEÑO DE LA MEZCLA DE CCR

Agregados

El tamaño máximo del agregado grueso recomendado es de 75 mm (3 in). Mayores tamaños han sido exitosamente usados en Japón en la presa Tarbela. Para un TMA de 3 in, cuatro tamaños de agregados tienen que ser tradicionalmente producidos, especialmente para grandes volúmenes de CCR, los rangos son de 38 a 75 mm (1.5 a 3 in), de 19 a 38 mm (3/4 a 1 1/2 in), de 4.75 a 19 mm es decir de la malla No.4 a 3/4 in, más arena menor a 4.75 mm. El porcentaje de arena esta generalmente entre 30 a 35 por ciento del porcentaje total del agregado. El porcentaje de finos que pasa la malla número 200 (0.075 mm) puede ser hasta el 10 por ciento del volumen total del agregado, es usualmente limitado del 3 al 8 por ciento del volumen.

El uso de agregado mayor a 75 mm incrementa la probabilidad de segregación durante el transporte y esparcimiento del CCR y rara vez reduce el costo del CCR. Usar un tamaño máximo de 2 in (50 mm) es menos propenso a la segregación y cada vez es más utilizado.

La graduación del agregado combinado deberá seleccionarse de acuerdo con la mínima segregación. La clave para controlar la segregación y proveer de una buena mezcla compactable es tener una graduación que sea consistente y contenga más material que pase la malla número 4 (4.75 mm) la Tabla 2.1 provee combinaciones típicas de graduación de agregados para varios proyectos en USA.

Tabla 2- 1 Combinación de agregados para varios proyectos en USA (ACI207.5r, 1999)

Tamaño de la malla	Willow Creek	Upper Stilwater	Chistian Siegrist	Zintel Canyon	Stagecoach	Elk Creek
4 in (100 mm)	--	--	--	--	--	--
3 in (75 mm)	100	--	--	--	--	100
2.5 in (62 mm)	--	--	--	100	--	96
2 in (50 mm)	90	100	--	98	100	86
1.5 in (37.5 mm)	80	95	100	91	95	76
1 in (25 mm)	62	--	99	77	82	64
0.75 in (19 mm)	54	66	91	70	69	58
3/8 in (9.5 mm)	42	45	60	50	52	51
No. 4 (4.75 mm)	30	35	49	39	40	41
No. 8 (2.36 mm)	23	26	38	25	32	34
No. 16 (1.18 mm)	17	21	23	18	25	31
No. 30 (0.60 mm)	13	17	14	15	15	21
No. 50 (0.30 mm)	9	10	10	12	10	15
No. 100 (0.15 mm)	7	2	6	11	8	10
No. 200 (0.075 mm)	5	0	5	9	5	7
C+ P (lb/cy)	80+32	134+291	100+70	125+0	120+30	118+56
Total de finos	20%	21%	19%	21%	--	21%
Trabajabilidad	Pobre	Excelente	Excelente	Excelente	Buena	Excelente

Total de finos= Total de materiales en la mezcla con partículas menores a la malla No. 200



Material cementante

El cemento Portland Tipo II es el cementante comúnmente usado para el CCR por sus características de bajo calor de hidratación a edades tempranas y su mayor trabajabilidad. También es utilizado el cemento tipo Portland Puzolanico Tipo IP y el tipo Portland con escoria de alto horno Tipo IS.

El ASTM C-618 define la puzolana como “material silicio o aluminio- silicio”, que en sí mismo, posee poco o ningún valor cementante, sino que, en forma finamente dividida y en presencia de humedad, reacciona químicamente con hidróxido de calcio a temperaturas ordinarias para formar componentes de propiedades cementantes.

El uso de puzolana o escoria puede ser benéfico para el CCR por sus propiedades cementantes y como un mineral de relleno, así como también proveer un grado de lubricación durante la compactación. La puzolana ocupa algo del volumen de la pasta que de otra manera ocuparía el cemento y el agua.

Agua

Experiencias han demostrado que la fuente de agua (subterránea o superficial) puede tener un efecto significativo sobre el desempeño del CCR. El tiempo de fraguado y desarrollo de resistencia puede variar significativamente. Deberá tenerse precaución cuando se elija el suministro de agua y su aceptación deberá estar supeditado sobre la verificación de su desempeño, por ningún motivo se deberá usar agua contaminada.

Aditivos químicos

Los aditivos químicos son utilizados para modificar las mezclas de CCR y proporcionar niveles de trabajabilidad en los rangos de 10 a 20 segundos de tiempos Vebe. El aditivo puede ser usado para mejorar la trabajabilidad, retrasar el tiempo de fraguado, mejorar la durabilidad de dichas mezclas. Grandes cantidades de aditivos son típicamente requeridos para el CCR en comparación con el concreto convencional, en consecuencia, se incrementa el costo relativo. El ASTM C-494 define los tipos de aditivos A (reductores de agua) y Tipo D (retardante y reductor de agua) son los más comunes usados en las mezclas de CCR. El aditivo reductor de agua, usado en altas dosis, ha demostrado reducir la cantidad de agua, incrementa la resistencia, retarda el fraguado y proporciona trabajabilidad en la mezcla. Los aditivos deberán ser evaluados con la mezcla de CCR antes de ser usados en el sitio. Los aditivos inclusores de aire no son comúnmente usados en mezclas de CCR debido a la dificultad en la generación de burbujas de aire del tamaño y distribución apropiada cuando la mezcla tiene una consistencia sin revenimiento.

Tabla 2- 2 Proporciones de algunas presas de concreto compactado con rodillo (ACI207.5r, 1999)

Presa	Mezcla	Año	TMA, in	% A	w	C	P	kg/m ³			γ	cc/m ³	
								C+P	A. F	A. G		AEA	WRA
Camp Dyer	RCC1	1994	1.50 (38)	3.6	90	82	81	163	750	1344	2347	4	2
Concepcion	152C	1990	3.00 (76)	0.5	93	90	0	90	813	1220	2217	-	-
Cuchillo Negro	130C100P	1991	3.00 (76)	-	135	77	59	136	944	1213	2429	-	-
Galesville	RCC1	1985	3.00 (76)	-	113	53	51	104	777	1519	2513	-	-
	RCC2	1985	3.00 (76)	-	113	65	68	133	765	1495	2507	-	-
Middle Fork	112C	1984	3.00 (76)	-	95	66	0	66	683	1268	2113	-	-
Santa Cruz	RCCA EA	1989	2.0 (51)	2.3	101	76	75	151	728	1365	2345	4	2
Siegrist	80C80P	1992	1.50 (38)	1	96	47	47	94	1140	1216	2548	-	-
	90C70P	1992	1.50 (38)	1	96	53	42	95	1141	1217	2549	-	-
	100C70P	1992	1.50 (38)	1	96	59	42	101	1139	1215	2551	-	-
Stacy Spillway	210C105P	1989	1.50 (38)	-	154	125	62	187	2076	-	-	-	-
Stagecoach	120C130P	1988	2.0 (51)	-	138	71	77	148	686	1459	2431	-	7
Upper Stillwater	RCCA85	1985	2.0 (51)	1.5	94	79	173	252	729	1292	2367	-	12
	RCCB85	1985	2.0 (51)	1.5	89	94	207	301	695	1292	2377	-	9
	RCCA	1986	2.0 (51)	1.5	99	79	173	252	682	1316	2349	-	12
	RCCB	1986	2.0 (51)	1.5	100	93	206	299	682	1264	2345	-	-
Urugua-I	101C	1988	3.00 (76)	-	100	60	0	60	1247	1297	2705	-	-
Victoria	113C112P	1991	2.0 (51)	-	107	67	66	133	810	1505	2555	-	-
Willow Creek	175C	1982	3.00 (76)	1.2	110	104	0	104	657	1658	2529	-	-
	175C80P	1982	3.00 (76)	1.2	110	104	47	151	645	1625	2531	-	-
	80C32P	1982	3.00 (76)	1.2	107	47	19	66	666	1681	2520	-	-
	315C135P	1982	1.50 (38)	1.2	109	187	80	267	825	1238	2438	-	-
Zintel Canyon	125CA	1992	2.55 (64)	4.5	101	74	0	74	901	1357	2434	11	11
	125CNA	1992	2.55 (64)	1.4	112	74	0	74	941	1407	2533		11
	300CA	1992	2.55 (64)	-	101	178	0	178	800	1417	2496	21	25

NOTA: TMA: Tamaño Máximo de Agregado; %A: porcentaje de aire; w: Agua; C: cemento; P: Puzolana; A. F.: Agregado Fino; γ : densidad; AEA: Aditivo reductor de aire; WEA: Aditivo reductor de agua.

Consideraciones de proporcionamiento de la mezcla

El objetivo del proporcionamiento de la mezcla, es proporcionar el máximo contenido de agregado grueso y la mínima cantidad de cemento mientras se desarrolla las propiedades de plasticidad y fraguado requerido al menor costo. Un proporcionamiento óptimo consiste en balancear entre unas buenas propiedades de material y métodos aceptables de colocación. Esto incluye la mínima segregación, los siguientes puntos pueden ser considerados para implementar un procedimiento de proporcionamiento y colocación.

Trabajabilidad

Suficiente trabajabilidad es necesaria para conseguir la compactación o consolidación de la mezcla. También necesaria para dar una aceptable apariencia cuando el CCR está siendo compactado contra cimbras. La trabajabilidad es afectada por la porción de pasta en la mezcla incluyendo: cemento, puzolana, agregado fino, agua y aire. Cuando hay suficiente pasta para llenar los vacíos del agregado la trabajabilidad es normalmente medida sobre una mesa vibratoria con un aparato Vebe de acuerdo con ASTM- C1170. Esta prueba produce un tiempo Vebe para una especificada mezcla y su uso es similar a la prueba del revenimiento del concreto convencional. La mezcla con el grado de trabajabilidad necesario para una fácil compactación y producción de una densidad uniforme desde la parte superior hasta la inferior de la capa, para unir con la capa previamente colocada, y soportar el equipo de compactación, generalmente el tiempo Vebe se encuentra en el rango de 10 a 45 segundos.

Resistencia

La resistencia depende de la calidad, graduación de los agregados, proporcionamiento de la mezcla, así como también el grado de compactación. Existen diferentes correlaciones de resistencia para el CCR, dependiendo si los vacíos del agregado son completamente rellenos con pasta o no. La relación agua-cemento (w/c) desarrollada por Abrams en 1968 es solamente válida para mezclas de concreto completamente consolidadas. Por lo tanto, la resistencia a compresión del CCR es una función de la relación agua- material cementante (w/cm) únicamente para mezclas con tiempo Vebe menor a 45 s, pero usualmente en el rango de 15 a 20 s Figura 2-1.

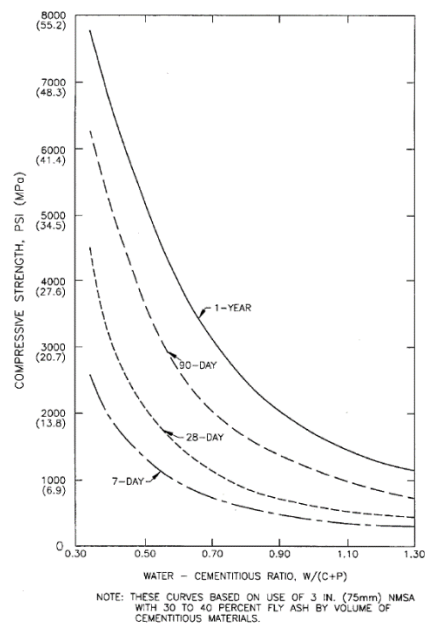


Figura 2- 1 Resistencia a la compresión contra w/cm (USACE, 1992)

La resistencia a compresión del CCR es usualmente medida mediante pruebas con cilindros de 152 mm (6 in) de diámetro por 304 mm (12 in) de longitud. Los especímenes pueden ser preparados usando una mesa vibradora, como se describe en ASTM -C1176 para alto contenido cementante o compactado por un martillo vibrador tipo tamper para mezclas con control de secado. Los cilindros deben ser de acero, este método es utilizado para la fracción del CCR que pasa las 2 in (50 mm), para mezclas que contienen un tamaño máximo de agregado mayor, la resistencia a compresión puede ser aproximado para el total de la mezcla usando la figura 227 del manual de concreto (Bureau of Reclamation, 1988).

Segregación

El mayor objetivo en el proporcionamiento de la mezcla es producir una mezcla cohesiva minimizando la tendencia a segregarse durante la transportación, colocación y extendido. Agregados bien graduados con un alto contenido de agregado fino ligeramente más alto que el concreto convencional son esenciales para un tamaño máximo de agregado mayor a 38 mm (1 ½ in). La segregación es controlada por la graduación del agregado, el contenido de humedad y el ajuste fino en mezclas con bajo contenido cementante. Mezclas con alto contenido cementante son usualmente más cohesivas y con poca probabilidad a segregarse.

Permeabilidad

Las mezclas que tienen un volumen de pasta de 18 a 22 % por masa proporcionarán un adecuado nivel de impermeabilidad, similar a un concreto masivo convencional en la masa de CCR sin juntas. La mayor importancia de la permeabilidad es dirigir a las filtraciones entre las uniones de las capas. Altos contenidos de cemento o mezclas con alta trabajabilidad que se adhieran bien a las juntas frescas producirán una adecuada estanqueidad del agua. Sin embargo, mezclas con bajos contenidos de cemento o baja trabajabilidad no producirán una adecuada estanqueidad del agua sin tratamiento especial como el uso de un mortero de pega entre capas. Cuando un sistema de pantalla de filtraciones es usado en la cara aguas arriba la permeabilidad del CCR puede ser poco significativa.

Generación de Calor

El proporcionamiento de la mezcla de CCR para estructuras masivas deberá considerar la generación de calor del material cementante. Para minimizar el calor de hidratación, deberá tomarse atención en la selección y combinación de los materiales cementantes. La cantidad de material cementante en la mezcla, no deberá ser mayor que el necesario para alcanzar los niveles de resistencia solicitados en el diseño estructural. La guía para controlar el calor se encuentra en ACI 207.1R, ACI 207.2R y ACI 207.4R.

Durabilidad

La mezcla de CCR deberá proveer del grado de durabilidad requerido basado en los materiales utilizados, condiciones de exposición y el nivel esperado de desempeño. El CCR deberá estar libre de efectos dañinos por la reactividad álcali- agregado mediante una apropiada evaluación y selección de los materiales.

Condiciones de construcción

Los requerimientos de construcción y equipamiento deberán ser considerados durante el proporcionamiento de la mezcla. Algunos métodos de construcción, programas de colocación y equipo seleccionado son menos dañinos para compactar el CCR que otros, los aspectos más relevantes se abordan en el capítulo IV.

MÉTODO DE PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS

Un gran número de métodos de proporcionamiento de mezclas ha sido desarrollado exitosamente para estructuras de CCR por todo el mundo. Estos métodos han diferido significativamente debido a la localización y requerimientos del diseño de la estructura, disponibilidad de materiales, equipo de mezcla, equipos de colocación y restricciones de tiempo de construcción. Los métodos son variaciones de dos enfoques generales:

1. La filosofía de relación contenido de agua vs contenido de material cementante (w/cm) donde la mezcla depende del volumen de sólidos y
2. La filosofía cemento- agregado donde la mezcla se determina por la relación de volumen de sólidos o la relación de humedad vs densidad.



El proporcionamiento de mezcla de CCR puede seguir el método del concreto tradicional, donde la masa de cada ingrediente contenido en un volumen unitario compactado de mezcla es basada en las condiciones del agregado saturado superficialmente seco (SSD). Una razón práctica para el uso de esta condición estándar es que las plantas mezcladoras de CCR requieren que los componentes de la mezcla deben ser identificados para el control de entrada al sistema de la planta. Para plantas con mezcladores continuos, las proporciones de la mezcla pueden ser convertidas a por ciento en peso seco del agregado.

A continuación, se resumen los principales métodos utilizados en la práctica:

Método de CCR pobre

Este método es abordado por Dr. Schrader (Hansen & Reinhardt, Roller Compacted Concrete Dams, 1991) y está siendo usado para muchas presas de CCR pobre. Inicia con una graduación de agregados fijos, variando los contenidos de cemento, y comparando los resultados con los requerimientos del proyecto, primeramente, la resistencia a compresión. La cantidad de agua usada por las pruebas de laboratorio es determinada por observación de la consistencia de la mezcla variando los contenidos de agua apoyándose sobre el desempeño de la pasta. El contenido de agua es establecido entre el punto sobre el lado seco, donde los vacíos no son visibles sobre los cilindros de lado y sobre el lado húmedo. Con los agregados graduados y el contenido de agua ahora fijo, los cilindros de laboratorio son preparados con contenidos de cemento variables usando un compactador neumático. Muchas mezclas que han resultado de este método tienen contenido de cemento entre 60 a 104 kg/m³ excepto en mezclas especiales.

Si el uso de puzolana es deseado, otro conjunto de especímenes deberá ser preparados usando un porcentaje de puzolana con respecto al contenido cementante total. Este porcentaje usualmente varía entre 25 a 50 por ciento, el programa de diseño de mezcla consiste de por lo menos 2 cilindros preparados para pruebas en 3, 7, 14, 28, 90, 180 y 365 días.

El diseño de mezclas dará una familia de curvas que indica los efectos de varios contenidos cementantes sobre la resistencia a compresión a varias edades. El contenido de cemento puede ser seleccionado para satisfacer los requerimientos del proyecto considerando factores de seguridad y coeficientes de variación. Una vez que el contenido de cemento es seleccionado, pruebas adicionales deberán realizarse variando los tipos de agregados o graduación, especialmente el porcentaje de finos que pasan la malla número 200 (0.075 mm).

El coeficiente de variación de la resistencia a compresión de seis proyectos usando este método tienen un rango de 22 a 28 por ciento (Hansen & Reinhardt, Roller Compacted Concrete Dams, 1991).

Método del cuerpo de ingenieros USACE

Este método se basa sobre la relación agua/ cementante (w/cm) contra la resistencia a compresión. Apéndice 4 del ACI 211.3 contiene un método similar, ambos métodos calculan las cantidades de la mezcla determinando el volumen de sólidos, similar al concreto convencional. La relación w/cm y contenido de cemento equivalente son establecidos de las figuras sobre la relación de resistencia usando Figura 2-1 y Figura 2-2, la demanda de agua se basa sobre el tamaño máximo del agregado y modificado por el tiempo Vebe. Es recomendado un contenido de agregado fino como un porcentaje del total del volumen del agregado basado sobre el tamaño nominal máximo y natural del agregado grueso. Una vez que el volumen de cada ingrediente es calculado, una comparación del contenido mortero a los valores recomendados puede ser hecha para revisar las proporciones.

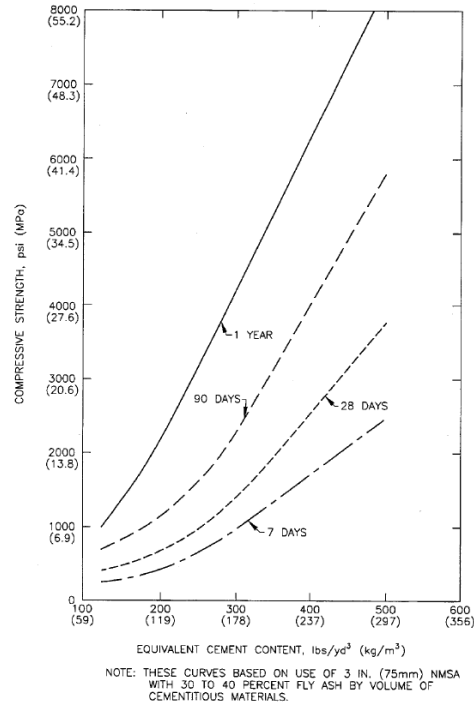


Figura 2- 2 Contenido de cemento equivalente contra resistencia a compresión (USACE, 1992)

A continuación, se presentan los pasos a seguir para el proporcionamiento de la mezcla utilizando el método USACE:

Paso 1: Determinar todos los requerimientos relacionados a las propiedades de la mezcla de CCR, incluyendo:

- Resistencia requerida y edad
- Condiciones y tiempo exposición
- Limitaciones y disponibilidad de los materiales cementantes
- Aditivo requerido
- Tamaño máximo, fuente y calidad de los agregados

Paso 2: Determinar las propiedades esenciales de los materiales.

Obtener muestras representativas de todos los materiales en cantidades suficientes para proveer pruebas de verificación por revolturas. Para propósitos de estimación, una sola proporción de mezcla deberá requerir suficientes materiales para producir aproximadamente 0.5 m³ de CCR. Proporción de CCR con la cantidad determinada (Paso 3 y 4) o especificada de puzolana o cemento que satisfagan los requerimientos de resistencia, durabilidad y economía. A partir de los materiales presentados para el programa de pruebas, determine la graduación, peso específico, absorción de los agregados y peso específico de los materiales cementantes.

Paso 3: De la Tabla 2-3, estimar los requerimientos de agua y contenido de aire atrapado para el tamaño máximo del agregado a ser usado.



Tabla 2- 3 Contenido de: agua, arena, mortero, relación mortero-pasta y aire atrapado para varios tamaños típicos de agregado para el uso en pruebas de proporcionamiento de mezclas de CCR

Componentes	Tamaño máximo nominal del agregado ^a					
	19.0 mm		50 mm		75 mm	
	Promedio	Rango	Promedio	Rango	Promedio	Rango
Contenido de agua ^b , kg/m ³						
a) Vebe < 30 s	150	133-181	122	107-140	107	85-128
b) Vebe > 30 s	134	110-154	119	104-125	100	97-112
Contenido de arena, % del volumen total de agregado						
a) Agregado anguloso	55	49-59	43	32-49	34	29-35
b) Agregado redondeado	43	38-45	41	35-45	31	27-34
Contenido de mortero, % por volumen						
a) Agregado anguloso	70	63-73	55	43-67	45	39-50
b) Agregado redondeado	55	53-57	51	47-59	43	39-48
Pasta: relación de mortero, Vp/Vm por volumen	0.41	0.27-0.55	0.41	0.31-0.56	0.44	0.33-0.59
Contenido de aire atrapado sobre fracción menor a 1 1/2 in (37.5 mm), %	1.5	0.1-4.2	1.1	0.2-4.1	1.1	0.5-3.3

^a Cantidades para uso estimado en agua, arena, mortero y contenido de aire atrapado para pruebas de mezclas de CCR.

^b El rango bajo de valores deberá ser usado para agregados naturales redondeados y mezclas con baja cantidad de material cementante o contenido de agregado fino.

Paso 4. Calcular la masa equivalente requerida de cemento de acuerdo con la resistencia a compresión requerida mostrada en la Figura 2-3 y Figura 2-4. Si el uso de puzolana es contemplado, calcular la masa de cemento y puzolana basado sobre el volumen absoluto del cemento requerido.

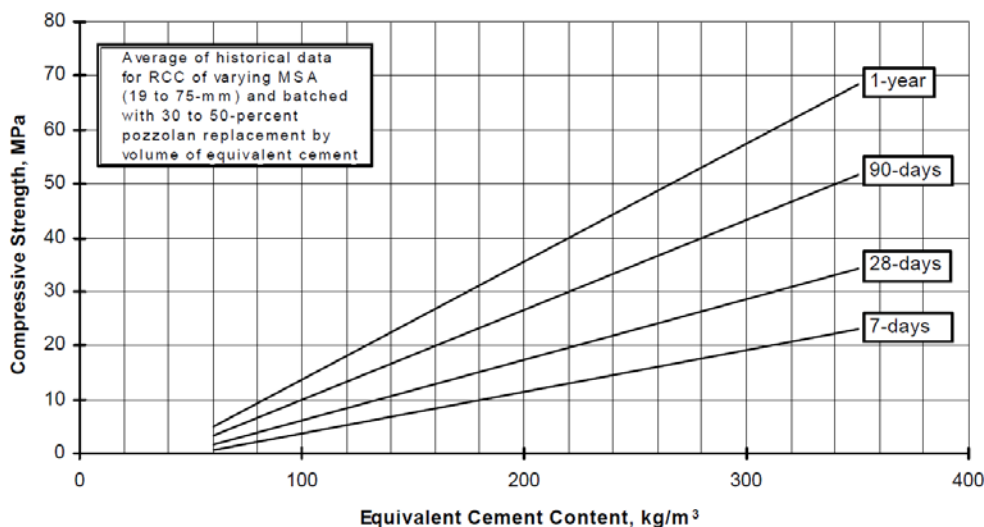


Figura 2- 3 Contenido de cemento vs Resistencia a compresión; datos promedio para CCR con puzolana

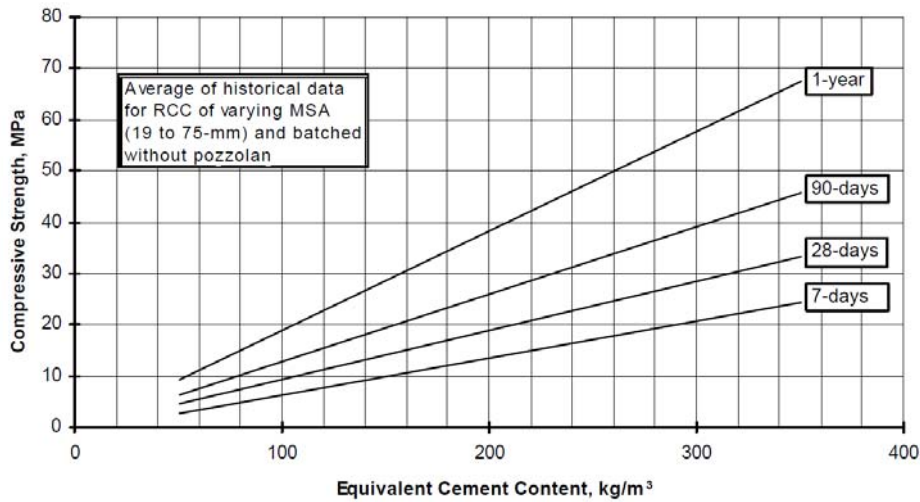


Figura 2- 4 Contenido de cemento vs Resistencia a compresión; datos promedio para CCR sin puzolana

Paso 5. Calcular las proporciones de agregado grueso que se aproximen mejor a la graduación ideal de agregado grueso mostrado en la Tabla 2-4.

Tabla 2- 4 Graduación ideal de agregado grueso

Tamaño de la malla	Porcentaje acumulado que pasa		
	4.75 a 75 mm (No. 4 a 3 in)	4.75 a 50 mm (No. 4 a 2 in)	4.75 a 19 mm (No. 4 a 3/4 in)
75 mm (3 in)	100		
63 mm (2 1/2 in)	88		
50 mm (2 in)	76	100	
37.5 mm (1 1/2 in)	61	81	
25 mm (1 in)	44	58	
19 mm (3/4 in)	33	44	100
12.5 mm (1/2 in)	21	28	63
9.5 mm (3/8 in)	14	18	41
4.75 mm (No. 4)	--	--	--

Paso 6. Compare la graduación del agregado fino permitido contra la graduación del agregado fino recomendado mostrado en la Tabla 2-5. Si el agregado fino carece de finos menores a 75 µm (No.200), puzolana u otro fino natural no perjudicial puede ser usado como suplemento. De la Tabla 2-2, selecciona el contenido de agregado fino (arena) para el tamaño máximo y tipo de agregado a ser usado (anguloso o redondeado).

**Tabla 2- 5 límites de graduación de agregado fino**

Tamaño de la malla	Porcentaje acumulado que pasa
9.5 mm (3/8)	100
4.75 mm (No. 4)	95-100
2.36 mm (No. 8)	75-95
1.18 mm (No. 16)	55-80
600 µm (No. 30)	35-60
300 µm (No. 50)	24-40
150 µm (No. 100)	12-28
75 µm (No. 200)	6-18
Módulo de finura	2.10-2.75

Paso 7. Calcular el volumen absoluto y peso para todos los ingredientes de la mezcla con la información obtenida en los pasos 2 hasta 6.

Paso 8. Calcular el contenido de mortero y comparar con los valores dados en la Tabla 2-2. El volumen de mortero incluye el volumen de todos los agregados menores que 4.75 mm (No. 4), materiales cementantes, agua y aire atrapado. Si se requiere, ajustar el contenido de agregado fino, para incrementar o decrementar el volumen de mortero en la mezcla.

Paso 9. Calcula el volumen de la pasta y la relación volumen de pasta a volumen de mortero V_p/V_m . La pasta incluye el volumen de todos los agregados y rellenos minerales más finos que 75 µm (No. 200), materiales cementantes, agua y aire atrapado. La mínima relación V_p/V_m deberá ser mayor que aproximadamente 0.42 para asegurar que los vacíos serán rellenos. Si se requiere, ajustar el contenido de material cementante o incrementa la cantidad de agregado o minerales más finos que 75 µm (No. 200).

La mínima relación V_p/V_m de 0.42 es recomendada para asegurar que los vacíos son rellenos. Sin embargo, el CCR ha sido proporcionado satisfactoriamente con una relación V_p/V_m tan baja como aproximadamente 0.30. La relación de volumen pasta a volumen mortero menores que 0.42 pueden indicar que la mezcla tiene insuficiencia de pasta para rellenar los vacíos. Esta condición quizá afecte adversamente la resistencia y resultado del alto contenido de aire atrapado, incrementando la permeabilidad y decreciendo la trabajabilidad.

Paso 10. Evaluar la trabajabilidad y resistencia de la mezcla de CCR. Para CCR con agregado mayor, la prueba por densidad (peso unitario) y tamiz húmedo sobre los 38 mm y prueba para tiempo Vebe modificado (si es aplicable) y contenido de aire. Para mezclas de CCR con consistencia Vebe mayor que 30 s. Para estas mezclas la consolidación es por compactador neumático o martillo eléctrico.

Método de alto contenido de pasta

Este método de proporcionamiento de mezclas fue desarrollado por el U. S. Bureau of Reclamation para ser usado durante el diseño de la presa Upper Stillwater. El método implica determinar la relación contenido de agua contra material cementante (w/cm) y relaciones cenizas volante- cemento para un nivel de resistencia deseado. El óptimo de agua, agregado fino y agregado grueso son determinados por revolturas de prueba, evaluando la consistencia para un rango de 10 a 30 s de tiempo Vebe. El volumen y masa requerido de agregado, cemento, puzolana, agua y aire son entonces calculados.

A continuación, se presentan los pasos en el diseño de la mezcla usado por el Bureau of Reclamation:

Paso 1. Determinar las densidades y peso específico del cemento (C), ceniza volante (FA), agregado grueso (CA), agua (W) y arena, la relación de vacíos del total de los agregados debe ser determinada. Las graduaciones de los agregados gruesos y arena deberán ser de acuerdo con los estándares del Bureau of Reclamation.

Paso 2. Determinar la relación $W/(C+FA)$ requerida por peso basado sobre la resistencia a compresión requerida a cierta edad, por ejemplo, para una resistencia de 29.7 MPa a un año, una relación $W/(C+FA)$ de 0.5 es requerida y para una resistencia de 15.9 MPa a un año una relación $W/(C+FA)$ de 0.7 es requerida.

Paso 3. Determinar la relación de $C + FA$ que proporcionará la resistencia a compresión deseada dentro de un tiempo especificado. Para una resistencia a un año el Bureau of Reclamation utiliza el 25 por ciento de cemento y 75 por ciento de ceniza volante. Ahora, las proporciones de cemento, ceniza volante y agua pueden ser calculadas por volumen unitario de pasta ($C+FA+W$).

Paso 4. Dependiendo del tiempo permitido para una junta expuesta en la presa, una relación pasta/ mortero (p/m) es seleccionada. Para juntas entre 12 y 24 horas, una relación de 0.39 es comúnmente utilizado.

Paso 5. Determinar un porcentaje de mortero, basado sobre el requerimiento que el volumen de mortero deberá exceder el volumen de vacíos entre 5 a 10 por ciento, 7 por ciento es un buen punto de inicio.

Paso 6. Calcular el porcentaje de agregado grueso, el cual ahora puede ser calculado restando al porcentaje de mortero de 1.0.

Paso 7. Asumiendo aire atrapado de 1.5 por ciento, todos los valores tienen que ser determinados para calcular una revoltura en peso de 0.76 m^3 (1 yd^3) de CCR basado en las condiciones de agregados Saturados Superficialmente Secos (SSD).

Paso 8. Una mezcla de prueba debe ser proporcionada al laboratorio y determinar el tiempo Vebe. Si el tiempo Vebe no está en el rango deseado, ajustes deben realizarse a la mezcla, principalmente en el contenido de agua. Un cambio en el contenido de agua inicia las revisiones en otras proporciones de material, y la mezcla es ajustada hasta que todos los requerimientos básicos, incluyendo la consistencia son satisfactorios.

Paso 9. La mezcla puede afinarse aún más mediante más pruebas. Para estudiar varias combinaciones de componentes como son: FA/C , $W/(C+FA)$, $C+FA/arena$, o varias graduaciones de arena, el laboratorio del Bureau Reclamation utiliza 2 in (51 mm) cubos de mortero cuadrado mientras cambia una variable y mantiene las otras constantes.

Método Japonés de la presa compactada con rodillo

El método de diseño de mezclas de presa compactada con rodillo (RCD por sus siglas en inglés) fue desarrollado por ingenieros japoneses y usado primeramente en Japón. El método es similar al proporcionamiento convencional del concreto de acuerdo con ACI 211.1 excepto que incorpora para determinar la consistencia el uso de un instrumento de un metro. El aparato de un metro para medir la consistencia es similar a el aparato Vebe en que la mezcla de CCR es colocado en un contenedor y vibrado hasta que el mortero es observado en la superficie. El dispositivo es suficientemente grande para permitir la mezcla completa, a menudo de 150 mm (6 in) de tamaño máximo del agregado, siendo evaluado en lugar de descartar las partículas de gran tamaño. El procedimiento consiste en determinando la relación entre la consistencia, valor VC, contenido de agua, relación arena-agregado, peso unitario del mortero y resistencia a compresión. La mezcla adecuada de RCD es la combinación óptima de materiales que cumplan con los criterios de diseño especificado. Debido a los requerimientos de los equipos de prueba de consistencia y diferencias en la naturaleza del diseño del RCD y la construcción, este método es raramente utilizado en proporcionamiento de mezclas fuera del Japón.

El método incluye:

1. El contenido de cemento deberá ser tan bajo como sea posible, mientras cumpla con los requerimientos de consistencia y resistencia. Algo de ceniza volante deberá ser utilizada como aditivos reductores del calor de hidratación y requerimientos de agua de mezclado.
2. Una relación arena/agregado grueso más alta que para concreto convencional deberá ser usado para reducir la segregación y facilitar la compactación por un rodillo vibratorio.

El contenido de cemento es gobernado por los requerimientos de resistencia. Un contenido de cemento más ceniza volante es seleccionado para producir resistencias a 91 días de edad. Para todos los proyectos que utilizaron el método RCD, estos valores han estado entre 120 a 130 kg/m³ para producir 200 kgf/cm² de resistencia a compresión. El porcentaje de ceniza volante del contenido total cementante ha sido entre 20 a 30 por ciento.

El contenido de agua es calculado después de que el análisis de laboratorio a determinado:

1. Peso unitario del mortero
2. Resistencia a compresión de la mezcla con varios contenidos de agua
3. Los valores vibraciones de compactación (VC) con varios contenidos de agua.

Utilizando la curva de resistencia a compresión contra contenido de agua junto con los valores de VC contra la curva de contenido de agua, un contenido de agua que corresponde a un valor VC de cerca de 20 s es seleccionado. Este contenido de agua deberá estar cerca y sobre el lado húmedo de la resistencia a compresión pico, como lo muestra la Figura 2-5.

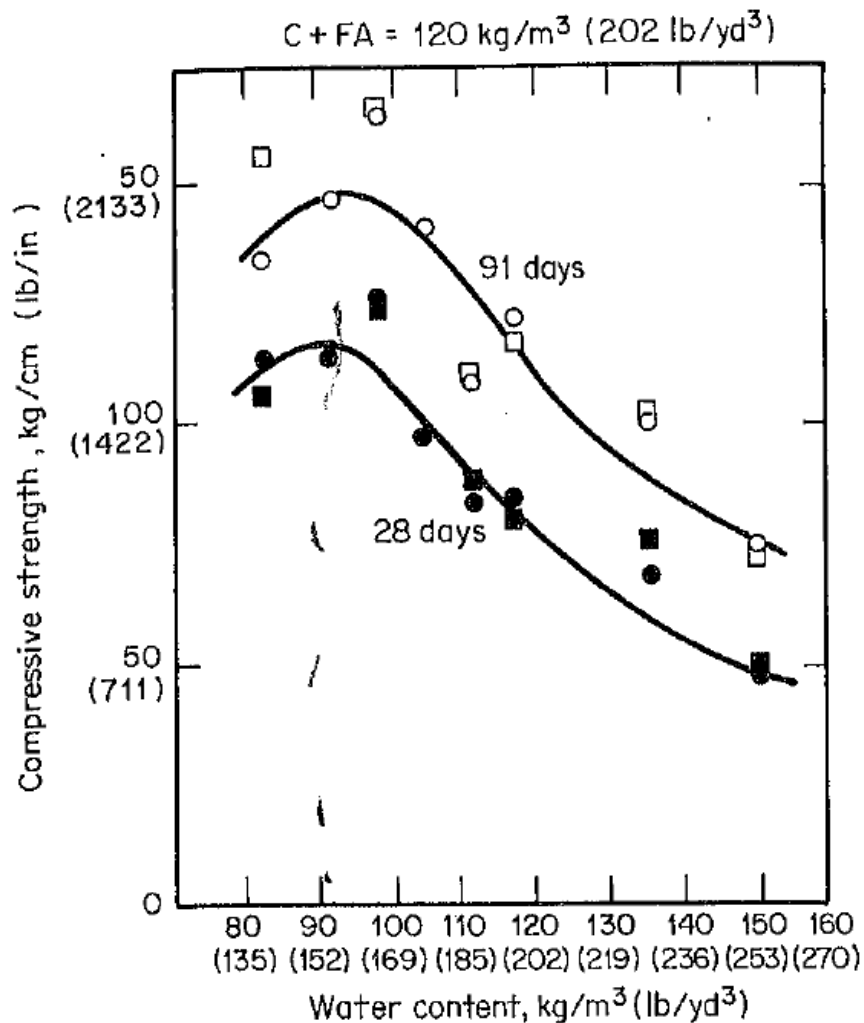


Figura 2- 5 Relación entre contenido de agua y resistencia a compresión de RCD [Hirose and Yanagida (1981)]

Método de la máxima densidad

Este método es una filosofía geotécnica similar al usada para la selección del suelo cemento y mezclas base estabilizado con cemento. El proporcionamiento por esta filosofía es también cubierta en el Apéndice 4 del ACI 211.3. En lugar de determinar el contenido de agua por el tiempo Vebe o estudio visual, el contenido de agua se determina por la relación de humedad-densidad de muestras compactadas, usando ASTM D 1557, método D, en este método una serie de mezclas para cada material cementante es preparado y revuelto usando un rango de contenidos de agua. Cada mezcla es compactada con una fuerza estándar. La máxima densidad y contenido de agua óptimo son determinadas de una gráfica de densidad contra contenido de agua para el espécimen compactado en cada contenido de material cementante. El contenido de agua usado es usualmente ligeramente mayor que el valor del contenido óptimo (aproximadamente 1%) determinado en el laboratorio, para compensar la pérdida de humedad durante el transporte, colocación y extendido. Los especímenes de CCR son entonces hechos con el contenido de agua óptimo o designado para las pruebas de resistencia de cada contenido de material cementante.

Método de concreto masivo ACI 211.1 Apéndice 3

Este método se incluye para concreto masivo definido como “cualquier volumen de concreto con dimensiones suficientemente grandes como para ameritar que se tomen medidas para contrarrestar la generación de calor de hidratación del cemento y el consiguiente cambio de volumen, a fin de evitar o reducir al máximo el agrietamiento”.

Primer paso:

Determinense todos los requerimientos relacionados con las propiedades del concreto, incluyendo

1. Tamaño máximo de agregado que se puede emplear
2. Rango de revenimiento
3. Limitaciones de relaciones agua/cemento
4. Máxima temperatura de colado prevista
5. Rango de contenido de aire
6. Resistencia de edades y pruebas especificadas
7. Condiciones de exposición previstas
8. Velocidades previstas del agua, cuando el concreto va estar expuesto al agua corriente
9. Requisitos de calidad del agregado
10. Propiedades del cemento y/o puzolana.

Segundo paso:

Si no se dispone de suficiente información, se deben determinar las propiedades esenciales de los materiales. Así mismo, es necesaria la obtención de cantidades suficientes, de muestras representativas de todos los materiales, a fin de poder efectuar pruebas de verificación mediante mezclas de prueba. Las cantidades sugeridas de los materiales necesarios para completar las pruebas requeridas aparecen en la Tabla 2-6. Si existe puzolana disponible económicamente, o la requiere la especificación, se debe emplear el porcentaje que se expone en la Tabla 2-7, como punto de partida en las mezclas de prueba.

Del material seleccionado para el programa de pruebas, determinense las siguientes propiedades:

1. Análisis granulométrico de todos los agregados
2. Peso específico de los agregados a granel
3. Absorción de los agregados
4. Forma de la partícula de los agregados gruesos
5. Módulo de finura del agregado fino



6. Peso específico del cemento Portland, de las puzolanas y del cemento mezclado.
7. Propiedades físicas y químicas del cemento Portland, de las puzolanas y del cemento mezclado, incluyendo las pruebas de calor de hidratación a los 7 días.

Se debe tener a la mano un registro completo de estas propiedades para utilizarlo en el campo; esta información será de gran ayuda para ajustar la mezcla si alguna de las propiedades de los materiales empleados en el campo difiere de las de los materiales utilizados en el programa de mezclas de prueba en el laboratorio

Tabla 2- 6 Cantidades de tipo de puzolana y otros materiales

Material o clase de material	Porcentaje del total del material aglutinante por volumen absoluto	
	Concreto no expuesto (1)	Concreto expuesto (2)
Puzolanas (ASTM C618):		
Clase F	35	25
Clase N, todos los tipos excepto la diatomita no calcinada	30	20
Clase N, diatomita no calcinada	20	20
Otros materiales: Escoria o cemento natural	35	20

(1) Concreto no expuesto para estructuras masivas (por ejemplo: presas de gravedad, vertedores, muros de esclusa y estructuras masivas similares)

(2) Concreto estructural expuesto (por ejemplo: muros contra inundaciones, cimentaciones de edificios, pavimentos de estructuras similares de tamaño moderado).

Tabla 2- 7 Cantidades de materiales sugeridas para proporcionamiento de mezclas de prueba

Tamaño máximo de agregado en la mezcla, mm	Cantidad de agregados en kg					cemento en kg
	Agregado fino	Agregados gruesos en mm				
		de 4.75 a 19	de 19 a 37.5	de 37.5 a 74	de 75 a 150	
19	544	544	-	-	-	181
37.5	454	454	454	-	-	181
75	907	680	454	907	-	227
150	1361	907	680	1134	1361	318

Nota 1: La cantidad real de material requerido depende del equipo de laboratorio, de la disposición de los materiales y de la extensión del programa de pruebas, Nota 2: Si se va emplear puzolana o ceniza volante en el concreto, la cantidad suministrada debe ser el 35% del peso del cemento. Nota 3: Serán suficientes 3.8 litros del aditivo propuesto para la inclusión de aire

Tercer paso:

Selección de la relación agua/cemento. Si en los datos del proyecto no se proporciona la relación agua/cemento, se debe seleccionar de la Tabla 2-8 la relación agua/cemento máximo permisible para las condiciones particulares de exposición. Compárese esta relación con la del agua/cemento máximo permisible requerida en la Tabla 2-9, para obtener la resistencia promedio que incluye la resistencia especificada más un margen para variaciones previstas, y empléese la relación agua/cemento más baja. La relación agua/cemento se debe reducir 0.02 para garantizar que la relación w/cm máximo permisible no se exceda durante los ajustes en el campo.

Tabla 2- 8 Relaciones agua/cemento máximas permisibles para secciones masivas

Ubicación de la estructura	Relación agua/cemento por peso	
	Clima severo o moderado	Clima templado, poca nieve o heladas
Al nivel del agua en estructuras hidráulicas o en muelles, donde es posible la saturación intermitente	0.5	0.55
Porciones no expuestas de estructuras masivas	Sin límite ⁽¹⁾	Sin límite ⁽¹⁾
Estructuras normalmente expuestas	0.58	0.58
Inmersión continua y completa en agua	0.45	0.45
Concreto depositado en el agua	0.45	0.45
Exposición a aguas subterráneas fuertemente sulfatadas u otros líquidos corrosivos, sal o agua de mar	0.45	0.45
Concreto sometido a flujo de agua a alta velocidad, más de 12 m/s	0.45	0.45

El límite se debe basar en el requerimiento mínimo para la trabajabilidad o en la Tabla 2-7 para la resistencia

Tabla 2- 9 Resistencias aproximadas a la compresión del concreto con aire incluido para diversas relaciones agua/cemento. (Basadas en el empleo de cilindros de 152 x 305 mm)

Relaciones agua/cemento por peso ⁽¹⁾	Resistencia aproximada a la compresión f'_c a los 28 días, kg/cm ²	
	Agregado natural	Agregado triturado
0.40	316	350
0.50	239	267
0.60	190	218
0.70	148	175
0.80	112	133

Estas relaciones agua/cemento se puede convertir a relaciones agua/cemento + puzolana por medio de $A/(c+p)$ 90 días cuando se emplea puzolana

Cuarto paso:

Estimación de los requerimientos de agua de mezclado. Hágase la estimación de los requerimientos de agua a partir de la Tabla 2-10, para el revenimiento especificado y el tamaño máximo nominal del agregado. La temperatura inicial del colado puede afectar este requerimiento de agua (Bureau of Reclamation, 1988).

Tabla 2- 10 Requisitos aproximados de agua de mezclado y contenido de aire para diferentes revenimientos y tamaños máximos nominales de agregados

Revenimiento, cm	Agua, kg/m ³ para el concreto de agregado de tamaño nominal máxima (mm) indicado							
	9.5	12.5	19	25	38	50	75	150
	Concreto sin aire incluido							
2.5 a 5.0	207	199	190	179	166	154	130	113
7.5 a 10	228	216	205	193	181	169	145	124
15.0 a 17.5	243	228	216	202	190	178	160	-
Cantidad aproximada de aire en concreto sin aire incluido, por ciento	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2
	Concreto con aire incluido							
2.5 a 5.0	181	175	168	160	150	142	122	107
7.5 a 10.0	202	193	184	175	165	157	133	119
15.0 a 17.5	216	205	197	174	174	166	154	-
	Promedio recomendado de contenido de aire total, por ciento, según el nivel de exposición							
Exposición ligera	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0
Exposición moderada	6.0	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5	3.0
Exposición severa	7.5	7.0	6.0	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0



Quinto paso: Selección del contenido de aire. Selecciónese un contenido total de aire en la mezcla, como se recomienda en la Tabla 2-11, se puede hacer una medición exacta del contenido de aire durante los ajustes futuros de la mezcla mediante la ecuación A3.6

$$A = \frac{a}{1+r\left(1-\frac{a}{100}\right)} \quad (\text{A3.6})$$

Donde

- A Contenido de aire del total de la mezcla, expresado como porcentaje.
a Contenido de aire de una fracción de la mezcla inferior a 40 mm, expresado como porcentaje.
r Relación entre el volumen absoluto del agregado de más de 40 mm y el volumen absoluto de todos los demás materiales en la mezcla, excepto el aire. Si el 100% del agregado pasa por la malla de 40 mm, $r=0$ y $A=a$.

Tabla 2- 11 Contenido aproximado de mortero y aire para diversos agregados de tamaño máximo (37.5 mm y contenido de aire del 5 al 6 % en la porción inferior a 37.5 mm).

Tamaño máximo de agregado y tipo de agregado grueso, mm	Contenido de mortero $\text{m}^3/\text{m}^3 \pm 0.01$	Contenido de aire en la mezcla total, porcentaje
150	0.39	3.0- 4.0
150	0.37	3.0- 4.0
75	0.44	3.5-4.5
75	0.43	3.5-4.5

Sexto Paso: Calcúlese el peso del cemento requerido para la relación agua/cemento seleccionada y el peso del requerimiento de agua.

Sétimo Paso: Determinése el volumen absoluto de los materiales aglutinantes, el contenido de agua y aire y la información obtenida en el cuarto, quinto y sexto pasos. Calcúlese los volúmenes absolutos individuales del cemento y puzolana

$$V_{c+p} = \frac{C_w}{G_c(1000)} m^3 \quad (\text{A3.6A})$$

$$V_c = V_{c+p}(1 - F_v) \quad (\text{A3.6B})$$

$$V_p = V_{c+p}(F_v) \quad (\text{A3.6C})$$

Donde

- Cw Peso del cemento Portland equivalente, determinado mediante el sexto paso.
Gc Peso específico del cemento Portland
Vc Volumen de cemento (m^3)
Vp Volumen de puzolana (m^3)
Vc+p Volumen de cemento y puzolana (m^3)
Fv porcentaje de puzolana por volumen absoluto en el volumen total absoluto del cemento más la puzolana, expresado como factor decimal.

Octavo paso:

Seleccione el porcentaje de agregado grueso. A partir de la Tabla 2-12, y con base en el módulo de finura del agregado fino, así como en el tipo y tamaño máximo del agregado grueso, determinése el porcentaje de este en el volumen total de agregado.

Tabla 2- 12 Contenido aproximado de agregado grueso cuando se emplea agregado fino natural (N) o manufacturado (M) (Porcentaje de agregado total por volumen absoluto).

Tamaño máximo nominal y tipo de agregado grueso, mm	Módulo de Finura							
	2.40		2.60		2.80		3.00	
	Tipo de arena							
	N	M	N	M	N	M	N	M
150 triturado	80	78	79	77	78	76	77	75
150 redondeado	82	80	81	79	80	78	79	77
75 triturado	75	73	74	72	73	71	72	70
75 redondeado	77	75	76	74	75	73	74	72

Noveno Paso:

Determinese el volumen absoluto del agregado total, restando del volumen unitario los volúmenes absolutos de cada material, como se indica en el séptimo paso. Con base en las cantidades de agregado grueso, seleccionado en el octavo paso, determinese el volumen absoluto del agregado grueso. Lo que resta del volumen absoluto representa la cantidad de agregado fino en la mezcla.

Decimo paso:

Establezca la combinación deseada de los diferentes grupos de tamaños de agregados grueso. Utilizando las granulometrías individuales de los agregados gruesos, combínesse todos los agregados gruesos en una granulometría uniforme, aproximando las que aparecen en la Tabla 2-13, para el agregado de tamaño máximo nominal de 150 o 75 mm. El porcentaje de cada grupo de tamaño se debe redondear con el porcentaje entero más cercano.

Tabla 2- 13 Granulometría combinada ideal para agregado del tamaño máximo nominal de 150 mm y de 75 mm, de la ecuación A3.3

Tamaño de la malla, mm	150 mm				75 mm	
	Porcentaje que pasa				Porcentaje que pasa	
	Triturado		Redondeado		Triturado	Redondeado
150	100		100			
125	85		89			
100	70		78			
75	54		64		100	100
50	38		49		69	75
37.5	28		39		52	61
25	19		28		34	44
19	13		21		25	33
9.5	5		9		9	14

Décimo primer paso: Conviértanse los volúmenes absolutos de todos los componentes de la mezcla a peso por volumen unitario.

Décimo segundo paso:

Verifíquese el contenido de mortero. A partir de los volúmenes absolutos calculados anteriormente, calcúlese el contenido de mortero y compárense los resultados con los valores proporcionados en la Tabla 2-11 los cuales proporcionan un indicio de trabajabilidad de la mezcla, como se ha determinado por comportamientos ocurridos en el campo. La Tabla 2-11 se puede consultar como auxiliar para hacer los ajustes de la mezcla en el laboratorio.

PRINCIPALES PROPIEDADES MECÁNICAS DEL CCR

Resistencia a compresión

Una vez realizado el análisis y diseño estructural de la presa, los resultados establecen las pruebas de resistencia a compresión a ser realizadas en la fase de diseño para determinar los requerimientos en la dosificación de la mezcla y también para optimizar las combinaciones de los materiales cementantes y agregados. La resistencia a compresión es utilizada para satisfacer las cargas de diseño y también como un indicador de las propiedades tal como la durabilidad. Los corazones de la sección de prueba pueden utilizarse para evaluar la resistencia para propósitos de revisión del diseño y también para evaluar los efectos de los métodos de compactación. Durante la construcción, las pruebas de resistencia a compresión son usadas para confirmar las propiedades de diseño, también como una herramienta para evaluar la variabilidad de la mezcla y para propósitos de registro. Resistencias a compresión típicas se presentan en la Tabla 2-14, Tabla 2-15 y Tabla 2-19. El diseño de la resistencia a compresión para esas mezclas puede variar desde valores tan bajos como 6.9 MPa a valores tan altos como 27.6 MPa a edades de 1 año. La figura 2-6 y Figura 2-7 (USACE, Roller Compacted Concrete-EM 1110-2-2006, 2000) muestra una familia de curvas de resistencia a compresión desarrollado para dos diferentes tipos de agregados utilizando en el proporcionamiento de la mezcla por el método de máxima densidad.

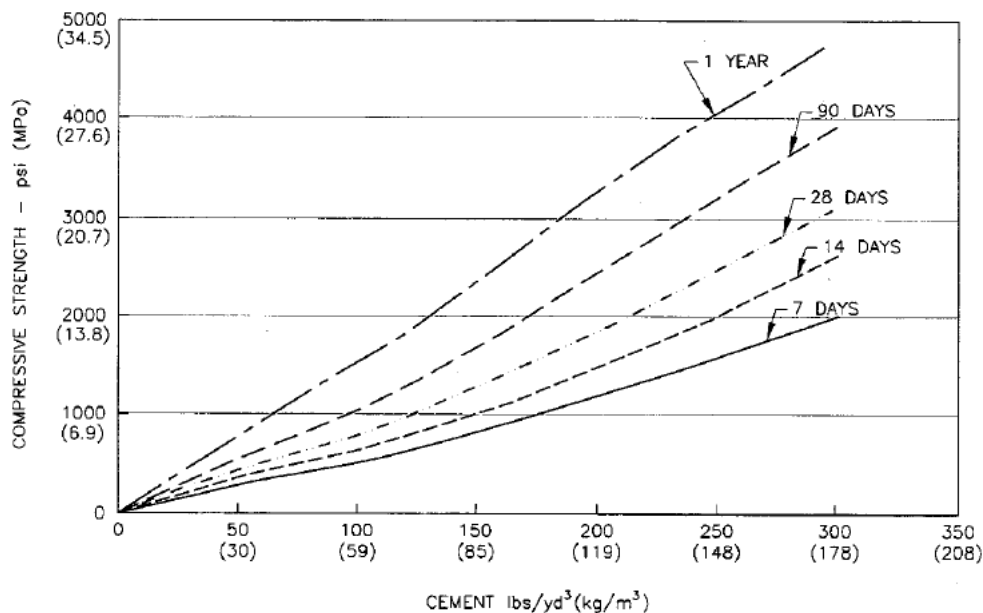


Figura 2- 6 Curvas de resistencia de CCR que puede ser desarrollada a partir de pruebas sobre concretos con varias proporciones de cemento para una buena calidad de agregados

Coefficiente de variación

El coeficiente de variación (V) de la resistencia a compresión durante la construcción ha variado ampliamente, dependiendo principalmente sobre la trabajabilidad de la mezcla. El coeficiente de variación tiende a disminuir con pruebas a edades más avanzadas. Valores del coeficiente de variación reportados para presas de CCR (Schrader 1988, Andriolo 1995) han variado de 10 a 28 por ciento, los valores bajos (<20 por ciento) generalmente representa mayor trabajabilidad de las mezclas.

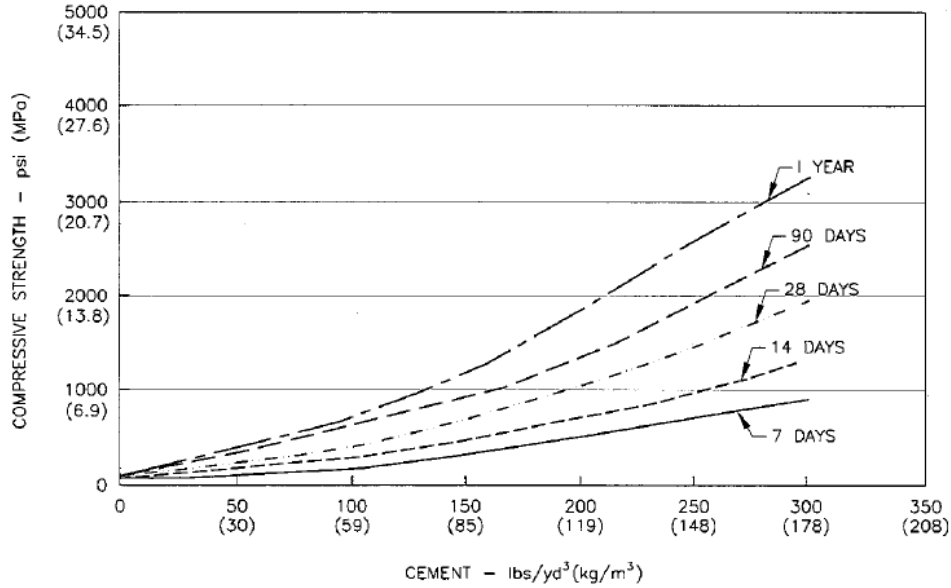


Figura 2- 7 Curvas de resistencia de CCR desarrolladas para baja calidad de agregados

Tabla 2- 14 Resistencia a compresión de algunas presas de CCR: control con cilindros durante la construcción

Presas	Mezcla	TMA, in	w C P			w/cm	Met.	Resistencia a compresión en MPa				
			kg/m³					7 días	28 días	90 días	180 días	365 días
Camp Dyer	RCC1	1.50 (38)	90	82	81	0.55	VB	6.10	10.10	-	-	25.40
Concepcion	152C	3.00 (76)	93	90	0	1.03	PT	4.00	5.50	7.60	8.80	-
Galesville	RCC1	3.00 (76)	113	53	51	1.09	PT	2.10	4.00	7.00	-	11.20
	RCC2	3.00 (76)	113	65	68	0.84	PT	2.90	5.70	9.40	-	-
Middle Fork	112C	3.00 (76)	95	66	0	1.43	PT	-	8.80	11.40	-	-
Santa Cruz	RCCA EA	2.0 (51)	101	76	75	0.67	VB	7.50	18.80	22.20	-	30.50
Stacy Spillway	210C105P	1.50 (38)	154	125	62	0.82	MP	-	18.10	21.40	-	-
Stagecoach	120C130P	2.0 (51)	138	71	77	0.93	PT	1.50	2.40	-	6.80	8.60
Upper Stillwater	RCCA85	2.0 (51)	94	79	173	0.37	VB	10.80	17.70	24.80	38.50	48.10
	RCCB85	2.0 (51)	89	94	207	0.3	VB	14.10	23.60	29.00	38.10	51.00
	RCCA	2.0 (51)	99	79	173	0.39	VB	7.40	12.60	17.90	-	44.10
	RCCB	2.0 (51)	100	93	206	0.33	VB	9.20	15.40	21.40	-	46.50
Urugua-I	101C	3.00 (76)	100	60	0	1.67	PT	-	6.40	8.10	-	9.60
Willow Creek	175C	3.00 (76)	110	104	0	1.06	PT	6.90	12.80	18.30	-	26.10
	175C80P	3.00 (76)	110	104	47	0.73	PT	7.90	14.20	27.30	-	28.60
	80C32P	3.00 (76)	107	47	19	1.61	PT	4.00	8.10	11.90	-	18.10
	315C135P	1.50 (38)	109	187	80	0.41	PT	14.00	23.50	30.80	-	39.90

NOTA: Método de verificación de consistencia: VB= Vebe (ASTM C 1176); MP= Proctor modificado (ASTM D 1557); PT= Martillo neumático (Pneumatic Tamper)

**Tabla 2- 15 Comparación de resistencia de CCR: control de cilindros en construcción y corazones**

Presa	Mezcla	TMA, in	C	P	w/cm	Met	Resistencia de Cilindros a compresión en MPa			Resistencia de corazones a compresión en MPa			
							28 días	90 días	365 días	días	MPa	días	MPa
Elk Creek	118C56P	3.00 (76)	70	33	1.0	VB	3.0	9.00	16.0	90	9	730	17
Galesville	RCC1	3.00 (76)	53	51	1.09	PT	4.0	7.00	11.2	425	14	-	-
Middle Fork	112C	3.00 (76)	66	0	1.43	PT	8.8	11.4	-	42	14	0	0
Stacy Spillway	210C105P	1.50 (38)	125	62	0.82	MP	18.1	21.4	-	28	14	90	18
Stagecoach	120C130P	2.0 (51)	71	77	0.93	PT	2.4	-	8.6	180	14	365	13
Upper Stillwater	RCCA	2.0 (51)	79	173	0.39	VB	12.6	17.9	44.1	180	34	365	36
Victoria	113C112P	2.0 (51)	67	66	0.80	-	-	-	-	365	18	-	-
Willow Creek	175C	3.00 (76)	104	0	1.06	PT	12.8	18.3	26.1	365	15	-	-
	175C80P	3.00 (76)	104	47	0.73	PT	14.2	27.3	28.6	365	19	-	-
	80C32P	3.00 (76)	47	19	1.61	PT	8.10	11.9	18.1	365	16	-	-
	315C135P	1.50 (38)	187	80	0.41	PT	23.5	30.8	39.9	365	27	-	-
Zintel Canyon	125CNA	2.55 (64)	74	0	1.50	-	-	-	-	365	10	-	-

NOTA: Método de verificación de consistencia: VB= Vebe (ASTM C 1176); MP= Proctor modificado (ASTM D 1557); PT= Martillo neumático (Pneumatic Tamper)

Resistencia a tensión

La resistencia a tensión del CCR es requerido para propósitos de diseño, incluyendo cargas dinámicas y análisis térmico. La relación de resistencia de tensión a compresión para mezclas de CCR (sin juntas) tiene rangos típicos de aproximadamente 5 a 15 por ciento, dependiendo sobre la calidad del agregado, resistencia, edad y el método de prueba. Mezclas con bajo contenido de material cementante o agregados de baja calidad, o ambos, tendrán baja resistencia a tensión directa. La relación de la resistencia a tensión directa a resistencia a compresión usualmente disminuirá con el incremento en la edad.

La resistencia a tensión puede ser medida por varios métodos:

- Método de tensión directo – CRD C 164
- Método de tensión indirecta – ASTM C 496
- Método del módulo de ruptura o prueba por flexión – ASTM C 78

Todas las pruebas de tensión son dependientes de la edad, carga y contenido de humedad. La resistencia a tensión del CCR es función de: el contenido del material cementante, características del agregado y adherencia con la pasta, grado de compactación de la mezcla, condición superficial y tratamiento de las juntas. Las uniones en las juntas son el lugar más débil del CCR, por lo tanto, la resistencia a tensión en las uniones de las juntas es propiamente la tensión crítica. La tensión directa (llamada adherencia) es la prueba de tensión relevante para la resistencia a tensión en las juntas. La prueba de tensión por fisura de corazones horizontales ha sido utilizada para establecer la resistencia de la junta; sin embargo, la identificación y localización de la junta en la porción central del corazón, para un análisis correcto de la prueba es muy complicado. La predicción de la resistencia a tensión basada sobre la resistencia a compresión generalmente no es del todo confiable.

Resistencia a tensión directa (f_{dt})

Los resultados de la prueba de tensión directa para el CCR, son menores que la prueba de tensión indirecta (del orden de 25 a 30 por ciento menores que la resistencia a tensión indirecta) y puede asumirse la propiedad mínima de tensión del concreto. Las pruebas de tensión directa son más difíciles de realizar por la matriz de concreto que las pruebas de tensión indirecta, las directas son más afectados por el secado y microfisuramiento de los especímenes, y produce alta variabilidad en los resultados de las pruebas cuando se compara con las pruebas de tensión indirecta.

La prueba de tensión directa es utilizada para evaluar la resistencia a tensión de la unión de las juntas, la propiedad de mayor interés para el diseño de estructuras de CCR. La resistencia a tensión directa de un número de proyectos, usando ambos corazones y cilindros, tienen un rango de 3 a 9 por ciento de la resistencia a compresión, con más valores entre 6 y 8 por ciento. La relación de f_{dt}/f'_c varía con el nivel de resistencia y edad, las relaciones expresadas en las siguientes Tablas 2-16, Tabla 2-17 y Tabla 2-18 (USACE, Roller Compacted Concrete-EM 1110-2-2006, 2000) fueron desarrolladas para corresponder a la aparente reducción en esta relación con el incremento de resistencia. La resistencia a tensión de la matriz de CCR deberá basarse sobre la prueba de tensión directa o un máximo de un 75 por ciento de la resistencia a tensión indirecta (Cannon 1995).

Tabla 2- 16 Concreto masivo convencional (Cannon 1995)

TMA	Max/Min	Resistencia a tensión por fisura ^a			Resistencia a tensión de la unión de las juntas	
		≤ 20.7 MPa	>20.7 MPa	Factor de conversión ^b	≤ 20.7 MPa	>20.7 MPa
≤ 75 mm (1.5 in)	Max	0.15 f'_c	$0.664 (f'_c)^{1/2}$	0.56	0.085 f'_c	$0.3735 (f'_c)^{1/2}$
	Min	0.10 f'_c	$0.498 (f'_c)^{1/2}$	0.56	0.055 f'_c	$0.2822 (f'_c)^{1/2}$
>75 mm (1.5 in)	Max	0.15 f'_c	$0.664 (f'_c)^{1/2}$	0.5	0.075 f'_c	$0.332 (f'_c)^{1/2}$
	Min	0.10 f'_c	$0.498 (f'_c)^{1/2}$	0.5	0.050 f'_c	$0.249 (f'_c)^{1/2}$

a Resistencia a tensión por fisuramiento de la matriz del material (cilindros)

b Incluye factores de conversión de tensión directa de 0.8, por resistencia de la unión y porcentaje probable de unión de adherencia de 0.7 y 0.9 para TMA>75 mm

Tabla 2- 17 Concreto compactado con rodillo, Consistencia ≤ 30 segundos Vebe (Cannon 1995)

TMA	Utiliza mortero de pega	Max/Min	Resistencia a tensión por fisura ^a		Factor de conversión ^b	Resistencia a tensión de la unión de las juntas	
			≤ 24.1 MPa	>24.1 MPa		≤ 24.1 MPa	>24.1 MPa
≤ 75 mm (1.5 in)	NO	Max	0.17 f'_c	$0.7055 (f'_c)^{1/2}$	0.53	0.090 f'_c	$0.3735 (f'_c)^{1/2}$
		Min	0.08 f'_c	$0.4565 (f'_c)^{1/2}$	0.53	0.040 f'_c	$0.2407 (f'_c)^{1/2}$
>75 mm (1.5 in)	SI	Max	0.17 f'_c	$0.7055 (f'_c)^{1/2}$	0.47	0.080 f'_c	$0.332 (f'_c)^{1/2}$
	SI	Min	0.08 f'_c	$0.4565 (f'_c)^{1/2}$	0.47	0.040 f'_c	$0.2158 (f'_c)^{1/2}$

a Resistencia a tensión por fisuramiento de la matriz del material (cilindros)

b Incluye factores de conversión de tensión directa de 0.75, por resistencia de la unión y porcentaje probable de unión de adherencia de 0.7 y 0.9 para TMA>75 mm

Tabla 2- 18 Concreto compactado con rodillo, consistencia > 30 segundos tiempo Vebe (Cannon 1995)

TMA	Utiliza mortero de pega	Max/Min	Resistencia a tensión por fisura ^a		Factor de conversió ^b	Resistencia a tensión de la unión de las juntas	
			≤ 24.1 MPa	>24.1 MPa		≤ 24.1 MPa	>24.1 MPa
≤ 75 mm (1.5 in)	Si	Max	0.17 f'c	0.7055 (f'c) ^{1/2}	0.35	0.060 f'c	0.2490 (f'c) ^{1/2}
		Min	0.08 f'c	0.4565 (f'c) ^{1/2}	0.35	0.030 f'c	0.1577 (f'c) ^{1/2}
>75 mm (1.5 in)	Si	Max	0.17 f'c	0.7055 (f'c) ^{1/2}	0.32	0.055 f'c	0.2241 (f'c) ^{1/2}
		Min	0.08 f'c	0.4565 (f'c) ^{1/2}	0.32	0.025 f'c	0.1411 (f'c) ^{1/2}
≤ 75 mm (1.5 in)	NO	Max	0.17 f'c	0.7055 (f'c) ^{1/2}	0.18	0.030 f'c	0.1245 (f'c) ^{1/2}
		Min	0.08 f'c	0.4565 (f'c) ^{1/2}	0.18	0.015 f'c	0.0830 (f'c) ^{1/2}
>75 mm (1.5 in)	NO	Max	0.17 f'c	0.7055 (f'c) ^{1/2}	0.16	0.025 f'c	0.1162 (f'c) ^{1/2}
		Min	0.08 f'c	0.4565 (f'c) ^{1/2}	0.16	0.015 f'c	0.0747 (f'c) ^{1/2}

a Resistencia a tensión por fisuramiento de la matriz del material (cilindros)

b Incluye factores de conversión de tensión directa de 0.75, por resistencia de la unión y porcentaje probable de unión de adherencia de 0.7 y 0.9 para TMA>75 mm, y para mortero de pega (0.67 sí el mortero de pega es usado y 0.33 en caso contrario)

Resistencia a tensión directa en la unión de la junta

La Tabla 2-16 a Tabla 2-18 presentan una estimación preliminar de la resistencia a tensión directa de las juntas para el diseño de las pruebas de tensión indirecta sobre la matriz del CCR. Los factores usados en estas tablas son basados en datos históricos (Cannon 1995). Las pruebas de tensión directa en la unión de la junta deberán realizarse sobre moldes de especímenes o corazones de las secciones colocadas para proporcionar valores del diseño final. Como en el concreto masivo, la resistencia en la junta generalmente será menor que la matriz de CCR. La resistencia de la junta es sensible al tamaño máximo del agregado, trabajabilidad de la mezcla, grado de compactación, edad y condiciones de la superficie de la junta. Debido a la variación natural de la resistencia en la junta, conceptos estáticos deberán ser aplicados en la selección de los valores de diseño para la resistencia tensión de la junta basados en la probabilidad de lograr resistencias estimadas con las mezclas anticipadas, el método de construcción, y si el mortero de pega o concreto es aplicado a la superficie de la junta. Inadecuada limpieza de la superficie de la junta, segregación, o una consolidación pobre puede reducir drásticamente la resistencia a tensión a través de la junta. Buena calidad de los agregados, buena trabajabilidad de la mezcla, vigorosa compactación, rápida cobertura de las juntas por sus subsiguientes alzadas, y el uso de mortero de pega son requeridos para obtener una buena resistencia en la junta. Cuando no se disponga de pruebas, la Tabla 2-17 y Tabla 2-18 presentan rangos aceptables para el diseño preliminar para CCR basadas sobre la trabajabilidad de la mezcla, tamaño y tipo de agregado y preparación de la unión de las juntas. Bajos valores de la resistencia a tensión de las juntas son basadas en la baja resistencia de los agregados y juntas.

Resistencia a tensión indirecta (f_{st})

Las pruebas de resistencia a tensión indirecta son más fáciles de realizar, pueden ser menos sensibles al secado y micro agrietamiento, y pueden proveer más resultados consistentes que las pruebas a tensión directa. Sin embargo, los resultados de las pruebas de tensión indirecta tienden a sobreestimar la resistencia a tensión y deberán ser ajustadas por un factor de reducción de 0.75 (Cannon 1995) para reflejar los resultados que podrían obtenerse de una prueba de tensión directa. Los rangos típicos de tensión indirecta para concreto masivo son

mostrados en la Tabla 2-16, para concreto CCR son mostrados en la Tabla 2-17 y Tabla 2-18. Para diseños preliminares estos valores pueden utilizarse para estimar la resistencia a tensión en las juntas de CCR. En la prueba de tensión indirecta, la falla plana es normalmente forzada a ocurrir a través de una reducida área a lo largo del eje longitudinal del espécimen. Esto es una explicación del porque la prueba de tensión indirecta produce valores más altos que la prueba de tensión directa.

Resistencia a flexión

La resistencia a flexión o módulo de ruptura es una medida de la resistencia a tensión. La resistencia a flexión puede ser aplicada directamente en el análisis como es descrito por Raphael (1984), es rara vez medido debido a la dificultad de formar moldes de especímenes con concreto masivo y especialmente con CCR. Además, la resistencia a flexión no evalúa la resistencia a tensión en las juntas, la cual es la resistencia crítica para presas de CCR. Por lo tanto, la resistencia a flexión no es comúnmente utilizada en el análisis de presas de CCR.

Resistencia a tensión dinámica

Aunque ha habido pocas pruebas de CCR, en rápidas cargas de tensión, no hay razón para esperar resultados muy diferentes que para el concreto masivo. Al igual que resistencia a compresión, la resistencia a tensión del concreto es sensible a la deformación. Altas velocidades de deformación producen resistencias a tensión de al menos 50 por ciento más altos que los producidos durante pruebas de tensión donde la velocidad de deformación es menor. Por esta razón, la resistencia a tensión dinámica del CCR es considerada equivalente a la resistencia a tensión directa multiplicada por un factor de 1.5 (Cannon 1995, Raphael 1984). Este factor de ajuste es aplicado a ambos: a la resistencia a la tensión de la matriz del material y a la resistencia a la tensión en las juntas.

Resistencia a cortante

Resistencia a cortante es uno de las más importantes propiedades del concreto para presas de CCR y es generalmente representado por el círculo de Mohr, relación de una combinación de la cohesión (adherencia) y el ángulo de fricción.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

Donde

τ	Resistencia a cortante, MPa
c	Cohesión, MPa
σ	Esfuerzo normal, MPa
ϕ	Ángulo de fricción, en grados

Método para resistencia a cortante transversal confinado, en un plano único o doble

Puede ser usado para medir las propiedades de especímenes o corazones extraídos de la matriz del CCR y en las uniones de las juntas, las pruebas consideran usualmente un mínimo de 3 presiones de confinamiento. La presión de confinamiento superior seleccionada para presas deberá representar por lo menos la máxima altura de la estructura. La resistencia a cortante a lo largo de las superficies de las juntas es siempre menor que la de la matriz de concreto. Por lo tanto, la resistencia a tensión en la superficie de la junta gobernará el diseño. La



resistencia de la matriz o de la junta puede ser estudiada de cilindros en laboratorio, de bloques de CCR o de corazones extraídos de la estructura. Para diseños preliminares, valores de resistencia a cortante de la matriz pueden ser estudiados de datos históricos o pruebas y entonces estimar la resistencia a cortante de las juntas. Los parámetros de resistencia al cortante en el diseño final para estructuras importantes, tales como, presas de moderada altura o presas en zonas altamente sísmicas, deben ser estudiados de pruebas de corazones en el laboratorio. El uso de factores de sobre resistencia a tomar en cuenta por la variación natural de los resultados de resistencia deberá ser aplicado para la resistencia a cortante, como son usados típicamente para la resistencia a compresión. Hasta que se obtengan datos específicos de pruebas de variación de la resistencia a cortante, el coeficiente de variación normal para la resistencia a compresión puede ser aplicado.

Resistencia a cortante de la matriz

La cohesión varía con las proporciones de la mezcla, especialmente la cantidad de pasta y contenido de cemento y con la edad. El ángulo de fricción es ante todo dependiente sobre el 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 el proporcionamiento de la mezcla o la edad. Los valores de cohesión para la matriz de CCR tienen rangos tan pequeños como 0.5 MPa y menores de 4.1 MPa (Mc Lean and Pierce 1988). Valores de c/f_c para la mezcla en la matriz del CCR tienen un rango superior al 20 por ciento de la resistencia a la compresión. Mezclas con consistencias de tiempo Vebe mayor que 30 segundos puede tener valores de cohesión por debajo del 10 por ciento de la resistencia a compresión de la matriz. El ángulo de fricción del CCR varía en un rango de 40 a 60 grados.

Resistencia a cortante de la unión de las juntas (de corazones)

La resistencia a cortante en las uniones de la junta es generalmente el valor crítico para el diseño. La cohesión varía basado en la cantidad de la pasta, contenido de cemento, exposición y preparación de las juntas. La cohesión puede ser aumentada por corrección de esos problemas y por la aplicación de mortero de pega o concreto. El ángulo de fricción relativamente no es afectado por los factores que afectan la cohesión y es más dependiente sobre el tipo y forma de agregado. McLean y Pierce (1988) encontraron que el uso de $\phi=45$ grados para diseños preliminares fue generalmente conservador, mientras que el uso de $c=0.1 f_c$ fue no conservador, debido en parte a la variación natural de todas las propiedades de la resistencia. Para juntas sin mezcla de pega, c/f_c ha variado de 0.03 a 0.06. Para juntas con mezcla de pega, c/f_c ha variado de 0.09 a 0.15. El ángulo de fricción para juntas con y sin mezcla de pega esencialmente no cambia.

La evaluación de la resistencia a cortante de corazones requiere especial cuidado cuando se interprete los resultados debido a que la recuperación del corazón puede variar dramáticamente dependiendo sobre el procedimiento de perforación y extracción. La prueba de especímenes de corazones son invariablemente las mejores muestras. Por lo tanto, el porcentaje que recubre en un corazón deberá ser considerado para evaluar los resultados y determinar la resistencia al cortante. Esto puede hacerse reduciendo la cohesión por un factor adecuado representando el porcentaje de adherencia basado sobre el porcentaje de adherencia de la junta recuperada, similar a la determinación de la resistencia a la tensión directa de las juntas (adherencia). La adherencia de la junta recuperada ha variado de 2 a 38 por ciento para proyectos con juntas sin mezcla de pega, mientras que la adherencia para juntas recuperadas para proyectos con mezcla de pega ha variado de 65 a 85 por ciento. Valores para un diseño preliminar de $c=0.05 f_c$ es recomendado para superficies de juntas que reciben un mortero de pega; de lo contrario, un valor de 0 deberá ser asumido. Un valor de $\phi=45$ grados puede utilizarse para diseños preliminares o para proyectos pequeños, para ambos: para la matriz y juntas. El cortante de pruebas de CCR bajo cargas dinámicas tiene que ser realizado, los diseñadores deberán utilizar valores de resistencia a cortante usando la velocidad de carga normal.

Tabla 2- 19 Análisis de cortante de extracción de corazones de presas de CCR (ACI207.5r, 1999)

Presa	Mezcla	Año	TMA	C	P	w/c	Junta	Edad días	Resistencia a compresión MPa	Máxima cohesión MPa	Fricción ϕ	Cohesión residual Mpa	Fricción residual ϕ_r	Vebs	% de adherencia	Maduración de la Junta
Cuchillo Negro	130C100P	1991	3 (76.2)	77	59	0.99	B	750	17	1.551	58	-	-	-	-	-
	130C100P	1991	3 (76.2)	77	59	0.99	P	750	17	2.482	52	-	-	-	-	-
	130C100P	1991	3 (76.2)	77	59	0.99	NB	750	17	6.89	62	-	-	-	-	-
Elk Creek	118C56P		3 (76.2)	70	33	1	P	90	9	1.551	43	-	-	21	-	-
	118C56P		3 (76.2)	70	33	1	B	90	9	0.862	49	-	49	-	58	-
Galesville	RCC1	1985	3 (76.2)	53	51	1.09	NB	415	14	0.758	67	0.552	40	-	24	500 ° hr
	RCC1	1985	3 (76.2)	53	51	1.09	B	415	14	2.275	52	0.483	43	-	76	-
	RCC1	1985	3 (76.2)	53	51	1.09	P	415	14	2.62	33	0.655	45	-	-	-
Upper Stillwater	RCCA	1986	2.0 (51)	79	173	0.39	NB	365	36	3.103	53	0.207	49	17	80	-
	RCCA	1986	2.0 (51)	79	173	0.39	NB	545	39	3.861	76	0.138	53	17	-	-
	RCCA85	1985	2.0 (51)	79	173	0.37	P	120	27	2.068	55	0.207	42	29	60	-
	RCCA85	1985	2.0 (51)	79	173	0.37	NB	730	45	3.034	48	0.138	46	29	60	-
Victoria	113C112P	1991	2.0 (51)	67	66	0.8	P	365	18	1.931	64	0.276	47	73	-	-
	113C112P	1991	2.0 (51)	67	66	0.8	B	365	18	1.586	69	0.069	44	-	-	-
	113C112P	1991	2.0 (51)	67	66	0.8	NB	365	18	1.172	62	1.379	48	-	-	-
Willow Creek	175C	1982	3 (76.2)	104	0	1.06	NB	200	-	1.278	65	-	-	-	57	500 ° hr
	175C80P	1982	3 (76.2)	104	47	0.73	NB	200	-	1.279	63	-	-	-	54	500 ° hr
	80C32P	1982	3 (76.2)	47	19	1.61	NB	200	-	0.793	62	-	-	-	58	500 ° hr
Zintel Canyon	125CNA	1992	2.55 (64)	74	0	1.5	NB	345	10	0.586	56	0.069	40	14	-	-
	125CNA	1992	2.55 (64)	74	0	1.5	B	345	10	1.379	54	0.069	40	14	65	-
	125CNA	1992	2.55 (64)	74	0	1.5	P	345	10	1.999	56	0	55	14	-	-

Módulo de elasticidad E

El módulo de elasticidad es definido como la relación del esfuerzo normal y su correspondiente deformación bajo el límite proporcional. Para propósitos prácticos, solamente la deformación la cual ocurre durante la carga se considera que contribuye en el cálculo de la velocidad de carga normal del módulo de elasticidad (también llamado modulo estático o instantáneo). La subsiguiente deformación debido a la carga sostenida es referida como Creep. Un proporcionamiento adecuado y consolidación del CCR proporcionara un módulo de elasticidad igual o mayor que la del concreto masivo. El módulo de elasticidad depende de la edad, resistencia y tipo de agregado. El modulo de elasticidad es determinado de acuerdo con ASTM 469 (CRD-C 19) “Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson’s Ratio of Concrete in Compression” or CRD-C 166 “Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity in Tension”. El módulo de elasticidad puede presentar algún comportamiento anisotrópico debido al alineamiento de las partículas del agregado grueso; sin embargo, los efectos sobre el módulo son menores y pueden generalmente ser ignorados. Pruebas a edades de 1, 3, 7, 28, 90, 180 y posiblemente 365 días, tanto como la edad del diseño debe ser considerado.



Módulo de elasticidad del Concreto Masivo (CMC)

El módulo de elasticidad de concreto masivo es alrededor de 6.9 GPa a 1 día y rangos de 21 a 38 GPa a 28 días y de 30 a 47 GPa a 1 año. Baja calidad de los agregados ha sido utilizada exitosamente en el CCR, a menudo resultando en un bajo módulo en todas las edades. Un bajo módulo de elasticidad es generalmente benéfico para reducir las deformaciones y esfuerzos aparentes en la estructura. Baja resistencia generalmente produce bajos módulos.

Módulo de elasticidad a tensión

El módulo de elasticidad a tensión es asumido igual al módulo de elasticidad a compresión E_c . Para estructuras en zonas sísmicas críticas, esta suposición deberá ser evaluada con mayor precisión, desde que la relación no lineal esfuerzo/deformación inicia después de que el esfuerzo en el concreto alcanza el 60 por ciento del esfuerzo máximo (Raphael 1984). En compresión esto no causa un problema, porque en general, incluso durante un sismo mayor, los esfuerzos de compresión del concreto son bastante bajos con respecto al esfuerzo máximo o capacidad última. En tensión esto es una cuestión diferente ya que los esfuerzos pueden alcanzar y exceder el esfuerzo de tensión máximo del concreto en consecuencia el agrietamiento puede ocurrir. Para proyectos en áreas sísmicas críticas, el módulo estático y dinámico deberá ser determinado por pruebas, usando el rango de materiales y mezclas que se esperan ser utilizadas. Para rápidas carga-deformación, el módulo dinámico de elasticidad puede ser 15 por ciento más grande que el módulo de elasticidad estático (Bruhwiler 1990, Hess 1992).

Módulo de elasticidad sostenido (E_{sus})

Incluyendo los resultados del creep, pueden ser obtenidos directamente de las pruebas de creep dividiendo la carga sostenida por la deformación total. ACI 207.1R y ACI 207.4R incluye valores de módulos estático y sostenido E_{sus} para CMC. E_{sus} para pruebas conducidas sobre especímenes cargados a edades tempranas para un periodo de un año será alrededor de 2/3 que del módulo estático E . E_{sus} para pruebas realizadas sobre especímenes cargados a 90 días o edades más avanzadas para un periodo de 1 año será ligeramente mayor al módulo estático E .

Módulo de elasticidad de acuerdo con ACI

Las formulas ACI para el módulo están basadas en mezclas de concreto masivo y son estimaciones. Los módulos de elasticidad estático, en ausencia de pruebas, para propósitos solamente de planeación, puede suponerse igual a la siguiente fórmula ACI 318R. Muchas pruebas de CMC y CCR han indicado valores de módulos mayores que los predichos por la fórmula de ACI. Dado que los análisis estructurales utilizan los módulos para calcular los valores de esfuerzo de deformación, el uso de la formula ACI puede ser conservadora para algunos proyectos. Se deberá tener precaución en el uso de esta fórmula para proyectos críticos y resultados de pruebas deben utilizarse para el diseño final.

$$E = 57\,000 (f'c)^{1/2}$$

Donde

- E Módulo de elasticidad estático, psi x 10^6
- f'_c Resistencia a compresión, psi

Los estudios preliminares de diseño pueden asumir los módulos de elasticidad incrementado 15 por ciento para condiciones por cargas sísmicas y reducido en un tercio para condiciones de carga a largo plazo donde los efectos del creep son importantes.

En un análisis numérico lineal-elástico, un bajo módulo de elasticidad puede ser deseable, ya que puede predecir bajos esfuerzos en la relación esfuerzo-deformación contra un material de alto módulo. Sin embargo, un material quebradizo (no modelado en la teoría lineal elástica), la deformación última a la falla puede predecir el esfuerzo en el agrietamiento (no lineal) para bajos módulos de material, por lo tanto, no predicen correctamente el esfuerzo por comportamiento lineal elástico.

Los esfuerzos y propiedades del material del concreto convencional han sido medidas para cargas cíclicas y alta velocidad de deformación para simular las condiciones de carga dinámica durante un sismo. La resistencia de tensión y compresión última y módulo de elasticidad generalmente se incrementa bajo condiciones de carga dinámicas. A la fecha, no hay conocimiento e investigaciones para comparar resultados para la resistencia a cortante bajo condiciones de cargas dinámicas.

El incremento usual en el módulo durante cargas dinámicas está bien documentado por pruebas de laboratorio y el uso de módulos dinámicos para análisis dinámicos es aceptado en la práctica.

Un valor de módulo instantáneo es aproximadamente 25 por ciento más grande que el módulo de elasticidad sostenido y puede ser utilizado para estudios preliminares en ausencia de pruebas de laboratorio. Los valores de la resistencia dinámica también son dependientes sobre la velocidad de la carga. Los resultados de las pruebas del laboratorio en concreto convencional por el Bureau of Reclamation, Raphael y otros autores indican un incremento aproximado de 30 por ciento para resistencia a compresión y un incremento ligeramente más grande que 50 por ciento para la resistencia a la tensión. Basado sobre pruebas de tensión indirecta o pruebas de módulo de ruptura de especímenes bajo condiciones de carga dinámica.

No hay resultados publicados de pruebas de propiedades dinámicas para el CCR. Porque el CCR maduro (basado sobre ambos moldes y corazones) exhiben propiedades similares a los del concreto convencional, esto es generalmente en la práctica considerado aceptable para suponer un incremento comparable para módulos de resistencia a compresión y tensión para mezclas del CCR bajo condiciones de carga dinámica.

Relación de Poisson

La relación de Poisson es definido como la relación de la deformación lateral al longitudinal resultado de una distribución uniforme de esfuerzos axiales y determinado de acuerdo con ASTM C 469. La relación de Poisson para el CCR es el mismo que para el CMC. Para cargas estáticas valores en el rango de 0.17 y 0.22, con 0.20 recomendado cuando las pruebas no han sido realizadas. La relación de Poisson es sensible a la velocidad de deformación y el valor estático puede ser reducido hasta el 30% para esfuerzos debido a cargas sísmicas (Bruhwiler, 1990). Esto debe ser confirmado para proyectos críticos donde sus propiedades pueden afectar significativamente los resultados de diseño. Algunas pruebas han sugerido que la relación de Poisson no es significativamente sensible a las velocidades de deformación normalmente considerado para presas de concreto masivo (Hess 1992).

Creep

El Creep es definido como deformación en función del tiempo debido a carga sostenida. El Creep específico es el Creep bajo esfuerzos unitarios o deformación por MPa. El Creep de las cargas a largo plazo resulta un incremento en deformación, pero en un decremento continuamente de velocidad, bajo un estado de cargas constantes. El Creep es dependiente de las propiedades y proporción de los materiales, está estrechamente relacionado con el módulo de elasticidad y la resistencia a compresión del concreto, y es por tanto una función de la edad del concreto cargado. Concretos con alto módulo de elasticidad y alta resistencia generalmente tienen valores bajos de Creep. Resistencias bajas, módulos bajos tienen menores valores de Creep. Propiedades de Creep altos son generalmente deseables para liberar lentamente esfuerzos y deformaciones debidos a la restricción en la cimentación y cargas térmicas y exteriores.

El Creep es determinado de acuerdo con ASTM C 512 "Standard Test Method For Creep of Concrete in Compression". Las pruebas de Creep para la masa de concreto deberán siempre ser realizadas con muestras selladas para evitar efectos de contracción por secado. El método de la prueba recomienda 5 edades de carga



entre dos días y un año para definir completamente el comportamiento del creep. ASTM C 512 representa el creep por la siguiente fórmula. La primera parte de la ecuación $1/E$ representa la deformación elástica inicial de la carga, y la segunda parte representa los efectos a largo plazo del creep después de la carga.

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

Donde

- ε Creep específico, o deformación total por MPa
- E Módulo de elasticidad, MPa
- F(K) Velocidad de creep
- t Tiempo después de la carga en días

Los valores de F(K) para el CCR tienen rangos de 1.5 a 29 millonésimas por MPa, con los mayores números correspondientes a las mezclas con baja resistencia a la compresión, en la Tabla 2-21 se muestran algunos valores de Creep para diferentes presas.

Capacidad de deformación por tensión

La capacidad de deformación por tensión (TSC por sus siglas en inglés) es el cambio en longitud por unidad de longitud que puede ser sostenida en el concreto antes del agrietamiento. Las deformaciones por tensión pueden ser desarrolladas por cargas externas, así como también por cambios de volumen inducidos por secado, reducción en temperatura, y contracción interna. El TSC es dependiente del tiempo y la velocidad de carga, tipo de agregado, forma de los agregados y es fuertemente dependiente de la resistencia. La capacidad de deformación por tensión es determinada de acuerdo a CRD- C 71. Las pruebas de TSC pueden variar ampliamente. Rangos típicos de TSC para CMC y CCR son mostrados en la Tabla 2.20 (USACE, Roller Compacted Concrete-EM 1110-2-2006, 2000).

Tabla 2- 20 Rangos típicos de capacidad de deformación por tensión TSC (millonésimas)

Velocidad de carga TSC- edad de la carga	CMC	RCC ^a
Velocidad baja	88-237	--
Velocidad norma -7 días	40-105	20-140
Velocidad normal – 90 días	73-136	--

(Hess 1995, Andriolo 1995)

Tabla 2- 21 Propiedades de deformación y Creep de algunas mezclas de CCR

Presa	Cemento kg/m ³	Puzolana kg/m ³	w/cm	Edad cargada días	Coeficientes de Creep		Resistencia a compresión en MPa	Módulo de elasticidad den GPa
					1/E, 10-6 kPa	f (K)		
Concepcion	90	0	1.20	7	0.2	0.12	4	-
	90	0	1.20	28	0.11	0.08	7	10
	90	0	1.20	90	0.07	0.03	9	14
Upper Stillwater	108	125	0.47	28	0.15	0.11	15	7
	77	170	0.43	28	0.1	0.04	14	10
	77	170	0.43	180	0.08	0.01	29	12
	72	160	0.45	180	0.09	0.02	22	9
	108	125	0.47	365	0.08	0.02	34	12
	72	170	0.45	365	0.08	0.01	34	11

Presa	Cemento kg/m ³	Puzolana kg/m ³	w/cm	Edad cargada días	Coeficientes de Creep		Resistencia a compresión en MPa	Módulo de elasticidad den GPa
					1/E, 10-6 kPa	f (K)		
	108	125	0.47	90	0.12	0.06	24	9
	77	170	0.43	365	0.08	0.02	35	13
	108	125	0.47	180	0.1	0.03	28	11
Willow Creek	47	19	1.61	7	0.29	0.2	4	8
	104	47	0.73	7	0.08	0.08	8	17
	47	19	1.61	28	0.16	0.11	8	11
	47	19	1.61	90	0.08	-	12	13
	104	0	1.06	7	0.07	0.08	7	15
	104	0	1.06	28	0.05	0.05	13	18
Zintel Canyon	59	0	2.00	28	0.11	0.08	4	11
	59	0	2.00	90	0.07	-	8	15
	59	0	2.00	365	0.06	-	11	18
	119	0	1.00	7	0.11	0.05	7	11
	119	0	1.00	28	0.07	0.03	11	16
	119	0	1.00	90	0.06	-	15	17
	119	0	1.00	365	0.04	-	21	23
	59	0	2.00	7	0.21	0.09	2	5

Permeabilidad

La permeabilidad del CCR y de las superficies de las capas horizontales son elementos clave para estructuras hidráulicas a base de CCR, la permeabilidad es controlada por el proporcionamiento de mezclas, método de colocación, uso de mortero de pega sobre la superficie de las capas y el grado de compactación. El concreto con baja permeabilidad generalmente tiene una baja relación agua/cemento, está bien mezclado, consolidado, proporcionado con adecuada pasta y mortero suficiente para llenar los vacíos y tiene que ser propiamente curado para permitir la hidratación continua del cemento. La permeabilidad de cilindros de CCR y corazones pueden ser probados con el método CRD-C 163 “Test Method for Water Permeability of Concrete Using Triaxial Cell”, este método da un valor intrínseco de permeabilidad (k) el cual puede ser convertido a el más comúnmente usado coeficiente de permeabilidad (K). En general, una masa de CCR sin juntas con suficiente pasta deberá tener valores de permeabilidad similares a los del CMC. Valores de pruebas para mezclas bien compactadas y trabajadas de CCR tienen un rango de 1.5 a 150 x 10⁻⁸ mm/s

Densidad

La densidad está definida como la masa por unidad de volumen y es determinada de acuerdo con CRD C23. La densidad del CCR depende principalmente sobre la densidad de los agregados y el grado de compactación. Valores típicos de densidad para CMC están en el rango de 2240 a 2560 kg/m³. La ausencia de aire atrapado y bajo contenido de agua de muchas mezclas de CCR resulta en una densidad ligeramente mayor cuando se compara con la masa de concreto convencional con aire atrapado hecho con el mismo agregado. Para algunos proyectos en áreas sísmicas, la densidad juega un papel importante en el diseño de estructuras y también sobre el costo.



Cambio de volumen

La contracción por secado es regida principalmente por el contenido de agua en la mezcla y las características de los agregados. La contracción por secado se estudia mediante la prueba ASTM C 157 “Length Change of Hardened Hydraulic-Cement Mortar and Concrete”.

El cambio de volumen autógeno, comúnmente llamado en inglés “autogenous shrinkage” es un decremento en el volumen de concreto debido a la hidratación del material cementante del concreto ganando o perdiendo humedad. Este tipo de cambio de volumen ocurre en el interior de grandes masas de concreto y puede ser un factor importante. Está relacionado principalmente a las propiedades de los materiales y proporcionamiento de la mezcla y especialmente al tipo de agregado. La contracción autógena ocurre en un tiempo mucho más largo que la contracción por secado. A pesar de que no existe ningún método de ensaye específico, la contracción autógena puede ser determinada sobre muestras de cilindros de creep sin carga aplicada de acuerdo con ASTM C 512 o de muestras de carga rápida a vigas fabricadas para pruebas de capacidad de deformación por tensión.

PRINCIPALES PROPIEDADES TÉRMICAS

Durante la fase de pre-construcción y diseño, es necesario estudiar los cambios de temperatura en el concreto, los cuales provocarán esfuerzos que pueden exceder la capacidad de deformación del concreto. Las propiedades térmicas son a menudo empleadas para hacer la selección final de los materiales para el estudio detallado. En la Tabla 2-22 se indican algunas de las propiedades térmicas determinadas en laboratorio para presas de CCR (ACI207.5r, 1999). Las siguientes propiedades del concreto deberán ser determinadas para realizar un estudio térmico.

Calor de Hidratación

El calor de hidratación depende de la cantidad y tipo de materiales cementantes en el concreto. El calor de hidratación es obtenido experimentalmente y forma parte de las bases para predecir el incremento de temperatura y su descenso con el tiempo para un concreto (ASTM C 186, CRF -C 229).

Incremento de temperatura adiabática

El incremento de temperatura del concreto bajo condiciones adiabáticas es determinado de acuerdo a CRD-C 38. Los tipos de materiales cementantes y agregados en el concreto probados deberán ser similares a los utilizados en la estructura.

Conductividad térmica

La conductividad térmica es una medida de la habilidad del material para conducir el calor y puede ser definida como la relación de la velocidad del flujo de calor al gradiente térmico. Numéricamente, la conductividad térmica es el producto de la densidad, el calor específico y la difusividad.

Difusividad térmica

La difusividad térmica es una medida de la facilidad con el cual los cambios de temperatura toman el lugar dentro de una masa de material (CRD-C 37); es igual a la conductividad térmica dividida por el calor específico multiplicado por la densidad.

Calor específico

Es la cantidad de calor requerido por unidad de masa para causar un incremento de temperatura unitario, sobre un menor rango de temperatura (CRD-C 124).

Coefficiente de expansión térmica

El coeficiente de expansión térmica puede ser definido como el cambio en dimensión lineal por unidad de longitud por grado de temperatura. (CRD-C 39, CRD C125 y CRD-C 126). El coeficiente de expansión térmica es usualmente ligeramente menor para CCR que para el concreto convencional (por el alto contenido de agregados). El coeficiente de expansión térmica para el CMC y CCR varía entre 7 y 14 millonésimas por °C, un valor de 9 millonésimas por °C puede ser utilizado para estudios preliminares de diseño de CCR. La relación de TSC/Coeficiente de expansión térmica es un indicador aproximado de la caída de temperatura requerida para producir agrietamiento y puede ser utilizado para comparar la habilidad de varias combinaciones de material para resistir el agrietamiento térmico.

Tabla 2- 22 Propiedades térmicas de algunas mezclas de laboratorio de CCR

Presa	Id	C	P	Tipo de Agregado	Calor específico J/kg °C	Difusividad m ² /hr	Conductividad ad W/m °K	C. Exp. 10 ⁶ /°C	Inicial °C	Incremento de temperatura adiabática (cambio en °C)		
										kg/m ³	3 días	7 días
Concepcion	152CL	90	0	Ignimbrita	1047	0.003	1.9	3.4	19.4	11.7	13.3	13.9
Coolidge	124c1244	74	74	Vocanica/ aluvial	--	--	--	--	17.2	12.8	15.6	19.4
Elk Creek	113C28P	67	17	Basalto/ Arenisca	--	--	--	--	5	6.1	7.8	11.1
	118C56P	70	33	Basalto/ Arenisca	754	--	--	--	6.2	9.4	11.7	13.3
	94C38P	56	23	Basalto/ Arenisca	754	0.003	1.7	2.2	6.7	7.2	8.9	11.1
Middle Fork	120C	71	--	Marlstone	--	--	--	--	15.6	9.4	12.2	15
Milltown Hill	111C112	66	66	Andesita/ Basalto	1047	0.005	3.3	1.8	16.7	9.4	12.2	16.7
Santa Cruz	1e	66	66	Aluvial/ Granito	1089	0.004	2.9	1.7	16.1	13.9	16.1	18.3
Upper Stillwater	L1	108	125	Cuarcita/ Arenisca	--	0.006	--	2.7	15.6	13.9	18.9	25.6
	L2	72	160	Cuarcita/ Arenisca	--	0.006	--	2.2	8.3	8.3	14.4	18.3
	L3	77	170	Cuarcita/ Arenisca	--	--	--	--	7.2	2.2	11.1	18.9
	L3A	77	170	Cuarcita/ Arenisca	--	0.006	--	2.7	9.4	8.9	15.6	20.6
	L5	93	204	Cuarcita/ Arenisca	--	--	--	--	12.2	13.3	20	26.7
Willow Creek	175C	104	0	Basalto	921	0.003	1.8	2.2	12.7	12.8	16.1	20
	175C80P	104	47	Basalto	921	0.003	1.8	2.2	11.1	12.8	16.1	20
	80C32P	47	19	Basalto	921	0.003	1.8	2.2	11.7	7.2	--	12.2
	315C135P	187	80	Basalto	921	0.003	1.8	2.2	11.7	17.2	20	29.4
Zintel Canyon	100C197	59	0	Basalto/ Gravel	963	0.003	1.9	2.3	--	7.8	8.9	10.6
	200C197	119	0	Bsalto/ Gravel	963	0.003	1.8	2.4	--	7.8	8.9	10.6

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

El análisis de estabilidad, tiene como objetivo proporcionar los requerimientos mínimos necesarios que permitan a la presa permanecer en equilibrio y así garantizar su seguridad estructural. En este capítulo se presenta el método para evaluar la seguridad estructural de una presa de CCR aplicando el método del equilibrio estático, involucrando las leyes de la física clásica:

Primera ley: “*todo cuerpo permanecerá en su estado en reposo o movimiento uniforme y rectilíneo a no ser que sea obligado a cambiar su estado por fuerzas externas sobre él*”.

Segunda ley: “*El cambio de movimiento es proporcional a la fuerza motriz ejercida y ocurre según la línea recta a lo largo de la cual aquella fuerza se ejerce*”.

Tercera ley: “*Con toda acción ocurre siempre una reacción igual y contraria*”.

El concepto de equilibrio estático de un cuerpo está siempre referido con respecto a una referencia, por lo general denominado “punto de referencia”, el cual se considera fijo en el espacio. La condición necesaria y suficiente de equilibrio de un sólido, se establece formulando que el sistema de fuerzas que actúa sobre el sólido sea un sistema equivalente a cero, es decir, que la resultante de fuerzas y momentos del sistema respecto al punto de referencia, sean ambos nulos.

Las fuerzas que actúan sobre las partículas de un sólido son de dos tipos: fuerzas exteriores y fuerzas interiores. Considerando un cuerpo como un sólido rígido, las fuerzas interiores forman un sistema equilibrado, y en consecuencia cuando se estudia la condición general de equilibrio solo es necesario tener en cuenta las fuerzas exteriores, estas fuerzas exteriores pueden dividirse en dos tipos de fuerzas: las fuerzas activas o desestabilizadoras, que son todas las fuerzas susceptibles de producir movimiento y las fuerzas de reacción o estabilizadoras, es decir, aquellas fuerzas que impiden el movimiento como por ejemplo los apoyos o ligaduras del cuerpo rígido, peso propio de la estructura, peso del agua etc.

En el diseño de presas en el mundo, la estabilidad de la presa bajo fuerzas exteriores se garantiza mediante el diseño geométrico de la presa, en la Tabla 3-1 (Rodríguez Andriolo, CCR- Estado da arte, materiais, projeto e construaço, 2004) se indica la geometría más común de las presas de CCR.

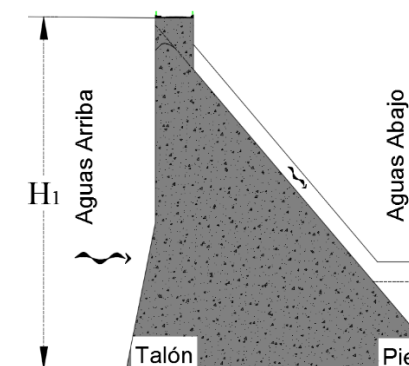


Figura 3- 1 Sección típica transversal de una presa

Tabla 3- 1 Geometría más común en presas de CCR

País	Sismicidad	Talud aguas arriba (H:V)	Talud Aguas abajo (H:V)
Japón	Alta	Con pie vertical (0.1 a 0.3)	Alrededor de 0.8:1.0
USA	Considerada	Vertical	0.6:1.0 a 0.8:1.0
España	Moderada	Vertical y pie aguas arriba	Alrededor de 0.75:1.0
China	Sí	---	0.75:1.0 a 0.8:1.0
Brasil	No	Vertical	Alrededor de 0.75:1.0

CARGAS ACTUANTES

En el diseño de presas de gravedad, es fundamental determinar las cargas requeridas para el análisis y diseño estructural. En el diseño se debe considerar todas las cargas probables teniendo en cuenta que cada estructura es particularmente independiente. A continuación, se presentan las principales cargas externas a las que puede estar sometida una presa de CCR:

- I. Cargas Muertas (**D**)
- II. Carga por presión hidrostáticas aguas arriba (**H₁**)
- III. Carga por presión hidrostáticas aguas abajo (**H₂**)
- IV. Carga por subpresión (**U**)
- V. Carga por temperatura (**T**)
- VI. Carga por presión de sedimentos o azolves (**S**)
- VII. Carga por presión del hielo (**I**)
- VIII. Carga por efecto de la acción sísmica (**E**)
- IX. Carga por presión de viento (**W_i**)
- X. Carga por presión de subatmosférica (**A**)
- XI. Carga por presión del oleaje (**W_a**)
- XII. Carga por reacción de la cimentación (**F**)
- XIII. Otras (**O**)

La designación de variables para los distintos tipos de carga es arbitraria, en este caso corresponden a las iniciales en inglés del nombre de las cargas, lo cual más adelante nos permite una designación ágil en las distintas combinaciones de carga.

Cargas muertas (**D**).

El peso específico del concreto depende de los agregados con los que éste se fabrique, si los agregados son porosos el peso es menor al convencional, hasta que el peso específico exacto sea determinado mediante el diseño de la mezcla, puede suponerse para efectos de diseño preliminar como 23,53 kN/m³ (2 400 kg/m³). En el cálculo de cargas muertas, los vacíos o huecos en el cuerpo de la presa relativamente pequeños como galerías pueden ser ignoradas, excepto en presas pequeñas, donde tales vacíos o huecos pueden influir de manera apreciable sobre la estructura. Las cargas muertas deben incluir el peso de concreto, colocación de relleno, y estructuras como complementarias al cuerpo de la presa, como por ejemplo compuertas y puentes.

Carga por presión hidrostática aguas arriba (**H₁**).

La presión hidrostática en contra de la Presa es función de la profundidad del embalse calculado por el peso específico del agua. El peso específico del agua debe tomarse como 9.81 kN/m³ (1 000 kg/m³), aunque el peso varía ligeramente con la temperatura. En algunos casos el flujo de agua sobre una sección transversal del

vertedor ejercerá presión sobre la estructura. Normalmente tal fuerza puede ser ignorada en el análisis de estabilidad, dependiendo de la cantidad de flujo por metro unitario sobre la sección.

Carga por presión hidrostática aguas abajo (H2).

Para el diseño de secciones transversales sin vertedor, la presión hidrostática sobre la cara aguas abajo de la sección de la presa deberá ser determinado usando el tirante total aguas abajo. Para el diseño de secciones transversales con vertedor, la presión aguas abajo debe ajustarse por regresión del flujo, esto cuando las condiciones del flujo dan como resultado un salto hidráulico importante en el canal aguas abajo, es decir, el flujo sobre vertedor es sumergido dentro de las profundidades de aguas abajo. Las fuerzas que actúan sobre la cara aguas abajo de la sección transversal del vertedor debido a la descarga pueden variar significativamente, así como la energía es disipada en el canal amortiguador. Por lo tanto, esta fuerza debe ser evaluada reservadamente cuando se usa como fuerza estabilizadora en el análisis de estabilidad.

Estudios han demostrado que la influencia de la regresión aguas abajo puede reducir la efectividad del tirante usado para calcular la presión aguas abajo y las fuerzas a tan solo 60 por ciento del tirante total. La cantidad de reducción en el tirante efectivo usado para determinar las fuerzas aguas abajo es función del grado de sumergencia de la cresta de la estructura vertedora y las condiciones de remanso río abajo del canal. Cuando las condiciones aguas abajo reducen significativamente o eliminan el salto hidráulico en el foso de amortiguamiento, la regresión aguas abajo puede ser ignorada y el 100 por ciento del tirante puede ser usado para determinar las fuerzas aguas abajo. El tirante total aguas abajo deberá ser usado para calcular las presiones por subpresión en el pie de la estructura en todos los casos, independientemente de las condiciones de vertido.

Presión hidrostática aguas arriba y aguas abajo (H1 y H2):

Las cargas que actúan aguas arriba y aguas abajo sobre una presa son determinadas por estudios de: hidrología, la meteorología, y estudios de regulación de presas. La frecuencia de los diferentes niveles del embalse es necesaria para determinar cuál debe usarse en las distintas condiciones de cargas analizadas en el diseño, entre ellos se encuentra: el Nivel de Aguas Mínimo de Operación (NAMINO), el Nivel de Aguas Máximo de Operación (NAMO) y el Nivel de Aguas Máximo Extraordinario (NAME).

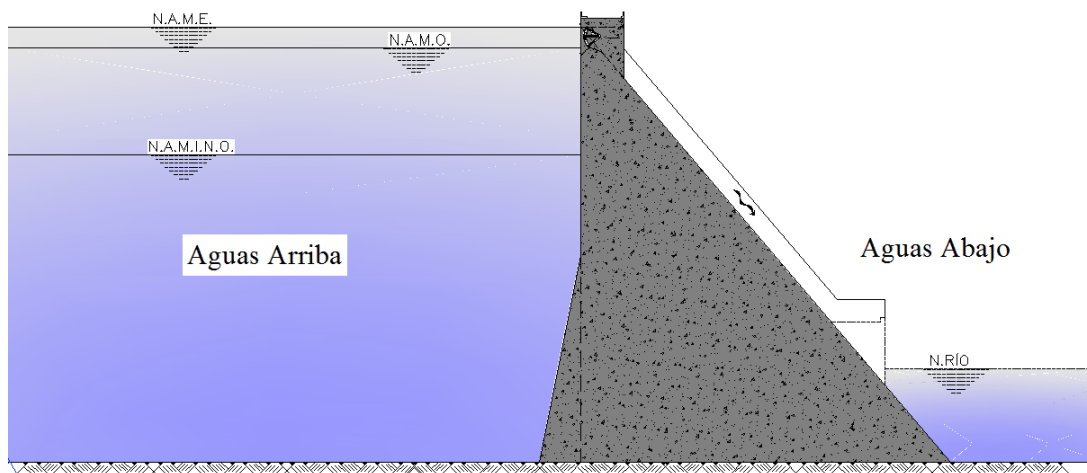


Figura 3- 2 Niveles del embalse a considerar en el diseño

Carga por subpresión (U)

La subpresión que resulta aguas arriba y aguas abajo existe a través de sección transversal dentro de la Presa y en la base, es decir en la interfaz (superficie de contacto) entre la presa y la cimentación de esta, y en los cimientos por debajo de la base (dentro del macizo rocoso). Esta presión está presente en las grietas, poros, uniones, y juntas en el concreto y los materiales de la cimentación. La subpresión es una fuerza activa que debe ser incluida en el análisis de estabilidad y de resistencia para asegurar la capacidad estructural. Estas presiones varían con el tiempo y están relacionados con las condiciones de frontera y permeabilidad de los materiales. La subpresión es supuesta igual para las cargas sísmicas.

Subpresión a lo largo de la base

La subpresión es considerada que actúa en un 100 por ciento sobre la base (ver Figura 3-3). El gradiente hidráulico entre embalses altos y bajos es desarrollado entre el talón y el pie de la presa respectivamente. La distribución de presión a lo largo de la base y en los cimientos está en función de la eficacia de los drenes y la pantalla de inyecciones, donde son aplicables, y las características geológicas como la permeabilidad de la roca, fracturas, uniones, juntas y fallamientos. La presión por subpresión en cualquier punto debajo de la estructura deberá ser la presión aguas abajo más la presión medida como una ordenada del gradiente hidráulico aguas abajo entre los niveles superior e inferior del embalse.

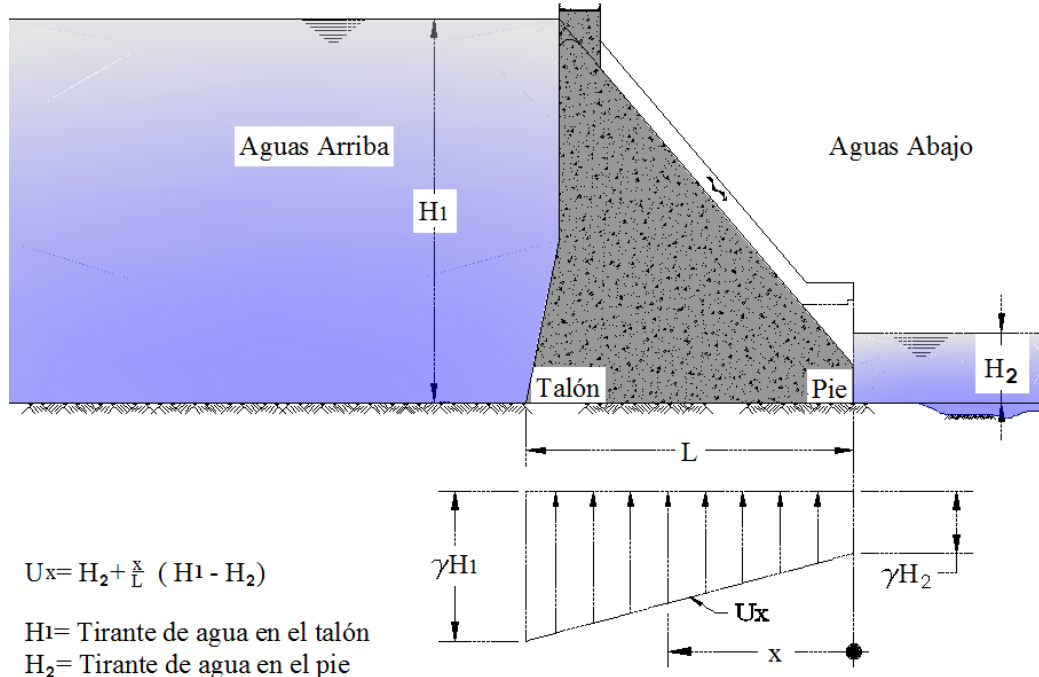


Figura 3- 3 Subpresión “U” sin drenes con tirante aguas abajo

Subpresión sin drenes

Donde no ha habido ninguna disposición prevista para reducción de subpresión, el gradiente hidráulico se supone variable, como una línea recta, desde el talón a cero en el pie o la carga debida aguas abajo de la Presa (ver Figura 3-4). La determinación de la subpresión, en cualquier punto sobre o debajo de los cimientos varía linealmente como se muestra en las figuras a continuación.

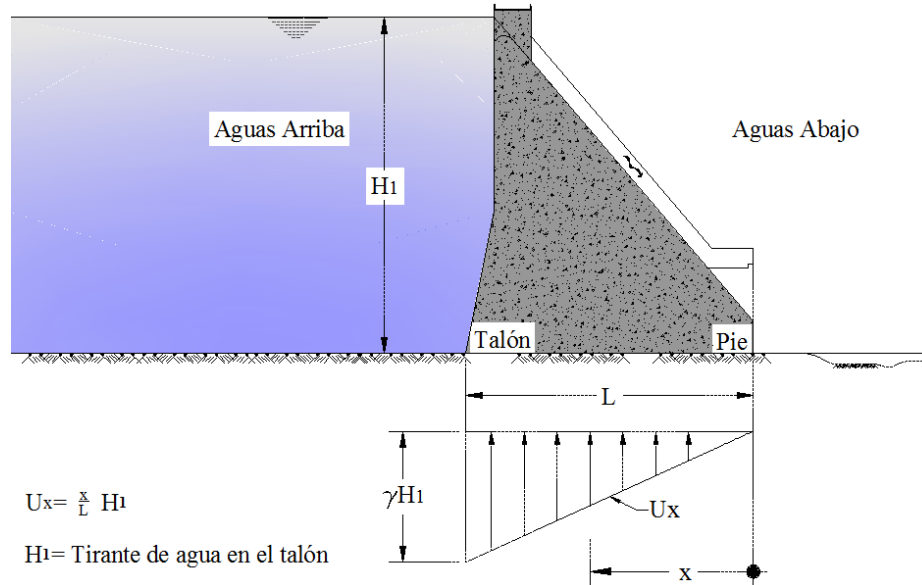


Figura 3- 4 Subpresión “U” sin drenes y sin tirantes aguas abajo

Subpresión con drenes

Las subpresiones en la base o por debajo de la cimentación pueden ser reducido por la disposición de drenes en la cimentación. La eficacia del sistema de drenes dependerá de la profundidad, el tamaño, y el espaciado de los drenes; la calidad de la cimentación; y la facilidad con la que los drenes puede ser conservados en buen estado. La eficiencia puede tomarse en el rango del 25 y 50 por ciento, los informes de diseño deben contener los datos de soporte la eficiencia o la hipótesis usada para tal caso. A lo largo de la base la presión variará linealmente de la presión sin drenes en el talón, a la presión reducida en la línea de drenes, a la presión sin drenes en el pie como lo muestra la Figura 3-5.

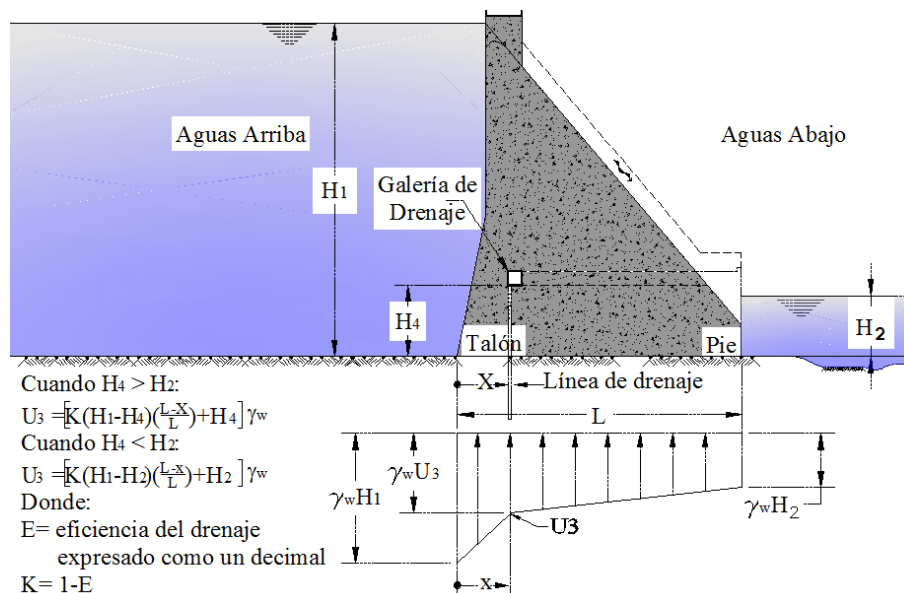


Figura 3- 5 Subpresión con drenes y tirante aguas abajo

Donde la línea de drenes intercepta a la cimentación dentro de una distancia de 5 por ciento de la profundidad del embalse para la cara aguas arriba, la subpresión puede suponerse variable como una única línea recta, el cual sería el caso si los drenes estuvieran exactamente en el talón, esta condición se ilustra en la Figura 3-6., si la galería de drenaje se localiza por encima del nivel aguas abajo, la presión de la línea de drenaje deberá ser determinado como si el nivel de aguas abajo sea igual a la elevación de la galería de drenaje.

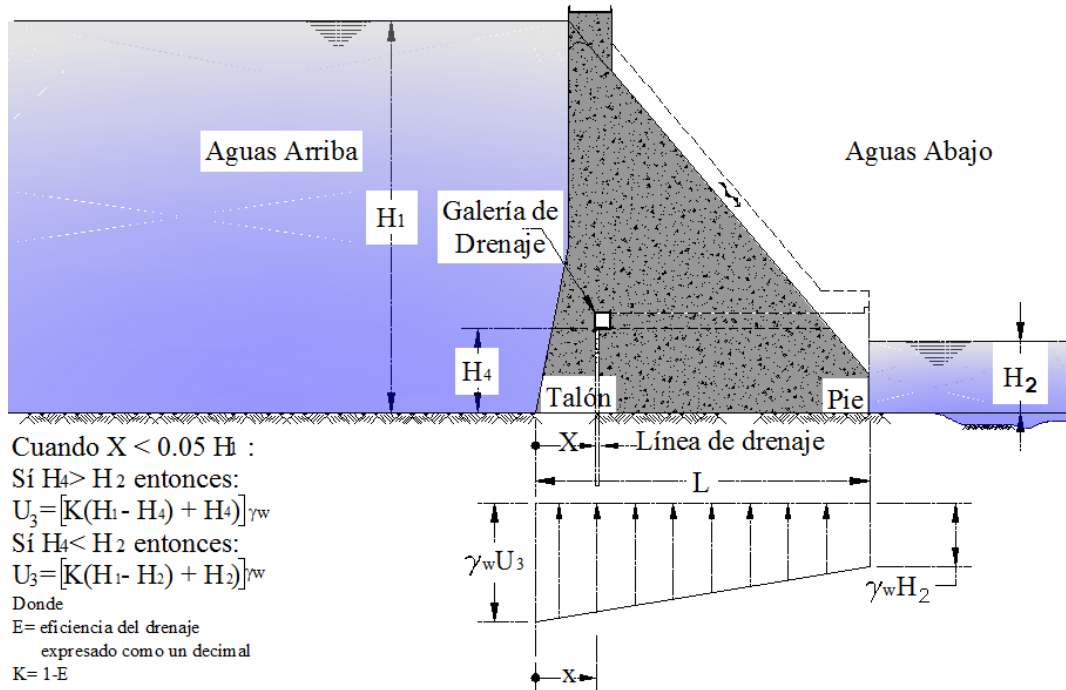


Figura 3- 6 Subpresión (U) con drenes y tirante aguas abajo

Subpresión con pantalla de inyecciones

Para que el drenaje sea controlado económicamente, es obligatorio la retención del flujo hacia los drenes de la cara aguas arriba. Esto puede ser logrado por una zona de inyección (tipo cortina) o por la impermeabilidad natural de la cimentación, una zona de inyección (tipo cortina) deberá ser usada siempre que la cimentación sea susceptible de aplicar la inyección, los huecos de inyección deberán ser orientados para interceptar el mayor número de fracturas de la roca para maximizar su eficacia, bajo condiciones normales, la profundidad de la zona de lechada debe ser de dos tercios a tres cuartas partes del diferencial aguas arriba y aguas abajo y debe ser complementado por los huecos de drenaje de cimentación con una profundidad de al menos dos terceras partes que de la zona de inyección (tipo cortina). Donde la cimentación es lo suficientemente impermeable para retener el flujo y donde la inyección de lechada podría ser impráctico, una pared impermeable artificial (pantalla) suele ser innecesario, los drenes, sin embargo, deben ser provistos para aliviar presiones por subpresión que se acumulan en un periodo de tiempo en un medio relativamente impermeable. En una cimentación relativamente impermeable, el espaciamiento de drenaje será más cerrado que en una cimentación relativamente permeable.

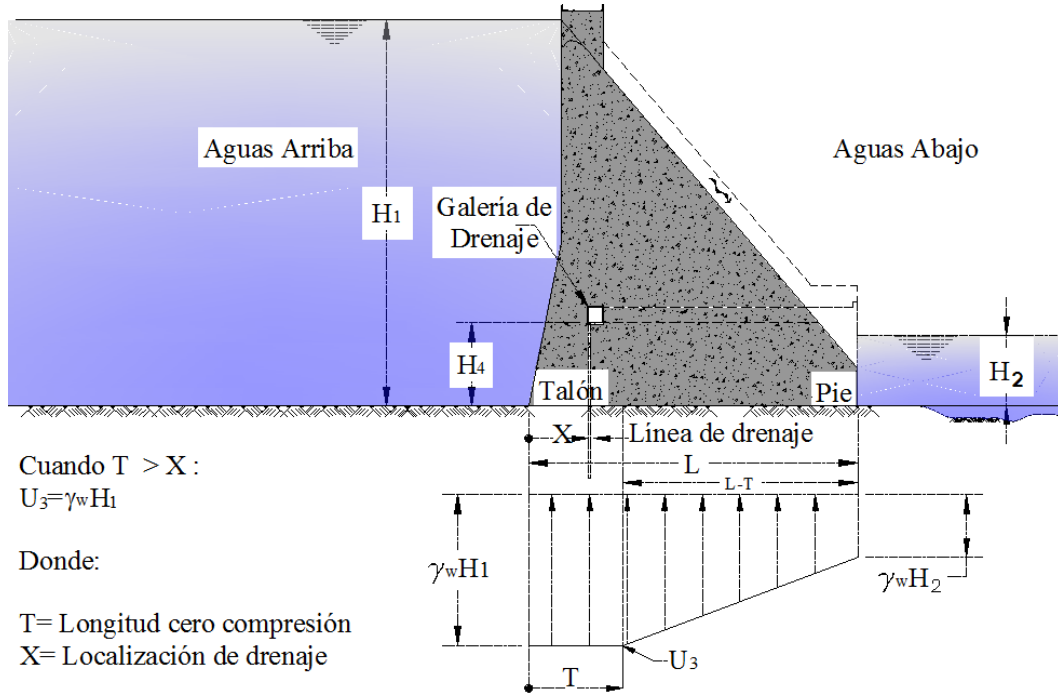


Figura 3- 7 Subpresión (U) En zona sin compresión después de línea de drenaje

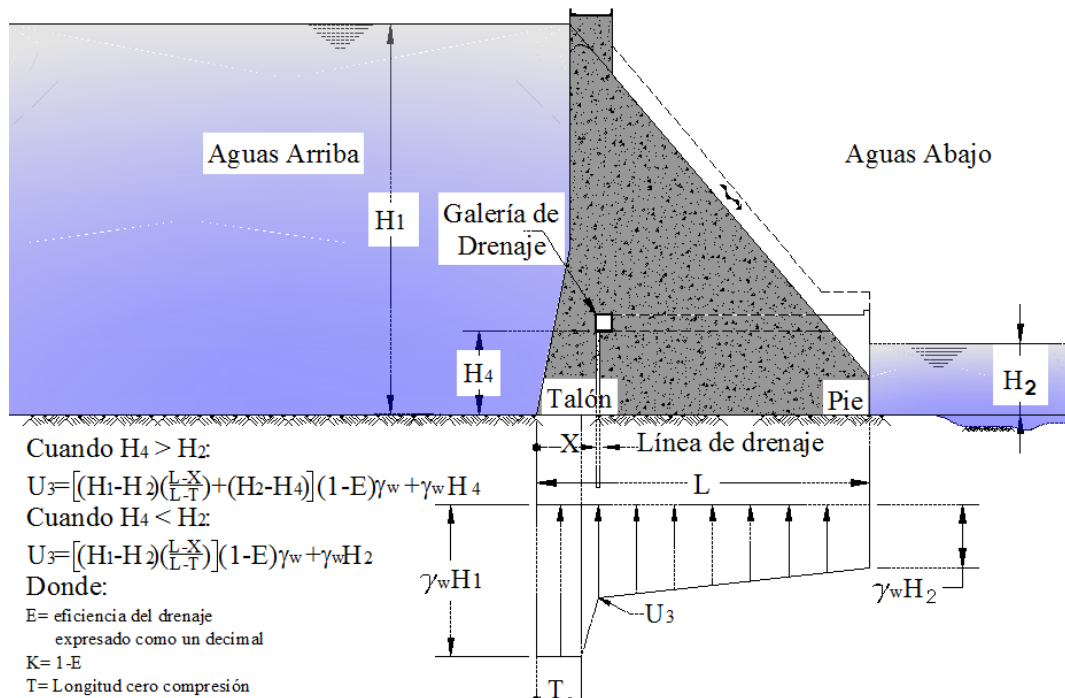


Figura 3- 8 Subpresión (U) En zona sin compresión antes de galería de drenaje

Subpresión dentro de la presa

La subpresión en el cuerpo de una presa de gravedad de concreto convencional será supuesta que varía linealmente de 50 por ciento máximo en la cara aguas arriba a 50 por ciento aguas abajo, o cero, según sea el caso, en la cara aguas abajo. Esta simplificación está basada en la impermeabilidad relativa de concreto intacto que impide la acumulación de presión interna de poro. El agrietamiento en la cara aguas arriba de una presa existente o en juntas de construcción horizontales débiles en el cuerpo de una presa podría afectar esta suposición, en este caso, la subpresión a lo largo de estas discontinuidades deberá ser determinada como lo descrito en párrafos anteriores.

Subpresión en la cimentación

La estabilidad por deslizamiento deberá ser considerado a lo largo de fisuras o fallas en la cimentación. El material en esta falla quizá será débil u otro espesor de roca cizallada, o espesor de roca alterada con baja resistencia al corte, en algunos casos, el material en estas zonas es poroso y sujeto a altas presiones por subpresión en el llenado del embalse. Antes de realizar el análisis de estabilidad, los ingenieros geólogos deberán dar información acerca de los planos de falla potenciales dentro de la cimentación, esto incluye localización de zonas de baja resistencia al corte, la resistencia del material dentro de estas zonas, planos potenciales de falla, y la máxima subpresión que puede desarrollarse a lo largo de los planos de falla, aunque no hay diagramas de subpresión que cubra todas las condiciones de plano de falla, algunas de las suposiciones más comunes son ilustradas en la Figura 3.9 y Figura 3-10. Estos diagramas asumen una pérdida de carga uniforme a lo largo de la superficie de falla del punto A aguas arriba, y asume que los drenes de cimentación penetran en el plano de falla y son eficaces en reducir la subpresión. Si hay preocupación de que los drenes puedan ser ineficaces o parcialmente efectivos en reducir la subpresión a lo largo del plano de falla, entonces la distribución de subpresión será tal como se representa por la línea punteada en las Figuras 3-9 y 3-10, y deberá ser considerado para los cálculos de estabilidad.

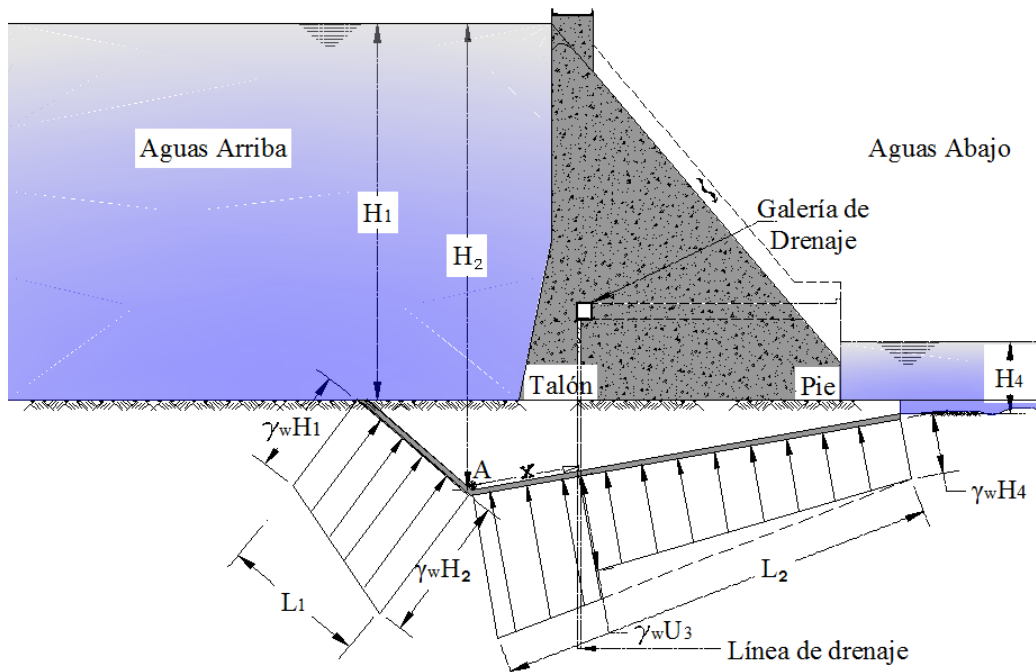


Figura 3-9 Subpresión "U" en plano de falla 1 debajo de la cimentación. Línea punteada representa la distribución a considerar

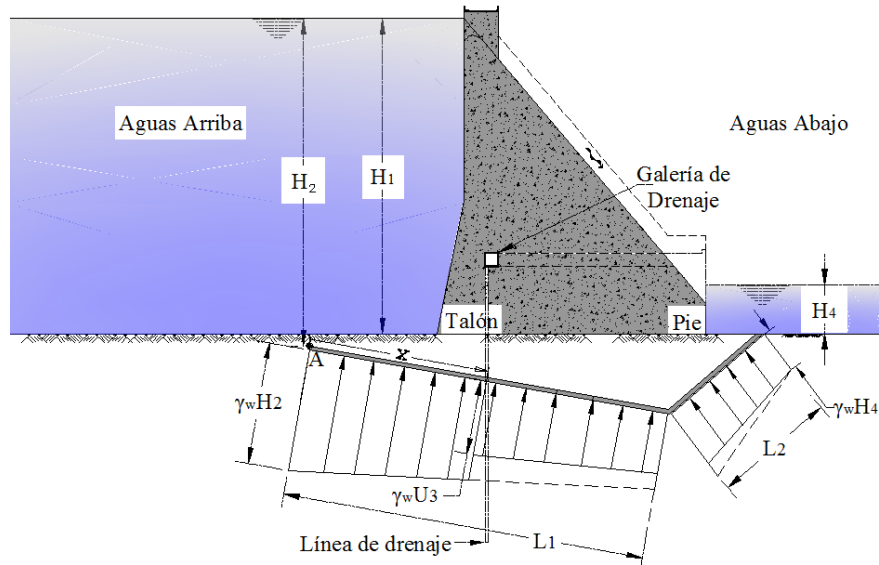


Figura 3- 10 Subpresión “U” en plano de falla 2 debajo de la cimentación. Línea punteada representa la distribución a considerar

El peligro por subpresión puede desarrollarse a lo largo de las fisuras y fallas de la cimentación si el material en las fallas es permeable y la zona permeable es interceptada por la base de la presa o por una falla impermeable. Estas condiciones son descritas por Casagrande (1961) e ilustradas en la Figura 3-11 y Figura 3-12. Se deberá inyectar la zona permeable dentro de la cimentación antes de la construcción de la presa. En casos donde la inyección es impráctica o inefectiva, la presión por subpresión puede ser reducida a niveles seguros a través de un apropiado drenaje de la zona permeable. Sin embargo, en estas circunstancias donde los drenes no penetran la zona permeable o donde el drenaje es parcialmente efectivo, las condiciones de subpresión que se muestran en la Figura 3-11 y Figura 3-12 son posibles.

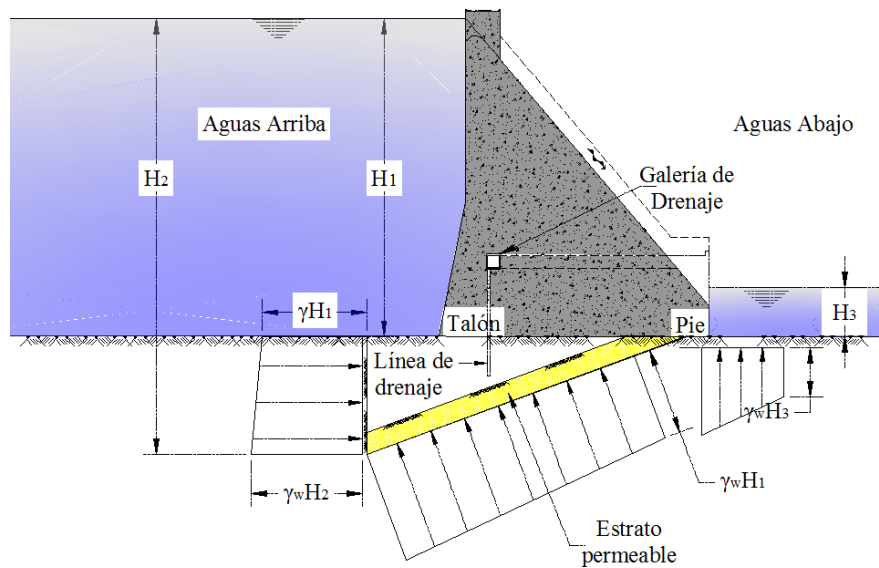


Figura 3- 11 Subpresión “U” en estrato permeable 1 debajo de la cimentación. Línea punteada representa la distribución a considerar

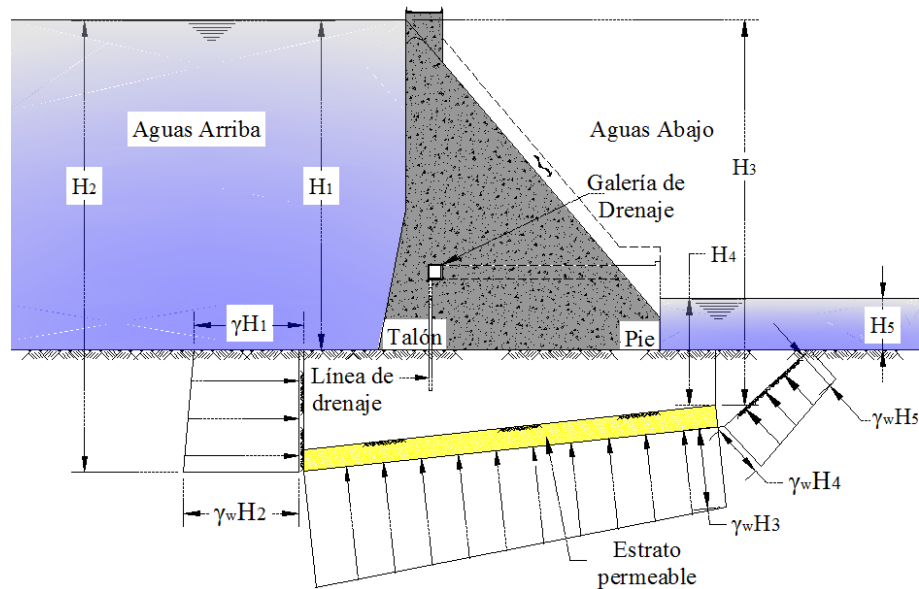


Figura 3- 12 Subpresión "U" en estrato permeable 2 debajo de la cimentación. Línea punteada representa la distribución a considerar

Carga por temperatura (T)

En la construcción de una presa de CCR es muy importante tener control del agrietamiento que resulta del cambio de temperatura. Durante el proceso de hidratación, la temperatura aumenta debido a la hidratación del cemento. Los bordes del bloque liberan calor más rápido que el interior; por lo tanto, el núcleo estará en compresión y los bordes en tensión. Cuando la resistencia del concreto es excedida, las grietas aparecen sobre la superficie. Cuando el bloque empieza a enfriarse, la contracción del concreto es restringida por la cimentación o las capas de concreto que ya se ha enfriado y endurecido. De nuevo, si este esfuerzo de tensión excede la capacidad del concreto, las grietas se propagarán completamente a través del bloque. Las principales inquietudes con el agrietamiento son que afecta la impermeabilidad, durabilidad, apariencia, y esfuerzos a través de la estructura y podría resultar en la propagación del agrietamiento no deseada que afecta la seguridad estructural.

Si una presa de CCR es construida sin juntas verticales, las restricciones internas se presentarán. La combinación de cargas térmicas combinadas con cargas muertas y cargas del embalse pueden crear fuerzas de tensión en el eje longitudinal suficientes para causar agrietamiento transversal dentro de la presa.

En el análisis de estabilidad descartaremos la carga por temperatura, y esta será incluida en el análisis dinámico de la presa, donde se revisarán los esfuerzos internos en combinación con los térmicos.

Carga por presiones de Azolves (S)

Las presiones de sedimentos en contra la presa podrán ocurrir donde el relleno es depositado en la excavación de la cimentación y donde el terraplén de relleno se apoya y circunda alrededor de los monolitos de concreto. Los materiales de relleno pueden o no estar sumergidos. Las presiones de azolve son consideradas en el diseño si las mediciones de sedimento suspendido indican que tales presiones son esperadas en la vida útil del proyecto, si los empujes horizontales de tierra se encontrarán en un estado activo o en un estado en reposo esto es determinado por los resultados de la deformación lateral de la estructura.

La acumulación de azolve puede ocurrir aguas arriba de la presa. No todas las presas serán susceptibles de acumulación de azolve y el diseñador deberá consultar con los ingenieros especialistas en hidrología (arrastre de sedimentos) si es posible el aumento de depósitos y su acumularse con el tiempo. Las cargas por azolve deberán ser incluidas en las condiciones de carga, la presión por sedimentos horizontales se supone que es



equivalente a la de un líquido pesado 13.35 KN/m^3 (1362 kg/m^3 ó 85 pcf^4). La presión vertical de sedimentos es determinada como si el sedimento fuera un sólido pesado con una densidad humedad de 18.85 KN/m^3 (1922 kg/m^3 ó 120 pcf). Estos valores incluyen los efectos de agua dentro del azolve. Valores avalados por USBR (Design of Small Dams).

La carga por presión de hielo (I)

La presión de hielo es de poca importancia en el diseño de una presa en comparación con el diseño de compuertas del vertedor, descargador de fondo y otras estructuras de la presa. El daño por hielo para las compuertas es muy común en regiones que sufren de inviernos con temperaturas por debajo de 0°C permitiendo así la acumulación de nieve, mientras que no hay algún ejemplo de daño serio conocido por hielo que ocurra en una presa. Para el propósito del diseño, una presión unitaria de no más de 239.40 KN/m^2 ($24\ 412 \text{ kg/m}^2$ ó 5000 psf^5) debe aplicarse a la superficie de contacto de la estructura. Los estudios climatológicos determinarán si la presión de hielo establecida es apropiada.

Carga por efecto de acción sísmica (E)

Las cargas sísmicas usadas en el diseño de presas de CCR están basadas en los sismos de diseño y movimientos en zonas específicas determinadas por la evaluación sismológica. El método de análisis del coeficiente sísmico debe ser usado para determinar la ubicación resultante y la estabilidad por deslizamiento de la presa. En áreas de sismicidad fuerte, es necesario un análisis sísmico dinámico para el análisis de esfuerzos internos.

Las cargas sísmicas deberán ser revisadas para la aceleración sísmica horizontal y, si incluye análisis de esfuerzos, aceleración vertical. Mientras que una aceleración sísmica podría tener lugar en cualquier dirección, el análisis de estabilidad puede realizarse para la dirección más desfavorable.

Método del Coeficiente sísmico

El método de coeficiente sísmico es comúnmente conocido como el análisis pseudoestático. La carga sísmica es tratada como una fuerza inercial aplicada estáticamente en el centro de masa de la estructura. Las cargas son de dos tipos: fuerza inercial debido a la aceleración horizontal de la presa y las fuerzas hidrodinámicas resultantes de la acción del embalse de agua contra la presa (ver figura 3-13). La magnitud de la fuerza de inercia es calculada por el principio de la masa por la aceleración sísmica. Las fuerzas de inercia se suponen que actúan a través del centro de gravedad de la sección. El coeficiente sísmico es una relación de la aceleración sísmica gravitacional; adimensional. Los coeficientes utilizados son considerados los mismos para la cimentación y son uniformes para la altura total de la presa.

La fuerza requerida para la aceleración de la masa de concreto de la presa es determinada de la ecuación:

$$P_{ex} = Ma_x = \frac{W}{g} \alpha g = W\alpha \quad (3-1)$$

Donde

P_{ex}	Fuerza sísmica horizontal
M	Masa de la presa
a_x	Aceleración sísmica horizontal
W	Peso de la Presa
g	Aceleración de la gravedad
α	Coeficiente sísmico

La inercia del agua del embalse induce un incremento o decremento de presión sobre la presa al mismo tiempo con las fuerzas inerciales del concreto. La Figura 3-13 muestra las presiones y fuerzas debido al sismo por el

⁴pcf abreviatura de libra fuerza por pie cúbico, por sus siglas en inglés

⁵Psf abreviatura de libra fuerza por pie cuadrado, por sus siglas en inglés

método del coeficiente sísmico. Esta fuerza puede ser calculada por la fórmula de Westergaard usando la aproximación parabólica y aplicada a $4/3\pi$ a partir de la base:

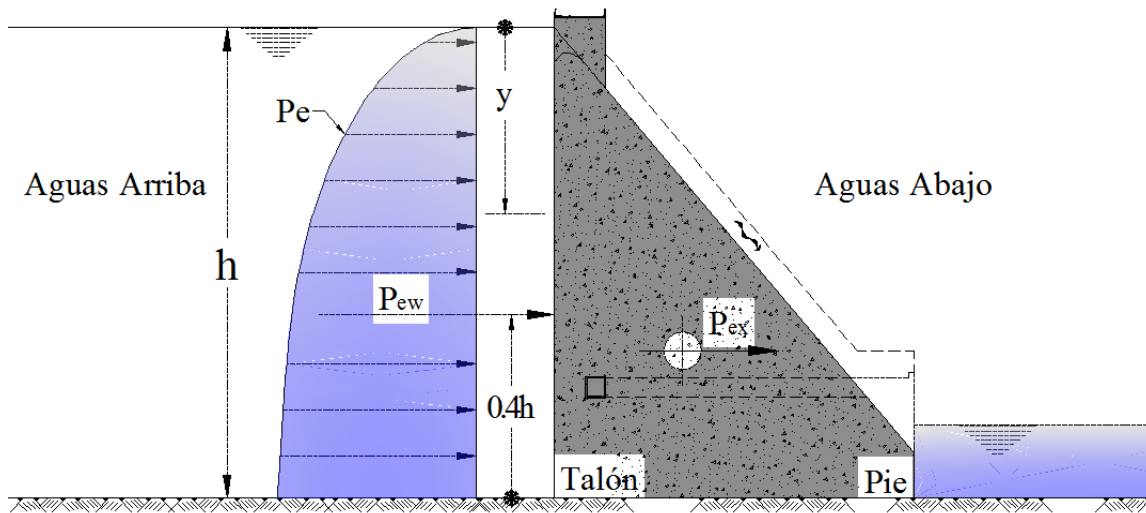


Figura 3- 13 Presión hidrodinámica de Westergaard

$$P_{ew} = \frac{2}{3} C_e(\alpha) y \sqrt{hy} \tag{3-2}$$

Donde

- P_{ew} Fuerza hidrostática total adicional hasta una profundidad de “y” (kips).
- C_e Factor que depende principalmente sobre la profundidad del agua y el periodo de vibración sísmica, “ t_e ”, en segundos.
- h Altura total del embalse en pies.

La ecuación aproximada de Westergaard para C_e , el cual es suficientemente exacta para todas las condiciones usuales:

$$C_e = \frac{51}{\sqrt{1 - 0.72 \left[\frac{h}{1000 \bullet t_e} \right]^2}} \tag{3-3}$$

Donde

t_e es el periodo de vibración de la estructura

La fórmula desarrollada por Westergaard considera un talud vertical en la cara aguas arriba de la presa, sin embargo, para una geometría distinta, es decir, para la cara aguas arriba con ángulo de inclinación es recomendable utilizar los siguientes factores establecidos por el (USBR, 1979).

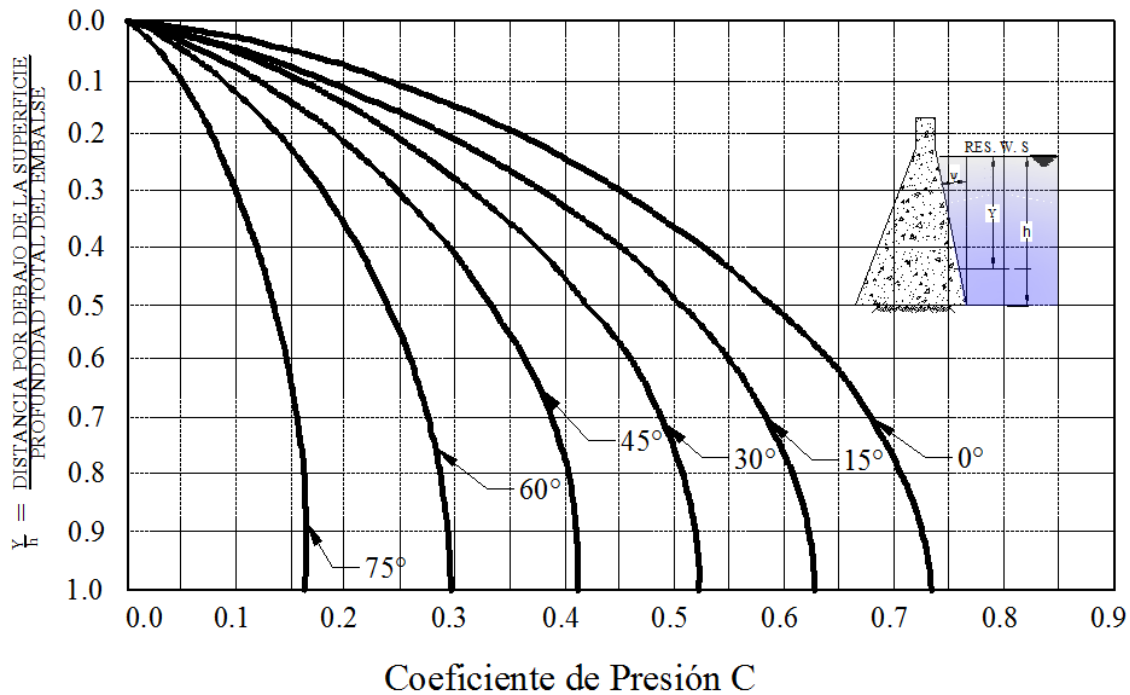


Figura 3- 14 Coeficiente de presión C para diferentes ángulos de inclinación

$$P_e = C \lambda w h \tag{3-4}$$

$$C = \frac{1}{2} C_m \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right] \tag{3-5}$$

Donde

- P_e Fuerza hidrostática total adicional hasta una profundidad de “y” (kips).
- C Coeficiente adimensional que proporciona la distribución y magnitud de presión
- λ Intensidad sísmica= aceleración sísmica dividida por la aceleración gravitacional.
- w Peso unitario del agua en libra por pie cúbico.
- h profundidad total del embalse en la sección estudiada, profundidad, en pies.
- y distancia vertical desde la superficie del embalse a la elevación en cuestión en pies.
- C_m máximo valor de C para un talud constante dado.

Cargas dinámicas

El primer paso en determinar la carga que el sismo induce implica una investigación regional geológica y sismológica del sitio de la presa. Los objetivos de la investigación son establecer el sismo máximo creíble (MCE), el sismo máximo de diseño (MDE) y el sismo base de operación (OBE) y los correspondientes movimientos del terreno para cada uno, y evaluar la posibilidad de que el sismo produzca una dislocación de la cimentación en el sitio.

Una vez realizado el estudio sísmológico se determina el espectro de respuesta de sitio: un espectro de respuesta es una gráfica de los valores máximos de aceleración, velocidad, y/o desplazamiento de una serie infinita de sistemas de un grado de libertad sujetos a un sismo. Los máximos valores de respuesta son expresados como una función del periodo natural de vibrar para un valor de amortiguamiento dado. La respuesta espectral es desarrollada estáticamente del espectro de respuesta de los movimientos más fuertes en la historia sísmica que tienen un origen común y propiedades de ruta de propagación o de los sismos controladores que fueron registrados sobre una cimentación similar.

Registros aceleración vs tiempo: acelerogramas, utilizados para alimentar el análisis dinámico, proporciona una simulación de la respuesta de la estructura para el sismo dado del movimiento del terreno a través del tiempo. Los registros aceleración vs tiempo deberán ser compatibles con el espectro de diseño de respuesta. Más adelante se detallan los aspectos a considerar en cuanto al diseño sísmo resistente.

Cargas por presión de viento (W_i)

Los estudios de presión por viento son de mayor importancia en las estructuras complementarias de la presa, como por ejemplo en su efecto sobre compuertas, muros esbeltos de vertedor y aditamentos cuya inercia es menor al de la presa, el viento es una carga que no contribuye en gran medida a la inestabilidad por lo que puede ser descartada en los análisis.

Cargas por presión subatmosférica (A)

Es la carga hidrodinámica para la cual el perfil de la cresta es diseñado, las presiones teóricas a lo largo de la cara aguas abajo de la cresta de un cimacio de un vertedor se aproxima a la presión atmosférica. Para cargas mayores que la carga de diseño, la presión subatmosférica es obtenida a lo largo del vertedor. Cuando los perfiles del vertedor son diseñados para cargas apreciablemente menores que el máximo probable a obtenerse, la magnitud de esa presión deberá ser determinada y considerada en el análisis de estabilidad.

Cargas por presión de oleaje (W_a)

Mientras las presiones por oleaje son de mayor importancia en las estructuras complementarias de la presa, por ejemplo, en su efecto sobre compuertas, parapeto y aditamentos, ello quizá, en algún momento, podrían tener un efecto apreciable sobre la presa. La altura de las olas, velocidad de ascenso y el viento son generalmente los factores importantes para determinar el bordo libre necesario en cualquier presa. Las dimensiones de la ola y la fuerza dependen de la extensión de la superficie de agua (embalse) o la longitud expuesta a la acción del viento, la velocidad de viento y la duración, entre otros factores.

Carga por reacción de la cimentación (F)

En general, la resultante de todas las fuerzas horizontales y verticales incluyendo la subpresión deben ser equilibradas por una reacción igual y opuesta en la cimentación que consiste en las componentes normales y tangenciales. Para que la presa esté en el equilibrio estático, la ubicación de esta reacción debe ser tal que la suma de todas las fuerzas y los momentos son iguales al cero. La distribución de la componente normal es asumida como lineal, conociendo las propiedades elásticas y plásticas de los materiales de la cimentación y el concreto que afectan la distribución verdadera de esfuerzos.

El problema para determinar la distribución real es complicado por la reacción tangencial, las relaciones de esfuerzos internos, y otras consideraciones teóricas. Además, las diferencias de materiales de la cimentación con la profundidad, el agrietamiento, y las fisuras que interrumpen la resistencia a tensión y cortante de la cimentación también hacen el problema más complejo.

CONDICIONES DE CARGA

El Cuerpo de Ingenieros y Buro de los Estados Unidos (USBR, 1979) y (USACE, Stability Analysis of Concrete Structures- EM-1110-2-2100, 2005) define los siguientes tres tipos de casos de carga a considerar:



Condición de carga usual

Se refiere a cargas y condiciones de carga las cuales son relacionadas con la función principal de la presa y se puede esperar que se produzcan con frecuencia durante la vida útil de la estructura. Un evento usual es común que ocurra y se espera un comportamiento de la estructura en el rango elástico lineal.

Condición de carga inusual

Se refiere a cargas de operación o funcionamiento y condiciones de carga que son de aparición poco frecuente. Las cargas de construcción y mantenimiento son clasificadas también como cargas inusuales, ya que los riesgos pueden ser controlados especificando la secuencia o control de actividades y/o por el monitoreo de comportamiento de la estructura. Las cargas aplicadas temporalmente sobre la presa las cuales son usadas para facilitar la construcción del proyecto, también se clasifican como inusual. Para un evento inusual, algún comportamiento menor en el rango no lineal es aceptable, pero las reparaciones necesarias se esperan sean también menores.

Condición de carga extrema

Se refiere a los eventos que tienen poca probabilidad de ocurrir y pueden ser considerados como condiciones de emergencia. Tales eventos pueden estar asociados con accidentes graves como impactos o explosivos y desastres naturales debido a sismos o inundaciones los cuales tienen una frecuencia de ocurrencia mucho mayor de exceder la vida útil económica de la presa. Las cargas extremas también pueden resultar de la combinación de los eventos de carga inusual. Se espera que la presa reciba cargas extremas sin experimentar una falla catastrófica, sin embargo, se esperan daños estructurales que en parte afecten las funciones operativas y una rehabilitación o reemplazamiento de la zona dañada podría ser necesaria.

Tabla 3- 2 Clasificación de condiciones de carga para el Análisis de estabilidad de una presa de CCR

Caso de carga	Descripción	Clasificación
COMB 1	Construcción	UN
COMB 2	Operación normal (NAMO)	U
COMB 3	Operación normal (NAME)	U
COMB 4	Operación normal (NAMO) sin azolve	U
COMB 5	Inundación poco frecuente (avenida de diseño)	UN
COMB 6	Inundación poco frecuente (avenida de diseño) sin azolve	UN
COMB 7	Construcción con Sismo base de Operación (OBE)	UN
COMB 8	Operación normal (NAMO) con (OBE) con azolves	UN
COMB 9	Operación normal (NAMO) con (OBE) sin azolve	UN
COMB 10	Nivel de embalse (NAMO) con Sismo Máximo de Diseño (MDE)	E
COMB 11	Avenida máxima de diseño (NAME)	E
COMB 12	Condición de construcción + Temperatura	UN
COMB 13	Construcción con OBE + Temperatura	E
COMB 14	Operación normal (NAMO)+ Temperatura	U
COMB 15	Operación normal (NAMO) con OBE+ Temperatura	UN
COMB 16	Nivel de embalse (NAMO) con MDE+ Temperatura+ azolve	E
COMB 17	Nivel de embalse (NAMO) con MCE+ Temperatura+azolve	E
COMB 18	Nivel de embalse (NAMO) con viento y oleaje (W)	UN
COMB 19	Nivel de embalse (NAMO) con otras cargas	E

U=Usual, UN= Inusual, E= Extremo

COMBINACIONES DE CARGA UTILIZADAS EN EL DISEÑO

Se presentan a continuación las combinaciones de carga a las que puede estar sujeta una presa a lo largo de su vida útil; indudablemente se deben incluir tantas opciones de combinaciones de carga como sean necesarias; de acuerdo con las cargas que se presenten (USACE, Stability Analysis of Concrete Structures- EM-1110-2-2100, 2005), las combinaciones más probables son:

Condición de carga No 1- Condición de carga inusual – Construcción

- I. Peso propio, estructura de la presa completada (**D**)
- II. Sin nivel de agua, aguas arriba (**H₁**)
- III. Sin nivel de agua, aguas abajo (**H₂**)

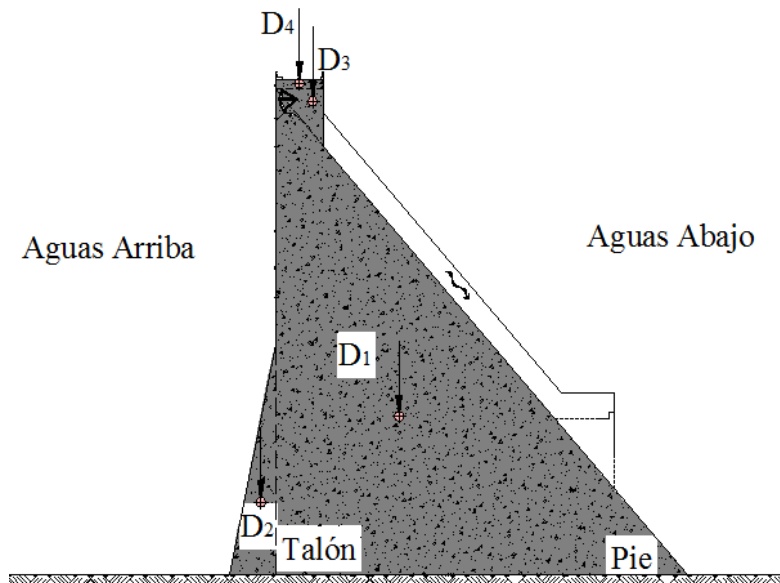


Figura 3- 15 Condición de carga inusual – Construcción

Condición de carga No 2a- Condición de carga usual- Operación normal

- I. Carga por peso propio, construcción de la presa completada (**D**)
- II. Carga por presión hidrostática a la elevación del embalse en la parte superior de las compuertas cerradas de vertedor (NAMO), condición de vertedor cerrado (**H₁**)
- III. Carga por presión hidrostática a la elevación de agua en el nivel mínimo, aguas abajo (**H₂**)
- IV. Carga por subpresión (**U**)
- V. Carga por presión de sedimentos o azolves, aguas arriba (**S**)
- VI. Carga por presión de hielo, si aplica (**I**)

Condición de carga No 2b- Condición de carga usual- Operación normal

- I. Carga por peso propio, construcción de la presa completada (**D**)
- II. Carga por presión hidrostática a la elevación del embalse en la cresta del vertedor (NAME) condición de vertedor cerrado (**H₁**)

- III. Carga por presión hidrostática a la elevación de agua en el nivel mínimo, aguas abajo (**H₂**)
- IV. Carga por subpresión (**U**)
- V. Carga por presión de sedimentos o azolves aguas arriba (**S**)
- VI. Carga por presión del hielo, si aplica (**I**)

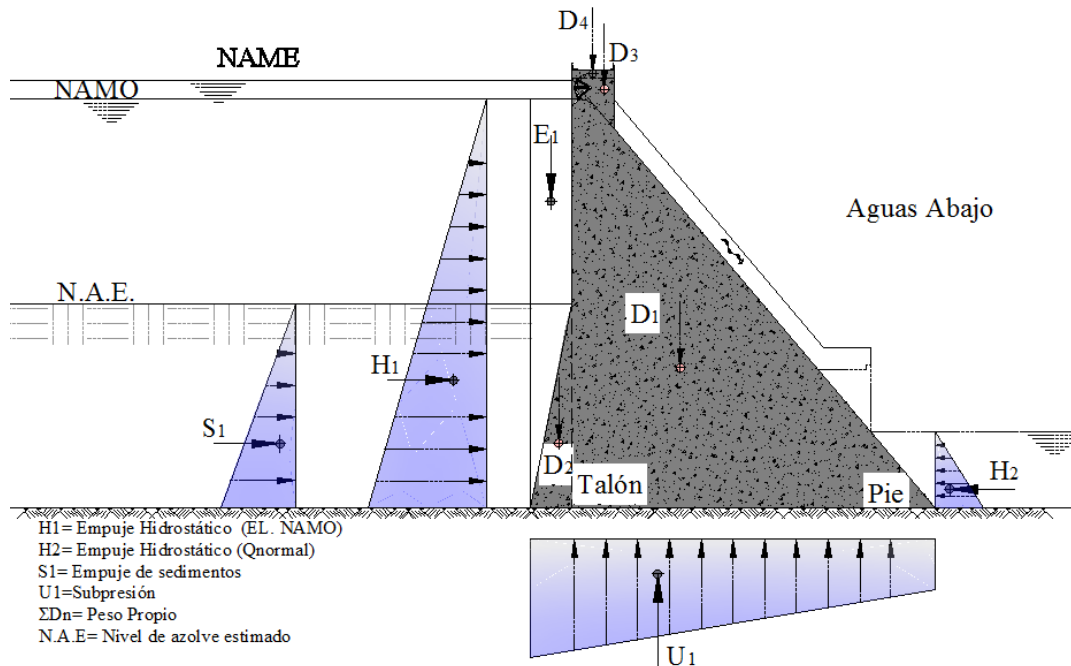


Figura 3- 16 Condición de carga usual- Operación normal- 2(a) N.A.M.O, 2 (b) N.A.E

Condición de carga No 2c- Condición de carga usual- Operación normal

Durante los primeros meses y posiblemente años después del llenado del embalse, no se tendrán una acumulación considerable de sedimentos o azolves, por lo que, en la condición usual se debe adicionar esta condición en el análisis de estabilidad.

- I. Carga por peso propio, construcción de la presa completada (**D**)
- II. Carga por presión hidrostática a la elevación del embalse en la cresta del vertedor, condición de vertedor cerrado (**H₁**)
- III. Carga por presión hidrostática a la elevación de agua en el nivel mínimo aguas abajo (**H₂**)
- IV. Carga por subpresión (**U**)
- V. Carga por presión de sedimentos o azolves aguas arriba (Nulo) (**S**)
- VI. Carga por presión del hielo, si aplica (**I**)

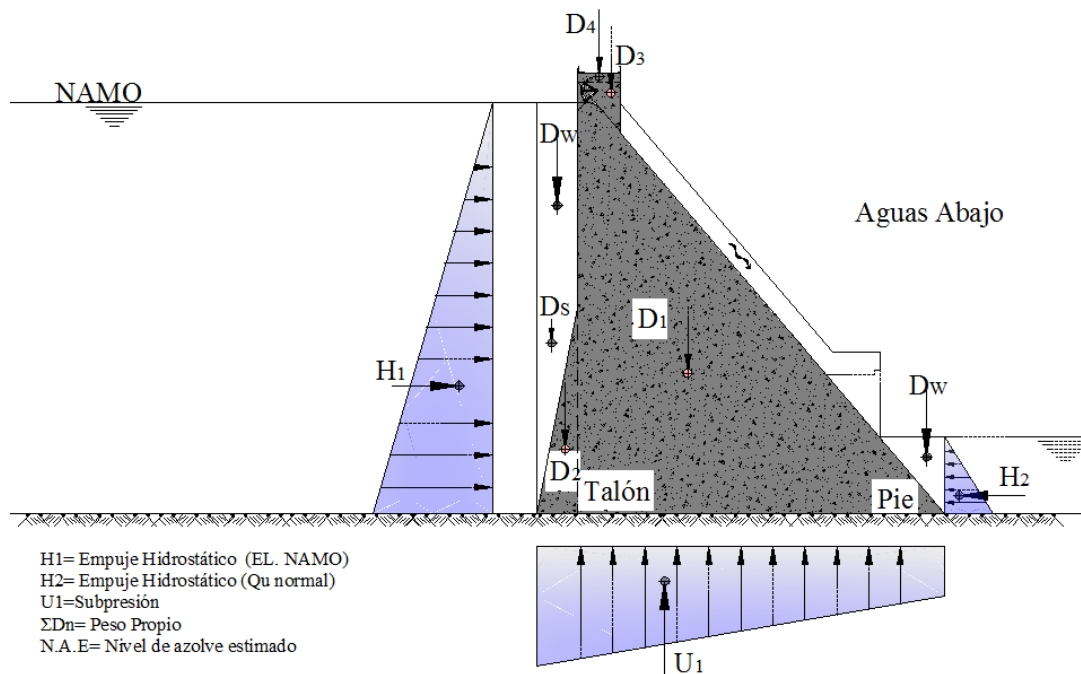


Figura 3- 17 Condición de carga usual - Operación normal (2c)

Condición de carga No. 3a – condición de carga inusual – avenida de descarga (inundación poco frecuente)

- I. Carga por peso propio, construcción de la presa completada (**D**)
- II. Carga por presión hidrostática aguas arriba, embalse en el nivel de avenida de diseño ($NAMO < H_1 < NAME$). Compuertas en la apropiada abertura de control de avenida de descarga (**H₁**)
- III. Carga por presión hidrostática aguas abajo, elevación de avenida aguas abajo mínima correspondiente a la descarga de diseño (**H₂**)
- IV. Carga por subpresión (**U**)
- V. Carga por presión de sedimentos o azolves (**S**)
- VI. Sin carga por presión de hielo (**I**)

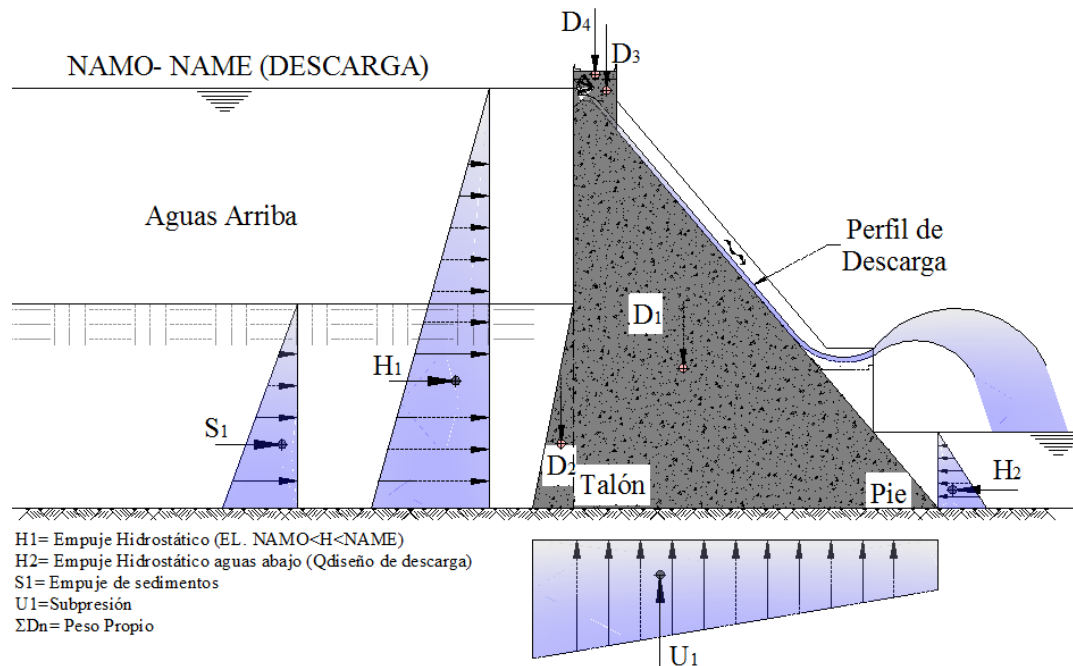


Figura 3- 18 Condición de carga inusual- Azolves y Avenida de diseño

Condición de carga No. 3b – condición de carga inusual – avenida máxima de descarga (inundación poco frecuente)-

Siendo congruentes con el mismo criterio, utilizado para la condición usual, considerando la mínima probabilidad de azolve en los periodos iniciales, tenemos esta condición de carga inusual adicional.

- I. Carga por peso propio, construcción de la presa completada (**D**)
- II. Carga por presión hidrostática aguas arriba, embalse en el nivel de avenida de diseño (NAMO H_1 H_1 $NAME$). Compuertas en la apropiada abertura de control de avenida de descarga (**H**₁)
- III. Carga por presión hidrostática aguas abajo, elevación de avenida aguas abajo mínima correspondiente a la descarga de diseño (**H**₂)
- IV. Carga por subpresión (**U**)
- V. Carga por sedimentos o azolves, **NO** aplica (**S**)
- VI. Sin carga por presión de hielo (**I**)

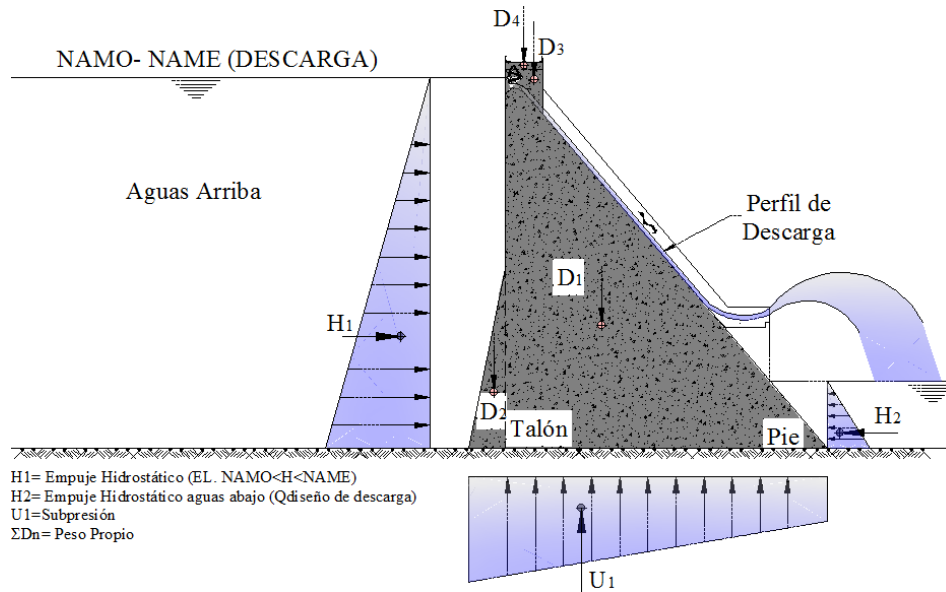


Figura 3- 19 Condición de carga inusual- sin azolves y avenida de diseño

Condición de carga No. 4- condición de carga extrema, - Construcción con Sismo Base de Operación (OBE)

- I. Carga por peso propio, construcción de la presa completada (**D**)
- II. Carga por presión hidrostática aguas arriba, sin agua en el embalse, aguas arriba (**H₁**)
- III. Carga por presión hidrostática aguas abajo, sin agua en la descarga, aguas abajo (**H₂**)
- IV. Carga por efecto de la acción sísmica, sismo base de operación (OBE), aceleración sísmica horizontal en dirección aguas arriba y en dirección aguas abajo (**E**)

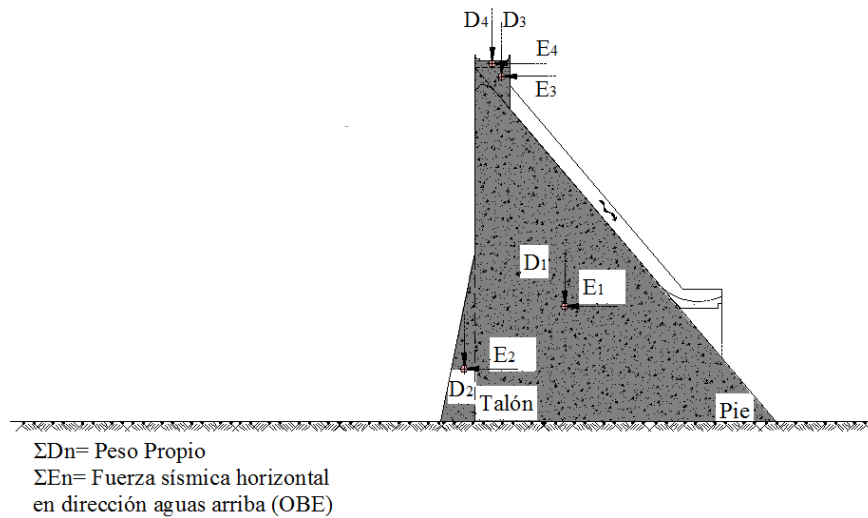


Figura 3- 20 Condición de carga extrema- Sismo (OBE)

Condición de carga No. 5a – Condición de carga inusual- Operación normal más Sismo Base de Operación OBE

- I. Carga por peso propio, construcción de la presa completada (**D**)
- II. Carga por presión hidrostática aguas arriba, elevación usual del embalse (NAMO) (**H₁**)
- III. Carga por presión hidrostática aguas abajo, elevación mínima aguas abajo (**H₂**)
- IV. Carga por subpresión antes del sismo (**U**)
- V. Carga por presión de sedimentos o azolves, si aplica (**S**)
- VI. Carga por presión de hielo (**I**)
- VII. Carga por efecto de la acción sísmica, sismo base de operación (OBE) en dirección aguas abajo, aceleración sísmica horizontal en dirección aguas abajo (**E**)

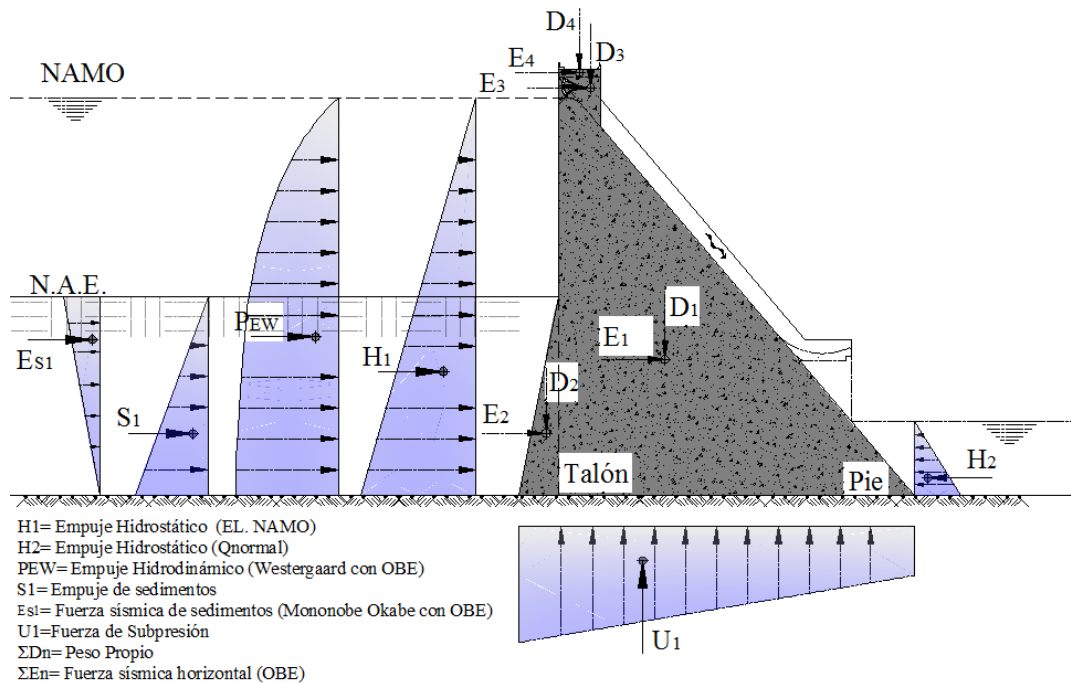


Figura 3- 21 Condición carga inusual (a)- Sismo OBE

Condición de carga No. 5b – Condición de carga inusual- Operación normal más Sismo Base de Operación

Siendo congruentes con el mismo criterio utilizado que para la condición usual, considerando la mínima probabilidad de azolve en los periodos iniciales, tenemos esta condición de carga inusual adicional.

- I. Carga por peso propio, construcción de la presa completada (**D**)
- II. Carga por presión hidrostática aguas arriba a la elevación usual del embalse (NAMO) (**H₁**)
- III. Carga por presión hidrostática aguas abajo, mínima elevación aguas abajo (**H₂**)
- IV. Carga por subpresión antes del sismo (**U**)
- V. Sin presión de hielo (**I**)
- VI. Carga por efecto de la acción sísmica, sismo base de operación (OBE) en dirección aguas abajo, aceleración sísmica horizontal en dirección aguas abajo (**E**)

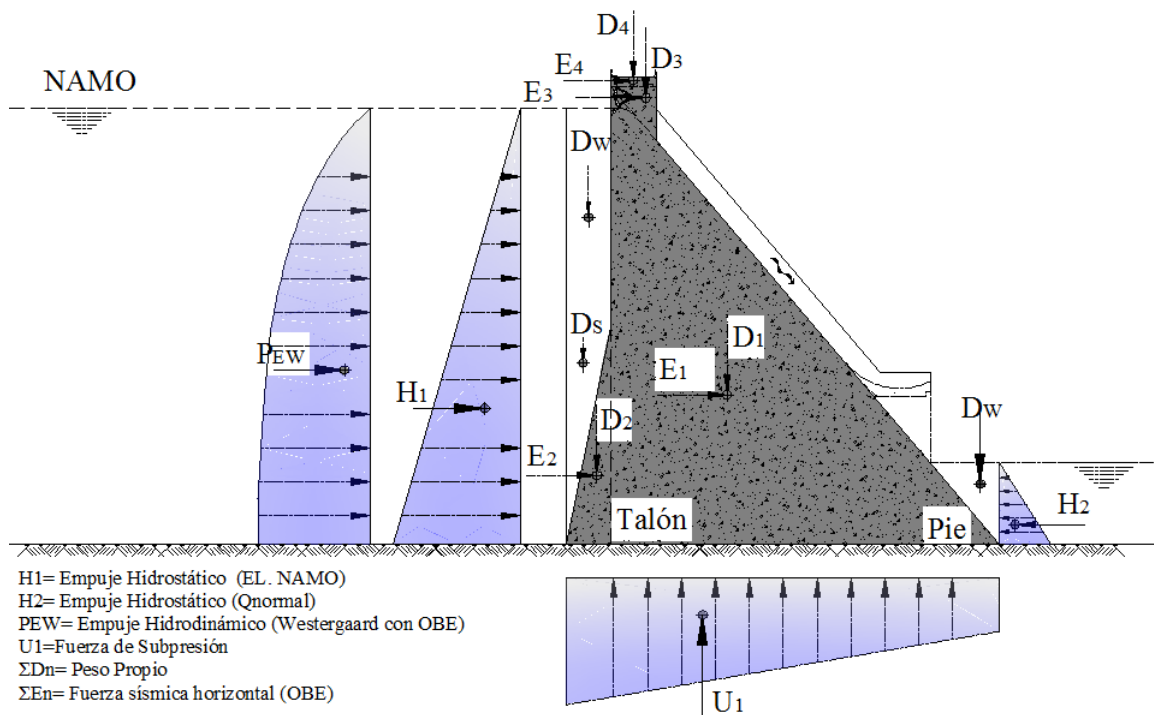


Figura 3- 22 Condición de carga inusual (5b)- Sismo OBE sin azolves

Condición de carga No. 6 condición de carga extrema – operación normal con Sismo Máximo Creíble

Sismo máximo creíble (MCE) notar que en el manual de (USACE, 1995) se utiliza en esta combinación el MCE sin embargo en presas mayores a 30 m debe utilizarse el MDE.

- I. Carga por peso propio, construcción de la presa completada (**D**)

- II. Carga por presión hidrostática, elevación usual del embalse (NAMO) (H_1)
- III. Carga por presión hidrostática aguas abajo, elevación mínima aguas abajo (H_2)
- IV. Carga por subpresión antes de sismo (U)
- V. Carga por presión de sedimentos o azolves, si aplica (S)
- VI. Sin carga por presión de hielo (I)
- VII. Carga por efecto de la acción sísmica, aceleración sísmica horizontal en dirección aguas abajo (E)

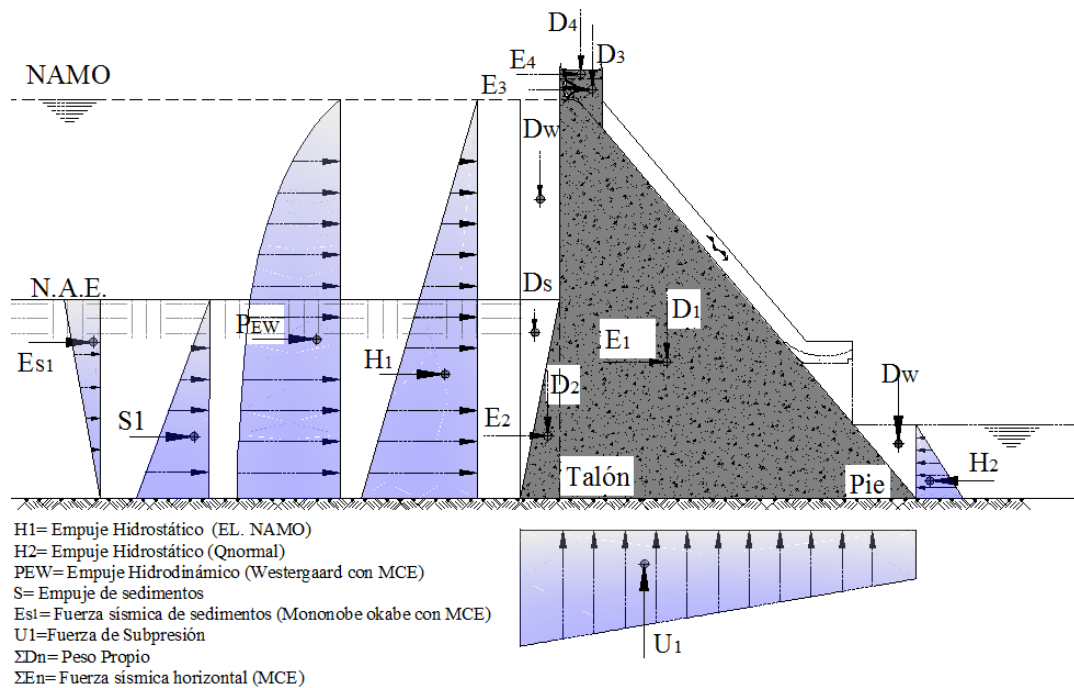


Figura 3- 23 Condición de carga extrema- Sismo MCE

Condición de carga No. 7 – condición de carga extrema- avenida máxima probable

- I. Carga por peso propio, estructura de la presa completada (D)
- II. Carga por presión hidrostática aguas arriba, nivel de embalse en la avenida máxima probable (H_1)
- III. Carga por presión hidrostática aguas abajo, nivel aguas abajo con todas las compuertas abiertas, es decir el nivel en su elevación de avenida máxima (H_2)

- IV. Carga por subpresión (U)
- V. Carga por presión de sedimentos o azolves, si aplica (S)
- VI. Sin carga por presión de hielo (I)

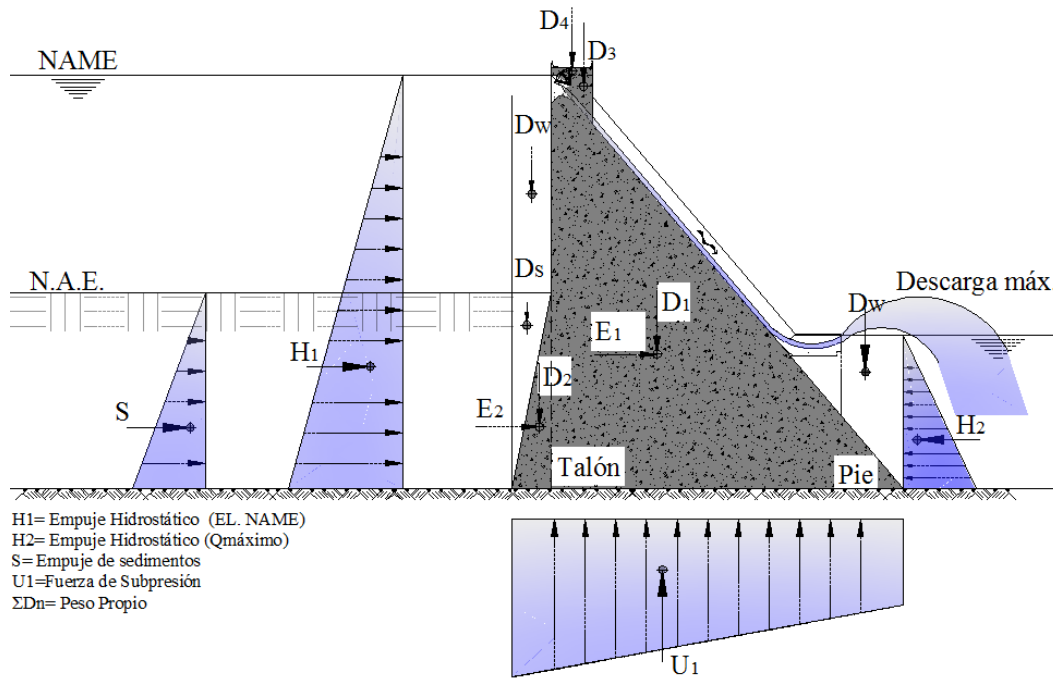


Figura 3- 24 Condición de carga extrema- EL. NAME sin sismo

La Tabla 3-3 a continuación fue realizada con base en las condiciones de carga indicadas en la Tabla 3-2 y en los diagramas de carga indicados en las figuras 3-15 a figura 3-24, se puede generar la siguiente combinación de carga, el factor de incremento de carga es conforme a ACI 318, estas combinaciones incluyen los factores de carga mínimo a considerar en el diseño, el dueño del proyecto podrá exigir mayores factores en función del nivel de información en la determinación de las cargas.

Las literales indicadas son:

- D Carga Muerta
- H1 Presión Hidrostática aguas arriba
- H2 Presión Hidrostática aguas abajo
- H3 Presión por subpresión aguas arriba
- T Temperatura
- S Carga de azolve
- E Fuerzas inerciales producidas por acción sísmica
- O Otras



Tabla 3- 3 Combinaciones de carga a considerar en el diseño estructural

CARGA/COMB No.	(D)	(H1)		(H2)		(H3)		(T)	(S)	(E)			(O)	
		NAMO	NAME	NAMO	NAME	NAMO	NAME			OBE	MDE	MCE		
USUAL	COMB 2	1.2	1.4	-	1.4	-	1.6	-	-	1.6	-	-	-	-
	COMB 3	1.2	-	1.4	-	1.4	-	1.6	-	1.6	-	-	-	-
	COMB 4	1.2	1.4	-	1.4	-	1.6	-	-	-	-	-	-	-
	COMB 14	1.2	1.4	-	1.4	-	1.6	-	1.4	-	-	-	-	-
INUSUAL	COMB 1	1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	COMB 5	1.2	-	1.4	-	1.4	1.6	-	-	1.6	-	-	-	-
	COMB 6	1.2	-	1.4	1.4	-	1.6	-	-	-	-	-	-	-
	COM 7	1.2	-	-	-	-	-	-	-	-	1.0	-	-	-
	COMB 8	1.2	1.4	-	1.4	-	1.6	-	-	1.6	1.0	-	-	-
	COMB 8.1	0.9	1.4	-	1.4	-	1.6	-	-	1.6	1.0	-	-	-
	COMB 9	1.2	1.4	-	1.4	-	1.6	-	-	-	1.0	-	-	-
	COMB 9.1	0.9	1.4	-	1.4	-	1.6	-	-	-	1.0	-	-	-
	COMB 12	1.4	-	-	-	-	-	-	1.4	-	-	-	-	-
	COMB 15	1.2	1.4	-	1.4	-	1.6	-	1.0	-	1.0	-	-	-
	COMB 15.1	0.9	1.4	-	1.4	-	1.6	-	1.0	-	1.0	-	-	-
	COMB 18	1.2	1.4	-	1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	1.0
EXTREMA	COMB 10	1.2	1.4	-	-	-	1.6	-	-	1.0	-	1.0	-	-
	COMB 10.1	0.9	1.4	-	-	-	1.6	-	-	1.0	-	1.0	-	-
	COMB 11	1.2	-	1.4	-	1.4	-	1.6	-	1.0	-	-	-	-
	COMB 13	1.2	-	-	-	-	-	-	1.0	-	-	1.0	-	-
	COMB 13.1	0.9	-	-	-	-	-	-	1.0	-	-	1.0	-	-
	COMB 16	1.2	1.4	-	1.4	-	1.6	-	1.0	1.0	-	-	1.0	-
	COMB 17	1.2	1.4	-	1.4	-	1.6	-	1.0	1.0	-	-	-	1.0

FACTOR DE SEGURIDAD

Factor de seguridad por flotación

Un factor de seguridad es requerido por flotación para proporcionar un margen adecuado de seguridad entre las cargas que puedan causar inestabilidad y el peso de los materiales que resisten a la flotación. El factor de seguridad por flotación es definido por la ecuación (3-6), los requerimientos del factor de seguridad por flotación son presentados en la Tabla (3-4).

$$FS_f = \frac{W_s + W_c + S}{U - W_g} \quad (3-6)$$

Donde

W_s	Peso de la estructura, incluyendo los pesos de los equipos apoyados y suelo encima de lo alto de la superficie de la estructura
W_c	Peso del agua contenida dentro de la estructura.
S	Cargas por Sobrecarga
U	Subpresión
W_g	Peso del agua sobre la superficie superior de la estructura

Tabla 3- 4 Factores de seguridad requeridos por flotación (USACE, 1995)

Condición de carga	FS_f
Usual	1.3
Inusual	1.2
Extrema	1.1

Factor de seguridad por deslizamiento

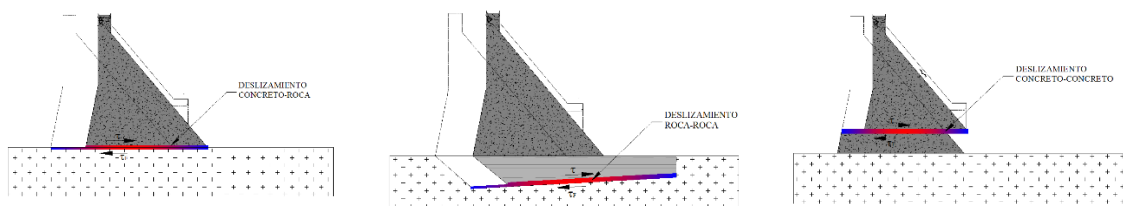


Figura 3- 25 condiciones de deslizamiento: a) concreto-roca, b) roca-roca, c) concreto-concreto

Debe establecerse una clara distinción entre el factor de deslizamiento y el factor de seguridad contra el deslizamiento. El primero está más exactamente definido como el coeficiente de fricción que se necesita para impedir el deslizamiento de la presa sobre su propia base en condiciones especiales de carga o presión. Un tercer término, el coeficiente de rozamiento estático, es un factor límite y es igual a la fuerza horizontal máxima que puede aplicarse a un cuerpo de peso unitario sin que se produzca deslizamiento sobre un plano horizontal. Si el plano sobre el cual descansa la presa se inclina gradualmente, la tangente del ángulo entre la horizontal y la inclinación máxima en la cual no ocurre el deslizamiento es igual a este coeficiente de fricción estática. El coeficiente de rozamiento estático varía de 0.65 a 0.8 para los materiales empleados comúnmente en la



construcción de presas de gravedad, comúnmente para el diseño el valor de 0.75 (Bourgin, 1953) cuando no se cuenta con pruebas de laboratorio.

El factor de deslizamiento en una presa de gravedad, cuando la base es horizontal, es igual a la tangente del ángulo formado por la perpendicular a la base, y la reacción directa de los cimientos con unas condiciones de carga dadas. Cuando el coeficiente de deslizamiento es mayor que el coeficiente de fricción estática, la presa está en riesgo. La resistencia definitiva de la presa al deslizamiento depende de las condiciones de carga y es igual al producto de la reacción normal directa de la cimentación multiplicada por el coeficiente de fricción estática.

El factor de seguridad contra el deslizamiento se define propiamente como la razón del coeficiente de rozamiento estático a la tangente del ángulo que la forman la perpendicular a la base y la reacción directa de los cimientos.

El factor de seguridad debido a la combinación de la resistencia al corte y al deslizamiento puede expresarse como:

$$FS_s = \frac{cA + (\sum N - \sum U) \tan(\phi)}{\sum H} \tag{3-7}$$

Dónde:

- c Cohesión
- A Área de la sección
- $\sum N$ Suma de fuerzas normales
- $\sum U$ Suma de fuerzas de subpresión
- $\sum H$ Suma de fuerzas horizontales
- $\tan \phi$ Resistencia friccionante (se recomienda $\tan \phi = 0.8$ según el USBR, 1976)

En la Tabla 3-5, se muestran los factores de seguridad para los distintos niveles de análisis, ya sea en la cimentación, plano de debilidad de la cimentación y por deslizamiento a los cuales estarán sometidos.

Tabla 3- 5 Factores de seguridad requerido por deslizamiento (USACE, 1995)

Condición de carga	FS _s
Usual	2.0
Inusual	1.7
Extrema	1.3

Nota: Los factores de seguridad por deslizamiento se basan en un programa de exhaustivas investigaciones y ensayos en campo.

Como puede comprenderse en la Figura 3-25 existen tres probables zonas de falla por deslizamiento o combinaciones de estas, la primera se refiere a la fricción existente entre el material de la presa y la roca de cimentación, el segundo se refiere a la resistencia interna del material (roca) de cimentación, y el tercero a la resistencia del material que conforma la presa.

Definición de factor de seguridad por deslizamiento:

Primero: el deslizamiento FS es conceptualmente relacionado a la falla, la relación de la resistencia al corte (τ_F), y el esfuerzo cortante aplicado (τ) a lo largo de los planos de falla de un espécimen de prueba de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$FS_s = \frac{\tau_F}{\tau} = \frac{\sigma \tan(\phi) + c}{\tau} \quad (3-8)$$

Donde

$$\tau_F = \sigma \tan(\phi) + c$$

De acuerdo al criterio de falla de Mohr- Coulomb

Segundo: el factor de seguridad al deslizamiento FS es definido como la relación de la máxima resistencia al corte (T_F) y el cortante aplicado (T) a lo largo del plano de deslizamiento en condiciones de servicio.

$$FS_s = \frac{T_F}{T} = \frac{N \tan(\phi) + cL}{T} \quad (3-9)$$

Donde

N	Resultante de la fuerza normal al plano de deslizamiento asumido.
ϕ	Ángulo de fricción interna
c	Cohesión
L	Longitud de la base en compresión en una sección de la presa.

Para la condición durante el sismo la ecuación 3-9 puede ser transformada como sigue:

$$FS_s = \frac{CA + (W - U) \tan(\phi)}{\pm H_s + H_d + \frac{W}{g} a} \quad (3-10)$$

Donde

W	Peso de la presa
Hs	Fuerza Hidrostática
Hd	Fuerza Hidrodinámica (esto es Ma)
g	Aceleración gravitacional
a	Aceleración sísmica del terreno

La masa adicional de agua puede ser calculada por el método de Westergaard (1933) o la ecuación proporcionada por (Chopra 1967).

$$M_a = 0.54 \rho h \quad (3-11)$$

Donde

ρ	Es la densidad del agua
h	Es la profundidad del agua.

El signo \pm es para el deslizamiento en la dirección aguas abajo o aguas arriba, con el signo más indica en dirección aguas abajo.

Factor de seguridad por volteo

La estabilidad por volteo es calculada aplicando todas las fuerzas verticales (ΣV) y fuerzas laterales para cada condición de carga de la presa, entonces, la sumatoria de momentos por la aplicación de las fuerzas sobre el pie aguas abajo. La localización de la resultante a lo largo de la base es:

$$R = \frac{\sum M}{\sum V} \quad (3-12)$$

Criterio. Cuando la resultante de todas las fuerzas actuando sobre algún plano horizontal a través de la presa intercepta ese plano fuera del tercio medio, resultará una zona sin compresión. La relación entre el área de la base en compresión y la localización de la resultante se muestran en la Figura 3-26. Para las condiciones de carga usual, es generalmente requerido que la resultante a lo largo del plano de estudio quede dentro del tercio medio para mantener esfuerzos en compresión en el concreto. Para condiciones de carga inusual, la resultante debe permanecer dentro de la media mitad de la base. Para la condición extrema de carga, la resultante debe permanecer suficientemente dentro de la base para asegurar que esa presión en la base está dentro de los límites prescritos.

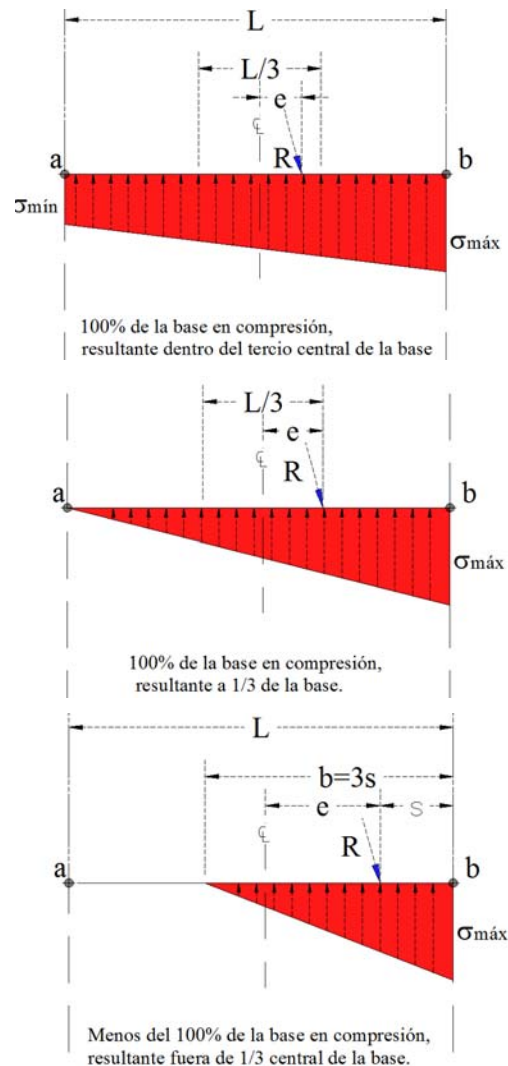


Figura 3- 26 Relación entre el área de la base en compresión y localización de resultante

TABLA 4.7.1 Factor de seguridad por volteo, localización de la resultante (USACE 1995)

Condición de carga	FS _s
Usual	1/3 medio de la Base
Inusual	1/2 mitad de la base
Extrema	Dentro de la Base

Para dejar más claro los requerimientos de estabilidad cuyo objetivo es evitar esfuerzos de tensión en la cimentación, se requiere cumplir con los requisitos de localización de la fuerza resultante presentados por el manual (USACE, 1995). Se presenta el siguiente desarrollo bajo la condición de carga usual, considerando únicamente la fuerza de peso propio D aplicada en la base ver Figura 3-27, es decir en condiciones de embalse vacío y, de la fórmula de la escuadría tenemos el siguiente desarrollo de ecuaciones:

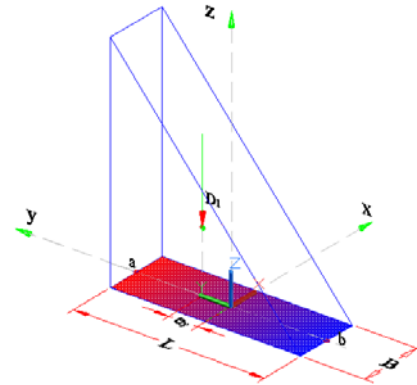


Figura 3- 27 Diagrama de cuerpo libre

$$\sigma_b = + \frac{D}{A} - \frac{D \cdot e_y}{I_x} y = - \frac{D}{A} \left(\frac{A \cdot e_y}{I_x} y - 1 \right) \quad (3-13)$$

Donde

D	Peso Propio
A	Área de la base
I_x	Momento de inercia alrededor del eje x

En la ecuación (3-13) el signo positivo indica esfuerzos de compresión, Para e_y positivo, el esfuerzo de compresión menor ocurrirá a lo largo de la frontera en el punto b, donde $y=-L/2$, por inspección, D causa compresiones, pero M_x causará tensiones, luego entonces:

$$\sigma_{mín} = - \frac{D}{A} \left(\frac{A \cdot e_y L}{2I_x} - 1 \right) \quad (3-14)$$

El esfuerzo dará positivo esto es compresión, si el término en paréntesis es negativo, esto es:

$$\frac{A \cdot e_y L}{2I_x} < 1$$

Sustituyendo variables de área de la base y momento de inercia alrededor de "x"

$$\frac{BL \cdot e_y L}{2BL^3} < 1 \Rightarrow \frac{6 \cdot e_y}{L} < 1 \Rightarrow e_y < \frac{1}{6} L$$

$$e_y < \frac{1}{6} L \quad (3-15)$$

Se ha presentado en los temas anteriores los requerimientos de seguridad para estabilidad necesarios con los que debe cumplir una presa de gravedad, así como los diferentes mecanismos de falla cuya probabilidad de ocurrir es considerable, por lo que en el proceso del diseño se deben considerar todas las alternativas posibles para el diseño de la presa resolviendo los escenarios particulares o combinados, es común que los diseños en la



etapa de pre factibilidad se realicen variando uno de los parámetros geométricos más importantes, el cual dependerá el volumen en m³ de la presa y por su puesto del costo, a continuación se presentan los métodos en condición estática y condición dinámica para la determinación geométrica de la presa de gravedad.

Tabla 3- 6 Resumen de factores de seguridad de estabilidad

Condición de carga	Localización de la resultante en la base	Factor de seguridad mínimo a deslizamiento	Capacidad de carga de la cimentación	Esfuerzos en el concreto	
				Compresión	Tensión
Usual	1/3 medio de la base	2.0	≤ permisible	0.3 f _c	0
Inusual	½ mitad de la base	1.7	≤ permisible	0.5 f _c	0.6 f _c ^{2/3}
Extrema	Dentro de la base	1.3	≤ 1.33 permisible	0.9 f _c	1.5 f _c ^{2/3}

Nota: f_c es la resistencia a compresión del concreto a 1 año de edad. Los factores de seguridad por deslizamiento se basan en un programa de exhaustivas investigaciones y ensayos en campo. Los esfuerzos permisibles del concreto son para condiciones de carga estática

De acuerdo con el Manual de Obras Civiles Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2015) se tienen los criterios de aceptación de estabilidad siguientes:

Tabla 3- 7 factores de seguridad

Concepto	Combinación de carga		
	Normal	Inusual	Extrema
Estabilidad contra volteo	1.5	1.25	1.1
Estabilidad contra deslizamiento considerando cohesión y fricción			
Concreto masivo	3.0	2.0	>1.0
Interfaz concreto-roca	3.0	2.0	>1.0
Roca	4.0	2.7	1.3
Estabilidad contra deslizamiento sin considerar la cohesión	1.1	1.05	>1.0
Esfuerzo de compresión			
Concreto masivo	3.0	2.0	1.0
Cimentación rocosa	4.0	2.7	1.3
Esfuerzo de tensión			
Concreto masivo	3.0	2.0	1.0
Cimentación rocosa	*	*	*

*Nota: La cimentación rocosa no es capaz de resistir los esfuerzos de tensión

ANÁLISIS DE ESFUERZOS EN LA PRESA

El manual de diseño de presas de gravedad (USACE EM 1110 2 2200) recomienda realizar el análisis dinámico, cuando se cumple alguna de las siguientes condiciones:

- La presa tiene 30 m o más de altura y la aceleración pico del terreno (PGA)⁶ es mayor que 0.2 g para el sismo máximo creíble.
- La presa tiene menos de 30 m de altura y el PGA en el sitio es mayor que 0.4 g para el sismo máximo creíble.
- Existen monolitos de vertedor de compuertas, caminos de rodamiento sobre la presa, estructuras de obra de toma, y otros monolitos de forma o geometría inusual.
- La presa se encuentra en condiciones débiles, debido al envejecimiento, o deterioro.

En épocas anteriores al uso especializado del Método del Elemento Finito (MEF)⁷ el análisis y diseño de las Presas de gravedad era realizado mediante métodos semiempíricos que tienen su sustento en la experiencia en la construcción de este tipo de presas, los métodos más empleados: el “*Método del equilibrio de la masas triangulares*”(PIGEAUD’S), el “*Método de la condición de tensiones nulas*” (Maurice Lévy), “*Método de análisis por tanteo de cargas -junta lechada*” (USBR 1976), el “*Método de la viga de cortante Mononobe*” (1936) etc., sin embargo, estas metodologías en su mayoría realizaban simplificaciones como por ejemplo: la interacción suelo-estructura, mediante la hipótesis de deformaciones nulas en la cimentación de la presa al proporcionar elementos de apoyo tipo empotramiento o articulación en la base y estribos dejando fuera la participación de las características geológicas y geotécnicas de la cimentación.

A partir de 1980 se extiende el uso de programas comerciales que se fundamentan en el MEF, con la ventaja de mostrar gráficos en pantalla, realizar discretización de elementos y representación gráfica de resultados, aparecen programas como ANSYS, FLAC 3D, ABAQUS, SAP200 etc., los cuales se han popularizado por el uso del método del elemento finito y la necesidad de la generación de los modelos tridimensionales que permiten un estudio más profundo. Actualmente con el uso de los programas computacionales se puede desarrollar modelos en dos y tres dimensiones con gran rapidez y facilidad, e incorporar aspectos importantes como cargas sísmicas, presiones hidrodinámicas, cimentación elástica, visco-elástica etc.

Así como, los programas han contribuido en el avance y desarrollo de la ingeniería estructural, los manuales americanos también han sido actualizados incluyendo el uso de estos programas incorporando los nuevos avances tecnológicos y nuevas metodologías, el manual del cuerpo de ingenieros USACE, actualmente también se apoya en el uso de programas de diseño, un ejemplo de ello es que en el manual USACE (EM 1110 2 6053) publicado en el año 2007, realiza la evaluación y diseño sísmico de estructuras de concreto, utilizando: Q-FLUSH, 3D SASSI, SAP2000 y DRAIN-2DX.

Condición Geológica

La investigación geológica del sitio donde se localizará el proyecto proporciona los conocimientos sobre: el emplazamiento del terreno, pliegues, fallas y discontinuidades de los macizos rocosos, así como también la composición, clasificación y proceso evolutivo a lo largo del tiempo geológico de los materiales sobre los cuales se apoyará la presa.

Un adecuado estudio de interacción suelo-estructura deberá realizarse, cuyo objetivo será; simular el comportamiento real de la estructura, esto puede ser representado mediante un modelo; geotécnico-estructural, el cual pretenderá simular el comportamiento de la presa interactuando con el medio que la rodea. En esta etapa, los diseñadores geotécnicos y estructurales deberán tener la mayor interrelación y comprensión de los fenómenos físicos para poder predecir con la mayor certeza los criterios de falla probables.

⁶Peak Ground Acceleration (PGA) por sus siglas en ingles.

⁷Desarrollado en 1943 por Richard Courant, termino (MEF) adoptado en 1956 por M.J. Turner, R. W. Clough, H.C. Martin, y L. J. Topp.

El ingeniero geólogo debe desarrollar el *modelo geológico* del sitio, el cual representa la distribución espacial de las estructuras geológicas, datos geomorfológicos e hidrogeológicos, etc. Los ingenieros especialistas en geotecnia deberán desarrollar el *modelo geomecánico*, el cual representa las características geotécnicas de los materiales y su clasificación geomecánica. La fusión de estos modelos, y una vez añadiendo la estructura artificial dará lugar a un *modelo característico* que describe la interacción suelo-estructura y representa la respuesta del terreno durante la construcción y después de la misma.

La interacción de los tres modelos (geológico, geotécnico y estructural) proporcionará la respuesta de la estructura bajo las condiciones del proyecto en las etapas de construcción y operación, estas respuestas serán esfuerzo y deformación en el rango elástico y plástico, el análisis de esfuerzos en el modelo característico permitirá evaluar el comportamiento mecánico del macizo rocoso, prediciendo así los cambios y comportamiento a través del tiempo, y permitiendo facilitar una solución o tratamiento frente a posibles contingencias geológicas como: filtraciones, asentamientos, desprendimientos, inestabilidad de taludes etc.

Para la creación de un modelo geológico se debe partir de un mapa geológico general el cual proporciona la ubicación, la configuración y la orientación de las unidades rocosas, los mapas geológicos registran tanto la observación como la interpretación del ingeniero geólogo, para distinguir lo que es observación de lo que es interpretación se puede adoptar diferentes medidas. Lo más común es que se usen símbolos especiales para diferenciar distintos grados de certeza sobre la ubicación de contactos litológicos. Las escalas más comunes para los mapas geológicos regionales son de 1:10000 a 1:25000, una vez definido la zona más probable para la localización del proyecto se utilizan escalas de 1:1000 a 1:5000, finalmente cuando se determina el sitio de la boquilla de la presa se requieren escalas desde 1:1000 a 1:100.



Figura 3- 28 Mapa geológico de los Estados Unidos Mexicanos (2007) ⁸

⁸Actualización y adaptación de la Carta Geológica de la República Mexicana, escala 1: 2 000 000 publicada por el Instituto de Geología de la UNAM y el Consejo de Recursos Minerales (Ortega-Gutiérrez et al., 1992)

El modelo geológico debe contener el número suficiente de perfiles litológicos; estos representan la historia geológica de las unidades rocosas del sitio, es decir, la cronología o datación de estos acontecimientos geológicos en términos de la escala geológica del tiempo. La datación es una cuestión fundamentalmente paleontológica y de estudios radioactivos. La sucesión de acontecimientos se puede deducir en base a relaciones geométricas bastante sencillas.

- Los pliegues son más jóvenes que las rocas.
- Las fallas son más jóvenes que las fallas que atraviesan.
- El metamorfismo es más moderno que las rocas a las que afecta.
- La erosión representada por una discontinuidad sedimentaria es más moderna que las rocas subyacentes a ella y más antigua que las rocas suprayacentes.
- Las rocas ígneas intrusivas son más modernas que la roca huésped encajantes.

El perfil geológico se presenta mediante una línea de corte sobre el mapa geológico, esta línea de corte se elige expresamente para que el corte exhiba lo más ventajosamente posible los accidentes estructurales que interesan. Los datos estructurales, como contactos, orientaciones, pliegues, fallas, etc., se añaden al perfil y se extrapolan, estas interpretaciones pueden ser afinadas mediante las exploraciones en el sitio comúnmente usando la barrenación con extracción de núcleo.

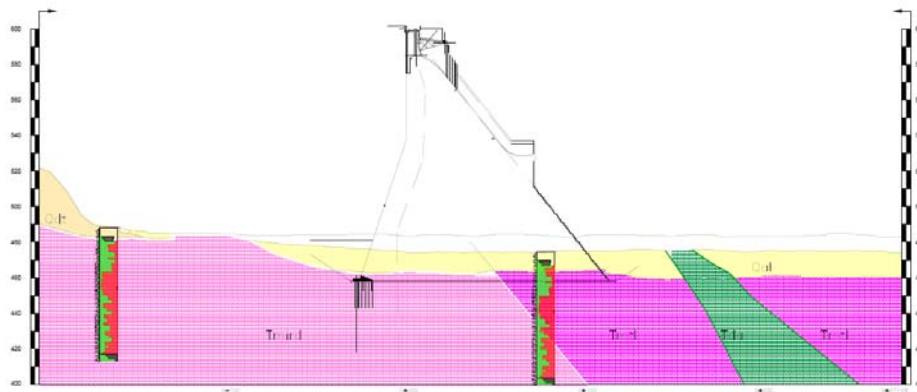


Figura 3- 29 Ejemplo típico de perfil geológico longitudinal al eje de la presa

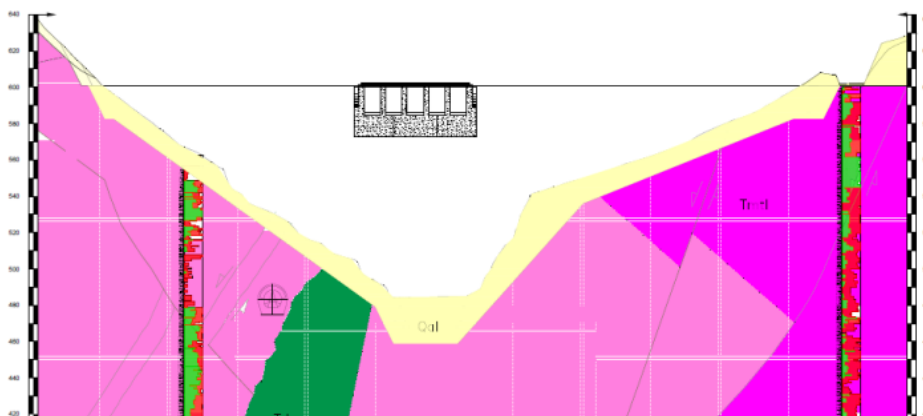


Figura 3- 30 Ejemplo típico de perfil geológico transversal al eje de una presa de CCR



Condición Geotécnica

El especialista en geotecnia será el encargado de proporcionar las propiedades índices, propiedades mecánicas de la roca y de los accidentes geológicos. Las principales propiedades mecánicas y sus métodos de determinación son:

Tabla 3- 8 Propiedades geotécnicas mínimas para el análisis y diseño de una presa de CCR

	Propiedades	Métodos de determinación	
Propiedades índices	Porosidad (n)	Técnicas de laboratorio	
	Peso específico (γ)		
	Contenido de humedad (ω)	Ensayo de Permeabilidad	
	Permeabilidad (k)		
Alterabilidad	Ensayo de alterabilidad		
Propiedades mecánicas	Resistencia a compresión	Ensayo de compresión uniaxial Ensayo de carga puntual Martillo de Schmidt	
	Resistencia a la tensión	Ensayo de tracción directa Ensayo de tracción indirecta	
	Velocidad de ondas (V_p , V_s).	Medida de velocidad de ondas elásticas en laboratorio	
	Parámetros de resistencia (c y ϕ)	Ensayo compresión triaxial	
	Deformabilidad (módulos de deformación elástica)	Ensayo de compresión uniaxial	
	estáticos y dinámicos (E , ν)		Ensayo de velocidad sónica
			Clasificación geomecánica (RMR, Q)

Para obtener mayor información acerca de los métodos de determinación y rangos de valores más usuales de las propiedades mecánicas, ver Gonzáles de Vallejo L. "Ingeniería Geológica"

Las propiedades mecánicas determinarán la resistencia a la falla, tanto de los accidentes geológicos como también de la interfaz⁹ que se desarrolla en el contacto de la estructura artificial con la roca de cimentación, esto mediante las leyes constitutivas de comportamiento de los materiales, principalmente utilizando la teoría de Mohr Coulomb.

Condición de Intensidad sísmica

La intensidad de la fuerza sísmica se clasifica de acuerdo con los siguientes criterios:

Sismo Base de Operación (OBE por sus siglas en inglés), es el nivel de movimiento del suelo que es razonablemente esperado ocurra dentro de la vida útil del proyecto, esto es, con un 50 por ciento de probabilidad de excederse durante la vida de servicio de la presa (esto corresponde a un periodo de retorno de 145 años para un proyecto con vida de útil de 100 años).

Sismo Máximo de Diseño (MDE por sus siglas en inglés): Es el máximo nivel de movimiento del terreno para el cual la estructura es diseñada o evaluada. Como mínimo, para estructuras que no sean críticas, el MDE tiene un 10 por ciento de probabilidad de excederse en un periodo de 100 años (o un periodo de retorno de 950 años).

Sismo Máximo Creíble (MCE por sus siglas en inglés): El MCE es definido como el mayor sismo que puede razonablemente esperarse se genere por una fuente específica sobre las bases de evidencias sismológicas y geológicas.

De acuerdo con ICOLD el sismo de evaluación de seguridad (SEE por sus siglas en inglés) reemplaza el termino MDE del Boletín 46 "Seismicity and Dam Design" .

Sismo de diseño para estructuras secundarias: Las estructuras secundarias (Conducciones a presión, Casa de máquinas, Obra de toma, cavernas, etc.) deberán ser diseñadas de acuerdo con el código de construcción de edificaciones local. El sismo de diseño deberá tener un periodo de retorno especificado de acuerdo con los códigos locales, el cual es típicamente 475 años. Para estructuras las cuales son críticas para la seguridad de la

⁹ Conexión física entre dos superficies de contacto independientes.

presa, como descargadores de fondo, compuertas de vertedor, edificio de control y suministros de energía, el diseño deberá ser basado en SEE.

Parámetros para análisis sísmico

Los parámetros de entrada típicos para el análisis de una presa incluyen el acelerograma, aceleración espectral, la aceleración pico del terreno desarrollado por un método determinista o probabilista:

- (a) Para consecuencias extremas o altas los parámetros del sismo de diseño SEE deberá ser estimado para el nivel en el 84 percentil si es determinado por un enfoque determinista, y no requiere tener una probabilidad media anual menor que 1/10000 si es determinado mediante un estudio probabilista.
- (b) Para consecuencias moderadas los parámetros del sismo de diseño SEE deberán ser estimados para el nivel en el 50 a 80 percentil si es determinado por un enfoque determinista, y no requiere tener una probabilidad media anual menor que 1/3 000 si es desarrollado mediante un estudio probabilista.
- (c) Para consecuencias bajas los parámetros del sismo de diseño deberán ser estimados en el nivel del 50 percentil si es desarrollado por un estudio determinista y no requiere una probabilidad media anual menor que 1/1000 si es desarrollado mediante un estudio probabilista.
- (d) El sismo para el OBE usualmente tendrá una probabilidad media anual de excederse cercana a 1/145

El ICOLD recomienda que la aceleración vertical es generalmente asumida igual a 2/3 de la aceleración pico horizontal, pero, en la estimación de la aceleración vertical en sitios cercanos al epicentro asumido, hay que tomar en cuenta el tipo de movimiento de la falla (normal, inversa, longitudinal). Algunas relaciones de atenuación moderna proporcionan estimaciones directas de ambos movimientos horizontal y vertical.

El análisis dinámico es realizado usando el método del espectro de respuesta o el método de la superposición modal historia-tiempo. La principal característica del análisis modal es que la respuesta total de una estructura se obtiene combinando las respuestas de sus distintos modos individuales de vibrar, calculados por separado. El análisis espectral es adecuado para estructuras en las cuales la respuesta sísmica se encuentra dentro del rango elástico. Sin embargo, para estructuras como torres de toma, chimeneas de equilibrio, etc., en las cuales la resistencia al agrietamiento del concreto y la resistencia a la fluencia del acero de refuerzo podrían ser excedidas bajo un sismo de gran intensidad, un análisis historia-tiempo proporcionará información adicional que es esencial para aproximar el daño o nivel de comportamiento de respuesta en el rango inelástica.

El análisis historia-tiempo, implica el cálculo de la historia de respuesta completa de la estructura sometida a varios sismos, y no solo los valores máximos. Los resultados de dicho análisis servirán para demostrar el comportamiento general de la respuesta sísmica, y combinada con una interpretación y juicio racional puede proporcionar una estimación razonable del comportamiento inelástico o daño esperado. Predicciones del verdadero daño que podría ocurrir durante un sismo intenso solamente puede ser estimado usando un análisis no lineal más completo. El análisis no lineal completo para estructuras hidráulicas en la actualidad no es práctico; y solo algunos aspectos del comportamiento de respuesta no lineal, tales como las aperturas de juntas y deslizamiento de bloques puede ser considerado.

En forma general, podemos definir espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad con periodos naturales de vibrar diferentes sujetos al mismo sismo. Por lo tanto, un espectro de respuesta representa las aceleraciones máximas de un conjunto de sistemas de un grado de libertad dentro de un rango de periodos naturales que pueden presentarse para una determinada componente del movimiento del terreno. En estos gráficos, se representa en abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento.



Se definen continuación tres de los espectros más comunes:

Espectros de respuesta elástica: representan parámetros de respuesta máxima para un terremoto determinado y usualmente incluyen varias curvas que consideran distintos factores de amortiguamiento. Se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras. Las curvas de los espectros de respuesta presentan variaciones bruscas, con numerosos picos y valles, que resultan de la complejidad del registro de aceleraciones del terremoto.

Espectros de respuesta inelástica: son similares a los anteriores, pero en este caso se supone que el oscilador de un grado de libertad exhibe comportamiento no-lineal, es decir que la estructura puede experimentar deformaciones en rango plástico por acción del terremoto. Este tipo de espectros son muy importantes en el diseño sismorresistente, dado que por razones prácticas y económicas la mayoría de las construcciones se diseñan bajo la hipótesis que incursionarán en rango plástico. Como ejemplo, podemos mencionar los espectros de ductilidad (recordemos que ductilidad de desplazamientos es la relación entre el desplazamiento máximo que experimenta la estructura y el desplazamiento de fluencia). Estos espectros representan la ductilidad requerida para un terremoto dado en función del periodo de vibración de la estructura y se grafican usualmente para distintos niveles de resistencia.

Espectros de diseño: las construcciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características diferentes. Por lo tanto, los espectros de respuesta elástica o inelástica, descritos previamente, no pueden utilizarse para el diseño sismo resistente. Por esta razón, el diseño o verificación de las construcciones sismo resistentes se realiza a partir de espectros que son suavizados (no tienen variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. Se ha desarrollado varias metodologías, basadas en procedimientos estadísticos, para obtener los espectros de diseño. El procedimiento más usual es considerar el valor promedio más la desviación estándar de los espectros de respuesta de varios terremotos representativos. Si los valores de los espectros de respuesta son similares, la desviación estándar es baja y la curva espectral se asemeja al promedio. Por el contrario, si los valores presentan diferencias significativas, la desviación estándar es alta y la curva espectral se acerca al valor máximo, o incluso puede superarlo. De modo que este procedimiento tiene en cuenta la mayor o menor dispersión de los datos y conduce a resultados confiables. La descripción detallada para la obtención de los espectros de diseño escapa al alcance de este trabajo, sin embargo, se puede mencionar que hay dos enfoques a partir de los espectros de respuesta:

Espectros de respuesta de sitio: los espectros de respuesta de sitio se han desarrollado utilizando la fuente a la distancia del sitio, apropiadas relaciones de atenuación, magnitudes esperadas y condiciones locales actuales del sitio. Por lo tanto, normalmente se asume que los estudios específicos del sitio proporcionarán espectros de aceleración más precisos que utilizando los espectros de codificación estándar. En el manual del Cuerpo de Ingenieros *EM-1110-2-6050* describe las condiciones requeridas para un estudio de movimiento del terreno específico de sitio. El espectro de respuesta de sitio puede ser generado por medio de un análisis de riesgo sísmico determinístico (DSHA) o un análisis de riesgo sísmico probabilístico (PSHA). En el DSHA, los movimientos del terreno de sitio son estimados para un determinado terremoto, definido como un acontecimiento sísmico de una magnitud determinada por una fuente sísmica particular que ocurre a una cierta distancia del sitio. La representación del movimiento del terreno en términos del correspondiente espectro de sitio se consigue utilizando las apropiadas relaciones de atenuación. El PSHA es un enfoque que utiliza la probabilidad de que determinado nivel de movimiento del terreno se produzca durante un periodo de exposición especificado. En el PSHA, los movimientos del terreno son definidos por los valores seleccionados de la probabilidad de excederse en un periodo de tiempo de exposición determinado, o para los valores seleccionados de una frecuencia anual o periodo de retorno para exceder el movimiento del terreno. Este enfoque incorpora la frecuencia de ocurrencia de un sismo, de sismos de diferentes magnitudes sobre las fuentes sísmicas, la incertidumbre de la localización de la fuente sísmica, y la atenuación del movimiento del terreno incluyendo su incertidumbre. Los espectros de respuesta desarrollados por un PSHA representan igual o uniforme peligro espectral, en el cual cada ordenada espectral tiene una igual probabilidad de excedencia.

Espectro de respuesta estándar. Son basados sobre una forma característica general que se define en términos de estimaciones de los parámetros seleccionados del movimiento del terreno, que puede ser la aceleración pico del terreno efectivo o la aceleración espectral. En el manual *EM 1110-2-6050* describe el enfoque propuesto por Newmark y Hall (1982) para desarrollar los espectros de respuesta de diseño usando los parámetros de los movimientos del terreno pico (aceleración pico, velocidad y desplazamiento) multiplicado por una serie de factores de amplificación espectrales que dependen del nivel de amortiguamiento.

COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO ANTE FUERZAS SISMICAS

Comportamiento dúctil

El comportamiento dúctil es mostrado en la Figura 3-34, esto es caracterizado por un rango elástico (punto 0 al punto 1 sobre la curva), seguido por un rango plástico (punto 1 a 3) incluyendo deformación sostenida (puntos 1 y 2), y un rango en la caída de resistencia (puntos 2 a 3) en el cual alguna resistencia residual podría todavía ocurrir antes del colapso. Para sistemas de construcciones a base de marcos diseñados de acuerdo a las disposiciones de FEMA¹⁰ o ACI presentan este tipo de comportamiento en flexión. Los mecanismos de cortante y adherencia, sin embargo, exhiben comportamiento en el límite dúctil o frágil y por lo tanto estos modos de falla deberán ser ignorados si el comportamiento de sobre-ductilidad como lo muestra la Figura 3-35 se presenta. Cuando se somete a las demandas del MDE, las estructuras dúctiles deberán tener suficiente resistencia para asegurar el comportamiento e iniciar dentro de la región de la deformación sostenida (puntos 1 a 2), en una región inelástica donde el incremento de la resistencia con un incremento en la deformación. En resumen, en el caso del OBE, todos los elementos de la estructura deberán analizarse dentro del rango elástico lineal (puntos 0 a 1). En las estructuras complementarias a base de concreto reforzado se puede establecer una jerarquía en la formación de los mecanismos de falla para permitir que la cedencia por flexión ocurra mientras al mismo tiempo se suprime el cortante, y otros mecanismos de falla en el límite dúctil.

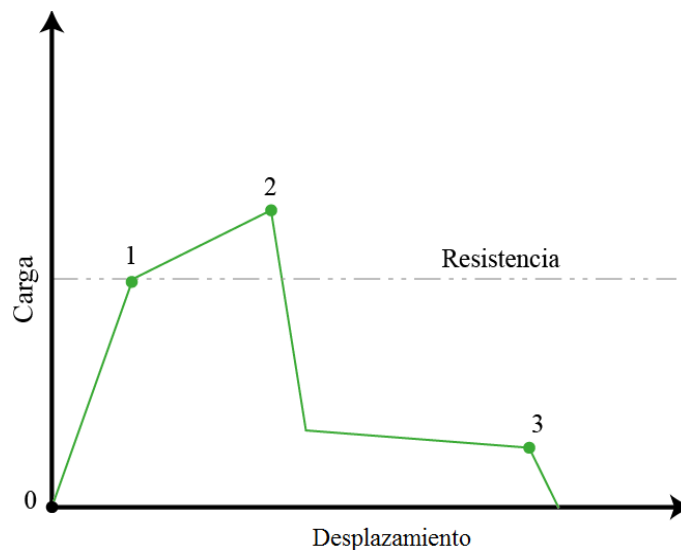


Figura 3- 31 Comportamiento Dúctil

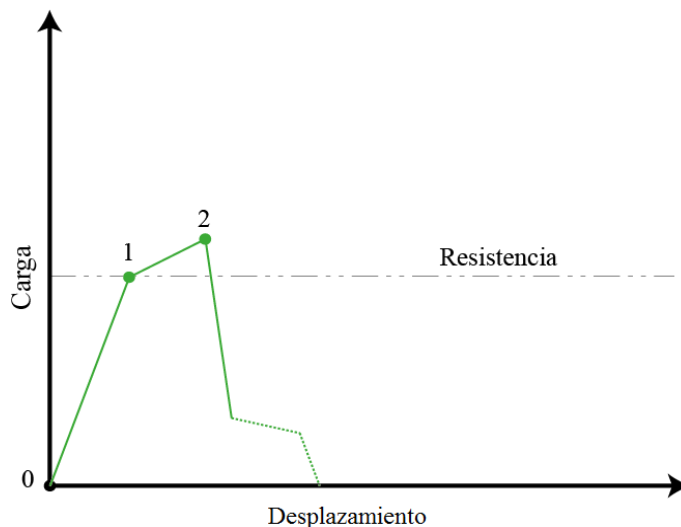


Figura 3- 32 Comportamiento en el límite dúctil

¹⁰Federal Emergency Management Agency, USA

Comportamiento en el límite dúctil

El límite dúctil de la figura 3-35 es caracterizado por un rango elástico y un rango plástico que puede incluir deformaciones sostenidas o ablandamiento seguidas por una completa pérdida de resistencia. Para estructuras de concreto simple y reforzado como torres de toma o descarga (estructuras con momento de agrietamiento resistente igual o mayor que la resistencia nominal) generalmente presentan este tipo de comportamiento en flexión, aunque el rango plástico podrá ser limitado. Se debe reconocer que una cierta capacidad residual, como lo indica la Figura 3-35, puede existir en las presas y en otras estructuras de concreto simple o reforzado. Esta capacidad residual ocurre debido a los efectos de la carga muerta que contribuye a la resistencia para el cortante por fricción y la resistencia al volteo. Esta capacidad residual existe, aunque las grietas se hayan propagado a través de la estructura, o en el caso de estructuras de concreto armado, aunque el acero principal se haya fracturado. El límite de estructuras dúctiles cuando son sujetas a demandas del MDE deberán tener también suficiente resistencia para asegurar que el desempeño este dentro de la región inelástica donde la resistencia se incrementa con un incremento en la deformación (región de deformación sostenida). Todos los elementos de las estructuras cuando son sujetas a demandas del OBE deberán estar dentro del rango elástico lineal.

Comportamiento frágil

En las presas es esperado un comportamiento en el rango elástico, seguido de una rápida y completa pérdida de resistencia, lo cual caracteriza el comportamiento frágil o cero dúctil. Ciertas fallas como fallas de acero de refuerzo por pandeo, empalme y anclaje presentan este tipo de comportamiento bajo condiciones de carga sísmica. La falla repentina ocurre porque el concreto no es confinado adecuadamente para prevenir astillamiento que a su vez conduce a una rápida pérdida de la resistencia de la adherencia, y el pandeo del acero de refuerzo, los mecanismos de falla frágil deben ser evitados para el OBE y el MDE. En otras palabras, el comportamiento controlado por dichos mecanismos debe permanecer dentro del rango elástico.

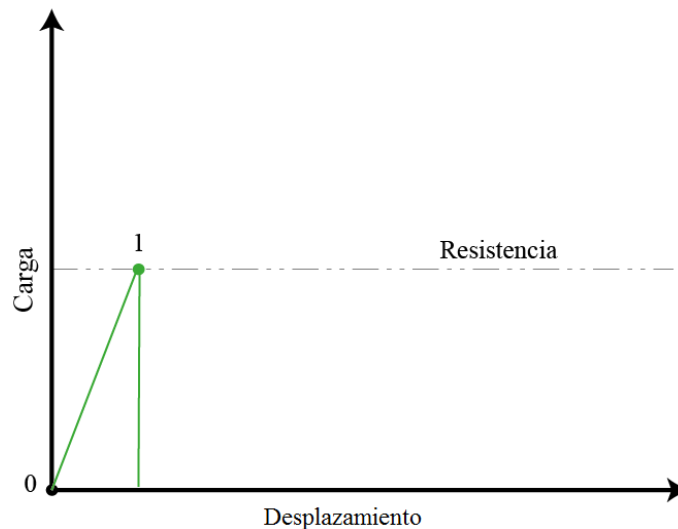


Figura 3- 33 Comportamiento Frágil

La respuesta de una presa de gravedad a un sismo se ilustra en la Figura 3-37, para movimientos sísmicos cíclicos en la dirección aguas arriba, el agrietamiento potencial usualmente ocurre en el talón de la presa en los máximos niveles de agua. Para movimientos sísmicos cíclicos en la dirección aguas abajo, el agrietamiento potencial usualmente ocurre en la discontinuidad de la pendiente bajo las condiciones de mínimo nivel de agua esperado y cerca del pie de la presa. Como los ciclos sísmicos oscilan hacia la dirección aguas arriba, el agrietamiento potencial cambiara a la parte superior y en la base de la presa.

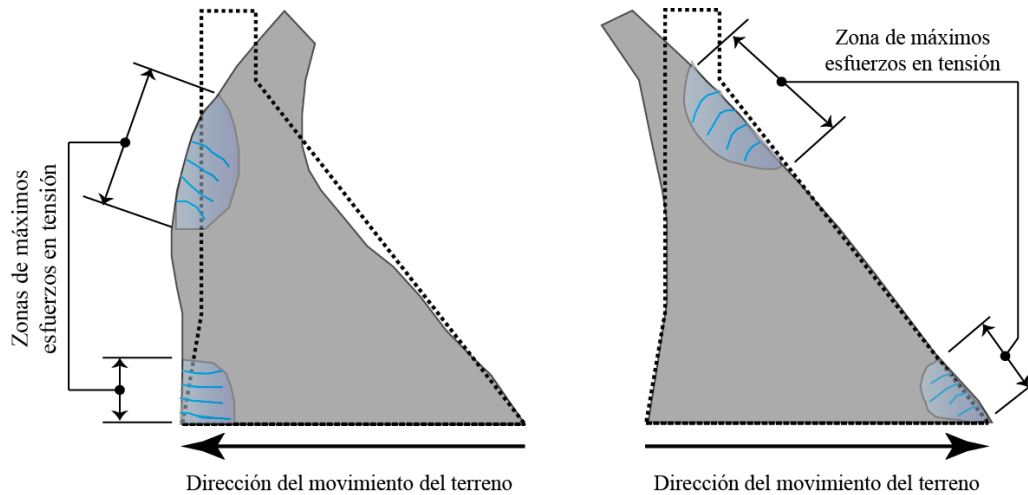


Figura 3- 34 Respuesta de una presa de gravedad ante un sismo

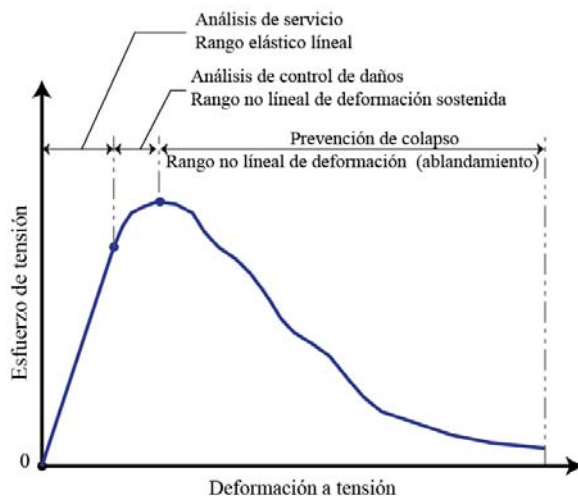


Figura 3- 35 Esfuerzo Tensión – Deformación

En general, los resultados esfuerzos-deformación del MEF lineal elástico son usados para determinar si la estructura cumple con los requisitos establecidos de desempeño de proyecto. El desempeño bajo las condiciones de carga OBE deberá ser en el rango lineal elástico (desempeño de servicio) como lo ilustra el diagrama esfuerzo de tensión vs deformación de la Figura 3-38.

El desempeño bajo las condiciones de carga MDE debe estar dentro del rango no lineal de deformación sostenida (control de daño). El rango de deformación de ablandamiento ofrece una capacidad de reserva contra el colapso y representa la capacidad del concreto para absorber energía adicional requerida por el sismo.

Sistemas estructurales de modelación

En los modelos estructurales para el análisis dinámico y para los análisis estáticos, debemos tener en cuenta la distribución de masas, rigideces y la interacción dinámica entre agua, estructura y la cimentación.

El estado del arte en la modelación estructural de presas, permite realizar modelos iniciales tan simple como un bloque rígido para realizar análisis de estabilidad por deslizamiento para cada uno de los bloques de la presa, posteriormente considerar una malla de elemento 2D para el análisis de esfuerzos y finalmente una malla 3D más elaborada de elemento finito no lineal con elementos de juntas para simular la apertura de las juntas de contracción y el comportamiento global de la presa.

La idealización mediante modelos 2D con mallas de elementos finitos, se utiliza para modelos preliminares de los bloques independientes de CCR separados por juntas de construcción, y las cargas perpendiculares al eje longitudinal. La estructura puede ser modelada como una rebanada en 2D utilizando elementos de esfuerzos y deformación plana dependiendo si los esfuerzos o deformaciones pueden ser ignorados en la dirección fuera



del plano. En cualquier caso, el modelo de cimentación es idealizado utilizando elementos de deformación plana. El modelo 2D usualmente se utiliza para analizar dos componentes de movimiento del terreno aplicado en la dirección vertical y horizontal.

La idealización mediante modelos 3D se utiliza para analizar la cortina completa y su cimentación con cargas no uniformes. El modelo 3D es construido usando elementos sólidos con propiedades lineales y no lineales. La entrada sísmica para un modelo 3D incluye tres componentes sísmicas ortogonales; dos horizontales y una vertical, aplicado a lo largo del eje principal de la estructura y de acuerdo con Earthquake Hydraulic Structures (USACE, 2007).

Modelos de interacción suelo estructura (ISS)

El diseño estructural debe considerar en los modelos la interacción entre la estructura y su cimentación, dando especial consideración en términos de movimiento del terreno en la base de la estructura y en el apoyo flexible proporcionado por la cimentación. En los sitios de lecho de roca el movimiento es afectado por las condiciones locales del sitio a medida que viaja hacia la superficie, y la presencia de la estructura produce un cambio adicional a este movimiento debido a las restricciones cinemáticas. Además, se debe considerar que la cimentación puede interactuar con la estructura para periodos de vibrar prolongados y proporciona amortiguamientos adicionales. Un ISS requiere un modelo en el cual incluye ambos: la estructura y la cimentación unidas (método directo) o separadamente (método subestructura).

En los modelos estructurales de la cortina se debe considerar la interacción estructura- cimentación a través del amortiguamiento y disipación por radiación de la cimentación. Las cimentaciones flexibles tienden a prolongados periodos de vibrar y la disipación del amortiguamiento en la zona de la cimentación tiene el efecto de reducir la respuesta de la estructura. Estos efectos de interacción en general introducen frecuencias dependientes de la interacción de fuerzas en la interfaz cimentación-estructura requiriendo análisis más elaborados. En el estado del arte en el diseño de presas se presentan los siguientes modelos de interacción suelos-estructura:

1. **Modelo de cimentación sin masa de roca:** En esta condición, un modelo de elemento finito sin masa de roca puede representar adecuadamente los efectos del apoyo de la roca sobre la estructura. El tamaño de la cimentación del modelo no necesita ser muy grande comparable con las dimensiones de la estructura. El sismo es aplicable directamente en los límites de las fronteras (apoyos).
2. **Modelo de cimentación visco-elástico.** El modelo simplificado sin masa de roca en la cimentación únicamente toma en cuenta la flexibilidad de la cimentación, por lo tanto, ignora su inercia y efectos de amortiguamiento, esta hipótesis puede no ser apropiada para los sitios en los cuales el módulo de elasticidad de la roca es sustancialmente más bajo que la del concreto que soporta. En estos casos si la roca es homogénea y se puede suponer que se extiende a grandes profundidades, la cimentación puede ser idealizada como un modelo visco-elástico. Un modelo visco elástico es representado por las funciones de impedancia cuyos términos son números complejos y dependen de la frecuencia. La componente real de la función de impedancia representa la rigidez y la inercia de la cimentación y la imaginaria caracteriza su disipación y amortiguamiento del material.
3. **Modelo de elemento finito interacción suelo estructura (SSI):** la interacción entre el suelo y la estructura puede ser totalmente considerada mediante el desarrollo de un modelo de interacción directo, que incluya tanto la estructura y la cimentación que la soporta. La estructura se modela usando elementos sólidos 3D con propiedades lineales del material. El medio del suelo es representado por elementos sólidos con propiedades dependientes de la deformación. El análisis de ISS debe realizarse en el dominio de la frecuencia, donde el comportamiento no lineal del suelo es aproximado por el método lineal equivalente (Seed and Idriss 1969) y la respuesta se evalúa por iteración. La iteración

implica la actualización de la rigidez y amortiguamiento de acuerdo con lo establecido en las curvas en función de la deformación hasta que la solución converja.

4. **Modelos de cimentación del suelo con parámetros generales:** Los efectos de interacción suelo-estructura pueden también ser representados usando un modelo con parámetros generales de la cimentación. Una forma completa de los parámetros consiste en resortes independientes de la frecuencia, amortiguadores, y masas que se reproducen con precisión a la respuesta actual del suelo. El modelo más simple que puede ser desarrollado para cada grado de libertad para un apoyo rígido incluye un resorte y un amortiguador conectados a la base con una masa ficticia del suelo añadida a la masa de la estructura. Los coeficientes independientes de la frecuencia de este sistema se obtienen mediante un procedimiento de ajuste de la curva de manera que una buena proporcionalidad entre la rigidez dinámica del péndulo de un único grado de libertad (SDOF por sus siglas en inglés) y la del suelo real es alcanzada. Para aplicaciones del método del elemento finito, los resortes distribuidos del suelo, amortiguadores y masas pueden ser obtenidos dividiendo el total de parámetros del suelo por la base del área, y asignándolo a los nodos individuales de acuerdo a el área tributaria para cada nodo.

Criterio para elaboración de la malla de elementos finitos

La malla de elementos finitos de los modelos estructurales representará la geometría de las condiciones de cimentación y geometría real de la presa, tomando en cuenta los siguientes criterios:

Elemento placa (shell) con las propiedades de 2 o 3 grados de libertad con 3 a 12 números de nodos. Los cuales pueden tener características de semisólidos simétricos y asimétricos con estado de esfuerzo y deformación plana, así como de no linealidad.

Elementos sólidos con propiedades de hasta 3 grados de libertad y de 8 hasta 20 nodos, sus características son formar elementos compuestos de diferentes capas, así como, características de no linealidad de los elementos.

En cuanto a la discretización geométrica de la malla se recomienda cuadriláteros principalmente rectángulos con relaciones largo/ancho menor a 3, así como, elementos pequeños (densificación de los elementos) en zonas donde se espera comportamientos que describan los criterios de falla previstos y estados de esfuerzos de valores considerables.

La altura de los elementos deberá ser seleccionada mediante la siguiente ecuación (USACE, 2007) de tal manera que hasta 30 Hz podrán ser incluidos en el análisis.

$$h_{\max} = \frac{1}{5} \cdot \frac{V_s}{f_{\max}} \quad (\text{USACE, 2007})$$

En la ecuación anterior V_s es la velocidad menor de onda de corte durante la iteración y f_{\max} es la más alta frecuencia del análisis.

Con la finalidad de no inducir alteraciones en el estado de esfuerzos ocasionados por la cercanía de las fronteras, como mínimo el modelo deberá extender aproximadamente de 2 a 3 veces la altura de la presa hacia la derecha e izquierda, de 2 a 3 veces la altura de la presa hacia aguas arriba y aguas abajo, y 1,5 veces la altura en profundidad, es decir los límites deberán colocarse lo suficientemente alejados de la presa para que se pueda lograr una mejor representación de los efectos de interacción dinámica de la estructura y la cimentación de la roca, para establecer las condiciones de frontera se deberá asumir en la parte inferior y límites izquierdo y derecho del modelo un contorno rígido. El límite de transmisión se utiliza para minimizar la extensión horizontal del modelo, y asegurar que las ondas sísmicas que se propagan lejos de la estructura son absorbidas por el límite y no reflejadas de vuelta.

Criterios de interfaces entre elementos de la presa

Con base en los parámetros geomecánicos detectados en el sitio, así como, definidas las características geométricas de la presa, se debe proceder a seleccionar el tipo de interacción suelo estructura (modelos de cimentación), la conexión entre la estructura y sus apoyos de cimentación se realizará mediante la utilización de elementos denominados interfaz o elementos de juntas las cuales deben cumplir con la teoría de compatibilidad de deformaciones y desplazamientos entre dos elementos y la elección de los modelos de interacción suelo estructura ISS.

El comportamiento de las interfaces entre las estructuras geológicas (masas de roca), el concreto y las juntas, involucra la determinación de movimientos relativos de traslación y rotación bajo carga estática y dinámica. En el elemento finito, los elementos de interfaz se utilizan para aproximar estos movimientos relativos y asociarlos a los diferentes modos de deformación.

Los modelos estructurales deben también estudiar las interfaces que representen el fenómeno físico estructural mediante los siguientes modos de deformación: deslizamiento, separación y penetración (Figura 3-39).

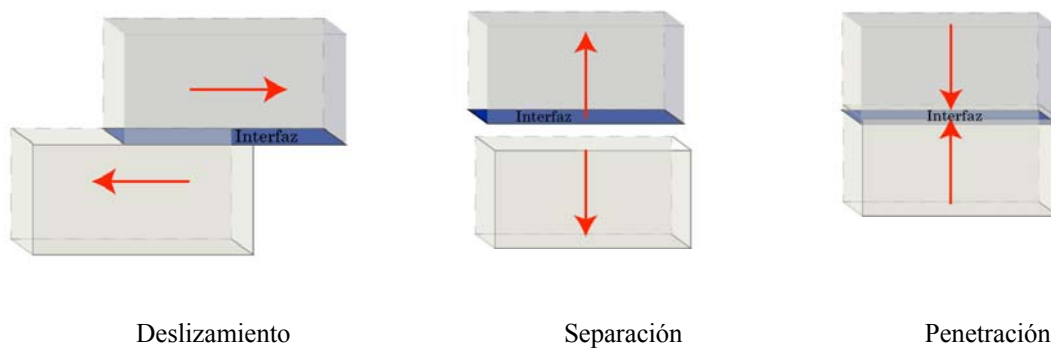


Figura 3- 36 Modos de deformación en interfaces

En el caso del tercer modo de deformación por penetración, como se observa, solamente se puede presentar físicamente un contacto entre bloques, es decir, no pueden existir movimientos relativos que queden dentro del bloque, más bien se presenta un contacto de partículas en función de la resistencia a la compresión en esa zona del bloque. De esta forma la interfaz tiene las propiedades de fricción, cohesión, dilatancia, rigidez normal y cortante, y resistencia a la tensión.

En el método lineal elástico se recomienda que los valores de la cohesión y la tensión sean valores altos para asegurar que el material de la interfaz tenga un comportamiento lineal elástico y por lo tanto eliminar la posibilidad de que ocurra inestabilidad numérica.

Se puede predecir el comportamiento esfuerzo-deformación de las interfaces, los cuales pueden determinarse de una cantidad suficiente de pruebas de laboratorio con especímenes seleccionados y condiciones similares a las que se tengan en campo, es común realizar un bordo de prueba y utilizarlo para determinar estos comportamientos.

Uno de los elementos de interfaz comúnmente usado en la interacción suelo- estructura se basa en un modelo de junta propuesto por Goodman et al. (1968), mostrando que las propiedades que definen una discontinuidad son la rigidez normal, K_n , y la rigidez cortante, K_s , las cuales se relacionan con las fuerzas y desplazamientos normal y cortante promedios de la discontinuidad, de la siguiente forma:

$$N_j = K_n \delta_n, \quad T_j = K_s \delta_s \quad (\text{CFE, 2012})$$

Estos autores asumieron un comportamiento lineal de K_n y K_s excepto cuando se desarrolla una falla por tensión o por cortante.

Zienkiewicz et al. (1970) usaron una formulación de elemento finito isoparamétrico para un elemento de interfaz, el cual es tratado esencialmente como un elemento sólido. Ghaboussi et al. (1973) propuso una formulación que se deriva considerando movimientos relativos entre elementos sólidos vecinos con grados de libertad independientes.

Herrmann (1978) presentó un algoritmo para un elemento de contacto similar al de Goodman y colaboradores, pero con ciertas condiciones de restricción, considerando además varios modos de comportamiento de la interfaz tales como deslizamiento y separación.

Desai et al. (1981;1984) propusieron utilizar un elemento sólido delgado como interfaz para la interacción suelo-estructura y modelación de juntas en roca, incorporando un modelo constitutivo especial donde el comportamiento cortante es simulado como elástico no-lineal o plástico y la rigidez cortante es considerada como un módulo tangente obtenido de pruebas de laboratorio de corte directo. También incluyen varios modos de deformación tal como deslizamiento, abertura y cierre.

La variedad para simular movimientos relativos entre dos cuerpos, se extiende a los modelos empíricos, los cuales han sido desarrollados a partir de pruebas de laboratorio. Cundall y Hart (1984) propusieron un modelo de junta de fluencia continua, para simular en una sola etapa, el mecanismo interno del daño progresivo de juntas bajo cortante, donde el modelo también considera un amortiguamiento histérico continuo para simulaciones dinámicas a partir del concepto propuesto por Dafalias y Herrmann (1982) para suelos.

El modelo constitutivo de la interfaz puede en principio ser definido con un criterio lineal de resistencia cortante de Coulomb, el cual limita la fuerza cortante actuando en un nodo de la interfaz con la siguiente expresión:

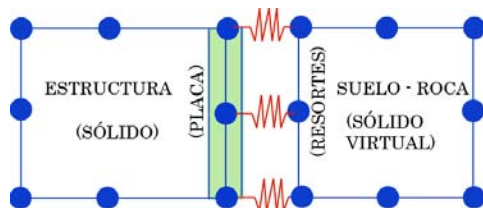
$$F_{smax} = cA + F_n \tan\phi \tag{CFE, 2012}$$

Donde c es la cohesión a lo largo de la interfaz y ϕ es el ángulo de fricción en su superficie, si la fuerza cortante excede la fuerza resistente al corte, F_s máx, entonces cualquier desplazamiento tangencial causa un incremento en el esfuerzo normal efectivo en la junta de acuerdo con la siguiente relación recurrente:

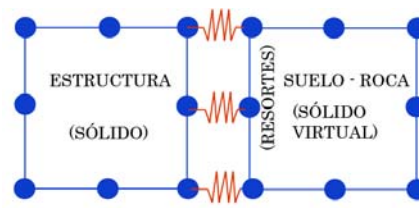
$$\sigma_n = \sigma_n + \frac{|F_s| - F_{smáx}}{AK_s} \tan\psi \cdot k_n \tag{CFE, 2012}$$

Donde ψ es el ángulo de dilatación de la superficie de interfaz y F_s es el valor de la fuerza cortante antes de la corrección. Además, si la tensión existente rebasa la resistencia a la tensión de la interfaz, entonces esta se rompe, y a las fuerzas normales y cortantes se les asigna un valor de cero.

Las siguientes figuras muestran los diferentes tipos de modelación de interfaz. En cuanto la interfaz de unión continua solo se permitirá cuando se logra la compatibilidad de esfuerzo- deformación dentro del rango elástico lineal en las dos uniones.



sólido –placa – resortes



sólido – resortes

Figura 3- 37 Elementos de interfaces mediante placas y resortes elásticos

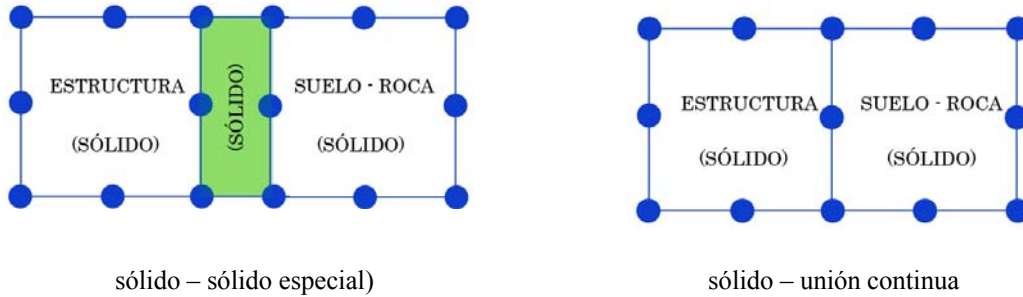


Figura 3- 38 Elementos de interfaces mediante sólidos y unión continua

CRITERIO-ANÁLISIS TÉRMICO ESTRUCTURAL INCREMENTAL NO LINEAL

El diseño de presas de concreto convencional y de CCR debe considerar el análisis estructural incremental no lineal “Nonlinear Incremental Structural Analysis” (NISA por sus siglas en inglés), el análisis debe realizarse a nivel 3 (USACE, 1997), este nivel es el nivel más completo de análisis térmico, el manual “NONLINEAR, INCREMENTAL STRUCTURAL ANALYSIS OF MASSIVE CONCRETE STRUCTURES-ETL 1110-2-635” describe la metodología de cálculo, a continuación solo se presentan las consideraciones generales que deberán tomarse en cuenta en el análisis y diseño térmico.

Los objetivos a cubrir en el análisis térmico son los siguientes:

1. Diseñar la presa bajo la filosofía de buen desempeño. Limitar la ocurrencia de agrietamiento previendo su ocurrencia en áreas no críticas. No es necesario ni realista eliminar completamente el agrietamiento.
2. Predecir con mayor precisión el comportamiento esfuerzo-deformación de la presa.
3. Proporcionar ahorro en costos por revisión de la configuración estructural, requerimientos del material o procedimientos en la construcción.

Proceso de análisis y diseño térmico

El análisis NISA debe ser basado sobre las pruebas de los resultados del diseño de mezclas y bordo de prueba del proyecto con los materiales del sitio, en el caso en que los resultados de las pruebas se retrasen excesivamente, el diseñador puede utilizar datos de referencia del CCR, estos podrán ser seleccionados como se describe en el Anexo 1, apéndice A del manual USACE mencionado (USACE, 1994).

Análisis NISA inicial: las investigaciones iniciales podrán verificar el potencial de ahorro en costos, mejoras funcionales y predicción de comportamiento. El análisis NISA debe incluir las propiedades del material específicas del proyecto basado en datos resultado de las pruebas. El análisis inicial debe ser usado para investigar bloques típicos en dos dimensiones (2-D). Este análisis también debe ser usado para evaluar la necesidad de cambiar el diseño de los monolitos, propiedades de los materiales o parámetros de construcción.

Análisis NISA final: un análisis final deberá ser completado al final del proceso de diseño, usando los parámetros de diseño seleccionados en el NISA inicial para verificar los diseños seleccionados. El análisis deberá ser basado sobre la geometría final del diseño y la combinación paramétrica el cual produce las peores condiciones en el estudio inicial NISA. Si las condiciones de diseño cambian durante la construcción, estas

deben asumirse para el análisis final, y será necesario realizar un análisis NISA final utilizando las condiciones finales de construcción de la presa.

El proceso es básicamente compuesto de un análisis de transferencia de calor y análisis de esfuerzos. El análisis de transferencia de calor es realizado para determinar como la temperatura dentro de la cortina cambia con el tiempo. El análisis de esfuerzos es realizado para determinar el estado de esfuerzo y deformación de la cortina basado sobre estos cambios de temperatura, cargas gravitatorias, cambios en las propiedades del material y las condiciones de frontera.

El estado del arte del diseño de presas toma en cuenta las siguientes suposiciones, simplificaciones y limitaciones principalmente en los siguientes puntos:

- Variación en los datos de entrada principalmente en las propiedades de los materiales y épocas del año donde se inicie la colocación.
- Método de análisis: modelos de análisis en 2D y 3D.
- Relaciones constitutivas: comportamiento no lineal de los materiales, cambio en la deformación y esfuerzo de un paso al siguiente.
- Contracción por secado.
- Modelo de agrietamiento.
- Transferencia de calor entre interfaces.

Algunos de los parámetros que afectan el agrietamiento son:

- Restricción por cambios de volumen: apoyos, condiciones de frontera.
- Parámetros de los materiales: generación de calor del concreto, propiedades mecánicas, contracción autógena del concreto y propiedades térmicas el concreto.
- Parámetros de construcción: altura de las capas, tiempo entre colocación de capas, temperatura de colocación, uso de aislamientos, geometría de los bloques incluyendo galerías, tratamientos de las juntas etc.

Requerimientos de análisis obligatorios

El análisis NISA deberá realizarse usando la combinación de las propiedades del material como: creep, contracción y modulo envejecido con dos fechas para el inicio de la construcción.

Combinación de materiales

La combinación mínima a investigar es la que se indica en la siguiente Tabla 3-11:

Tabla 3- 9 Combinación de propiedades del material

Combinación	Módulo de Elasticidad	Creep	Contracción	Incremento temperatura adiabática	Cargas
1	Envejecido	Ninguno	Ninguno	Máximo	Gravedad + Servicio
2	Envejecido	Mínimo	Mínimo	Máximo	Gravedad + Servicio
3	Envejecido	Mínimo	Máximo	Máximo	Gravedad + Servicio

En la combinación de propiedades de materiales el diseñador debe considerar los siguientes criterios:



- Parámetros de análisis comunes: El NISA debe ser realizado usando los parámetros comunes del concreto, cargas y condiciones ambientales. Los parámetros a usar son el módulo de elasticidad envejecido del concreto, el máximo incremento de temperatura adiabática, datos de temperatura de ambiente extremo, el incremento de las cargas de gravedad y las constantes cargas de servicio.
- Propiedades máximos y mínimos del material: el mínimo se refiere a los datos de las pruebas multiplicado por uno menos un porcentaje decimal y el máximo se refiere a los datos de las pruebas multiplicado por uno más un porcentaje decimal. El porcentaje para los datos de las pruebas para creep, contracción y temperatura adiabática deberá ser mayor o igual que ± 15 por ciento.

Las propiedades de la combinación 1 será usada como base para comparar con las combinaciones 2 y 3. Esta combinación no deberá ser usada para propósitos de diseño. La comparación con 2 y 3 dará una idea de los efectos del tiempo para el creep y la contracción, también dará una idea con respecto al análisis tradicional de transferencia de calor el cual incluye solamente la temperatura adiabática y las condiciones ambientales extremas. Las combinaciones 2 y 3 son esenciales para reunir los objetivos del estudio NISA.

Temperatura ambiente extrema

Los datos requeridos son los registros de la menor y la mayor temperatura mensual promedio para cada mes en el año. Una función de temperatura extrema debe ser desarrollada como una curva senoidal con 365 días de periodo la cual capture la más fría y calurosa temperatura extrema promedio mensual.

Fecha de inicio de la construcción

Las combinaciones 1, 2 y 3 deberán ser usadas en conjunto con una única fecha de construcción. Entonces la combinación de control de otra combinación de parámetros de materiales 2 o 3 deberá usarse con una segunda fecha de inicio. La segunda fecha de inicio deberá ser seleccionada proporcionando una condición ambiental opuesta a la fecha de inicio original. (La primera fecha podría ser junio y la segunda fecha podría ser enero). En el diseño se puede localizar las regiones críticas (esfuerzos altos, deformaciones altas, potencial de agrietamiento) dentro de la estructura en función de las fechas de inicio, el diseñador debe usar esas fechas de exposición temprana de esas áreas críticas en los fríos y calurosos días del año. El diseñador debe tener en cuenta que entre mayor sea el gradiente térmico dentro del material, el esfuerzo será mayor.

El tiempo de duración usado en el análisis NISA deberá ser suficiente para garantizar la inclusión de la respuesta máxima o crítica de la cortina. Las cargas de servicio deberán ser aplicadas durante el incremento de tiempo de inicio 100 días después de la colocación de la última capa en el modelo analítico.

Propiedades de los materiales a tomar en cuenta en el análisis NISA

Las siguientes propiedades deben ser utilizadas como datos de entrada en el análisis NISA. Las propiedades de las mezclas del concreto siguientes deberán ser determinadas en el laboratorio antes de iniciar el análisis NISA:

- I. Temperatura adiabática- CRD-C-38
- II. Calor específico. CRD-C 124
- III. Difusividad térmica. CRD-C 37
- IV. Conductividad térmica. CRD-C 44
- V. Módulo de elasticidad. CRD-C19
- VI. Relación de Poisson. CRD-C19
- VII. Creep. CRD-C54
- VIII. Contracción autógena CRD-C54
- IX. Coeficiente de expansión térmica. CRD-C 39
- X. Resistencia a la tensión CRD-C 71
- XI. Densidad CRD-C23

En la cimentación debe determinarse las siguientes propiedades:

- XII. Conductividad térmica CRD-C 44
- XIII. Calor específico CRD – C124
- XIV. Módulo de elasticidad ASTM D 3148
- XV. Relación de Poisson ASTM D 3148
- XVI. Coeficiente de expansión térmica ASTM D4535
- XVII. Densidad ASTM D 1586
- XVIII. Contenido de humedad
- XIX. Temperatura inicial de la cimentación

Para el aire debe determinarse las siguientes propiedades:

- I. Conductividad térmica
- II. Calor específico
- III. Densidad

Parámetros de construcción a tomar en cuenta en el análisis NISA

Los siguientes parámetros deben ser estudiados y seleccionados antes de iniciar con el análisis NISA:

- I. Altura de las capas
- II. Intervalos de colocación entre capa y capa
- III. Temperaturas de colocación
- IV. Tiempo de inicio de colocación
- V. Recubrimiento (membranas)
- VI. Juntas de construcción verticales
- VII. Geometría

Para la modelación térmica el diseñador debe considerar los tiempos máximos para el análisis, estos se indican en la siguiente Tabla 3-12 (USACE, 1994).

Tabla 3- 10 Máximos incrementos de tiempo permitidos en el análisis NISA

Días después de colocada la capa	0-2	2-5	5-15	15-35	35-100	Más de 100
Máximo incremento de tiempo en días	0.25	0.5	1.0	2.0	5.0	10.0

PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS

El diseño considera cuatro procedimientos para la evaluación sísmica, ello incluye: el análisis lineal estático, lineal dinámico, el análisis dinámico no lineal y análisis estático no lineal (Pushover). Se debe utilizar el análisis dinámico no lineal y estático no lineal para corroborar y verificar el diseño considerando los parámetros mecánicos (resistencia a compresión, resistencia a tensión, módulo de elasticidad, relación de Poisson etc.) resultado de las pruebas finales de los materiales por colocar y esfuerzos térmicos registrados por el sistema de auscultación en el bordo de prueba y extrapolados en el tiempo de diseño del proyecto. Con respecto a las cargas sísmicas, la cortina debe ser diseñada y evaluada para ambas cargas sísmicas: el Sismo Base de Operación (OBE) y el Sismo Máximo de Diseño (MDE) respectivamente, tomando en cuenta las combinaciones de carga mencionadas en capítulos anteriores.



El análisis sísmico podrá iniciar con el método del coeficiente sísmico o análisis de la fuerza lateral equivalente (procedimiento lineal estático) y posteriormente a un análisis de espectro de respuesta (procedimiento lineal elástico) y un análisis historia- tiempo (procedimiento lineal dinámico). En virtud de los resultados esperados en los análisis mencionados se puede realizar un análisis estático no lineal (Pushover) y dinámico no lineal para evaluar la capacidad real de la Cortina con las propiedades mecánicas y zonificación de los materiales colocados y para evaluar el nivel de daño que la Cortina puede experimentar para intensidad sísmica determinada.

Evaluación - demanda vs capacidad estructural

El diseñador debe realizar una comparación entre la demanda contra capacidad, utilizando la relación demanda capacidad (DCR por sus siglas en inglés) como un indicador de análisis, esta relación es aplicable para la evaluación de estructuras de concreto simple y reforzada sujetas a movimientos sísmicos. Para estructuras de concreto reforzado (por ejemplo, la obra de toma adosada a la presa), el DCR es definido como la relación de la fuerza o momento requerido para la fuerza o momento resistente. Para estructuras de concreto simple, el DCR es definido como la relación de esfuerzos requeridos para la resistencia a la tensión estática del concreto. Los máximos valores permisibles del DCR son establecidos para asegurar que los objetivos de servicio y control de daño se cumplan. La filosofía DCR es usado en conjunto con el procedimiento de evaluación de análisis lineal para evaluar:

$$DCR \leq \text{Valor permisible}$$

1. Análisis y control de daños por deformación - (flexión) acciones controladas bajo condiciones de carga para el Sismo Máximo de Diseño (MDE)
2. Análisis y control de daños por fuerzas- (cortante) acciones controladas bajo condiciones de carga para el sismo de diseño máximo (MDE)
3. Análisis de servicio por desplazamiento- (flexión) acciones controladas bajo condiciones de carga para el Sismo Base de Operación (OBE)
4. Análisis de servicio por fuerzas- (cortante) acciones controladas bajo condiciones de carga para el Sismo Base de Operación (OBE)

Análisis por flexión para el Sismo Máximo de Diseño (MDE)

En el procedimiento lineal, se debe realizar un modelo elástico lineal de la presa sujeta a fuerzas laterales para diseño sísmico con objeto determinar desplazamientos y esfuerzos. Si la presa responde no linealmente, como es a menudo en el caso para las condiciones de carga del MDE, los desplazamientos laterales y correspondientemente las fuerzas internas (o esfuerzos) excederán el valor de cedencia. El grado en el cual las fuerzas internas calculadas exceden la resistencia a flexión (o esfuerzos de resistencia a tensión) es usado como una medida de la extensión de las deformaciones no lineales que se desarrollan en el elemento. El criterio de aceptación para las acciones de deformación controlada, son expresadas por la ecuación $DCR \leq \text{Valor permisible}$ (USACE, 2007). Para requerimientos por flexión asociados con el MDE, el valor permisible de DCR se encuentra en la ecuación $DCR \leq \text{valor permisible}$, el cual proporciona una medida de la capacidad de ductilidad requerida del elemento para permanecer dentro del control de daños. Los valores permisibles para el análisis de control de daños a flexión se listan en la Tabla 3-13 y Tabla 3-14.

Análisis por cortante para el Sismo Máximo de Diseño (MDE)

Las fallas por cortante deben ser suprimidas porque son fallas frágiles que involucran una rápida caída en resistencia. Por lo tanto, bajo las condiciones de carga del MDE la demanda del cortante no deberá exceder la capacidad de resistencia al cortante de la estructura, o el cortante DCR deberá ser menor o igual a la unidad. Los valores permisibles para el análisis de control de daños se listan en las Tablas 3-13 y Tabla 3-14.

Análisis por flexión para el Sismo Base de Operación (OBE)

Para mantener el límite en flexión en los niveles que no perjudiquen los niveles de servicio, el DCR deberá ser igual o menor que la unidad. Los valores permisibles del DCR para el análisis de servicio se encuentran en la Tabla 3-13 y Tabla 3-14.

Análisis por cortante para el Sismo Base de Operación (OBE)

El DCR para cortante deberá ser menor que uno para asegurar que la caída de resistencia por cortante no ocurra en los niveles de demanda por cortante durante el OBE. Los valores permisibles para el DCR análisis por servicio en cortante están dados en la Tabla 3-13 y Tabla 3-14.

Procedimientos de evaluación lineal estático y lineal dinámico

Proceso de evaluación general. Las presas deben ser diseñadas y evaluadas para condiciones de movimiento terreno Usual, Inusual y Extremo representado por las cargas de servicio, el OBE y el MDE, respectivamente. No es práctico diseñar para alcanzar el rango elástico durante el MDE, es decir, no puede esperarse que la Presa responda elásticamente a un evento MDE. En el procedimiento elástico lineal, las fuerzas de inercia del OBE y el MDE son estimadas por el método del coeficiente sísmico o por el método de la fuerza lateral equivalente. En el procedimiento lineal dinámico, la fuerza sísmica está determinada por un análisis de respuesta espectral lineal elástico o un análisis historia- tiempo lineal elástico.

Proceso de evaluación para el CCR

Para estructuras de concreto simple, como las presas de CCR, son usualmente evaluadas para sismos usando un espectro de respuesta lineal elástico, o un análisis historia tiempo lineal elástico. Un modelo de elemento finito (FEM) es usado para la representar la estructura y su interacción con la cimentación y el agua, y los resultados de salida se presentan en forma de esfuerzos del concreto con los esfuerzos en tensión como la principal cantidad de interés. El esfuerzo de tensión máximo obtenido del análisis FEM son los que la estructura experimentaría si está dentro del rango elástico. La evaluación se realiza por la comparación de las demandas sísmicas elásticas (demandas de esfuerzos a tensión) contra la capacidad de tensión del concreto. Sobre los fundamentos del análisis lineal elástico, el desempeño es considerado aceptable si la demanda resultante contra las relaciones de capacidad es menor que los valores permisibles listados en la Tabla 3-14 y que para el análisis espacial historia – tiempo lineal elástico y la duración de grandes esfuerzos también cumplen los criterios específicos establecidos para cada tipo de estructura en los párrafos siguientes.

Las presas de CCR están sujeta al movimiento sísmico OBE y deberá desempeñarse dentro del rango elástico lineal para asegurar que muy poco o ninguna grieta por tensión ocurra. Bajo demandas del MDE la cortina deberá responder en el rango inelástico previendo que el desempeño este dentro del rango de endurecimiento por deformación (como por ejemplo como se muestra en la Figura 3-38). Sobre los esfuerzos que sobre pasen la capacidad última de esfuerzos a tensión son asumidos el inicio y la propagación de agrietamiento. Los resultados del análisis historia – tiempo pueden ser usados para evaluar el potencial daño de los sobre esfuerzos que exceden la capacidad a tensión del concreto y los efectos que el agrietamiento podría tener sobre el desempeño de la cortina.

En el análisis mediante el espectro de respuesta, la demanda sísmica en términos de esfuerzos es calculados y comparados con la capacidad de esfuerzos resistentes del concreto, para analizar si los resultados de la relación DCR son menores que los permisibles en la Tabla 3-14, se estudia también los casos donde los esfuerzos demandados de tensión exceden los esfuerzos permisibles del concreto (CCR), entonces se procede a realizar un análisis elástico lineal historia vs tiempo. Para este análisis el diseñador puede guiarse en el manual “Responde Spectra and Seismic Analysis for Concrete Hydraulic Structures” EM 1110-2-6050 (USACE, 1999).

En el análisis lineal historia vs tiempo, deberá realizarse una interpretación y evaluación sistemática de los resultados historia vs tiempo en términos de la relación de demanda vs capacidad, duración inelástica acumulativa, regiones de sobre esfuerzos y consideraciones de los posibles modos de falla. Estas interpretaciones y evaluaciones forman las bases para estimar el nivel probable de daño o nivel aceptable de respuesta no lineal. La respuesta del comportamiento de la cortina para el MDE es considerada estar dentro del rango elástico si la relación de esfuerzo demanda vs capacidad es menor o igual a la unidad. El nivel de respuesta

no lineal o agrietamiento es considerado aceptable si la relación de demanda vs capacidad es menor que dos, las regiones sobre esforzadas son limitadas al quince por ciento de la superficie de la presa y la duración acumulativa de la excursión de los esfuerzos está en límites de la resistencia a la tensión de las fallas de concreto bajo las curvas de desempeño (USACE, 2003). Para este análisis el diseñador puede guiarse en el manual “Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures” EM 1110-2-6051 (USACE, 2003).

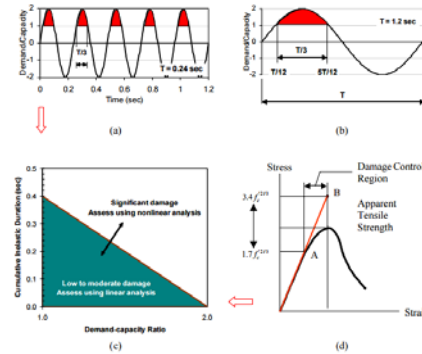


Figura 3- 39 Límites de la relación demanda-capacidad y duración inelástica acumulada

Tabla 3- 11 DCR- Valores permisibles para estructuras hidráulicas de concreto reforzado

Acción en términos de fuerza	Control de daño (SMD)	Control de Servicio (SBO)
Flexión	2.0	1.0
Cortante	1.0	0.8
Cortante por fricción	1.0	0.8

Tabla 3- 12 DCR- Valores permisibles para estructuras hidráulicas de concreto simple

Acción en términos de esfuerzos	Objetivo de análisis	
	Control de daño (SMD)	Control de Servicio (SBO)
Tensión debido a flexión	1,5	1,0
Tensión diagonal debido a cortante	0,9	0,8
Cortante debido a deslizamiento	1,0	0,8

En cuanto al DCR para estructuras de concreto simple, los requerimientos de control de daños, los valores permisibles del DCR para la respuesta a la flexión en una estructura de concreto simple deberá ser menor que 1.5, esto significa que la relación de la demanda de esfuerzo de tensión por flexión del análisis de espectro de respuesta lineal elástica dividido entre el esfuerzo resistente a tensión estático, deberá ser igual o menor que 1.5.

$$\frac{\sigma_{ta(DC)}}{f_t^s} \leq 1.5 \quad (\text{USACE, 2007})$$

Donde

σ_{taDC} Demanda total de esfuerzo a tensión obtenida de un análisis de espectro de respuesta lineal elástico para sismo MDE.

f_t^s Resistencia a la tensión estática del concreto.

En otras palabras, la ecuación anterior es la misma que obliga al esfuerzo a tensión requerido obtenido de un análisis elástico lineal mediante el elemento finito a ser igual o menor que la resistencia a tensión dinámica.

Procedimiento dinámico no lineal

Bajo el procedimiento de análisis dinámico no lineal, los desplazamientos inducidos, esfuerzos, y fuerzas (demandadas por el sismo) son obtenidas de la solución paso a paso de la ecuación de movimiento incluyendo la relación fuerza-desplazamiento. Las demandas sísmicas en la forma de historias de respuesta son calculadas usando la historia de aceleración del terreno en el tiempo como la entrada sísmica, y entonces comparar con la capacidad estructural para determinar si el comportamiento deseado ha sido alcanzado.

El análisis no lineal deberá realizarse mediante un modelo de elemento finito con propiedades no lineales. El desempeño es evaluado por investigación de la formación y propagación de grietas de tensión para determinar si el agrietamiento podría ocasionar la falla de la estructura. Los mecanismos de falla deben cubrir deslizamiento a lo largo de las juntas y secciones agrietadas, inestabilidad rotacional o ambos. Las predicciones de los patrones de agrietamiento pueden realizarse utilizando las técnicas de fractura (elementos discretos). En el análisis de agrietamiento en un modelo 3D ambos mecanismos deben ser considerados tanto la fractura lineal elástica como los modelos no lineales. Estos métodos son basados sobre varios modelos de materiales que están en función de los valores críticos de los parámetros que caracterizan el esfuerzo de agrietamiento y deformaciones.

El comportamiento no lineal principalmente comprende la abertura y cerramiento de las juntas verticales y el agrietamiento por tensión a lo largo de las juntas horizontales y la interfaz de la cimentación de la presa. Estas condiciones pueden ser identificadas usando el análisis dinámico lineal elástico y entonces analizando para la estabilidad estructural utilizando el procedimiento no lineal dinámico.

El desempeño de la presa para el MDE se considerará satisfactorio si el agrietamiento que se desarrolle durante un sismo intenso, las juntas y grietas no se han abierto en la medida que permita filtraciones significantes a través de la presa, o que permita desplazamientos significantes de manera permanente en la presa o en la cimentación que serán comparados con los requerimientos de operación y seguridad de la presa.

Propiedades y capacidades para análisis

Se debe considerar las pruebas de laboratorio indicadas de acuerdo con la especificación de materiales para determinar las propiedades estáticas, dinámicas y térmicas de los materiales. En ausencia de datos en la fase inicial, la siguiente relación entre las propiedades estáticas y dinámicas podrá ser asumido en principio de manera referencial (USACE, 2007):

- El módulo dinámico será igual a 1.15 veces el módulo estático.
- La relación de Poisson dinámico es igual a 0.70 veces la relación estática.
- La resistencia a compresión dinámica es igual a 1.15 veces la resistencia a compresión estática.
- La resistencia a tensión dinámica es igual a 1.50 veces la resistencia a tensión estática.
- La resistencia a cortante dinámica es igual a 1.10 veces la resistencia a cortante estática.

CAPÍTULO 4 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

Existen diferentes aspectos constructivos que deben ser considerados en la construcción de presas de concreto compacto con rodillo, a través del paso del tiempo y de las experiencias adquiridas en la construcción de este tipo de presas, los ingenieros han desarrollado nuevas técnicas y mejorado los procesos constructivos, buscando optimizar los tiempos de construcción y el costo del proyecto. Entre los aspectos constructivos relevantes a considerar en la construcción de estas presas esta: la excavación del cauce, colocación y compactación del CCR, tipos de juntas, tratamiento de las juntas, temperaturas de colocación, sistema de impermeabilización e instrumentación.

En este capítulo se presentará información referente a los aspectos constructivos considerados para las presas visitadas por el autor, en primer lugar, se iniciará con el proyecto MIEL I (ubicada en la República de Colombia-América del Sur), proyecto actualmente en operación y concluido en el año 2002 el cual fue visitado por el autor en junio del año 2015. En seguida se mencionarán los aspectos más relevantes recopilados de la visita realizada a los proyectos que serán los más grandes del mundo en este tipo de presas con respecto a la altura y el volumen de CCR empleado respectivamente, el GIBE III y GERD (República Democrática Federal de Etiopía-África) los cuales fueron visitados por el autor durante su etapa de construcción en junio del año 2014.

PROYECTO HIDROELÉCTRICO MIEL I

El proyecto Miel I construida entre 1999 al 2002, se localiza en el municipio de Norcasia, forma parte del potencial hídrico del oriente del departamento de Caldas, Colombia, región conformada por las cuencas de los ríos Guarinó, La Miel, Moro, Manso, Samaná Sur y afluentes menores.

La presa Patángoras mejor conocida como “Miel I” asociada a la Central Hidroeléctrica Miel I, está construida sobre el río La Miel, es una estructura del tipo gravedad en concreto compactado con rodillo, con 188 m de altura y 340 m de longitud de corona, formando un embalse con una capacidad de almacenamiento de 571 Mm³.



Figura 4- 1 Vista aguas abajo de la presa Miel I



Figura 4- 2 Vista del paramento de la presa desde aguas arriba- Margen derecha

Características geométricas

La presa es del tipo gravedad, su altura es de 188 m respecto a la cota promedio a la cimentación en su eje, su longitud a nivel de cresta es de 338 m, y el ancho de esta última es de 6.50 m. Su cara de aguas arriba es vertical y su cara aguas abajo está conformada por una parte protegida con una losa de concreto reforzado con escalones de 2.40 m y escalones de 0.60 m de contra huella protegidos con mortero formando planos con pendientes de 0.95H:1V, 0.85H:1V, 0.75H:1V y 0.4H:1V al llegar a la cresta. Durante la etapa de factibilidad del proyecto se tenían contempladas varios tipos de mezclas con contenidos de cemento comprendidos entre 100 a 160 kg/m³. La presa cuenta con 18 bloques separados por juntas transversales de contracción que atraviesan la totalidad de la sección de CCR en dirección del río, estos bloques tienen un espesor de 16.50m los tres centrales y las demás de 18.50 m, Cada una de estas juntas de contracción tiene instalado un sello de PVC de 0.35m de ancho y a 0.20 m de la cara vertical.



Figura 4- 3 Vista del vertedor aguas abajo desde margen derecha

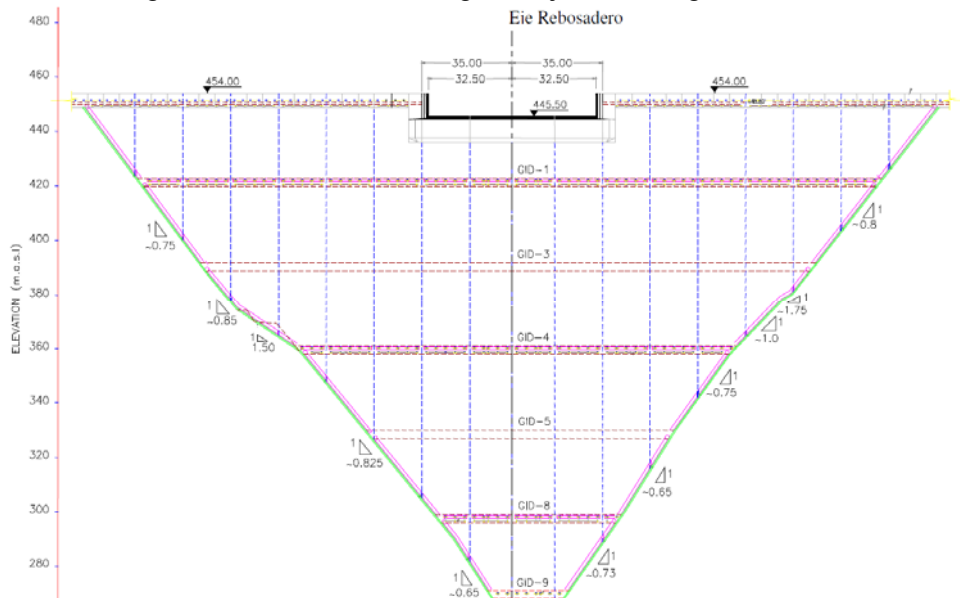


Figura 4- 4 Bloques de la presa

La presa fue zonificada horizontal y verticalmente con mezclas de CCR cuyos contenidos de cemento variaron entre 85 y 160 kg de cemento por metro cubico de concreto. La resistencia a compresión varió entre 9 y 25 MPa a los 365 días, alcanzando una densidad teórica libre sin aire de 2.53 t/m³. El cemento utilizado fue Portland tipo II con calor de hidratación a 70 Cal/g a los 7 días.

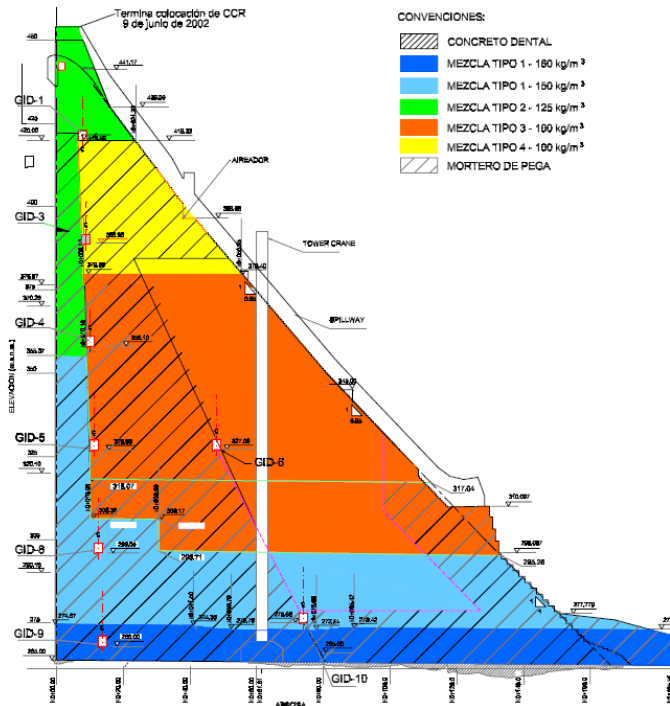


Figura 4- 5 Zonificación de CCR en etapa de factibilidad

Durante la etapa de ingeniería avanzada la zonificación se modificó, quedando finalmente de la siguiente forma:

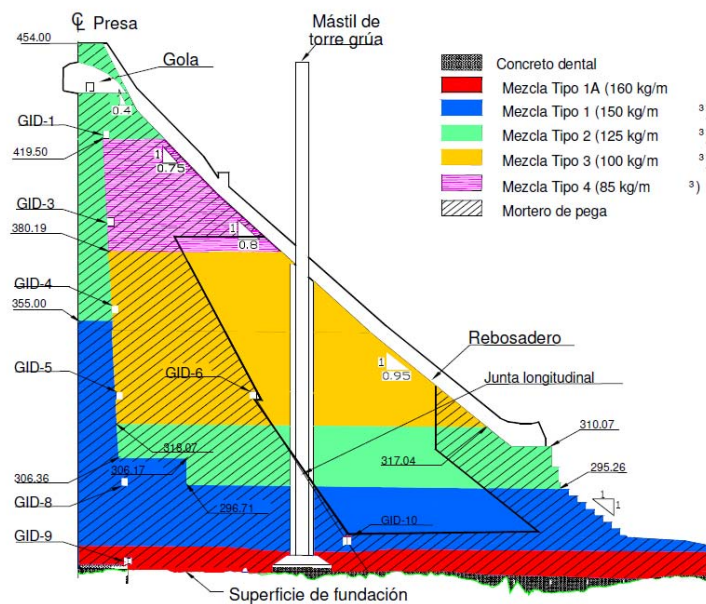


Figura 4- 6 Esquema con zonificación final



Los agregados provinieron de las excavaciones subterráneas 550 000 m³ (cuarzodiorita, gneis micáceo, esquitos y diques) y 1 112 000 m³ de cantera (cuarcita y gneis), el tamaño máximo de los agregados fue de 63 mm y un contenido de finos entre 4% y 9%.

En la mayor parte del cuerpo de la presa se aplicó mortero de pega entre capas de CCR las cuales fueron de 0.30 m de espesor, el tamaño máximo del agregado para el mortero de pega fue de 10 mm, con revenimiento entre 14 a 18 cm y un fraguado inicial a las 3 horas.

Parámetros de los materiales colocados

En las siguientes tablas se indican los parámetros de los materiales realmente colocados de acuerdo con la información proporcionada por personal de operación de la central.

Tabla 4- 1 Parámetros de diseño de la mezcla de CCR

Tipo de Mezcla	Contenido de cemento (kg/m ³)	Resistencia a compresión (MPa)	Tensión indirecta (MPa)	Módulo de elasticidad (GPa)	Relación de Poisson (1año)
1A	160	21	2.32	42	0.21
1	150	21	2.32	42	0.21
2	125	16.5	2.00	36	0.22
3	100	13.5	1.54	29	0.24
4	85	10.0	1.30	26	0.25

Tabla 4- 2 Estadística de resistencia a compresión de morteros de pega

Estadística	MP1			MP2		
	7 días (MPa)	28 días (MPa)	90 días (MPa)	7 días (MPa)	28 días (MPa)	90 días (MPa)
Promedio	20.2	26.2	31.9	19.3	25.3	31.0
Máximo (90 % datos)	27.4	34.5	42.0	26.1	33.8	40.9
Mínimo (90% datos)	13.0	18.0	21.8	12.5	16.9	21.1
Desviación estándar	4.5	5.2	6.3	4.2	5.3	6.2
Coefficiente de variación	22.2%	19.7	19.7%	22.0%	20.9%	20.0%
Número de Pruebas	1031	1002	898	1020	988	884

Tabla 4- 3 Estadística de resistencia a tensión indirecta de morteros de pega

Estadística	MP1		MP2	
	7 días (MPa)	28 días (MPa)	7 días (MPa)	28 días (MPa)
Promedio	1.84	2.27	1.78	2.27
Máximo (90 % datos)	2.38	2.94	2.38	2.97
Mínimo (90% datos)	1.29	1.61	1.19	1.56
Desviación estándar	0.34	0.42	0.37	0.44
Coefficiente de variación	18.5%	18.4%	20.8%	19.5%
Número de Pruebas	594	592	594	587

Tabla 4- 4 Resultados de permeabilidad del ensayo Lefranc- CCR con mezcla de pega

Tipo de Mezcla	Elevación	Número de ensayos	Rango K (m/s)	Promedio (m/s)
1	271.9-305.9	35	1.4x10 ⁻⁸ - 1.7x10 ⁻⁸	5.2x10 ⁻⁷
2	307.9-317.5	21	4.1x10 ⁻⁹ - 9.7x10 ⁻⁷	2.2x10 ⁻⁷
3	316.9-379.3	59	9.7x10 ⁻⁹ - 1.6x10 ⁻⁶	7.7x10 ⁻⁷

Tabla 4- 5 Resultados de permeabilidad del ensayo Lefranc- CCR sin mezcla de pega

Tipo de Mezcla	Elevación	Número de ensayos	Rango K (m/s)	Promedio (m/s)
2	309.2-316.9	11	1.6x10 ⁻⁸ - 1.8x10 ⁻⁶	6.1x10 ⁻⁷
3	381.3-386.4	18	5.8x10 ⁻⁸ - 1.9x10 ⁻⁶	9.3x10 ⁻⁷

Tabla 4- 6 Resultados térmicos del CCR

Tipo de Mezcla	I	II	III	IV
Calor específico (Cal/kg-°C)	229	228	226	224
Difusividad (m ² /hr)	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Conductividad (Cal/ m-hr-°C)	1700	1800	1800	1800
Coefficiente de expansión térmica °C	7.5x10 ⁻⁶	7.2x10 ⁻⁶	6.9x10 ⁻⁶	6.5x10 ⁻⁶

Condiciones geológicas

La presa fue construida en rocas metamórficas constituidas por neis micáceo con intercalaciones delgadas de cuarcita, ambos tipos de roca atravesados por diques andesíticos y pegmatíticos. Para la roca de superficie el promedio obtenido del módulo elástico de la roca fue del orden de 122 460 kgf/cm² (12 GPa) mientras que para la roca a profundidad fue del orden de 154 000 kg/cm² (15 GPa), obtenidos de refracción sísmica. En el caso de los ensayos sobre núcleos de perforación el módulo E, correspondiente al módulo tangente al 50% de la carga última, se obtuvo un valor promedio de 161 800 kgf/cm² (15,8 GPa). Mediante la refracción sísmica se obtuvo una relación de Poisson promedio del orden de 0.26 para la roca de superficie, mediante ensayos de laboratorio se obtuvo un Poisson de 0.17, el peso de la roca en promedio fue de 2.76 t/m³, la resistencia a compresión de la roca en promedio fue de 750 kgf/cm² (73 MPa), el ángulo de fricción de la roca intacta promedio es de 33.9° y la cohesión promedio de 171.9 kg/cm² (16 MPa), la velocidad de compresión Vp promedio de 4 423 m/s para la roca en superficie y de 4 730 m/s para la roca a profundidad, la velocidad Vs en promedio fue de 2 500 m/s para la roca de superficie y de 2 621 m/s para la roca a profundidad.

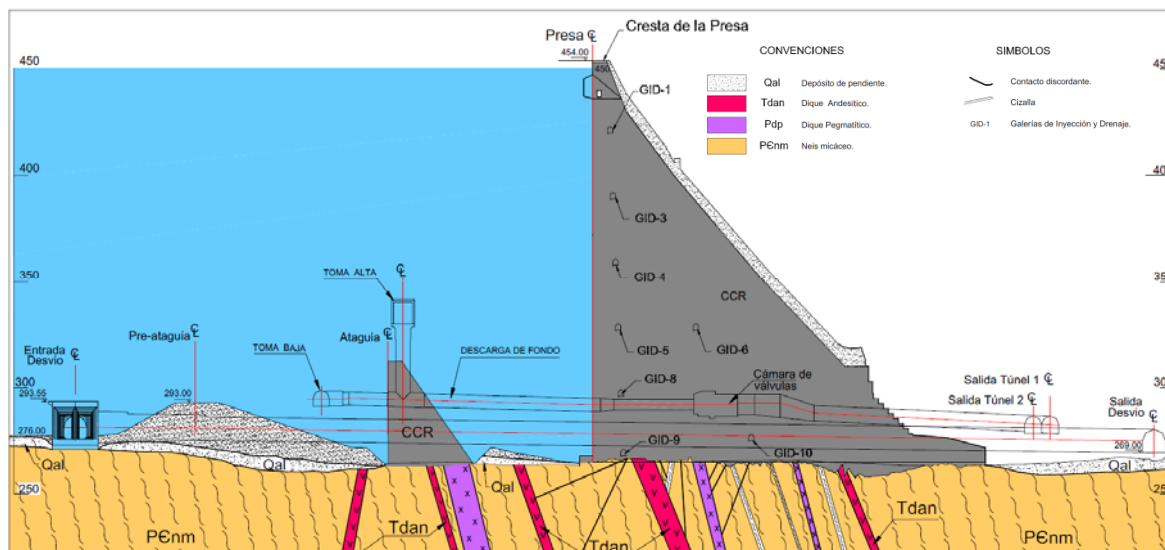


Figura 4-6.1. Perfil geológico de la presa

Sismicidad

Para el diseño sísmico de la presa, se establecieron los espectros siguientes: PGA=0.30 g correspondiente al sismo máximo creíble (MCE), PGA=0.22 g considerado como el sismo de diseño (MDE), PGA=0.08 g para sismo en etapa de construcción para un periodo de retorno medio similar a veinte años.

Todos los espectros se basaron en coeficientes con respecto al crítico iguales a 7%, 10% y 12%. En el diseño se recomendó trabajar con los espectros establecidos para un amortiguamiento con respecto al crítico de 10%. La amplificación en la cresta fue del orden de 150% a 250%.

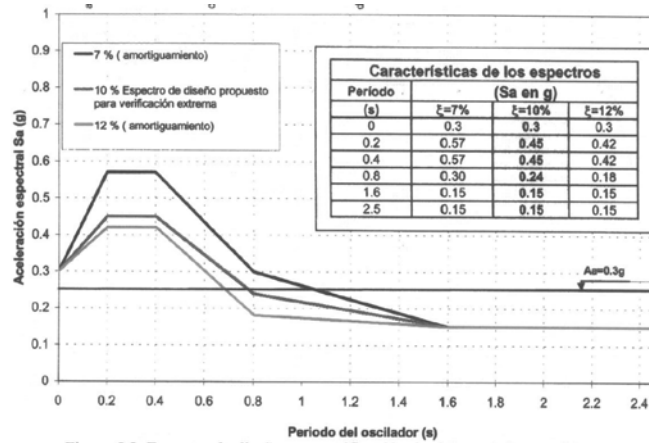


Figura 4- 7 Espectro MCE

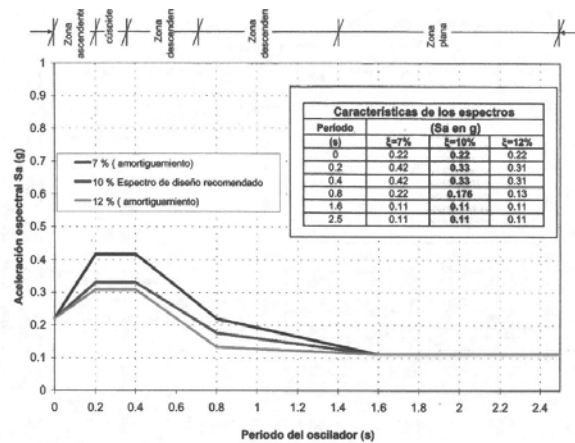


Figura 4- 8 Espectro MDE

Excavación de la cimentación de la presa

Las excavaciones estuvieron orientadas a regularizar las salientes de la roca para proporcionar una cimentación al CCR con pendientes relativamente suaves.

Se establecieron los siguientes niveles de excavación para el desplante:

- Nivel 1: Es el más cercano a la superficie y sobre él yacen suelos residuales y depósitos que aportan humedad permanente a la roca. RQD inferior al 50%, material altamente permeable.

- Nivel 2: la roca conserva el color y la dureza del material fresco, el fracturamiento es moderado, con pocas diaclasas abiertas y con presencia de superficies oxidadas. RQD superior al 50% y menor al 80%, permeabilidad baja a media.
- Nivel 3: roca sana, dura, masiva, con poca presencia de diaclasas cerradas y superficies oxidadas y poca presencia de cizallas con material arcilloso. RQD superior al 80%.

En general en el estribo izquierdo la roca quedó en el nivel 2 y en el estribo derecho en el nivel 3.

La excavación de los estribos de la boquilla de la presa y cauce del río, se ejecutó entre los meses de octubre de 1988 y abril del 2000, fecha en que se inició con la colocación del CCR de la presa, el total de volumen de excavación fue de 135 880 m³ según se relaciona en la Tabla siguiente:

Tabla 4- 7 Resumen de actividades de excavación en la cimentación

Frente	Volumen (m ³)	Período de ejecución	Máximo mensual	
			(m ³)	Mes
Estribo izquierdo	63 663	Oct/98-Feb /2000	9 638	Abr/99
Estribo derecho	33 794	Oct/98- Sep/99	11 029	Jun/99
Lecho del río	35 908	Jun/99-Nov/99	15 257	Jul/99
Perfilamiento de estribos	2 515	Abr/00-May/02	341	Ene/01
Total	135 880			

El rendimiento máximo mensual obtenido en las excavaciones para la cimentación de la presa fue de 25 595 m³ en el mes de julio de 1999, correspondientes a 15 257 m³ de aluvión en el lecho del río y 10 338 m³ en los estribos.



Figura 4- 9 Limpieza en el cauce de la presa



Figura 4- 10 Limpieza en cauce y estribos



Figura 4- 11 Inicio de las primeras capas de CCR



Figura 4- 12 Extendido y colocación de las primeras capas de CCR

Transporte, colocación y compactación del CCR

En el inicio de los trabajos se colocaron 160 000 m³ con camiones de volteo, posteriormente se utilizó el sistema de bandas: integrado por 9 segmentos de bandas de 0.76 m de ancho, una longitud aproximada de 950 m y una capacidad de transportación de 400 m³/h a una velocidad de 4 m/s. El sistema de bandas inició en la tolva de descarga de las mezcladoras y finalizó en la zona de tiro del CCR, apoyado en una plataforma de servicios soportada por el mástil de la denominada Tower Crane, y utilizando como mecanismo de descarga llamada Crawler Placer. La inclinación máxima de esta banda fue de 23°.

La Tower Crane utilizada para el transporte de la mezcla de pega y otras actividades de construcción de la presa, se utilizó con un total de 7 532 horas.

El volumen total de CCR colocado fue de 1 701 823 m³ de CCR y el total de la mezcla de pega fue de 47 177 m³, el volumen total de concretos en la presa fue de 1 755 945 m³. El máximo volumen colocado se registró en el mes de septiembre del 2001 registrando 116 794 m³ de CCR.



Figura 4- 13 Colocación de CCR mediante Tower Crane

Con base en la información de 5 902 registros obtenidos durante la construcción, se determinó que el intervalo de tiempo más frecuente del CCR desde su producción hasta su compactación estuvo comprendido entre 20' 29" y 40' 56", y se concluyó además que el 96 % de los registros indican que el transporte tomó menos de 20', que el 91% de las veces el tiempo del extendido fue menor de 12', y que el 95% de las veces la compactación se realizó en menos de 16'.

Tabla 4- 8 Estadística de colocación del 19/12/1998 al 25/11/2002

Parámetro	Unidad	Cantidad
Media horaria	m ³ /hr	96
Máxima horaria	m ³ /hr	243
Media diaria	m ³ /día	1 535
Máxima diaria	m ³ /día	3 893
Media Mensual	m ³ /mes	45 062
Máxima mensual	m ³ /mes	116 794

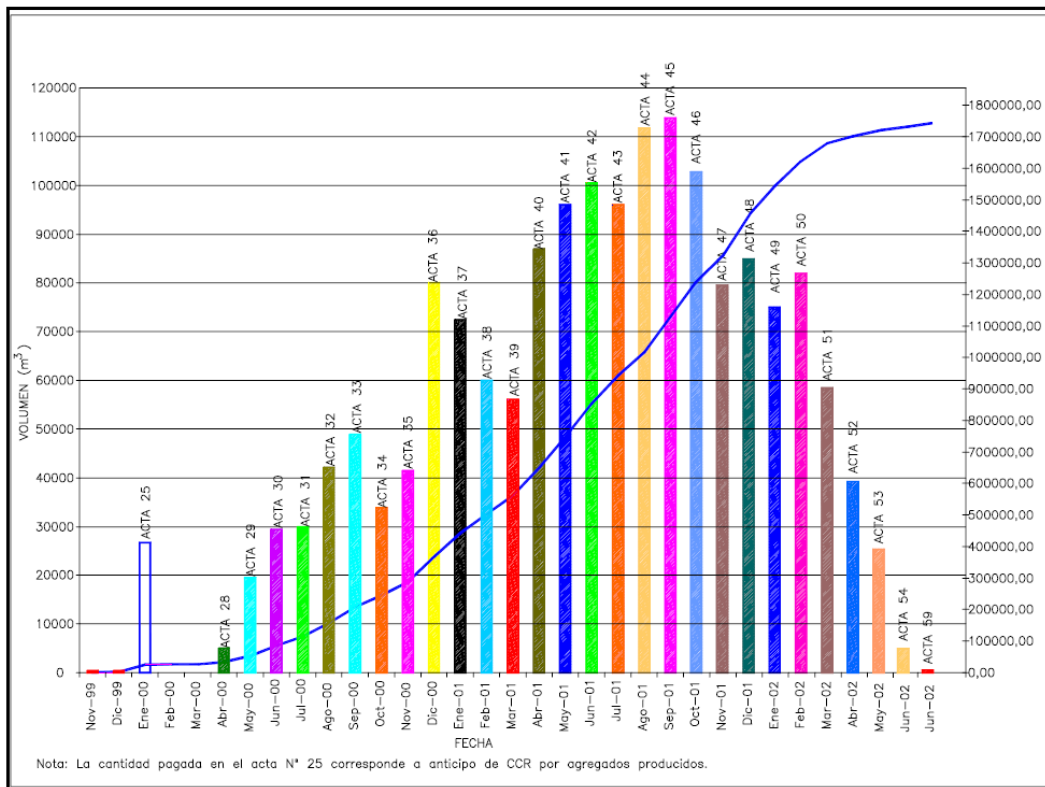


Figura 4- 14 Volúmenes mensuales de CCR colocados

Juntas transversales

Las juntas de contracción que delimitan los bloques, sobre la capa recién compactada de 0.30 m de espesor y siguiendo referencias marcadas topográficamente, se hincaron y dejaron embebidas láminas de 0.25 m de ancho y 2.05 m de longitud separadas 0.10 m a 0.15 m.



Figura 4- 15 Hincado de lámina para formar la junta de contracción

Durante la etapa de colocación del CCR, donde los trabajos avanzaron normalmente con volúmenes compactados entre 200 m³/h y 250 m³/h, el rendimiento en la ejecución de las juntas de contracción fue de 120 a 160 m/h.

Junta longitudinal

La función de la junta longitudinal (conceptualmente) es reducir a través de ella el agrietamiento interno que pudieran ocasionar a largo plazo los esfuerzos por cambios de temperatura de CCR.

La construcción de esta junta consistió básicamente en dejar embebida una geomalla en la totalidad de su sección y dejar previstos huecos con tubería de 4" de diámetro en las intersecciones con las juntas de contracción y uno intermedio entre estas mismas juntas, las cuales tienen su extremo superior un tapón metálico removible ubicado en las plantillas de las galerías.



Figura 4- 16 Junta longitudinal

Tratamiento de las juntas

Para la construcción de la presa se establecieron tres tipos de juntas de construcción entre las diferentes capas de CCR, dependiendo del índice de madurez definido como el producto de la temperatura superficial de la capa y el tiempo de exposición.

Una junta de construcción normal se consideró formada cuando su índice de madurez fuera menor de $420^{\circ}\text{C}\cdot\text{h}$, el cual se alcanzaba entre las 14 y 17 horas aproximadamente, dependiendo de la temperatura ambiente. Para la colocación de mezcla de pega o directamente el CCR sobre la superficie de una capa con este tipo de junta, sólo se requirió de hacer limpieza utilizando aire a baja presión y manteniendo la superficie permanentemente húmeda.

Si el índice de madurez era mayor de $420^{\circ}\text{C}\cdot\text{h}$ pero el tiempo de exposición de la capa era menor de 36 horas, se consideraba formada una junta fría tipo I. Para el tratamiento de esta junta de construcción se utilizaron chorros de agua y aire a presión para remover la película de pasta endurecida adherida a los agregados y adicionalmente para retirar todo tipo de material suelto.

Si el tiempo de exposición de la superficie de una capa superaba los $420^{\circ}\text{C}\cdot\text{h}$ o alcanzaba 36 horas, se consideraba formada una junta fría Tipo II. El tratamiento exigido para este tipo de junta consistió en el retiro de todo tipo de finos de la superficie hasta exponer los agregados gruesos en forma similar a las características requeridas para un corte verde en las superficies de concreto convencional. El corte verde para el tratamiento de esta última junta fría se logró con el uso de un cepillo de alambre metálico giratorio adaptado a un cargador frontal.



Figura 4- 17 Tratamientos para junta tipo II

Temperatura de colocación del CCR

Durante cada uno de los turnos de producción y colocación del CCR se llevó un registro horario de las temperaturas ambiente y de las mezclas tanto en la planta de producción como en el sitio de la presa al descargar y antes de compactar el CCR. Con estos registros se estableció que la temperatura ambiente promedio en el sitio de la presa estuvo entre 22.2 °C y 32.5 °C, y en la planta de producción el promedio de temperatura estuvo entre 23.6 °C y 31.9 °C. La temperatura media del CCR al descargar y compactar se mantuvo a lo largo de día entre 27.1 °C y 29.3 °C, con un promedio de 28.0 °C.

En promedio las termocuplas en concreto tipo 1 llegaron a alcanzar hasta 42 °C, las del concreto tipo II entre 30 y 36 °C. En el núcleo registraron entre 33 y 43 °C.

Sistema de impermeabilización – cara impermeable

El sistema de impermeabilización de la cara vertical aguas arriba de la presa, se realizó con el geo compuesto impermeable de PVC suministrado e instalado por la empresa CARPI. Dicho sistema está conformado por una geomembrana (membrana PVC más geo textil filtrante) adosada a la cara vertical mediante un sistema de anclaje externo asegurado a un conjunto de perfiles verticales separados cada 3.70 m embebidos en el CCR enriquecido. Sobre la cara vertical, se colocó el geo compuesto en franjas de 2.10 m que equivale al ancho de cada uno de los rollos, los cuales se fijaron inicialmente en la parte superior con una platina asegurada con pernos de plástico y posteriormente se termosoldaron las franjas entre sí utilizando una pistola de chorro de aire caliente a una temperatura aproximada de 350 °C.

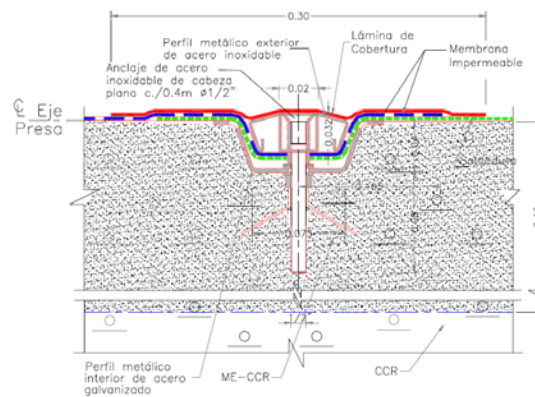


Figura 4- 18 Esquema de soporte de membrana



Figura 4- 19 Tendido de rollos de membrana en la cara frontal de la presa



Figura 4- 20 Aireación y drenaje en la cara aguas arriba de la presa

Pantalla impermeable- cuerpo de la presa

La pantalla impermeable esta con formada por galerías de inyección y drenaje atravesando el cuerpo de la presa y la roca separadas en elevación aproximadamente 30 m, en el lecho del río, la cortina profunda de inyecciones se construyó desde la galería GID-9. Inicialmente se perforaron huecos de 80 m de longitud, pero ante los resultados de consumos nulos en la inyección se optó por reducir la profundidad a 60 m. En este sector de la cimentación se emplearon presiones límites de 50 bares durante la inyección.

Durante la visita, se observó una fuerte carbonatación en las galerías, aunque el flujo era mínimo, esta carbonatación se deduce es producto de la filtración del agua a través de roca y a través de las juntas creadas entre capas de CCR. Las dimensiones de las galerías son de 2.5m de ancho por 3 m de altura y fueron construidas mediante prefabricados de 0.30 m de espesor en bóveda.

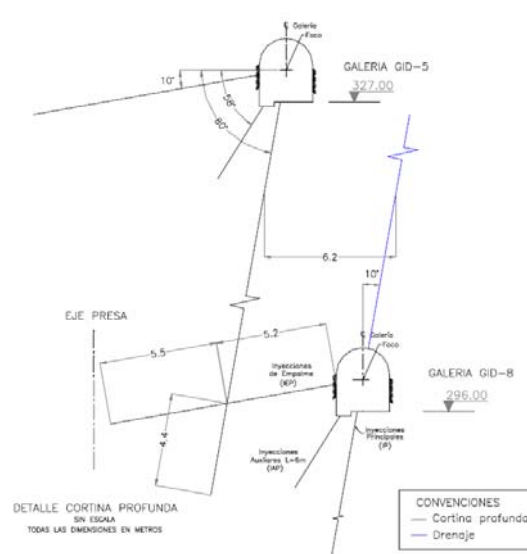
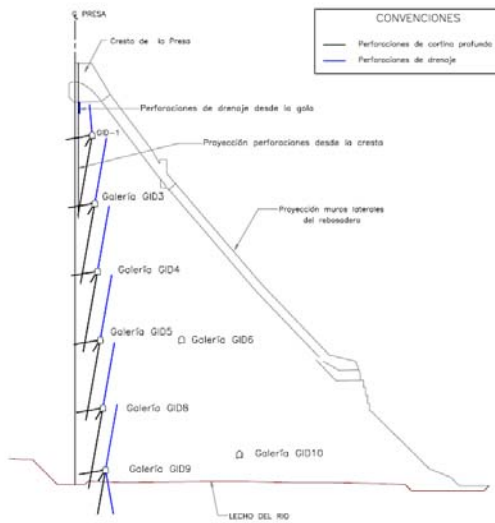


Figura 4-23 Galería de drenaje



Figura 4- 24 Descarga de tuberías dentro de galería

En el perímetro superior de la presa se construyó un plinto de concreto de 5 m de longitud y 50 cm de espesor. A través del plinto se realizó una inyección de consolidación de 15 m de profundidad en roca, así como una inyección de contacto entre el plinto y la roca.

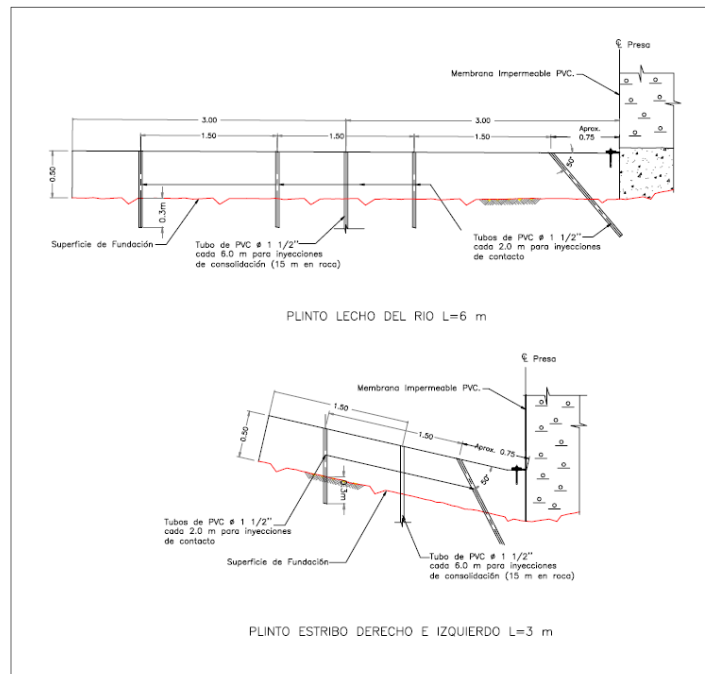


Figura 4- 25 Tratamiento de contacto en el plinto

Instrumentación

El siguiente esquema de la sección máxima transversal muestra la ubicación de los principales aparatos de instrumentación utilizados en el proyecto Miel I, como podrá notarse existe una correlación entre la localización de las galerías y la de los instrumentos de medición, esto derivado de la practicidad para colocar estos dentro de las galerías y realizar las actividades de auscultación (obtención de datos).

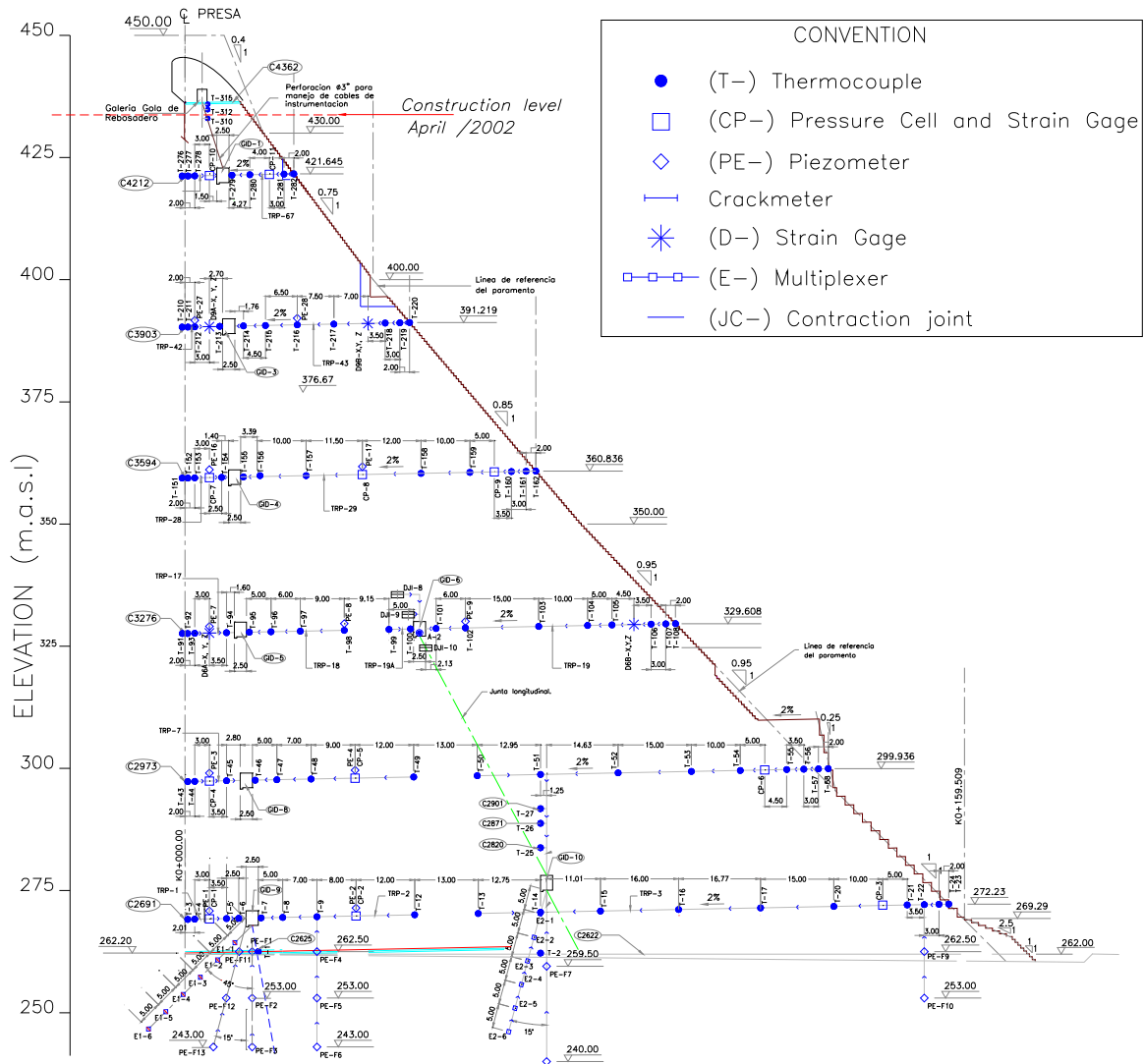


Figura 4- 26 Instrumentación en sección transversal

Desafortunadamente alrededor de 100 medidores de desplazamiento, así como el 30 % de las termocuplas se encontraban dañadas, esto derivado de que no se contaban con una protección adecuada. Es recomendable a los ingenieros proyectistas de la instrumentación considerar estas protecciones, así como adquirir instrumentos adecuados cuya correspondencia con la vida útil de la presa sea la más cercana posible.

En la tabla siguiente se indican los principales instrumentos que se utilizaron en el proyecto:

Tabla 4- 9 Cantidad de instrumentos colocados en el proyecto Miel I

Aparato	Cantidad	Observación
Termocuplas	334	
Celdas de presión	18	Sensores en dirección x,y y z.
Celdas de presión	5	Sensores en dirección z
Medidores de deformación	45	
Medidores de desplazamiento de juntas en una y tres direcciones	117	En juntas de contracción
	10	En junta longitudinal
Piezómetros	39	Eléctricos
	25	En cimentación
	18	En contacto
Extensómetros de posición múltiple	4	Con 6 sensores cada uno
Red acelerográfica	1	Acelerógrafo
	2	Acelerómetros
Inclinómetros	2	En el cuerpo de la presa
Sistema de nivelación y colimación	12	En los estribos
	20	En la presa
	4	Platinas de control

Filtraciones

Durante el primer llenado de la presa, se registró una filtración a través de la cimentación del orden de 5.64 l/s, mientras que en el cuerpo de la presa se registró un total de filtración de 1.46 l/s, con 0.99 l/s a través del CCR y 0.47 de la membrana impermeable. En la fecha de la visita el registro de filtraciones era inferior a 20 l/s y su mayoría se atribuía a filtraciones por la cimentación de la presa.

Tabla 4- 10 Registro de filtraciones

Galería	Cimentación (l/s)			CCR	Presa (l/s)		Total (l/s)
	E. I.	E. D.	Subtotal		Membrana	Subtotal	
GID 9	0.35	0.68	1.03	0.45	0.14	0.59	1.62
GID 8	0.98	1.09	2.07	0.23	0.03	0.26	2.33
GID 5	0.83	0.57	1.40	0.01	0.01	0.02	1.42
GID 4	0.48	0.15	0.63	0.15	0.15	0.30	0.93
GID 3	0.07	0.41	0.48	0.12	0.13	0.25	0.73
GID 1	0.02	0.01	0.03	0.03	0.01	0.04	0.07
TOTAL	2.73	2.91	5.64	0.99	0.47	1.46	7.10

Nota: registro del 9-nov-2002, con cota de embalse a la elev. 437.551 m.s.n.m., y carga hidráulica de 171.55 m

Comportamiento de la presa

El comportamiento de la presa Miel I se encuentra dentro de los límites esperados, registrando desplazamientos máximos en la corona menores a 2 cm, y registrando hasta 5 mm por carga hidrostática durante el llenado, en la visita realizada se observó una grieta que atraviesa todo el bloque desde aguas arriba hacia aguas abajo, esta se presenta en ambos estribos superiores donde la presa presenta puntos de inflexión geometría



Figura 4- 27 Grieta vista hacia aguas abajo



Figura 4- 28 Grieta vista aguas arriba

PROYECTO HIDROELÉCTRICO GIBE III

El proyecto hidroeléctrico GIBE III, forma parte de una serie de proyectos hidroeléctricos llamados GIBE I (182 MW), GIBE II (480 MW) y GIBE III (1 870 MW) y GIBE IV (en estudios de factibilidad). El proyecto GIBE III se localiza sobre el río Omo a unos 350 km hacia el Sur Oeste de la capital Adis Ababa y se concluyó su construcción en diciembre del año 2016.

El proyecto fue visitado en junio del año 2014, a continuación, se mencionarán los aspectos constructivos más relevantes de la presa. La presa tiene una altura de 246 m de altura, la presa fue construida a base de CCR y es considerada la presa de CCR más alta del mundo y de un volumen considerable de concreto compactado con rodillo, tan solo se utilizaron alrededor de 6 114 000 m³ de CCR para la cortina y del orden de 455 000 m³ de concreto reforzado para las obras restantes. La presa es de sección gravedad con vertedor integrado al cuerpo de la presa, el talud aguas arriba es de 0.25 H : 1V hasta la mitad de la presa posteriormente con talud 0.1H : 1V y aguas abajo es de 0.65H:1V. La longitud de la Cresta de la presa es del orden de 630 m, el desplante de la presa se realiza en una roca Ígnea del tipo Ignimbrita, con módulos elásticos de 5 GPa hasta 12 GPa y relación de Poisson de 0.15.

En el cuerpo de la presa se localiza el vertedor que cuenta con 17 compuertas radiales de 12 de ancho por 17.5 m de radio descargando a un pozo o cubeta de amortiguamiento, el vertedor tiene una capacidad para desalojar 10 600 m³/s. La casa de máquinas es del tipo exterior con 250 m de largo, 55 metros de ancho, 52 m de alto y aloja a 10 turbinas tipo Francis con capacidad de 187 MW. La presa cuenta con dos estructuras de descarga de medio fondo con 6 m de diámetro y con capacidad de 500 m³/s cada uno.



Figura 4- 29 Isométrico del proyecto GIBE III

Excavación

La excavación del cauce tuvo un tratamiento especial, la excavación se realizó hasta llegar a la roca sana realizando un trabajo de limpieza de la superficie de manera manual y con agua a presión, en algunas zonas se utilizó concreto dental, el volumen total excavado para alojar la presa fue del orden de 4 Mm^3



Figura 4- 30 Trabajos de limpieza en el cauce de la presa

Trasporte colocación y compactación de CCR

La planta de producción de agregados para el CCR se instaló en el sitio en la margen izquierda, y consta de una planta de trituración de 1200 t/h con 2 líneas de 600 t/h, una planta de pulverización para obtener finos con capacidad de 30 t/h, una planta mezcladora con capacidad de 864 m³/h compuesta de 4 mezcladoras con capacidad de 6m³/h en 36 ciclos y un sistema de bandas de 36 pulgadas de ancho con capacidad para transportar 700 m³/h, estas bandas se colocaron el estribo izquierdo, descendiendo en zigzag hasta el cauce. Los agregados pasan por un tratamiento de lavado y enfriamiento mediante aire frío almacenados en silos térmicos a 12 °C, el agua del CCR es enfriada mediante hielo a 5°C, la planta cuenta con 6 silos de cemento con capacidad de 1 500 t cada uno, el CCR sale de la planta a 20 °C y llega a la colocación a 22 °C la mayoría de las bandas son cubiertas con lamina.



Figura 4- 31 Primeras capas de CCR

La distribución en la cortina se hace por medio de una banda colocada a todo lo largo sobre la presa, esta descarga a una banda móvil transversal la que a su vez lo hace a una grúa de orugas (creter crane), esta descarga directamente a cualquier sitio de la cortina. La banda que corre a lo largo de la cortina se apoya en estructuras que se elevan hidráulicamente cada tres capas. Las capas son de 40 cm ya compactas y los escalones son de siete capas cada una es decir 2.8 m, el ancho de banquetta es de 1.2 metros. Tanto aguas arriba como aguas abajo se emplean cimbras de 2.80 m de altura las cuales son de un material de poliuretano las cuales permitió no cambiarlas con regularidad. La compactación se realizó mediante rodillos vibratorios de 14 t y frecuencia 1500 ciclos por minuto, realizando 8 pasadas en total con las primeras dos y la última en modo estático. A la fecha de la visita el promedio diario de colocación fue de 7 500 m³ considerando un promedio de horas trabajadas al día de 16 horas en colocación de CCR y 22 días al mes. En el mes de agosto de 2013 tuvieron un día de colocación récord con 16 000 m³ de CCR y en septiembre del mismo año lograron colocar 250 000 m³ en el mes, teniendo un promedio mensual de colocación de 170 000 m³. En la fecha de la visita se habían colocado 3.82 millones de m³ de CCR.

Zonificación de mezclas

El tamaño máximo de agregado fue de 50 mm. Los materiales están constituidos por 75 % aluvión y 25 % ignimbritas trituradas. La mezcla está compuesta por material de 0 a 2 mm, 2 a 6 mm, 6 a 25 mm y 25 a 50 mm. El material de 0 a 2 mm lo reducen a polvo cementicio para obtener grado puzolánico con una planta especial en la cual lo deshidratan y lo reducen a polvo por medio de un molino de bolas. Utilizaron cemento tipo II, inicialmente llevado desde Italia por barco al puerto de Dibujti, y posteriormente se instaló una planta en Etiopía para producción de cemento de buena calidad el cual es acarreado en camiones tanque de 40 ton a través de 600 km (se tiene una flotilla de 240 camiones) el transporte dura aproximadamente 7 días por las malas condiciones de los caminos.

Se consideraron 13 zonas para la presa y 4 tipos de mezcla, con contenidos de cemento desde los 70 kg/m³ hasta los 120 kg/m³. Para alcanzar unas resistencias a la compresión desde los 8 hasta los 15 MPa y módulos de elasticidad de 10 GPa hasta 18 GPa.

Tabla 4- 11 Valores mínimos de diseño

Zona de mezcla	Id Mezcla	Cemento (kg/m ³)	Resistencia a compresión (MPa)	Tensión (MPa)	Cohesión (MPa)	Ángulo de Fricción (°)	K(m/s)	E (GPa)	Mezcla de Pega
A	098A	120	15	1.0	1.0	43		18	Si
B	079A	105	15	1.0	1.0	43		18	Si
C	095A	90	10	1.0	1.0	43		12	Si
D	095A	90	10	NR	NR	43		12	No
E	095A	90	10	NR	NR	43		22	Si
F	079A	105	18	1.0	1.0	43	10 ⁻⁸	22	Si
G	093A	70	10	1.0	1.0	43	10 ⁻⁷	12	Si
H	093A	70	10	NR	NR	43		12	No
I	095A	90	15	NR	NR	43		18	No
J	095A	90	15	1.0	1.0	43		18	Si
K	093A	70	8	1.0	1.0	43		10	Si
L	093A	70	8	NR	NR	43		10	No
GERCC	-	-	15	1.0	1.0	43	10 ⁻⁹	18	-

Nota: NR significa no requiere

Tabla 4- 12 Valores esperados -CCR con mezcla de pega o colocado antes de colocar la capa siguiente

Cemento (kg/m ³)	Resistencia a compresión (MPa)	Tensión (MPa)	Cohesión (MPa)	Ángulo de Fricción (°)		K(m/s)	
				Pico	Residual	Con junta	Sin junta
70	17	1.2	1.6	50	47	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰
90	20	1.4	1.9	50	47	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹
105	22	1.5	2.1	50	47	10 ⁻¹¹	10 ⁻¹¹
120	25	1.6	2.3	50	47	10 ⁻¹¹	10 ⁻¹¹
GERCC	26	1.6	2.3	50	47	10 ⁻¹¹	10 ⁻¹¹

Tabla 4- 13 Valores esperados- CCR sin mezcla de pega y colocados después de colocar la capa previa

Cemento (kg/m ³)	Resistencia a compresión (MPa)	Tensión (MPa)	Cohesión (MPa)	Ángulo de Fricción (°)		K(m/s)	
				Pico	Residual	Con junta	Sin junta
70	17	0.11	0.14	44	44	10 ⁻⁴	10 ⁻¹⁰
90	20	0.18	0.26	44	44	10 ⁻⁴	10 ⁻¹¹
105	22	0.23	0.32	44	44	10 ⁻⁵	10 ⁻¹¹
120	25	0.24	0.34	44	44	10 ⁻⁵	10 ⁻¹¹
GERCC	26	0.26	0.37	44	44	10 ⁻⁵	10 ⁻¹¹

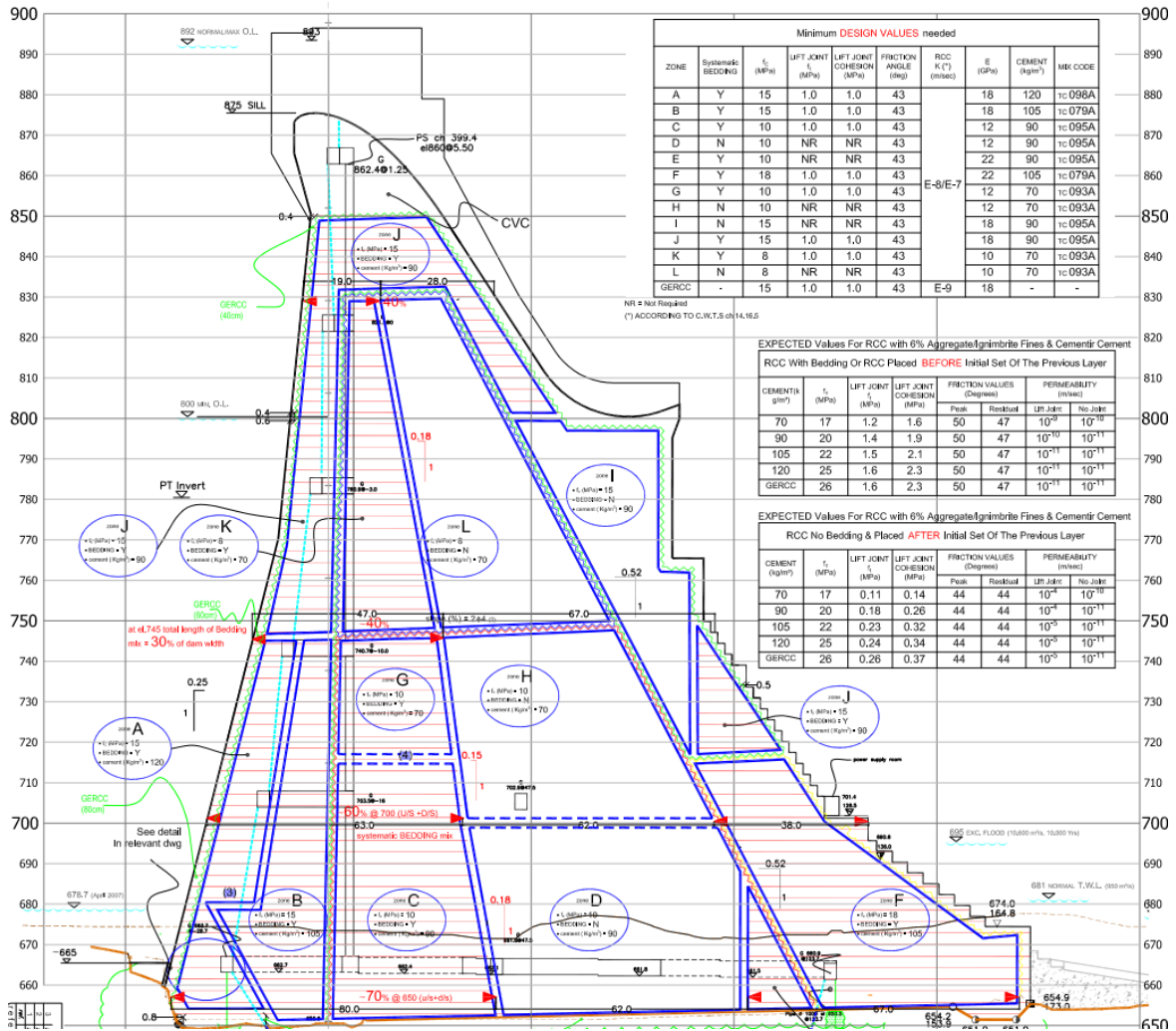


Figura 4- 32 Zonificación Gibe III-Eschema preliminar (Cortesía de Salini Costruttori)



Figura 4- 33 Vista desde aguas abajo

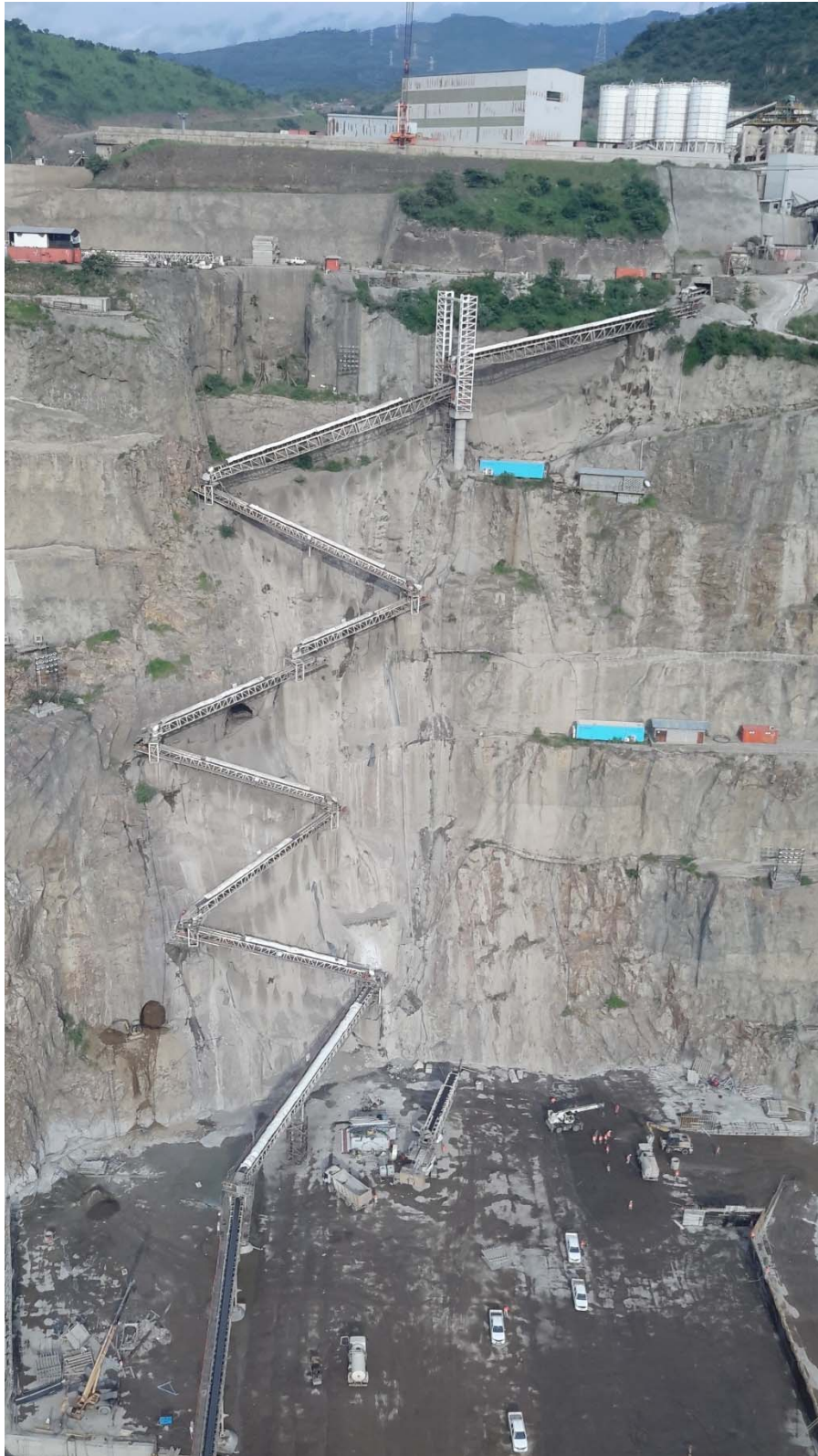


Figura 4- 34 Transporte de CCR

El extendido del CCR se realizó con dos tractores D6 y un D5, el espesor de las capas fue controlada por láser y con una pendiente hacia aguas abajo de 2 % la cual tiene la función de drenar el agua de limpieza y curado. La mezcla de pega fue llevada a la cortina por medio de ollas revolventoras que descargan el mortero en la superficie a tratar y fue extendida por medio de un tractor agrícola al cual se le adaptó una rastra hecha con un perfil " I " de 5", en el contacto con las cimbras tanto de aguas arriba como aguas abajo se coloca mezcla enriquecida de cemento la cual es vibrada con un equipo vibrador con 6 cabezales y montado en una retro sobre llantas, con lo anterior y con las pruebas de cohesión entre capas se logra la impermeabilidad necesaria.



Figura 4- 35 Extendido y compactación de CCR



Figura 4- 36 Vibrado de concreto enriquecido en el paramento aguas arriba

Juntas transversales

Las juntas transversales que dividen los bloques de hasta 30 m de espesor se realizaron con una cuchilla montada sobre una excavadora, el espesor de 1 pulgada de espesor y tiene una altura de 0.5 m, la cuchilla penetra en el CCR fresco y atraviesa 0.1 m la capa inferior de CCR, posteriormente se coloca de manera manual una membrana de plástico convencional.



Figura 4- 37 Cuchilla para el corte que formara la junta transversal

Juntas horizontales

En el proyecto se establecieron dos tipos de juntas horizontales:

Junta fría tipo I: son aquellas en las cuales más de 500 °C/h antes de colocar la capa siguiente, y no más de 36 horas de haber concluido la capa anterior. Los grados por hora deberán ser determinados por la acumulación en grados Celsius en la superficie de la capa durante cada hora después de que la superficie ha sido compactada.

Tratamiento de junta fría tipo I: el tratamiento de la junta tipo I consiste en limpiar perfectamente la junta y humedecer la superficie de contacto, posteriormente colocar 25 mm de mezcla de pega de concreto convencional o 5 mm de mortero de pega.

Junta fría tipo II: son aquellas donde han pasado más de 36 horas antes de colocar la capa siguiente.

Tratamiento de la junta frío tipo II: el tratamiento consistió en remover toda la lechada, agregados sueltos y contaminantes. El procedimiento de limpieza se realizó hasta exponer el agregado para ellos se utilizó chorro de aire y agua a presión, posteriormente se prepara la superficie como el tratamiento para la junta I, adicionando 20 % más de espesor en la mezcla de pega.

Sistema de impermeabilización

No se colocó una membrana impermeable como en el proyecto Miel, en este proyecto se utilizó concreto enriquecido vibrado en toda la cara aguas arriba, en la cara expuesta desde la base hasta una altura de 15 metros realizaron un tratamiento con unas resinas colocadas térmicamente sobre el paramento con un equipo especial a alta presión.



Figura 4- 38 Vista aguas arriba- Se observa membrana colocada mediante aspersión

Instrumentación

En campo se realizan las pruebas de densidad con densímetro nuclear de doble barra en tres alturas, fondo de capa, media y a 10 cm y toman el promedio de las tres mediciones.



Figura 4- 39 Medición de densidad con densímetro nuclear de doble barra

Realizan pruebas de VeBe y toman muestras cada día en cada turno para realizar pruebas de laboratorio, monitorean la producción de las plantas de agregados diariamente.



Figura 4- 40 Medición de tiempo VeBe mediante mesa de vibrado

La instrumentación del GIBE III se clasificó de la siguiente manera:

Desplazamiento:

- Péndulos
- Coordinómetro automático y fijo
- Bases de colimación
- Apoyos móviles
- Apoyos fijos
- Medidores de deformación de juntas manual y automático en 3D

Gradientes hidráulicos:

- Vertedores triangulares a 30 y 90 grados
- Vertedores rectangulares
- Manómetros
- Piezómetros
- Medidores de flujo

Niveles

- Medidores de embalse
- Canaletas de calibración
- Registro de niveles



Esfuerzos

- Extensómetros

Temperatura

- Termocuplas
- Unidades de medición de temperatura
- Fibra óptica
- Sensores de temperatura

Otros

- Acelerógrafos
- Unidades de control
- Estaciones meteorológicas

PROYECTO GRAND ETHIOPIAN RENAISSANCE DAM (GERD)

El proyecto Gran Presa del Renacimiento Etíope (Grand Ethiopian Renaissance Dam), está localizado a 14 kilómetros de la frontera de Etiopía con Sudán, sobre el río Nilo azul a unos 700 km al Noroeste de la capital de Addis Ababa.

La obra de contención tendrá una altura de 145 m de altura y una longitud de cresta de 1 780 m, taludes 0.77:1 aguas abajo y talud 0.14:1 aguas arriba en el pie de la presa, la presa será construida a base de CCR, siendo la presa con el mayor volumen de CCR del mundo del orden de 11 Mm³ y 1 Mm³ de concreto reforzado para el resto de las obras. El embalse tendrá un área de inundación 172 500 km² y una capacidad de almacenamiento de 74 000 Mm³.

El proyecto GERP contará con dos casas de máquinas, una en margen derecha con 10 turbinas Francis de 375 MW con dimensiones de 350m de largo, 65m de ancho y 85m de alto, en la margen izquierda se tendrá una casa de máquinas con 6 unidades Francis de 375 MW con dimensiones de 200 m de largo, 65m de ancho y 85m de alto con todas las unidades se tendrá una capacidad de 6 000 MW, en promedio la producción de energía será de 15 700 GWh/año.

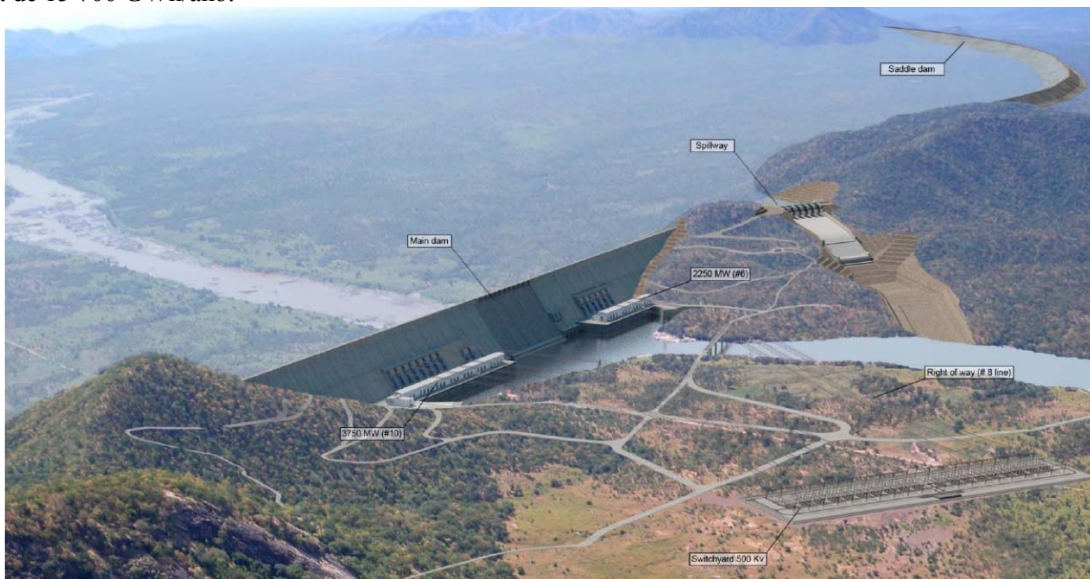


Figura 4- 41 Isométrico del proyecto GERD

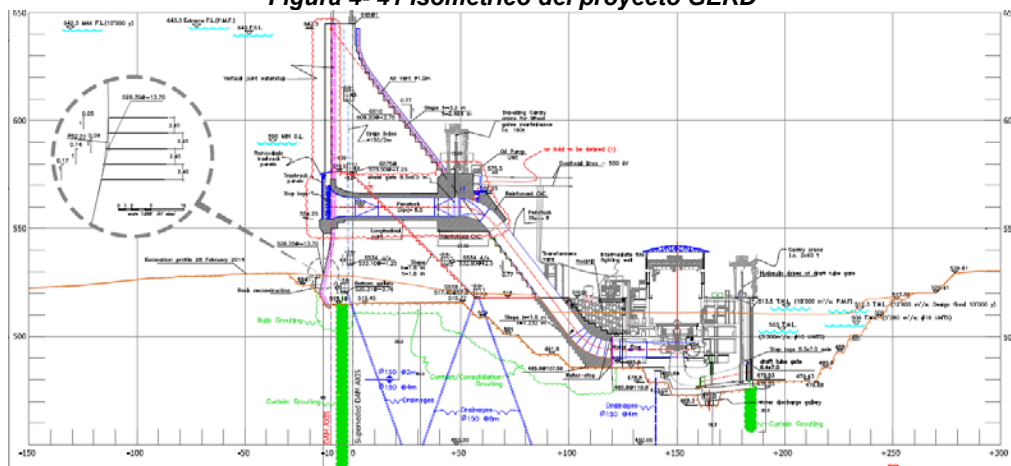


Figura 4- 42 Sección transversal -- Esquema preliminar (Cortesía de Salini Costruttori)

De acuerdo con la topografía de la zona, se decidió en la primera etapa de construcción transportar el CCR mediante camiones fuera de carretera, posteriormente se construyó un sistema de bandas similar al del GIBE III.



Figura 4- 43 Vista desde margen izquierda hacia margen derecha

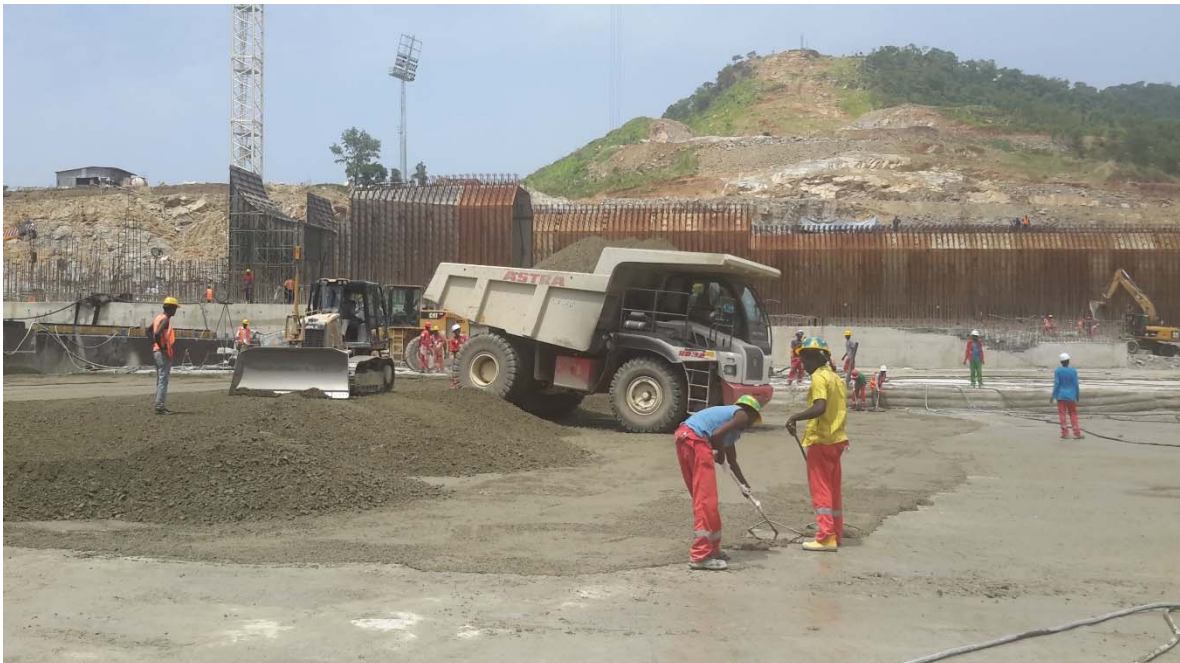


Figura 4- 44 Colocación de Mezcla de pega y CCR



Figura 4- 45 Panorámica del proyecto GERP



Figura 4- 46 Planta de materiales y fabricación de CCR

CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES

CAPÍTULO 1

En el contexto de México en el binomio de energía y seguridad hídrica, es fundamental la construcción de nuevas presas, así como la rehabilitación de las presas existentes sobre todo aquellas que han superado su vida útil y las que su probabilidad de falla es alta debido al material que las constituye como por ejemplo las presas de Tierra, tipo Indio y Enrocamiento.

El avance en la tecnología y utilización del CCR ha sido notable, iniciando desde 1970 a la fecha 2017. Se ha avanzado en el volumen utilizado de CCR, la altura de las presas sobrepasando los 10 millones de metros cúbicos por proyecto y los 200 m de altura. En el 2006 se contabilizaban a nivel mundial la construcción de 80 presas para el 2012 más de 175 destacando por su puesto China. Así también el costo del CCR ha disminuido notablemente, costando alrededor de 20 a 30 USD/m³ para proyectos con volúmenes mayores a un millón de metros cúbicos.

Derivado del paso del tiempo, acciones sísmicas, y otros mecanismos de falla, las presas de materiales menos resistentes al CCR se han deteriorado disminuyendo su factor de seguridad, es por ello que debe realizarse una campaña de rehabilitación de este tipo de presas, y en la actualidad la mejor opción es la utilización del CCR.

CAPÍTULO 2

En este capítulo se presentaron el tipo de materiales de los que se compone el CCR, destacándose el tamaño de los agregados utilizados y como TMA de 3 pulgadas para el agregado grueso y la cantidad de material cementante que en promedio no rebasa de 100 kg/m³.

Para facilitar a los constructores y diseñadores se presentaron los distintos métodos de proporcionamiento de mezclas, en función de las características del banco de materiales en el sitio y requerimientos de resistencia, el diseñador de la mezcla podrá seleccionar alguno de los siguientes métodos:

- Método de CCR pobre;
- Método del cuerpo de ingenieros USACE;
- Método de alto contenido de pasta del USBR;
- Método Japonés;
- Método de la máxima densidad;
- Método de concreto masivo del ACI.

Se presentaron las principales propiedades mecánicas y térmicas del CCR los cuales pueden servir al diseñador como parámetros de comparación o datos de entrada para estudios de prefactibilidad.

CAPÍTULO 3

En este capítulo se describieron las cargas a las cuales puede ser sometido una presa, se detalló el diagrama de las diferentes condiciones de subpresión de una presa en función de la ubicación de la galería de inyección y drenaje, así como de la eficiencia del sistema de inyección que conforma una pantalla impermeable, cabe mencionar que esta condición es suma relevancia y ser conservador pudiera ser recomendable, ya que por ejemplo en la presa MIEL se ha identificado el incremento de subpresión derivado de la disminución de la eficiencia de la pantalla.

Se presentaron la clasificación de condiciones de carga (USUAL, INUSUAL, EXTREMA) y las cargas asociadas a cada condición, el diseñador puede tomar como referencia estas combinaciones y factores de carga no obstante se deberá investigar todas las combinaciones reales posibles, incluyendo sus porcentajes de participación y dirección en función del modelo estructural a realizar.

Se indicaron las distintas clasificaciones para determinación de la intensidad sísmica, no obstante, de acuerdo con ICOLD se sigue utilizando el Sismo Base de Operación (OBE), Sismo Máximo de Diseño (MDE) y el Sismo Máximo Creíble (MCE), para distintos periodos de retorno. Se presento el comportamiento para estructuras de concreto ante fuerzas sísmicas de acuerdo con USACE: pudiendo presentarse comportamiento dúctil o frágil. Se presentan los tipos de modelos de interacción suelo estructura y los posibles elementos de interfaces a emplear en un modelo estructural, con base en ello se indica también el procedimiento de análisis y evaluación de resultados. En conclusión, en este capítulo se abordaron los temas que deben considerarse en el análisis y diseño estructural de una presa de CCR.

CAPÍTULO 4

En este capítulo se presentaron las experiencias adquiridas de la visita realizada a tres proyectos construidos a base de CCR, de ellos se concluye el buen comportamiento del CCR ante fuerzas sísmicas, así como el avance que se tiene en la construcción principalmente en las estadísticas de colocación de un máximo de 116 794 m³/mes colocados en MIEL I a 250 000 m³/mes colocados en GIBE III.

La zonificación de materiales a avanzado con el tiempo buscando su optimización, considerando en su mayoría cuatro mezclas o cuatro cantidades de material cementante, lo cual permite una mayor velocidad de colocación, así como se ha optado por incrementar el espesor de capa de 30 cm utilizado en MIEL I a 40 cm utilizado en GIBE III y GERD. Los métodos de colocación con bandas, camiones o torres han ido tecnificándose incrementando la velocidad de colocación.

Se concluye también que el sistema de auscultación debe considerar protección adecuada para soportar la vida útil de los aparatos utilizados, dicha vida útil debe ser cuando menos la vida útil de la presa.

ANEXOS

En el anexo A, se presenta ejemplos de análisis de estabilidad bajo cargas estáticas, donde se concluye que el talud mínimo aguas debajo de la presa va del orden desde 0.60 hasta 0.95 dependiendo de la condición de análisis, se presenta un ejemplo para determinar el desplazamiento de la corona utilizando la teoría de trabajo virtual.

En el anexo B, se presenta un ejemplo de zonificación para una presa con paramento vertical aguas arriba, se indican diferentes rangos de resistencia a considerar para cada zona y criterio para determinar el espesor del paramento aguas arriba. Esta zonificación podrá servir de guía como inicio de análisis para presas de este tipo, no obstante, cada proyecto tiene consideraciones particulares de diseño.

En el anexo C, se presenta un ejemplo de análisis y diseño para una presa de 100 m de altura, sometida a cargas estáticas y dinámicas, utilizando el ejemplo de zonificación del anexo B, se concluye que la intensidad de mayores esfuerzos queda cubierta por las zonas con mayor resistencia.



REFERENCIAS

- ACI. (1980). *Concrete Practice Part 1*. Detroit, Michigan: American Concrete Institute.
- ACI. (2004). *ACI 211.1 Proporciónamiento de mezclas, Concreto normal, pesado y masivo*. México, D.F.: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.
- ACI. (2009). *ACI 325.1 Pavimentos de concreto compactado con rodillo*. México, D.F.: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.
- ACI. (2013). *ACI 301-05 Especificaciones para el concreto estructural*. México, D.F.: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.
- ACI207.5r. (1999). *Roller Compacted Mass Concrete*. USA: ACI.
- Bazant. (1975). *Pore Pressure, Uplift and Failure Analysis of Concrete Dams Criteria and Assumptions for Numerical Analysis of Dams*. Swansea: D. J. Naylor.
- Bourgin, A. (1953). *The Design of Dams*. London: PITMAN AND SONS.
- Bureau of Reclamation. (1988). *Concrete Manual*. Washington: U. S. Department of the Interior.
- CFE. (2012). *ZONIFICACIÓN DE LOS RELLENOS DE LA CORTINA Y ANÁLISIS NUMÉRICO-PH YESCA. CIUDAD DE MÉXICO*: CFE.
- CFE. (2015). *MANUAL DE OBRAS CIVILES DISEÑO POR SISMO*. México: CFE.
- Chopra, A. (2014). *Dinámica de Estructuras*. México: PEARSON.
- Chugh, A. K. (s.f.). *Training Aids for Dam Safety- Evaluation of Embankment Dam Stability and Deformation*. Reclamation, Bureau of Reclamation .
- Dams, C. N. (1987). *Large Dams in China, History, Achievement, Propect*. Beijing: China Water Resources and Electric Power Press.
- DUNSTAN , M. R. (2012). New Developments in RCC Dams. *6 th International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams* (pág. 205). Spain: SPANCOLD.
- Forbes, B. (2008). Large RCC Dams Considerations. *Roller Compacted Seminar*. California.
- Hansen, K. (2008). Rehabilitation of Existing Dams with RCC. California: RCC 2008 Dams and Pavements.
- Hansen, K. (2011). Hansen RCC costs 2011 east-west and new-old graphs-handout. *Roller Compacted Seminar*. Atlanta.
- Hansen, K., & Reinhardt, W. (1991). *Roller Compacted Concrete Dams*. New York: Mc Graw Hill.
- ICOLD. (2001). *Design Features of Dams to Resist Seismic Ground Motion*. Paris: International Commission on Large Dams.
- ICOLD. (2003). *Roller Compacted Concrete Dam- State of the art and case histories*. Paris: International Committee on Large Dams.
- ICOLD. (2010). *Selecting Seismic Parameters for Large Dams*. Paris: International Commission on Large Dams.
- ICOLD. (2012). *Bulletin on Safe Passage of Extreme Floods*. Paris: International Commission on Large Dams.
- ICOLD. (2013). *Guidelines for use of numerical models in dam engineering-*. Paris: Commission Internationale des Grands Barrages.
- IMCYC. (2009). *Pavimentos de concreto compactado con rodillos*. México: imcyc.
- Johansson , R., & Kronberg, E. (2011). *Stability analysis of the hydropower arch dam Jinping I in China*. Göteborg, Sweden: Chalmers University of Technology.
- Mena Ferrer, M. (2005). *Durabilidad de estructuras de concreto en México, Previsiones y recomendaciones*. México, D.F.: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.
- Miranda, E. (1997). Estimation of maximum interstory drift demands in displacement based design. *Seismic Design Methodologies for Next Generation of Codes*, 253-264.
- Ortega, F. (2006). Roller Compacted Concrete Dams. *Discussions Regarding the Use of Materials and the Design of RCC Dams* (pág. 9). España: Spancold.
- Ortega, F. (2008). *Planning Site Layout and Logistic*. Germany: FOSCE.
- Pradel, D., Wartman, J., & Tiwari , B. (2012). Failure of Fujinuma Dam During The 2011 Tohoku Earthquake. *9 th International Conference on Urban Earthquake Engineering/4th Asia Conference on Earthquake Engineering*. Tokyo, Japan: Tokyo Institute of Technology.
- Randy, J., & Dollar, D. (2003). Thermal Engineering for the Construction of Large Concrete Arch Dams. *The 6th ASME-JSME Thermal Engineering Joint Conference*.
- RECLAMATION, B. O. (1976). *DESIGN OF GRAVITY DAMS*. Denver, Colorado: Water Resource Technical Publication.

- Rizzo C., P. (2008). Seismic Design Considerations Two Case Histories. *Roller Compacted Concrete Seminar*. California: Dams and Pamenets.
- Rodrigues Andriolo, F. (1998). *Comparación de costos de CCR a partir de varios proyectos*.
- Rodrigues Andriolo, F. (2004). *CCR- Estado da arte, materiais, projeto e construaao*. Salvador: Andriolo ito Aingenharia.
- Rodriguez Andriolo, F. (1996). *Panorama Internacional Envolvendo o CCR*. Curitiba, Pr.
- SARH. (1977). *Presas Derivadoras Construidas en México*. México, DF.: Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.
- SEMARNAT. (2014). *ESTADÍSTICA DEL AGUA EN MÉXICO 2014*. MÉXICO: CONAGUA.
- SENER. (2016). *PROGRAMA DE DESARROLLO DEL SISTEMA ELÉCTRICO NACIONAL*. CDMX: SENER.
- Timoshenko. (1957). *Resistencia de Materiales*. Madrid: ESPASA-CALPE.
- USACE. (1992). *Hydraulic Design of Spillways EM-1110-2-1603*. Washintong, DC: U. S. Army Corps of Engineers.
- USACE. (1994). *Nonlinear, Incremental Structural Analysis of Massive Concrete Structures*. Washington: DEPARTMENT OF THE ARMY.
- USACE. (1995). *Gravity Design Dam EM 1110-2-2200*. Washington, D. C.: DEPARTMENT OF THE ARMY.
- USACE. (1997). *THERMAL STUDIES OF MASS CONCRETE STRUCTURES ETL 1110-2-254*. Washington, D.C.: DEPARTMENT OF THE ARMY.
- USACE. (1997). *Vertical Lift Gates EM-1110-2-2701*. Washintong, DC: U.S. Army Corps of Engineers.
- USACE. (1999). *Response spectra and seismic analysis for concrete hydraulic structures*. Washington, D. C.: DEPARTMENT OF THE ARMY.
- USACE. (1999). *Response Spectra and Seismic Analysis for Concrete Hydraulic Structures EM 1110-2-6050*. Washington, DC: U.S. Army Corps Of Engineers.
- USACE. (2000). *Case Histories of Mass Concrete Thermal Studies ERDC/SL TR 00 08*. Whashington, DC: U.S Army Corps Engenieering .
- USACE. (2000). *Roller Compacted Concrete-EM 1110-2-2006*. Washington, DC: DEPARMENT OF THE ARMY.
- USACE. (2003). *Time- history Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures EM 1110-2-6051*. Washington, D. C.: DEPARTMENT OF THE ARMY.
- USACE. (2005). *Stability Analysis of Concrete Structures- EM-1110-2-2100*. Washington, D. C.: DEPARTMENT OF THE ARMY.
- USACE. (2007). *Earthquake Hydraulic Structures EM 1110-2-6053*. Washington, D. C.: DEPARTMENT OF THE ARMY.
- USBR. (1979). *Design of Gravity Dams*. Denver, Colorado: Bureau of Reclamation.
- Westergaard. (1931). *Water Pressure on Dams During Earthquakes*. ASCE.
- Zhang, C. (2013). *Seismic Safety Evaluation of Concrete Dams*. Beijing: Elsevier.

ANEXO A

EJEMPLOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD BAJO CARGAS ESTÁTICAS

Para garantizar la estabilidad de las presas CCR, es necesario determinar el talud para evitar tensiones en el talón de la presa, esto con el fin de evitar de que exista una falla debida a esfuerzos excesivos en el concreto, ya que este generalmente tiene poca resistencia de tensión.

Considérese una presa con sección triangular como la mostrada en la Figura A-1; en la que actúan como elemento estabilizador el peso propio de la presa y como fuerzas actuantes el empuje del agua y la subpresión a la que estará sometida la presa durante su vida útil.

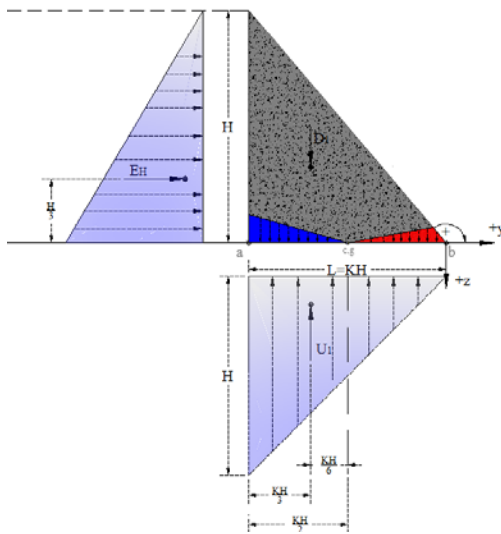


Figura A- 1 Condición Usual

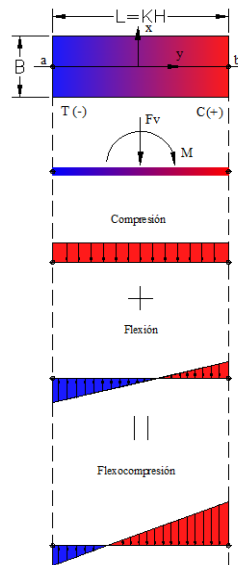


Figura A- 2 Esfuerzos combinados

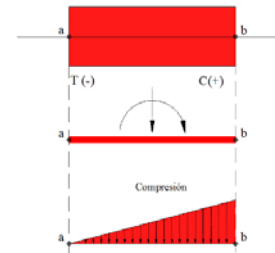


Figura A- 3 Esfuerzos de compresión

En la Tabla A-1 se indican las fuerzas resultantes estáticas, el punto de aplicación con respecto a la base de la presa, y el momento con respecto al centroide geométrico de la base.

Tabla A- 1 Elementos mecánicos con respecto al centroide O en la base de la presa

Fuerza resultante	Brazo de palanca	Momento
$E_{H1} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 B$	$z = \frac{1}{3} \gamma_w H$	$M_E = \frac{1}{6} \gamma_w H^3 B$
$D = \frac{1}{2} \gamma_c KH^2 B$	$y = \frac{1}{6} KH$	$M_D = \frac{1}{12} \gamma_c K^2 H^3 B$
$U = \frac{1}{2} \gamma_w KH^2 B$	$y = \frac{1}{6} KH$	$M_U = \frac{1}{12} \gamma_w K^2 H^3 B$

Si se hace la sumatoria de fuerzas y de momentos con respecto al "centroide O en la base" se tiene:

Sumatoria de fuerzas en z

$$\sum F_z = D - U = \frac{1}{2}\gamma_c KH^2 B - \frac{1}{2}\gamma_w KH^2 B \quad (\text{A-1})$$

Reagrupando términos:

$$\sum F_z = \frac{1}{2}KH^2 B (\gamma_c - \gamma_w)$$

Sumatoria de momentos con respecto al centroide geométrico:

$$\sum M_o = \frac{1}{6}\gamma_w H^3 B + \frac{1}{12}\gamma_w K^2 H^3 B - \frac{1}{12}\gamma_c K^2 H^3 B \quad (\text{A-2})$$

Reagrupando términos:

$$\sum M_o = \frac{1}{6}H^3 B \left[\gamma_w + \frac{1}{2}\gamma_w K^2 - \frac{1}{2}\gamma_c K^2 \right]$$

Suponiendo un ancho B y determinando los elementos geométricos de área y momento de inercia en la base de la presa:

$$A = KHB \quad (\text{A-3})$$

$$I = \frac{B(KH)^3}{12} \quad (\text{A-4})$$

$$y = \frac{KH}{2} \quad (\text{A-5})$$

Aplicando la fórmula de la escuadría para obtener los esfuerzos se tiene que:

$$\sigma_{a,b} = \frac{\sum F_z}{A} \pm \frac{\sum M_x}{I_x} y \quad (\text{A-6})$$

Sustituyendo las ecuaciones (A-1) a (A-5) en la ecuación (A-6) se obtiene:

$$\sigma_{a,b} = \frac{KH^2 B (\gamma_c - \gamma_w)}{2KHB} \pm \frac{\frac{1}{6}H^3 B \left[\gamma_w + \frac{1}{2}\gamma_w K^2 - \frac{1}{2}\gamma_c K^2 \right]}{\frac{B(KH)^3}{12}} \frac{KH}{2} \quad (\text{A-7})$$

Agrupando términos:

$$\sigma_{a,b} = \frac{H}{2} (\gamma_c - \gamma_w) \pm \frac{\left[\gamma_w + \frac{1}{2}\gamma_w K^2 - \frac{1}{2}\gamma_c K^2 \right]}{K^2} H$$



$$\sigma_a = \frac{H}{2} (\gamma_c - \gamma_w) - \frac{\left[\gamma_w + \frac{1}{2} \gamma_w K^2 - \frac{1}{2} \gamma_c K^2 \right]}{K^2} H \quad (\text{A-8})$$

$$\sigma_b = \frac{H}{2} (\gamma_c - \gamma_w) + \frac{\left[\gamma_w + \frac{1}{2} \gamma_w K^2 - \frac{1}{2} \gamma_c K^2 \right]}{K^2} H \quad (\text{A-9})$$

Si se quiere que no ocurran tensiones en “a”; $\sigma_a=0$.

$$\frac{H}{2} (\gamma_c - \gamma_w) - \frac{\left[\gamma_w + \frac{1}{2} \gamma_w K^2 - \frac{1}{2} \gamma_c K^2 \right]}{K^2} H = 0 \quad (\text{A-10})$$

Si multiplicamos ambos lados de la ecuación (A-10) por K^2/H resulta:

$$\frac{1}{2} K^2 \gamma_c - \frac{1}{2} K^2 \gamma_w - \gamma_w - \frac{1}{2} \gamma_w K^2 + \frac{1}{2} \gamma_c K^2 = 0$$

Operando términos comunes

$$K^2 \gamma_c - K^2 \gamma_w - \gamma_w = 0 \quad (\text{A-11})$$

Despejando K^2 de la ecuación (A-11) tenemos:

$$K > \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_c - \gamma_w}} \quad (\text{A-12})$$

Si la presa es de CCR, estará formada por las siguientes constantes del concreto $\gamma_c=23.53 \text{ KN/m}^3$ y del agua $\gamma_w=9.80665 \text{ KN/m}^3$, sustituyendo en la ecuación (A-12) obtenemos:

$$K > \sqrt{\frac{9.80665}{23.53 - 9.80665}} = 0.85$$

Análisis de estabilidad sin considerar la subpresión (cero tensiones en el talón)

De la misma forma que el caso anterior, procedemos a realizar sumatoria de fuerzas en dirección z y momentos con respecto al centro geométrico de a base.

$$\sum F_z = D = -\frac{1}{2} \gamma_c K^2 H^3 B \quad (\text{A-13})$$

Reagrupando términos:

$$\sum F_z = \frac{1}{2}KH^2B\gamma_c$$

Sumatoria de momentos con respecto al centroide geométrico de la base:

$$\sum M_o = \frac{1}{6}\gamma_w H^3 B - \frac{1}{12}\gamma_c K^2 H^3 B \quad (\text{A-14})$$

Reagrupando términos:

$$\sum M_o = \frac{1}{6}H^3 B \left[\gamma_w - \frac{1}{2}\gamma_c K^2 \right]$$

Aplicando la fórmula de la escuadría para obtener los esfuerzos se tiene que

$$\sigma_{a,b} = \frac{\sum F_z}{A} \pm \frac{\sum M_x}{I_x} \quad \text{y} \quad (\text{A-15})$$

Sustituyendo las ecuaciones (A-3), (A-4), (A-5) y (A-14) en la ecuación (A-15) se obtiene:

$$\sigma_{a,b} = \frac{KH^2B\gamma_c}{2KHB} \pm \frac{\frac{1}{6}H^3B \left[\gamma_w - \frac{1}{2}\gamma_c K^2 \right]}{\frac{B(KH)^3}{12}} \frac{KH}{2} \quad (\text{A-16})$$

Agrupando términos:

$$\sigma_{a,b} = \frac{H}{2} \gamma_c \pm \frac{\left[\gamma_w - \frac{1}{2}\gamma_c K^2 \right]}{K^2} H \quad (\text{A-17})$$

$$\sigma_a = \frac{H}{2} \gamma_c - \frac{\left[\gamma_w - \frac{1}{2}\gamma_c K^2 \right]}{K^2} H \quad (\text{A-18})$$

$$\sigma_b = \frac{H\gamma_c}{2} + \frac{\left[\gamma_w - \frac{1}{2}\gamma_c K^2 \right]}{K^2} H \quad (\text{A-18})$$

Sí se quiere que no ocurran tensiones en “a”; $\sigma_a=0$.

$$\frac{H\gamma_c}{2} - \frac{\left[\gamma_w - \frac{1}{2}\gamma_c K^2 \right]}{K^2} H = 0 \quad (\text{A-19})$$

Sí multiplicamos ambos lados de la ecuación (A-19) por K^2/H resulta:

$$\frac{1}{2}K^2\gamma_c - \gamma_w + \frac{1}{2}\gamma_c K^2 = 0$$



Operando términos comunes

$$K^2\gamma_c - \gamma_w = 0 \quad (\text{A-20})$$

Despejando K^2 tenemos:

$$K > \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_c}} \quad (\text{A-21})$$

Sí la presa es de CCR, estará formada por las siguientes constantes del concreto $\gamma_c=23.53 \text{ KN/m}^3$ y del agua $\gamma_w=9.80665 \text{ KN/m}^3$, sustituyendo en la ecuación (A-21) obtenemos:

$$K > \sqrt{\frac{9.80665}{23.53}} = 0.65$$

Análisis de estabilidad estático por volteo en el pie de la presa

Considerando el monolito de la presa de CCR como un elemento infinitamente rígido, estará sometido a las fuerzas, localización de resultante y momento indicadas en la Tabla A-2.

Tabla A- 2 Fuerzas y elementos mecánicos con respecto al pie de la presa en la base

Fuerza resultante	Brazo de palanca	Momento
$E_{H1} = \frac{1}{2}\gamma_w H^2 B$	$z = \frac{1}{3}\gamma_w H$	$M_E = \frac{1}{6}\gamma_w H^3 B$
$U = \frac{1}{2}\gamma_w K H^2 B$	$y = \frac{2}{3}KH$	$M_U = \frac{1}{3}\gamma_w K^2 H^3 B$
$D = \frac{1}{2}\gamma_c K H^2 B$	$y = \frac{2}{3}KH$	$M_D = \frac{1}{3}\gamma_c K^2 H^3 B$

Sumatoria de fuerzas en z

$$\sum F_z = D - U = \frac{1}{2}\gamma_c K^2 H^3 B - \frac{1}{2}\gamma_w K^2 H^3 B \quad (\text{A-22})$$

Reagrupando términos:

$$\sum F_z = \frac{1}{2}KH^2 B (\gamma_c - \gamma_w)$$

Sumatoria de momentos con respecto al pie de la presa:

$$\sum M_b = \frac{1}{6}\gamma_w H^3 B + \frac{1}{3}\gamma_w K^2 H^3 B - \frac{1}{3}\gamma_c K^2 H^3 B \quad (\text{A-23})$$

Reagrupando términos:

$$\sum M_b = \frac{1}{6} H^3 B [\gamma_w + 2\gamma_w K^2 - 2\gamma_c K^2]$$

Para evitar el giro en el pie de la presa es decir en el punto b, supondremos que la sumatoria de momentos con respecto al pie es igual a cero, esto es:

$$\sum M_b = \frac{1}{6} H^3 B [\gamma_w + 2\gamma_w K^2 - 2\gamma_c K^2] = 0 \quad (\text{A-24})$$

Dividiendo ambos lados de la ecuación (A-24) por $H^3 B/6$:

$$\gamma_w + 2\gamma_w K^2 - 2\gamma_c K^2 = 0$$

Factorando y agrupando términos:

$$\gamma_w + 2(\gamma_w - \gamma_c) K^2 = 0 \quad (\text{A-25})$$

Sí multiplicamos ambos lados de la ecuación (A-25) por (-1) y despejamos K resulta:

$$K > \sqrt{\frac{\gamma_w}{2(\gamma_c - \gamma_w)}} \quad (\text{A-26})$$

Sí la presa es de CCR, estará formada por las siguientes contantes del concreto $\gamma_c=23.53 \text{ KN/m}^3$ y del agua $\gamma_w=9.80665 \text{ KN/m}^3$, sustituyendo en la ecuación (A-26) obtenemos:

$$K > \sqrt{\frac{9.80665}{2(23.53 - 9.80665)}} = 0.60$$

Sin considerar subpresión el segundo término de la ecuación (A-23) tiene un valor nulo, por lo tanto:

$$\sum M_b = \frac{1}{6} \gamma_w H^3 B - \frac{1}{3} \gamma_c K^2 H^3 B \quad (\text{A-27})$$

Para evitar el giro en el pie de la presa es decir en el punto b, supondremos que la sumatoria de momentos con respecto al pie es igual a cero, esto es:

$$\sum M_b = \frac{1}{6} \gamma_w H^3 B - \frac{1}{3} \gamma_c K^2 H^3 B = 0 \quad (\text{A-28})$$

Despejando K tenemos:

$$K > \sqrt{\frac{\gamma_w}{2\gamma_c}} \quad (\text{A-29})$$

Sí la presa es de CCR, estará formada por las siguientes contantes del concreto $\gamma_c=23.53 \text{ KN/m}^3$ y del agua $\gamma_w=9.80665 \text{ KN/m}^3$, sustituyendo en la ecuación (A-29) obtenemos:

$$K > \sqrt{\frac{9.80665}{2(23.53)}} = 0.46$$

**Análisis de estabilidad estático por deslizamiento**

Realizando sumatoria de fuerzas en dirección y, para una condición de estado límite es decir donde el factor de seguridad es 1, tenemos:

$$\sum F_y = N \tan(\phi) + Ac - E_H \quad (\text{A-30})$$

Ignorando el término de cohesión e igualando a cero:

$$\tan(\phi) = \frac{E_H}{N} \quad (\text{A-31})$$

El coeficiente de fricción estático recomendado para la interfaz concreto-roca es de 0.75 (Bourgin, 1953), por lo tanto.

$$\frac{E_H}{D-U} < \frac{3}{4} \quad (\text{A-32})$$

$$\frac{\frac{\gamma_w H^2}{2}}{\frac{\gamma_c H^2 K}{2} - \frac{\gamma_w H^2 K}{2}} < \frac{3}{4}$$

Eliminando términos comunes tenemos:

$$\frac{\gamma_w}{\gamma_c K - \gamma_w K} < \frac{3}{4} \quad (\text{A-33})$$

$$k > \frac{4\gamma_w}{3(\gamma_c - \gamma_w)} \quad (\text{A-34})$$

Si la presa es de CCR, estará formada por las siguientes contantes del concreto $\gamma_c=23.53 \text{ KN/m}^3$ y del agua $\gamma_w=9.80665 \text{ KN/m}^3$, sustituyendo en la ecuación (A-3).

$$k > \frac{4(9.80665)}{3(23.53 - 9.80665)} = 0.95$$

Sin considerar subpresión en la ecuación (A-32) el segundo término del denominador "U" tiene un valor nulo, por lo tanto:

$$\frac{E_H}{D} < \frac{3}{4} \quad (\text{A-35})$$

$$\frac{\frac{\gamma_w H^2}{2}}{\frac{\gamma_c H^2 K}{2}} < \frac{3}{4} \quad \Rightarrow \quad \frac{\gamma_w}{\gamma_c K} < \frac{3}{4}$$

$$k > \frac{4\gamma_w}{3(\gamma_c)} \quad (\text{A-36})$$

Sí la presa es de CCR, estará formada por las siguientes contantes del concreto $\gamma_c=23.53 \text{ KN/m}^3$ y del agua $\gamma_w=9.80665 \text{ KN/m}^3$, sustituyendo en la ecuación (A-36).

$$k > \frac{4(9.80665)}{3(23.53)} = 0.56$$

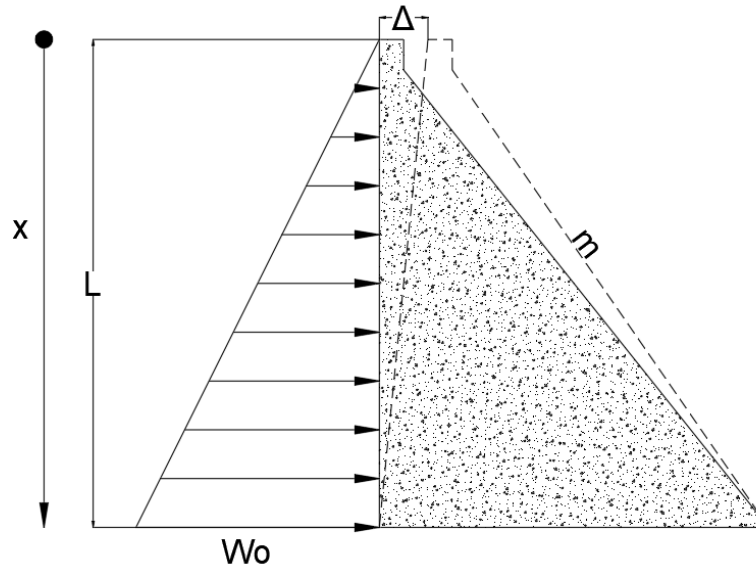
Tabla A- 3 Resumen de taludes mínimos requeridos para distintas condiciones de análisis estáticos

Condición de análisis	Talud mínimo requerido	Talud mínimo requerido para peso específico normal
volteo en el pie con subpresión	$K > \sqrt{\frac{\gamma_w}{2(\gamma_c - \gamma_w)}}$	0.60
volteo en el pie sin subpresión	$K > \sqrt{\frac{\gamma_w}{2\gamma_c}}$	0.46
Deslizamiento con subpresión	$K > \frac{4\gamma_w}{3(\gamma_c - \gamma_w)}$	0.95
Deslizamiento sin subpresión	$K > \frac{4\gamma_w}{3(\gamma_c)}$	0.56
Esfuerzo de tensión nulo en talón con subpresión	$K > \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_c - \gamma_w}}$	0.85
Esfuerzo de tensión nulo en talón sin subpresión	$K > \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_c}}$	0.65

Como podrá verificarse en los ejemplos antes descritos, el análisis de estabilidad y seguridad de la presa estará en función de la geometría de la misma y de las propiedades mecánicas e índice de los materiales que lo conforman, note que es de suma importancia tanto técnica como económicamente proporcionar de un sistema de drenaje que permita reducir el talud hasta un nivel de seguridad adecuado.

EJEMPLOS DE ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTO DE LA CORONA BAJO CARGAS ESTÁTICAS

Las cargas que se presentan en una presa de sección triangular por lo general son cargas estáticas triangulares, en este anexo se abordara la determinación del desplazamiento de la corona esperada bajo estas cargas.



Utilizando la teoría de trabajo virtual, tenemos que la deformación por flexión y córtante está dada por la suma de las siguientes integrales definidas de 0 a la longitud L:

$$\Delta = \int_0^L \frac{mM}{I(x)E} + \int_0^L \frac{\alpha vV}{A(x)G} \quad (\text{A-37})$$

El momento de la fuerza real para una carga triangular en función de la distancia “x” se define como:

$$M_{(x)} = \frac{W_0 \cdot x^3}{6L} \quad (\text{A-38})$$

El momento para una carga virtual unitaria en el punto de interés en función de la distancia “x” está definida como:

$$m_{(x)} = 1 \cdot x \quad (\text{A-39})$$

Por definición de la fuerza cortante como diferencial del momento respecto a x, tenemos que:

$$V_{(x)} = \frac{dM}{dx} = \frac{W_0 \cdot x^2}{2L} \quad (\text{A-40})$$

Y para carga virtual unitaria en el punto de interés a una distancia x, el cortante relacionado es:

$$v_{(x)} = \frac{dm}{dx} = 1 \quad (\text{A-41})$$

Sustituyendo A-38 a A-41 en A-37 tenemos

$$\Delta = \frac{W_0}{6LE} \int_0^L \frac{x^4}{I(x)} + \frac{W_0}{2LG} \int_0^L \frac{\alpha x^2}{A(x)} \quad (\text{A-42})$$

El momento de inercia está relacionado con la altura de la presa y su pendiente aguas abajo, para una presa triangular con ancho unitario esta relación es:

$$I(x) = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{m^3 x^3}{12} \quad (\text{A-43})$$

El área de cortante para un ancho unitario está relacionada con la pendiente de la presa m mediante la siguiente relación.

$$A(x) = b \cdot h = m \cdot x \quad (\text{A-44})$$

Sustituyendo A-43, A-44 y adicionando el factor por cortante (Timoshenko, 1957) de $\alpha=2/3$ en la ecuación A-42

$$\Delta = \frac{W_0}{6LE} \int_0^L \frac{x^4}{\frac{m^3 x^3}{12}} + \frac{W_0}{2LG} \int_0^L \frac{\frac{2}{3} x^2}{mx} \quad (\text{A-45})$$

Integrando desde 0 a L y simplificando:

$$\Delta = W_0 L \left(\frac{1}{m^3 E} + \frac{3}{8mG} \right) \quad (\text{A-46})$$

Considerando la deformación por peso propio en una presa triangular, tenemos:

$$\Delta = W_0 L \left(\frac{1}{m^3 E} + \frac{3}{8mG} \right) - \frac{\gamma L^2}{2E} \quad (\text{A-47})$$

Donde

W_0	Carga triangular distribuida
L	Altura de aplicación de la carga
m	Pendiente aguas debajo de la presa.
E	Módulo de elasticidad del material que compone la presa
G	Módulo de cortante
γ	Peso específico del material

ANEXO B

ZONIFICACIÓN DE PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO

La zonificación de las presas de concreto compactado con rodillo, atienden requerimientos de demanda estructural, así como los requerimientos de construcción, por lo general las presas se zonifican en cuatro zonas principales con diferentes pesos de cemento y por consecuencia diferentes resistencias estructurales, en cuanto al procedimiento constructivo es común utilizar el mostrado en las siguientes figuras:

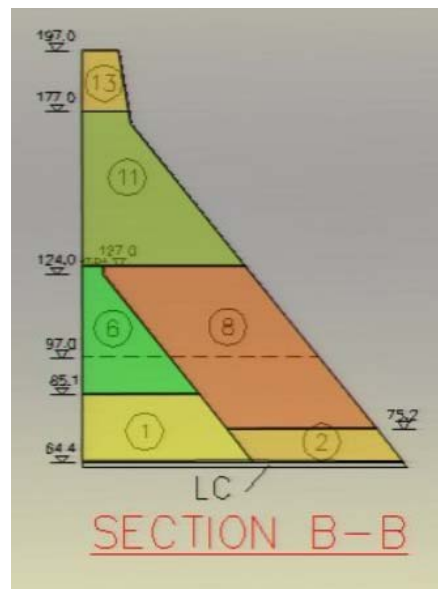


Figura B- 1 Sección máxima a centro de línea del vertedor (Ortega F. , 2008)

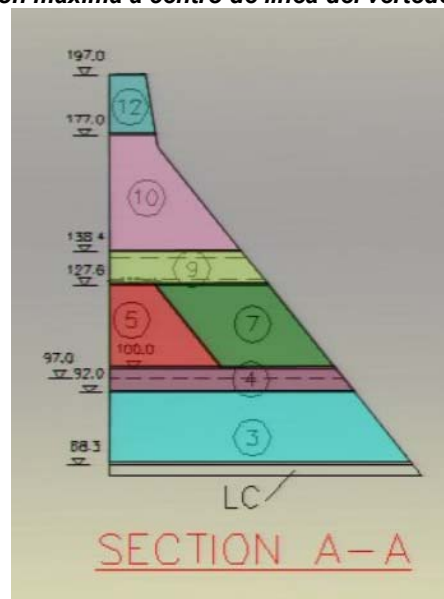


Figura B- 1 Sección máxima fuera de zona de vertedera (Ortega F. , 2008)

Para análisis en etapa de prefactibilidad de proyectos de CCR se propone la siguiente zonificación para el inicio de los análisis y diseños estructurales en base a la resistencia a compresión del CCR, sin embargo se deberá tomar en cuenta todas las condiciones de diseño: geometría de la presa, características de la cimentación, propiedades mecánicas y dinámicas de los materiales y de la intensidad las acciones estáticas y dinámicas a las que estará sometida la presa se podrá llegar una zonificación óptima.

Tabla B- 1 Zonificación de presas de CCR

Zonificación	Resistencia
A	1.5 f'c-1.8 f'c
B	1.0 f'c-1.2 f'c
C	1.2 f'c-1.5 f'c
D	1.25 f'c-1.6 f'c
GERP ^a	2.0 f'c-2.8 f'c

^a El concreto enriquecido (GERP) se colocará en el paramento aguas arriba de la presa, en los estribos de la presa y en contacto con galerías, el espesor será función de los requerimientos de permeabilidad y estructurales.

El espesor del GERP en el paramento aguas arriba puede determinarse de acuerdo con la siguiente ecuación (Bazant, 1975):

$$e = \left(2 k H \frac{t}{a} \right)^{1/2} \quad (B-1)$$

Donde

- e Espesor (m)
- k Coeficiente de permeabilidad del concreto (m/s)
- t Tiempo de exposición (s)
- a Absorción o relación de vacíos del concreto (%)

Es común utilizar CVC (Concreto Vibrado Compactado) para regularizar el desplante de la presa, su espesor se encuentra el rango desde 1 hasta 5 m, se recomienda utilizar el espesor que resulte del cálculo de la ecuación B-1 teniendo en cuenta la generación de calor derivado de la cantidad de material cementante.

Es recomendable utilizar mezcla de pega o mortero de pega en las zonas: A, C y D de acuerdo con la práctica común en este tipo de presas, si por condiciones de colocación o estructurales se requiere se deberá utilizar también en algún porcentaje de la zona B (núcleo de la presa) principalmente hacia aguas arriba (ver zonificación GIBE III).

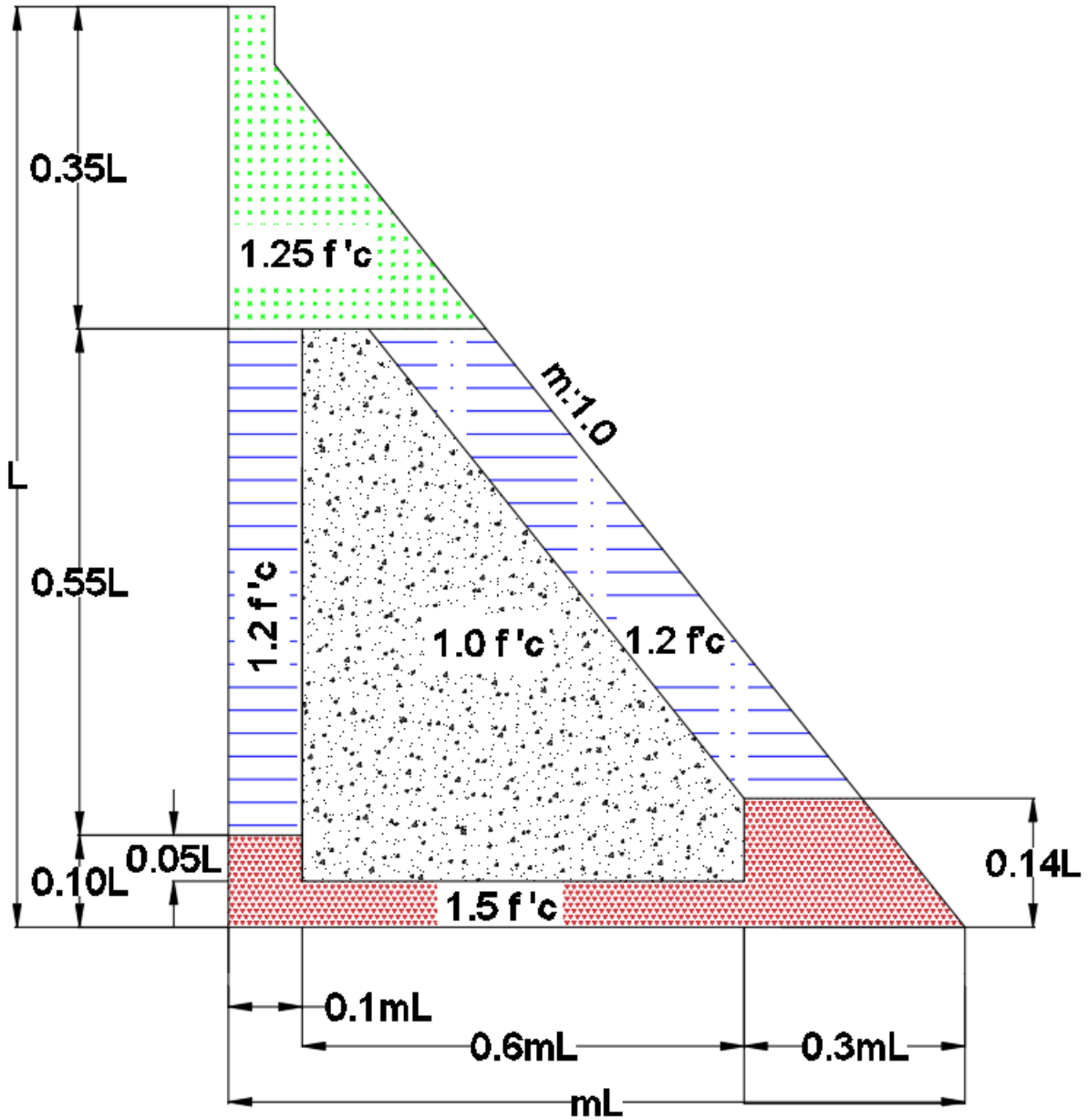


Figura B- 2 Zonifican de Presas Compactado con Rodillo

Donde:

L Altura de la presa

m Pendiente del paramento aguas debajo de la presa

ANEXO C

EJEMPLOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO BAJO CARGAS ESTÁTICAS Y DINÁMICAS

Se requiere construir una obra de captación para el suministro de agua potable a la población de la Ciudad de Oaxaca, México, esta captación se realizará mediante una presa de concreto compactado con rodillo de 100 m de altura localizada sobre el río Atoyac, en las coordenadas UTM X=727 004.62, Y=1 815 777.69 en margen izquierda y X=726 819.93, Y= 1 815 891.04 en margen derecha, las coordenadas geográficas en el centro del eje de la cortina son Longitud Oeste 96°52'31'' Latitud Norte 16°24'47'', la energía requerida para planta de bombeo será suministrada por dos turbinas tipo Francis que en conjunto tendrán una potencia de 9 MW con un factor de potencia de 0.9 localizadas en una casa de máquinas exterior aguas debajo de la cortina.

Considere que la presa está compuesta por concreto compactado con rodillo con las siguientes características:

$f'c$ 10 MPa, 12 MPa, 12.5 MPa y 15 MPa

Para el caso Usual considere una resistencia a tensión de 10% y una resistencia a cortante del 15 % de la resistencia a compresión.

Geometría:

Altura	100 m
Elevación de corona	1 330 msnm
Longitud de la Corona	250 m
Ancho de corona	8 m
Elevación estimada de desplante	1 230 msnm

Hidráulica:

NAME	1 326 msnm
NAMO	1 320 msnm
NAMINO	1 292 msnm
NAE	1 285.00 msnm
Nivel de restitución máximo extraordinario	1260 msnm
Nivel de restitución máximo ordinario	1250 msnm

Geología y Geotecnia:

Las unidades litológicas que afloran en el área de la presa son conglomerados polimícticos Ug-1a con una profundidad de hasta 70 m respecto al lecho del Río seguido por rocas andesíticas Ug-2a subvolcánicas terciarias.

Se tiene previsto la construcción de un sistema de galerías de inyección drenaje a 50 cm del paramento de la presa iniciando la primera línea a la EL.1255 msnm, garantizando una eficiencia del 50 %.

Las propiedades geotécnicas de la roca intacta:

Tabla B- 2 Propiedades geotécnicas de la roca intacta

Unidad geotécnica	c	ϕ	V_p	V_s	E_d	ν_d	R_t	σ_{ci}	E_t 50	γ_m	
	(MPa)	(°)	(km/s)	(Km/s)	GPa	[-]	(MPa)	(MPa)	GPa	Ambiente (kN/m3)	Saturado (kN/m3)
Ug-1a	17.9	51	5.2	2.4	42	0.36	8.6	102	46.4	25.80	25.90

Tabla B- 3 Propiedades geotécnicas del macizo rocoso

Unidad geotécnica	RQD	RMR	E	v	c	\emptyset
	(MPa)	(°)	(GPa)	(Km/s)	MPa	(°)
Ug-1a	88	58	17.8	0.17	7.6	41

Donde

- Ug Unidad geotécnica
- Rt Resistencia a tensión indirecta
- σ_{ci} Resistencia a compresión simple
- Et 50 Módulo de deformabilidad al 50% de la resistencia a compresión
- ω Contenido de agua
- c Cohesión
- \emptyset Ángulo de fricción interna
- Vp Velocidad de onda primaria (compresional)
- Vs Velocidad de onda secundaria (cortante)
- Ed Módulo de deformabilidad dinámica
- ν_d Relación de Poisson dinámica
- RMR Rock Mass Rating
- RQD Rock Quality Designation

Paso 1. Determinación de espectros de diseño

Utilizando PRODISIS del manual de SISMO 2015 de la CFE tenemos que la ubicación de la presa se localiza en la zona sísmica “D” o de alta sismicidad.

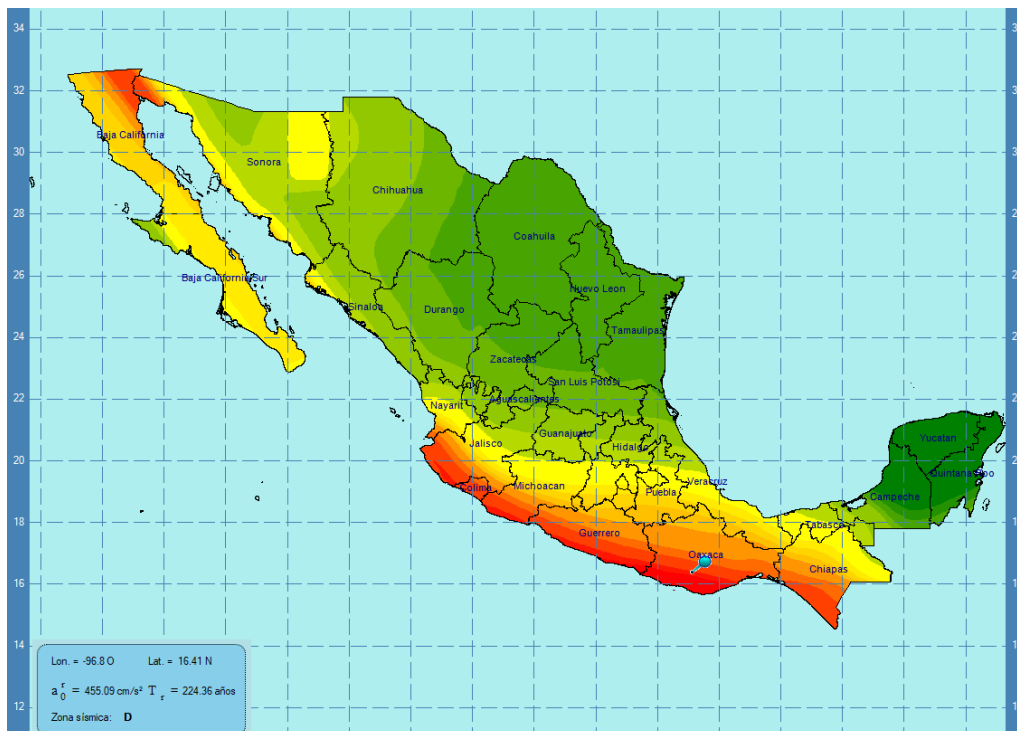


Figura C- 1 Localización de zona de estudio- Estado de Oaxaca- Zona D

Tabla B- 4 Parámetros sísmico OBE

ZONA	TIPO DE TERRENO	a_0	c	T_a	T_b	T_c	k	r
		(Sa/g)	(Sa/g)	(s)	(s)	(s)		
D	I	0.38	0.83	0.1	0.6	2	1.5	0.5

Tabla B- 5 Parámetros sísmico MDE

ZONA	TIPO DE TERRENO	a_0	c	T_a	T_b	T_c	k	r
		(Sa/g)	(Sa/g)	(s)	(s)	(s)		
D	I	0.475	1.041	0.1	0.6	2	1.5	0.5

Tabla B- 6 Parámetros sísmico MCE

ZONA	TIPO DE TERRENO	a_0	c	T_a	T_b	T_c	k	r
		(Sa/g)	(Sa/g)	(s)	(s)	(s)		
D	I	0.63	1.34	0.1	0.6	2	1.5	0.5

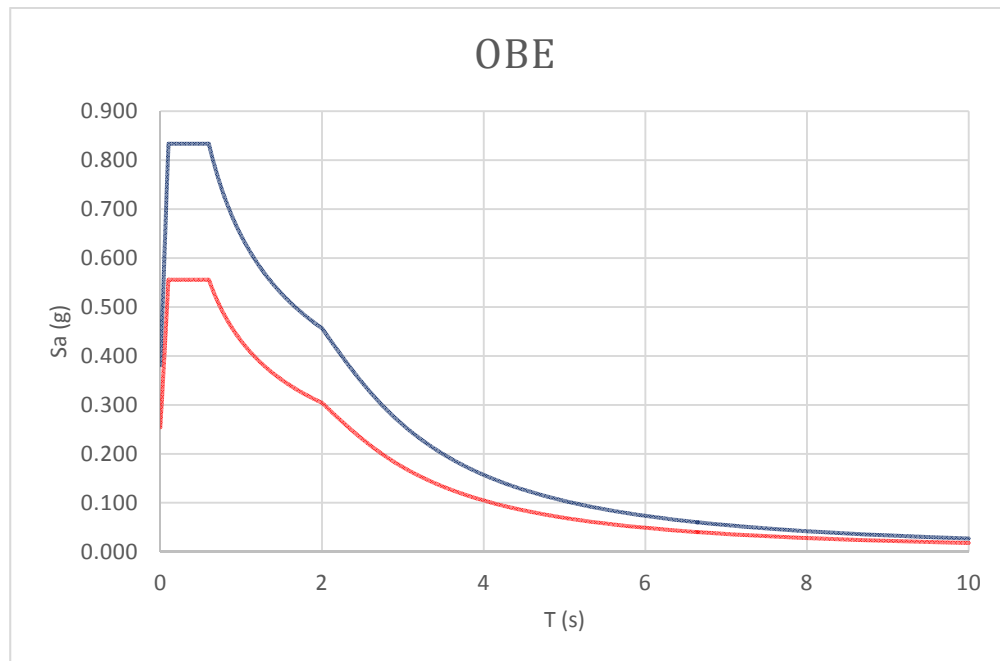


Figura C- 2 Espectro de diseño- OBE

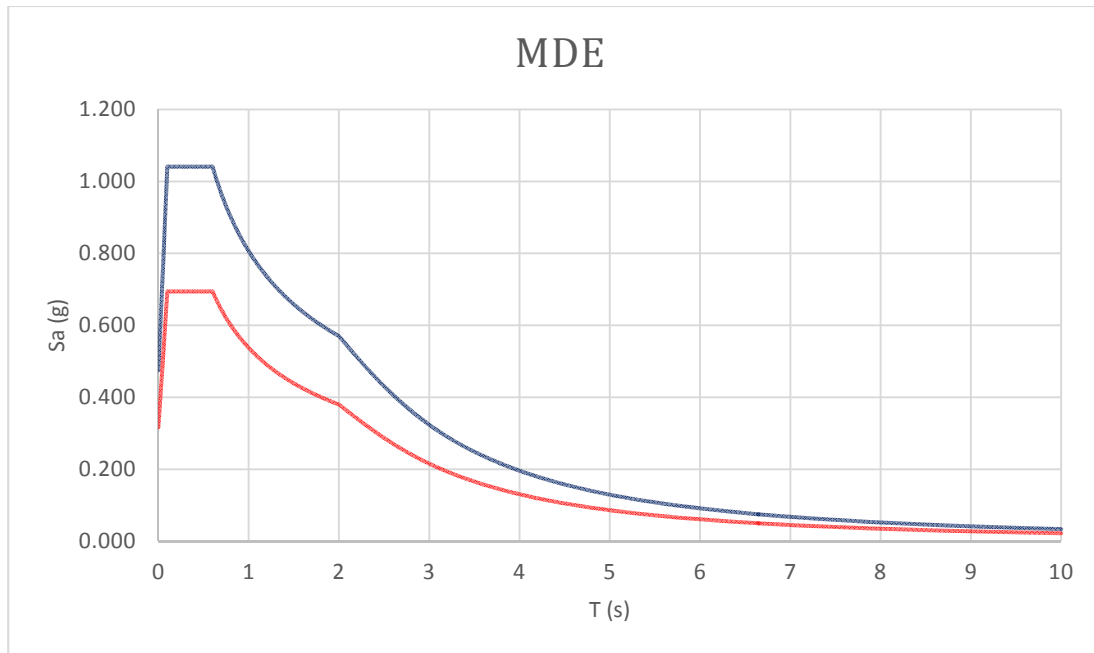


Figura C- 3 Espectro de diseño -MDE

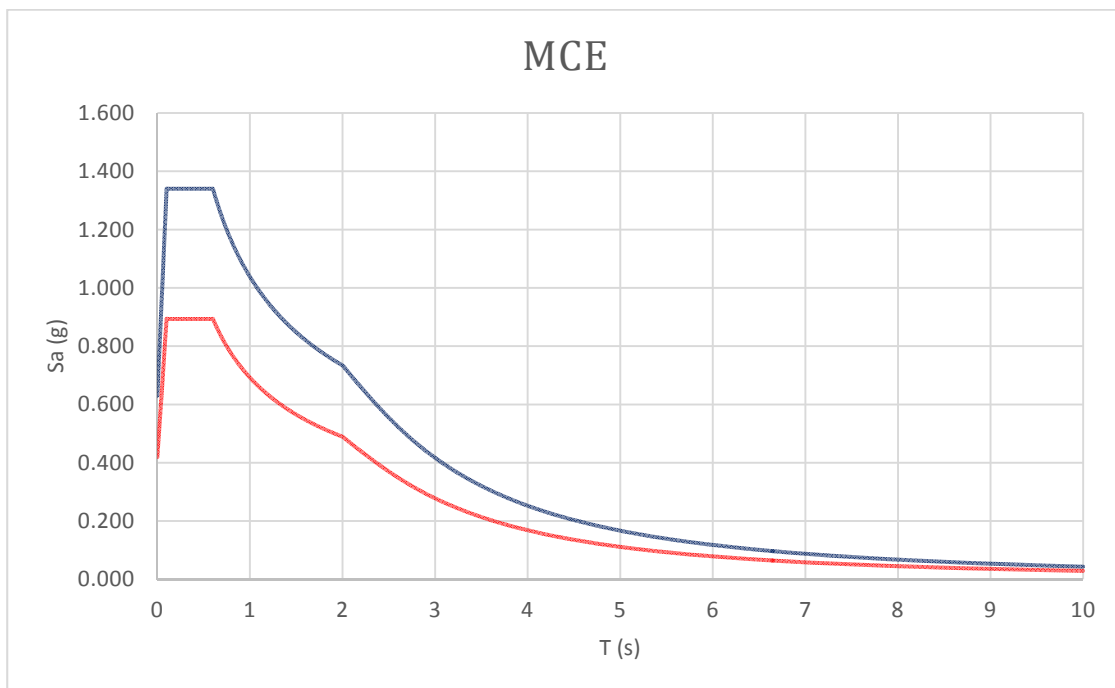


Figura C- 4 Espectro de diseño -MCE

Paso 2. Determinación de carga estáticas e hidrodinámica:

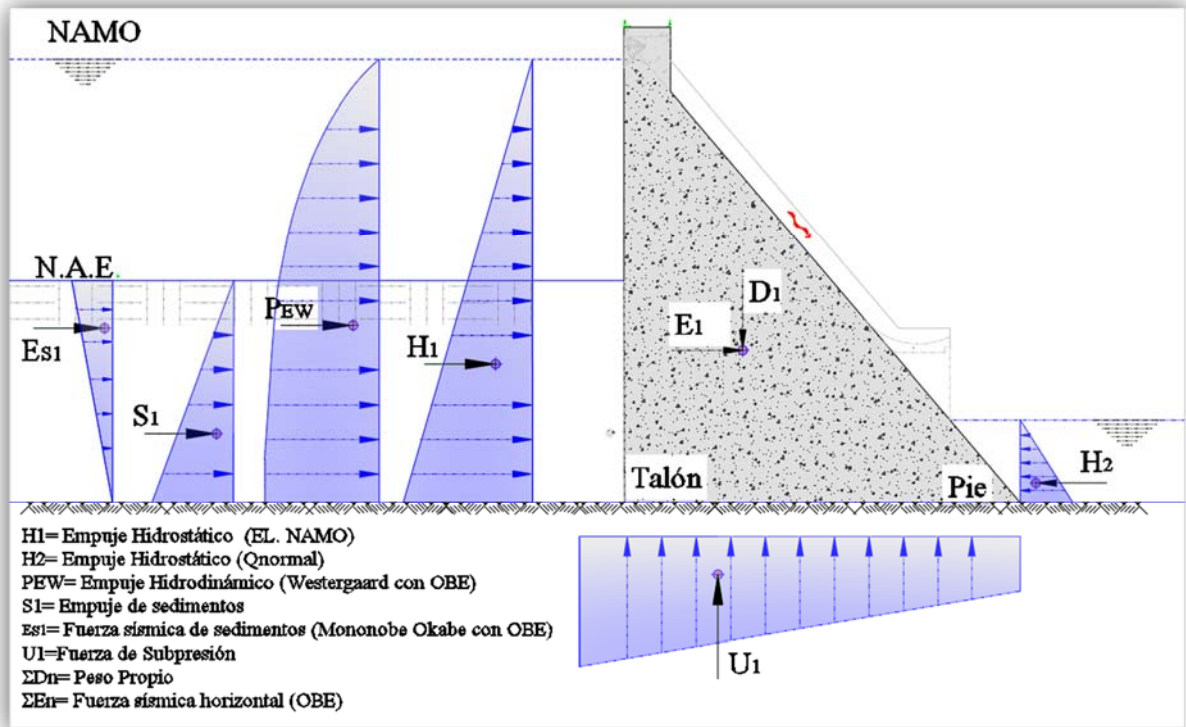


Figura C- 5 Cargas consideradas en el análisis estructural

Presiones hidrostáticas y presión activa:

NAMO:

H1	0.882598 MPa = 90 t/m ²
H2	0.196133 MPa = 20 t/m ²
S1	0.539365 MPa = 55 t/m ²
H3	0.560940 MPa= 57.2 t/m ²

NAME:

H1	0.941438 MPa = 96 t/m ²
H2	0.294199 MPa = 30 t/m ²
S1	0.539365 MPa = 55 t/m ²
H3	0.617818 MPa= 63 t/m ²

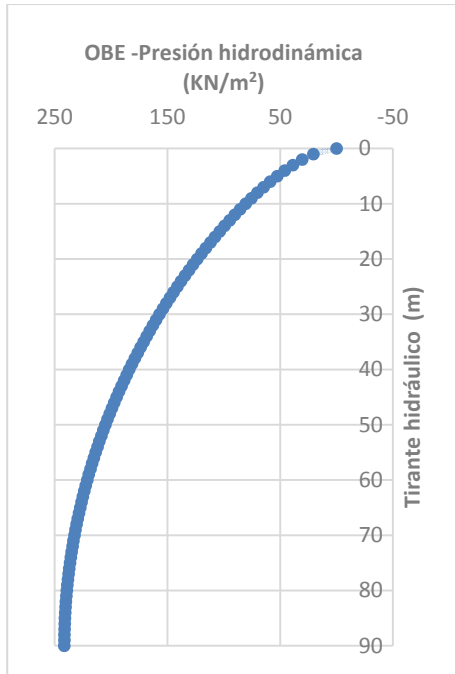


Figura C- 6 Diagrama de presión hidrodinámica - OBE

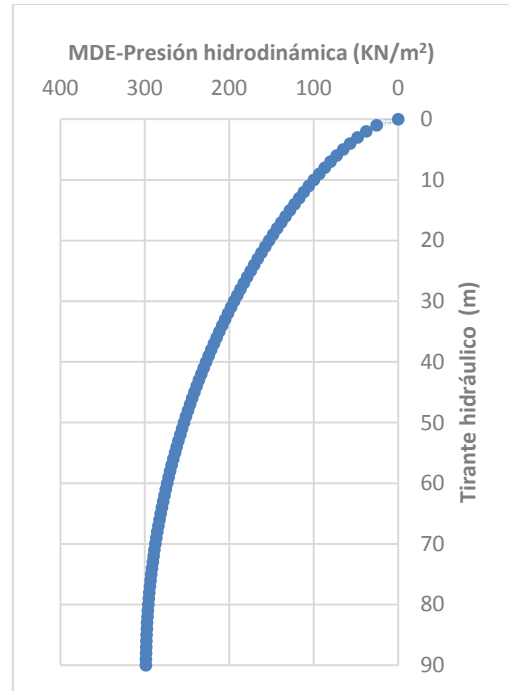


Figura C- 7 Diagrama de presión hidrodinámica - MDE

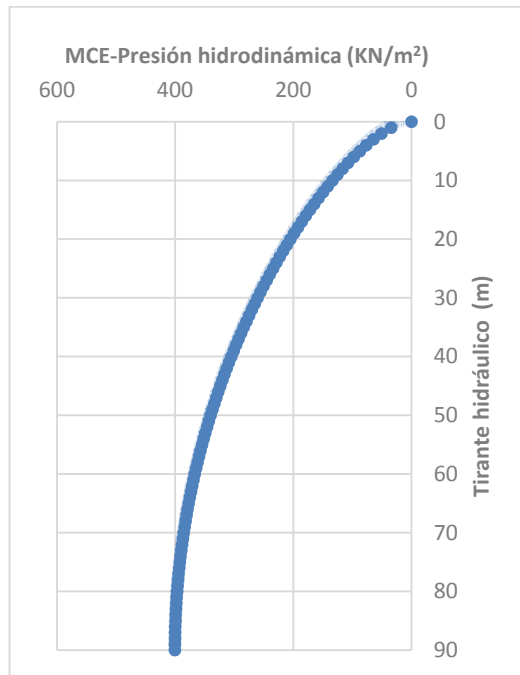


Figura C- 8 Diagrama de presión hidrodinámica - MCE

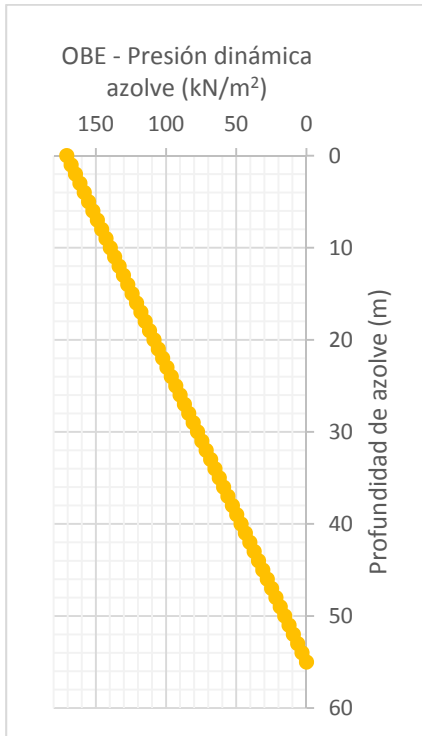


Figura C- 9 Diagrama de presión dinámica de-OBE

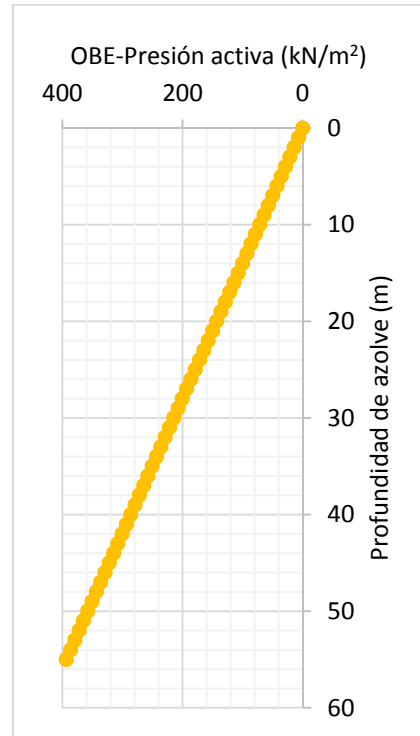


Figura C- 10 Diagrama de presión activa asociada al OBE

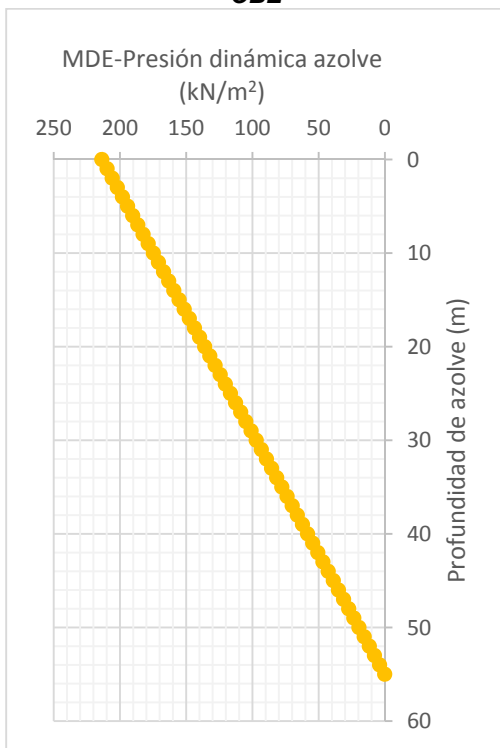


Figura C- 11 Diagrama de presión dinámica - MDE

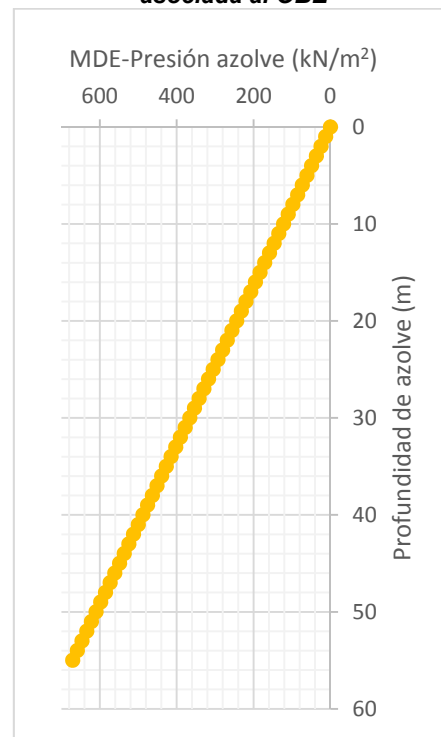


Figura C- 12 Diagrama de presión activa asociada al MDE

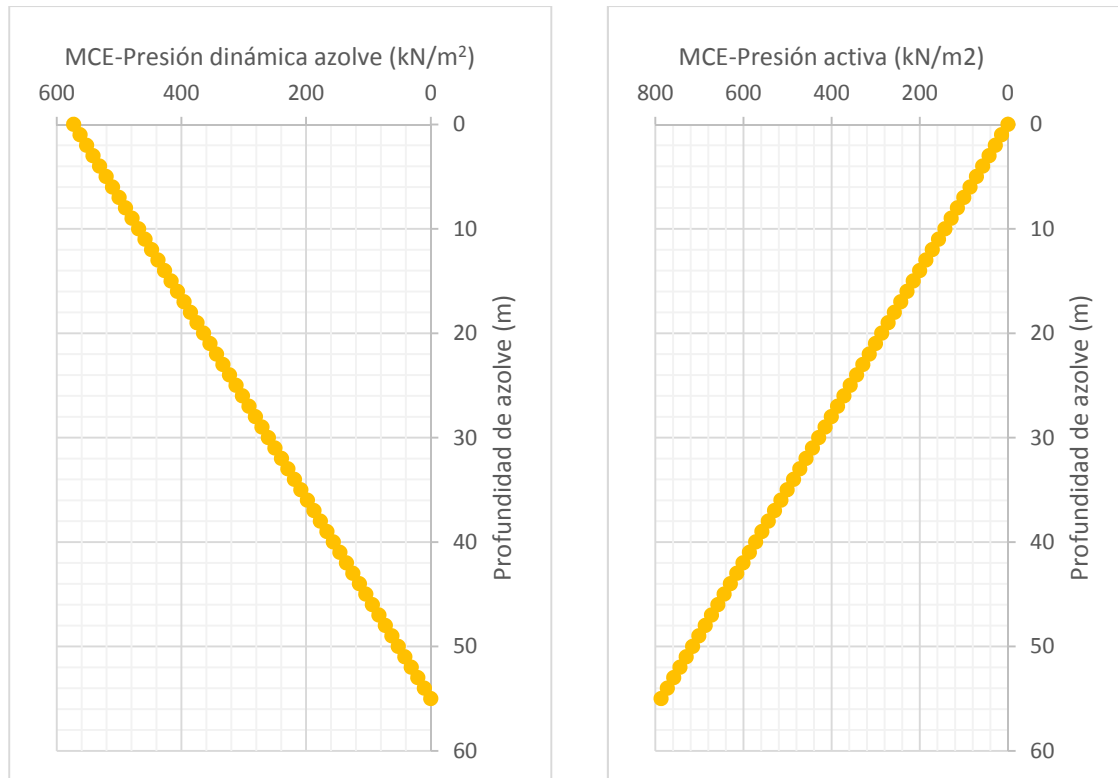


Figura C- 13 Diagrama de presión dinámica-MDE - Figura C- 14 Diagrama de presión activa asociada al MCE

Paso 3. Modelo estructural

El modelo estructural está compuesto por 4771 sólidos de los cuales 211 corresponden a la presa, la geometría de los sólidos es rectangular, con dimensiones de 4 m de base por 5 m de altura, la profundidad de la cimentación es de 150 m y 200 m a cada lado del pie y el talón. La zonificación y propiedades del material atienden a lo indicado en el anexo B y recomendaciones de valores estándar para el CCR.

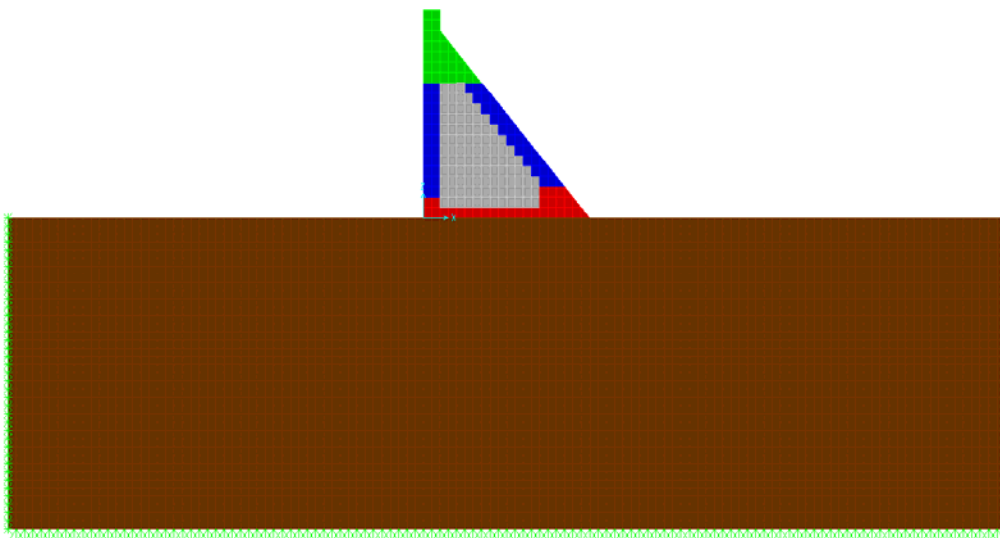


Figura C- 15 Modelo estructural

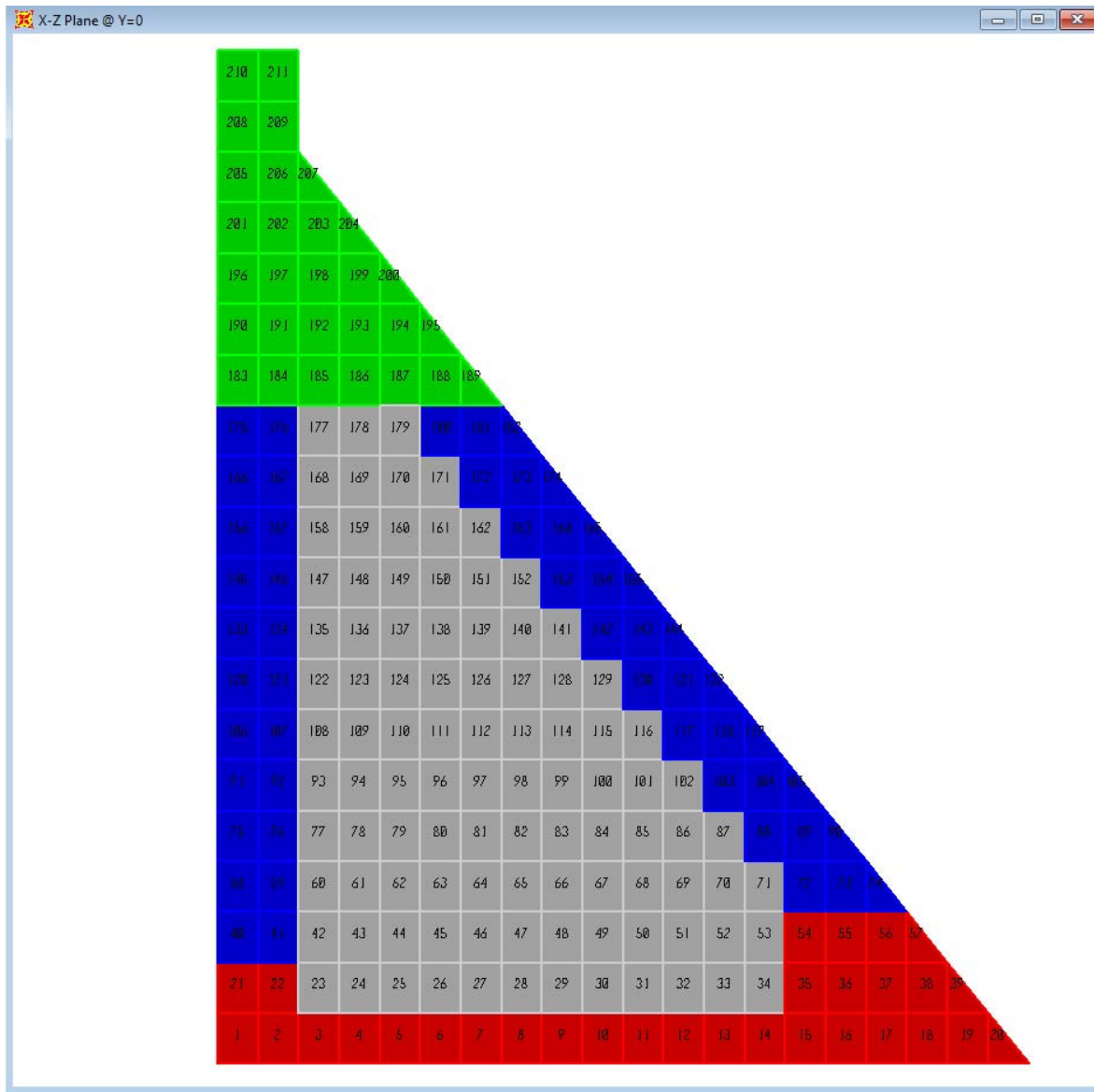


Figura C- 16 Número de elemento y zonificación de materiales



Paso 4. Análisis de resultados

Tabla C- 1 Resumen de esfuerzos – Caso Usual

Esfuerzo	Valor en MPa; (+) Tensión, (-) compresión	Id Solido
S33 Máx.	2.55	1
S33 Mín.	-1.86	13
S11 Máx.	-1.00	40
S11 Min	-1.66	21
S13 Máx.	1.27	1
S13 Mín	0.81	2

Tabla C- 2 Resumen de esfuerzos – Caso Inusual

Esfuerzo	Valor en MPa; (+) Tensión, (-) compresión	Id Solido
S33 Máx.	7.47	1
S33 Mín.	-4.036	1
S11 Máx.	1.28	1
S11 Min	-1.75	21
S13 Máx.	2.09	119
S13 Mín	-1.23	204

Tabla C- 3 Resumen de esfuerzos – Caso Extremo

Esfuerzo	Valor en MPa; (+) Tensión, (-) compresión	Id Solido
S33 Máx.	8.44	1
S33 Mín.	-4.036	1
S11 Máx.	-1.50	21
S11 Min	-1.93	21
S13 Máx.	2.44	119
S13 Mín.	-1.50	204

∩

Conclusión: con base en la tabla 3-6, el esfuerzo de tensión en el caso Usual e Inusual supera al esfuerzo resistente en el talón de la presa, para cubrir el esfuerzo requerido, se deberá incrementar la resistencia en los primeros 4 bloques (8 metros en horizontal y 10 metros en vertical), las zonas restantes quedan cubiertas por la zonificación inicial. Como parte del análisis de detalle, en una siguiente etapa se revisa los elementos más esforzados con base en los esfuerzos principales para las combinaciones de manera individual siguiendo el mismo procedimiento indicado en este ejemplo, realizando un proceso iterativo de incremento de resistencia en las propiedades mecánicas de las zonas propuestas hasta alcanzar los esfuerzos deseados.

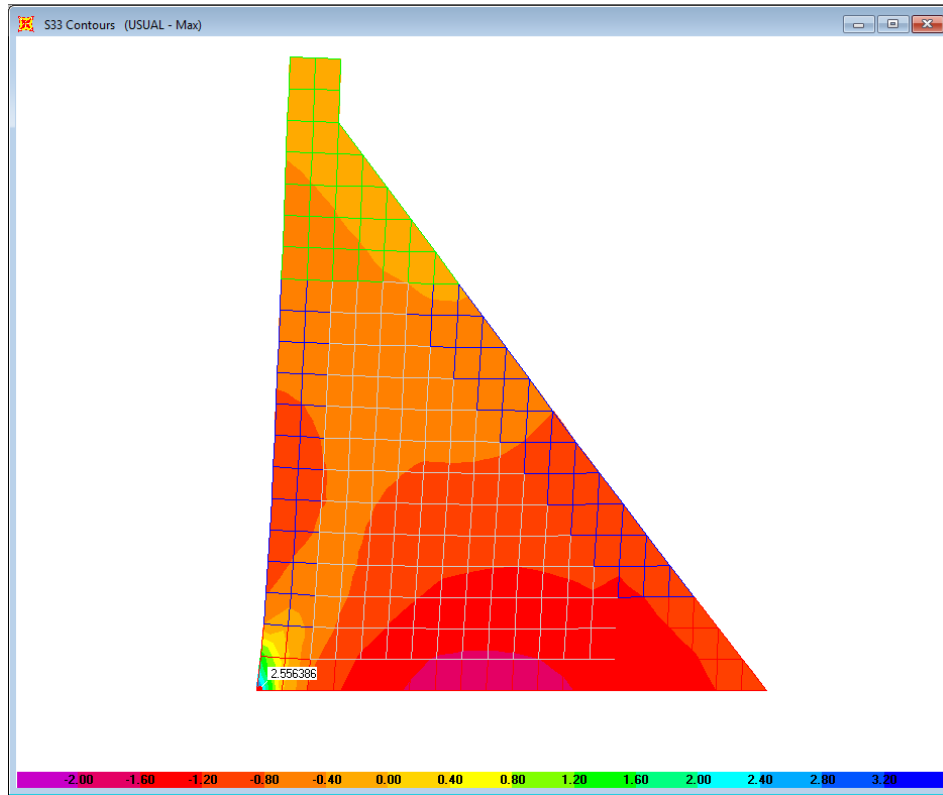


Figura C- 17 Esfuerzo S33- Caso Usual –Máximo (MPa)

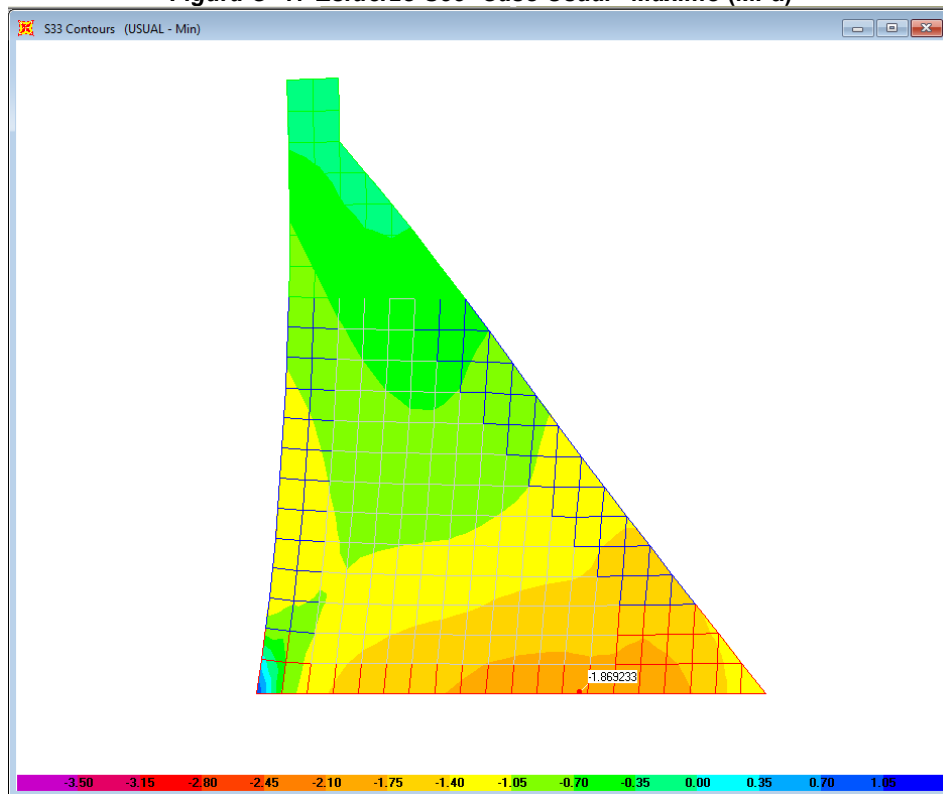


Figura C- 18 Esfuerzo S33- Caso Usual-Mínimo (MPa)

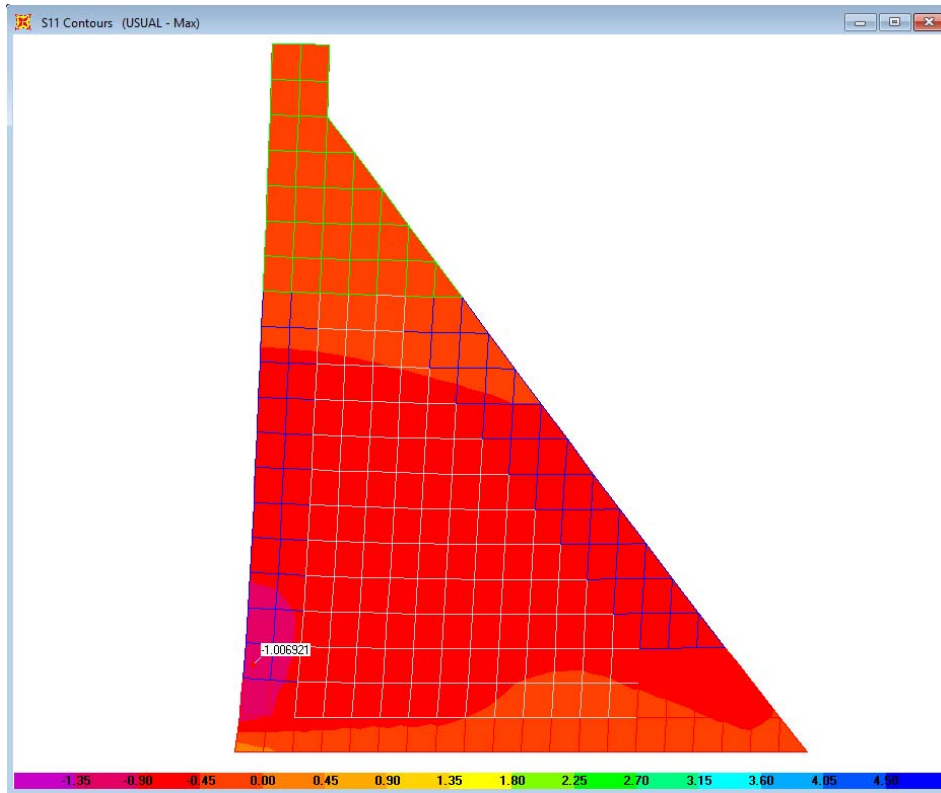


Figura C- 19 Esfuerzo S11- Caso usual- Máximo (MPa)

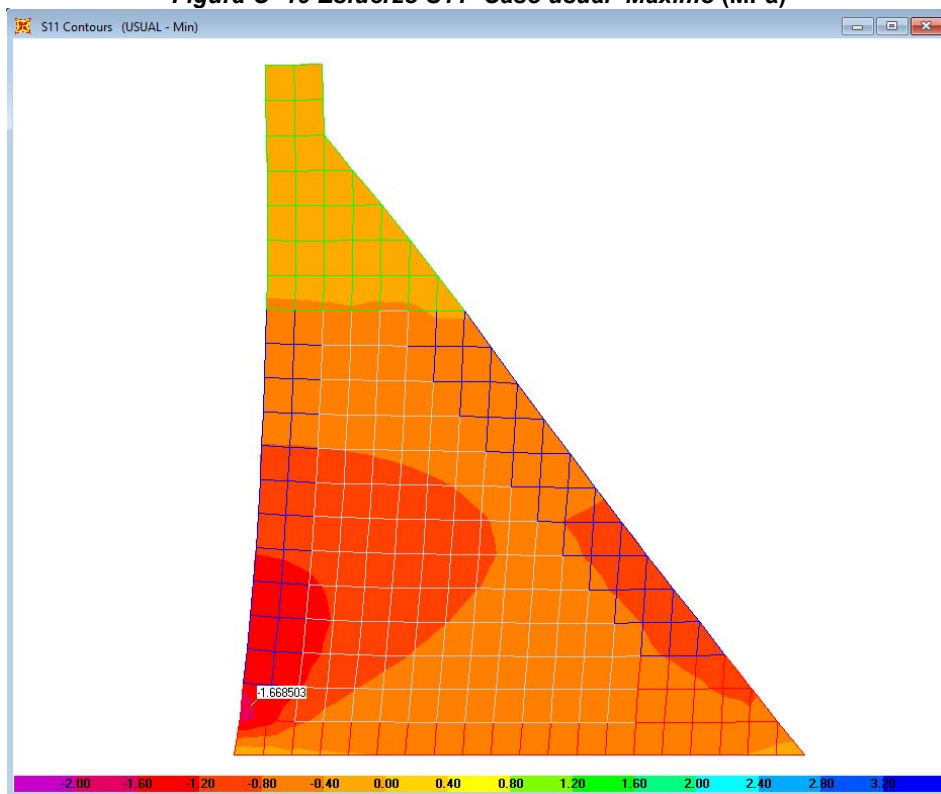


Figura C- 20 Esfuerzo S11- Caso Usual- Mínimo (MPa)

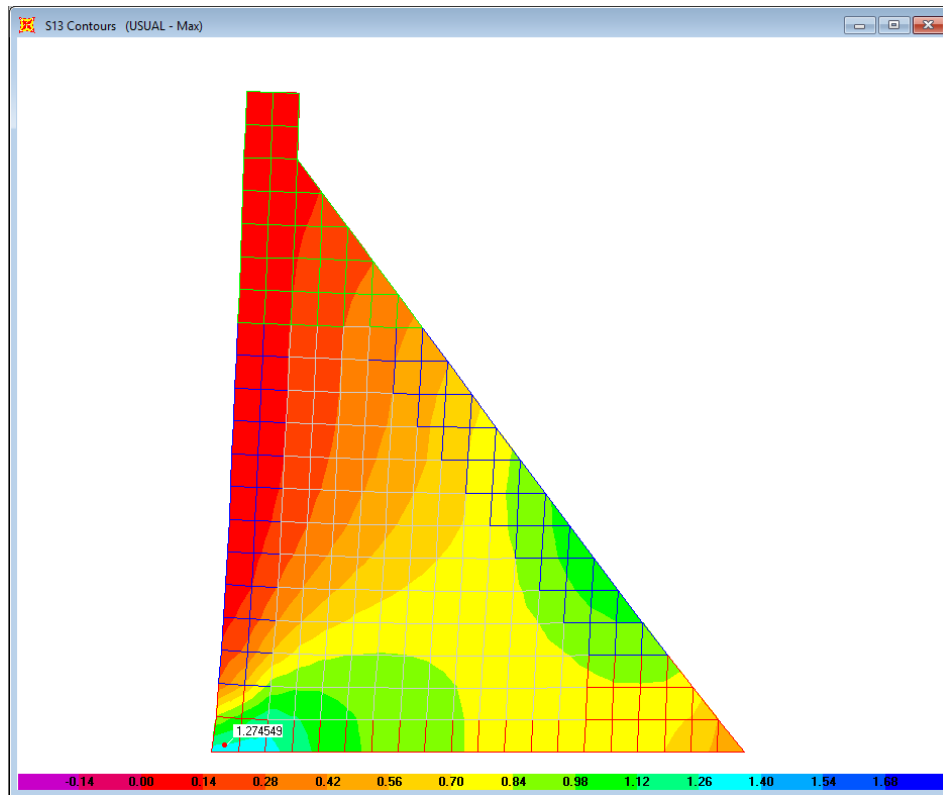


Figura C- 21 Esfuerzo S13- Caso Usual- Máximo (MPa)

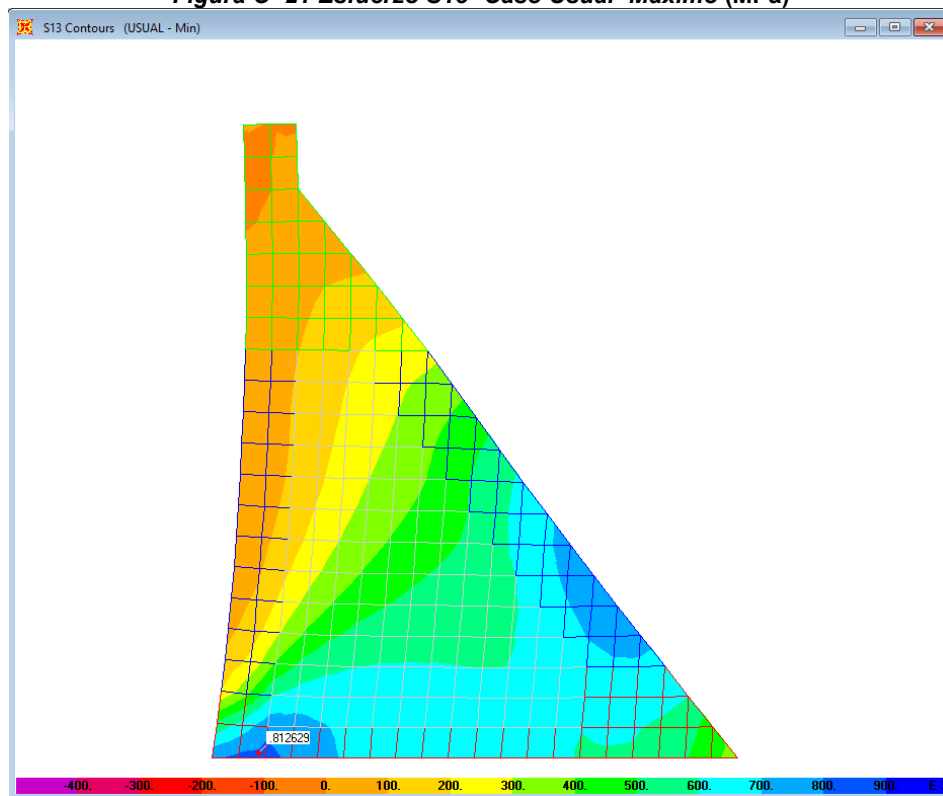


Figura C- 22 Esfuerzo S13- Caso Usual- Mínimo (MPa)

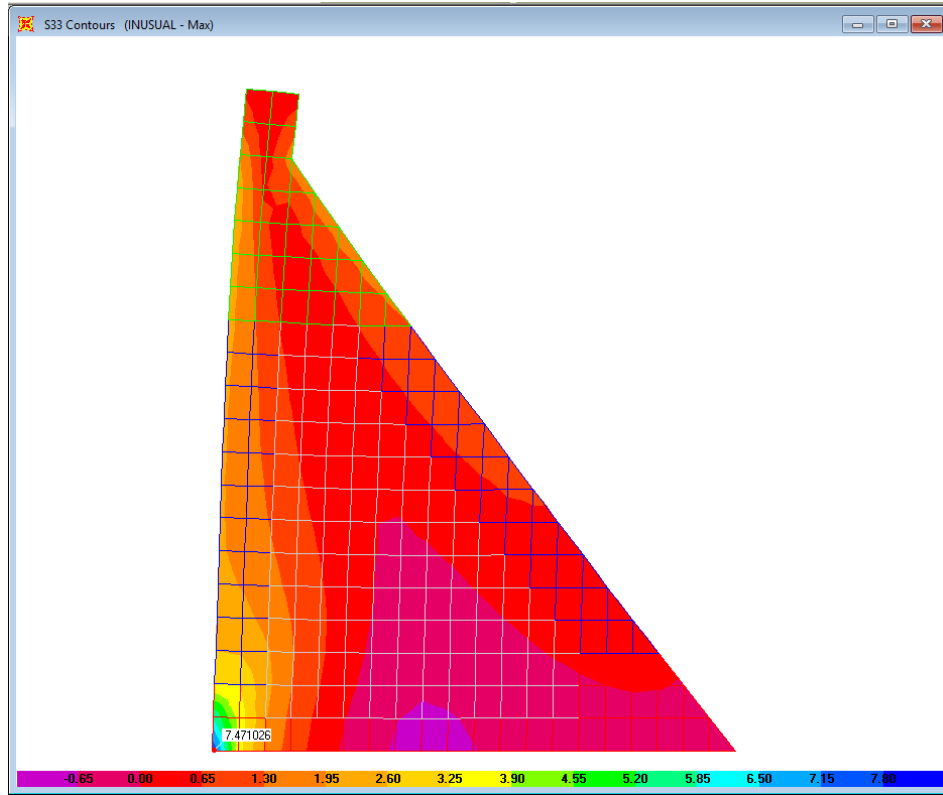


Figura C- 23 Esfuerzo S33- Caso Inusual- Máximo (MPa)

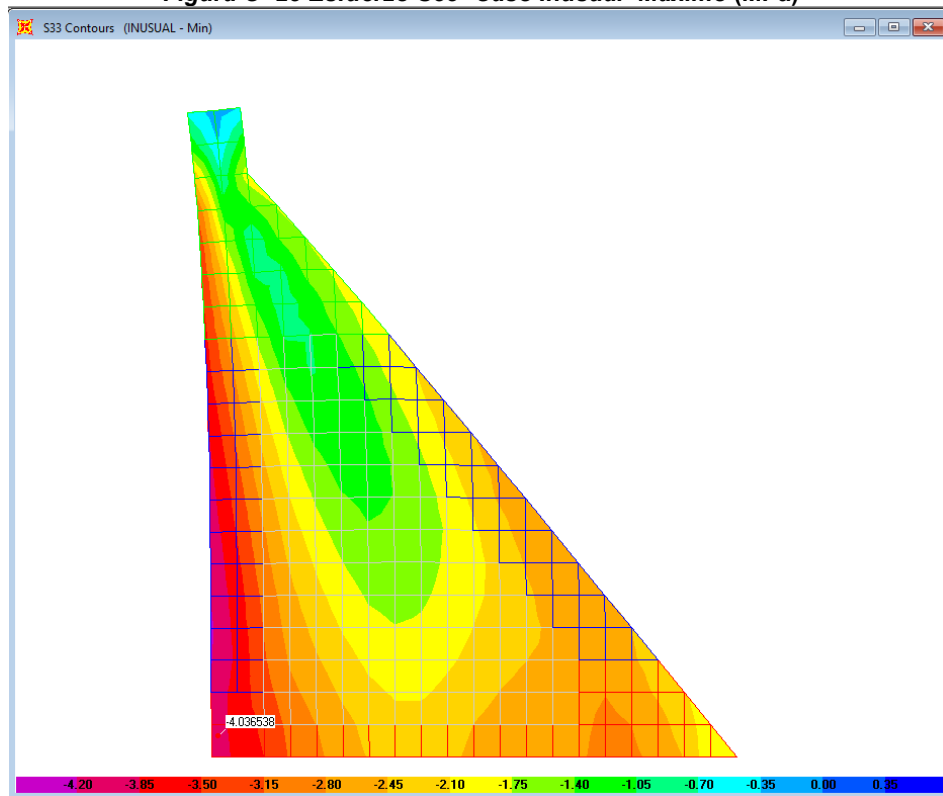


Figura C- 24 Esfuerzo S22- Caso Inusual- Mínimo (MPa)

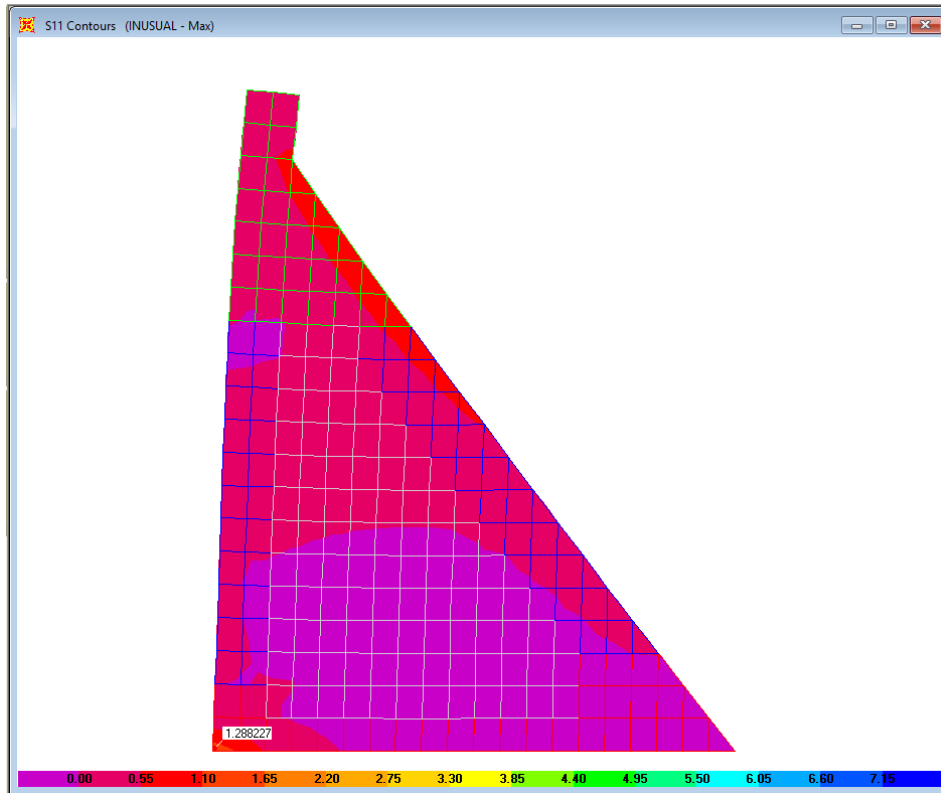


Figura C- 25 Esfuerzo S11- Caso Inusual- Máximo (MPa)

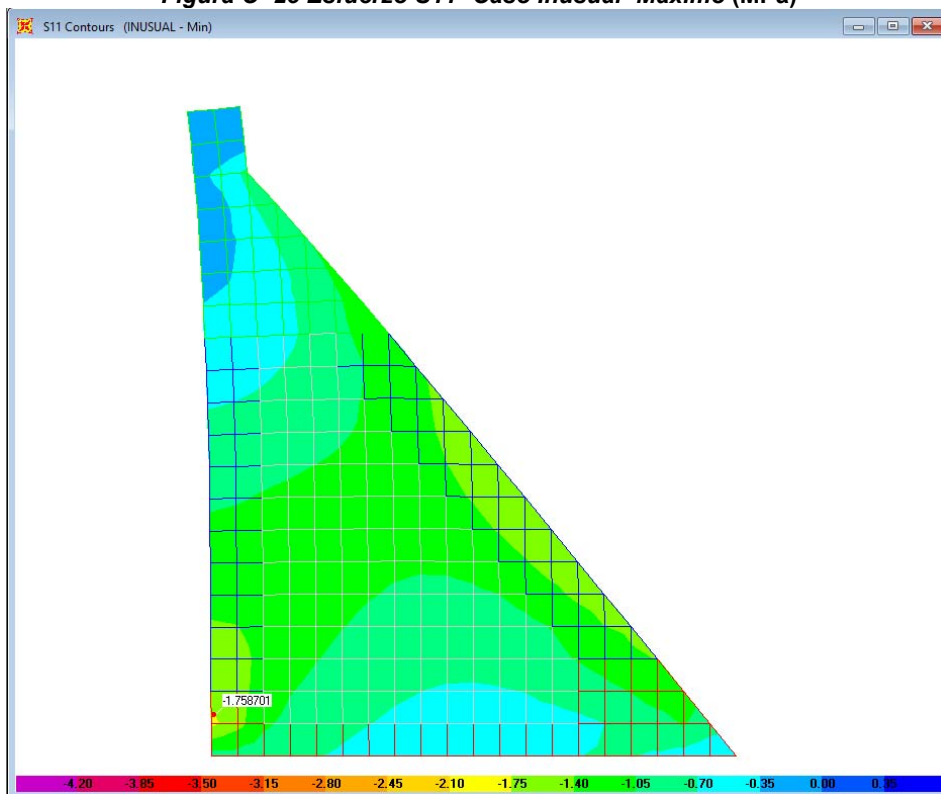


Figura C- 26 Esfuerzo S11- Caso Inusual- Mínimo (MPa)

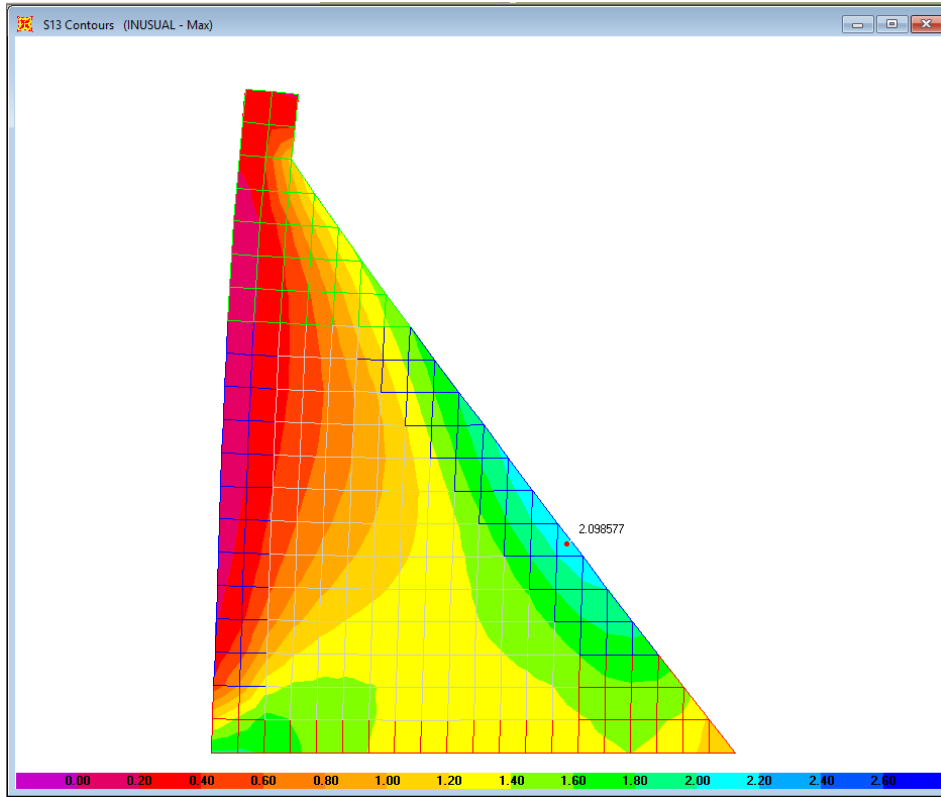


Figura C- 27 Esfuerzo S13- Caso Inusual- Máximo (MPa)

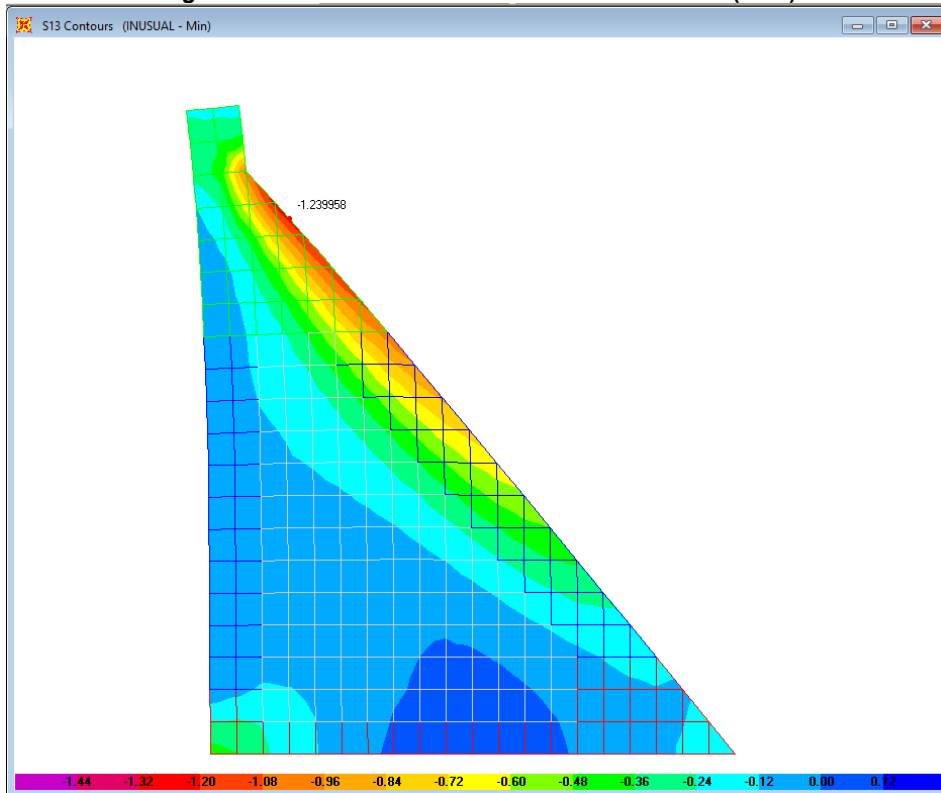


Figura C- 28 Esfuerzo S13- Caso Inusual- Mínimo (MPa)

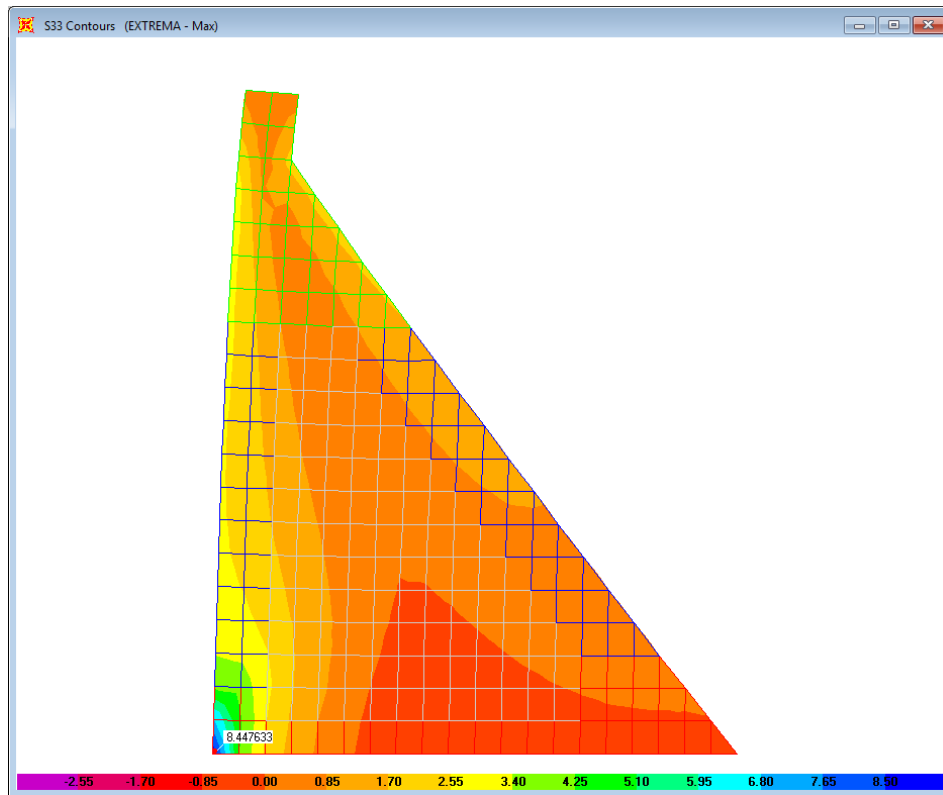


Figura C- 29 Esfuerzo S33- Caso Extremo- Máximo (MPa)

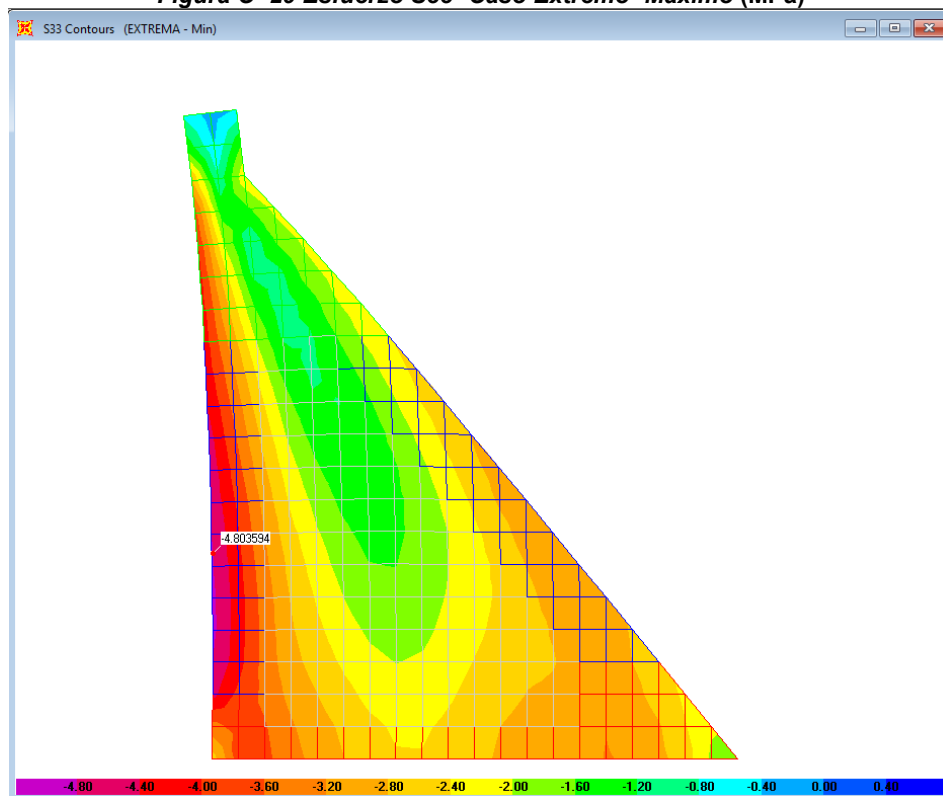


Figura C- 30 Esfuerzo S33- Caso Extremo -Mínimo (MPa)

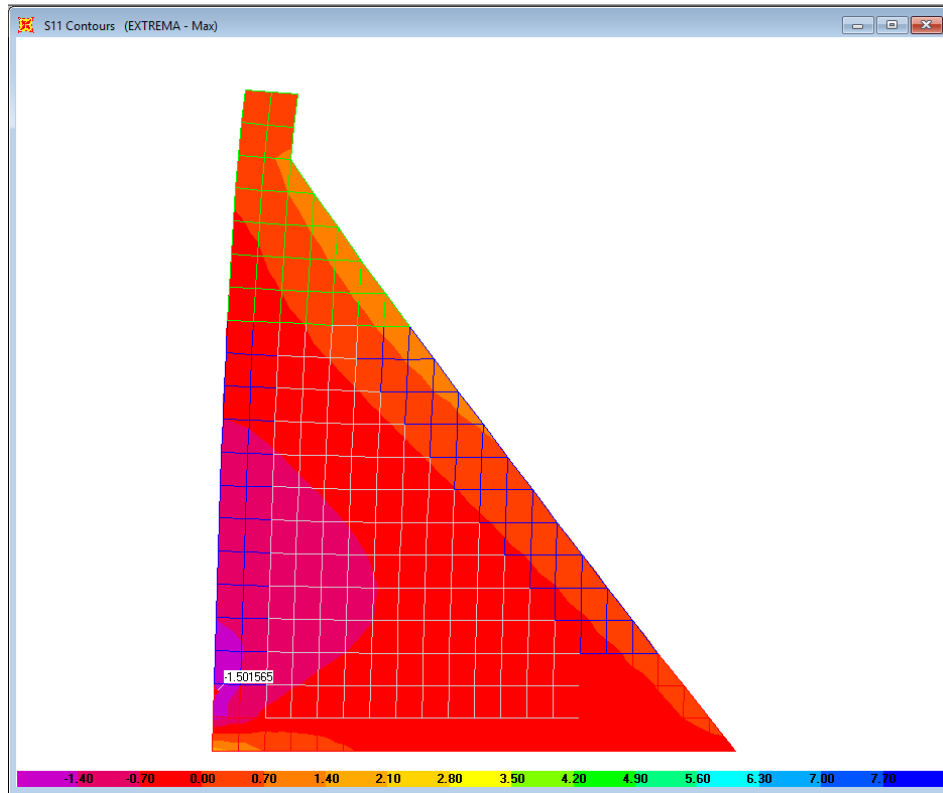


Figura C- 31 Esfuerzo S11- Caso Extremo- Máximo (MPa)

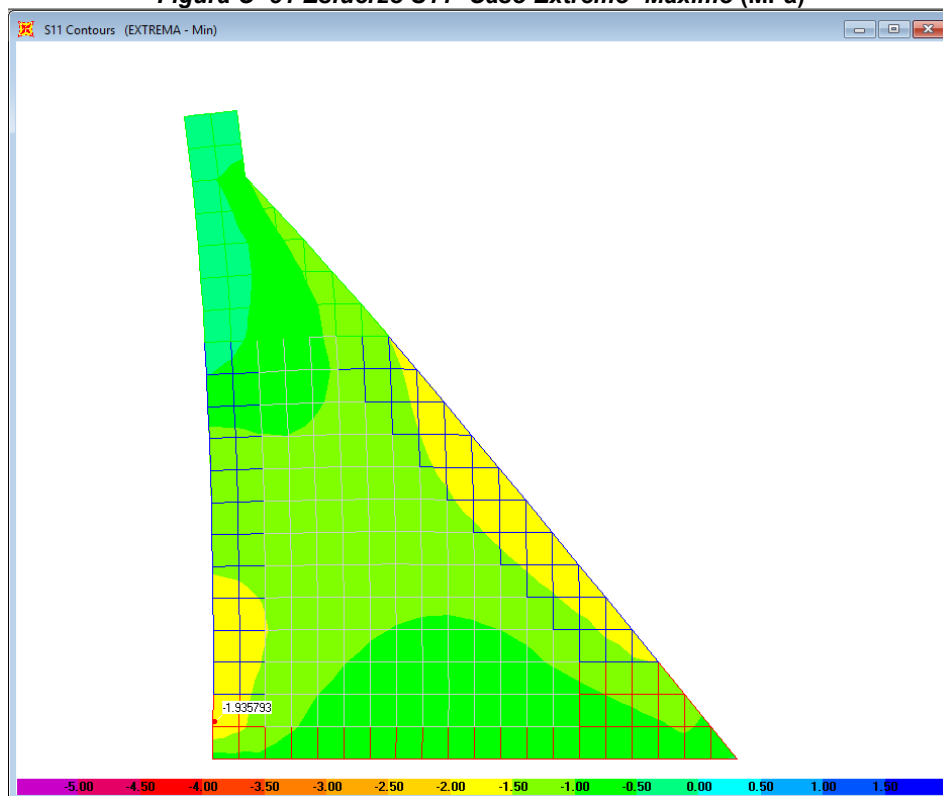


Figura C- 32 Esfuerzo S11- Caso Extremo-Mínimo (MPa)

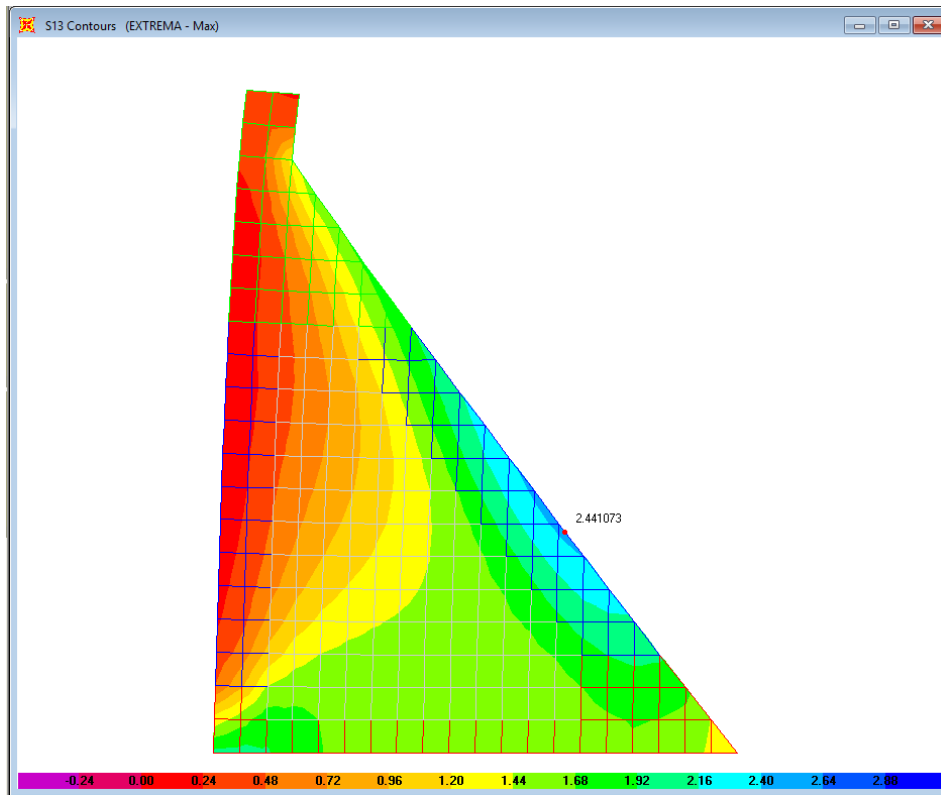


Figura C- 33 Esfuerzo S13- Caso Extremo- Máximo (MPa)

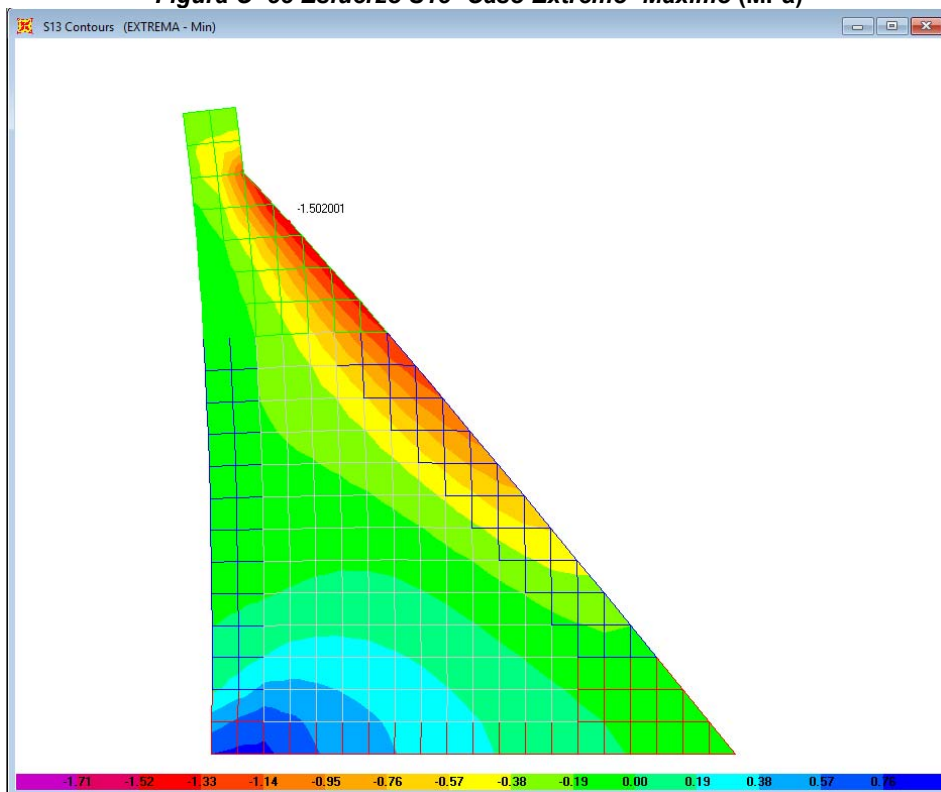


Figura C- 34 Esfuerzo S13- Caso Extremo – Mínimo (MPa)