

LISTA DE DISTRIBUCIÓN

DEPENDENCIA

No. de copias

AUTORIDAD DEL CANAL DE PANAMÁ	1
Centro de Documentación del Proyecto	1

Revisión del documento	Sección modificada	Fecha de modificación	Observaciones
0	---	15-12-2017	Versión original

ESTADO DE REVISIÓN Y APROBACIÓN

Contrato:		SAA - 390197			
Título Documento:		Reporte Intermedio de Diseño Conceptual Volumen de Diseño Estructural			
Documento No. :		INDIO-RP-ST-ICON-001			
A P R O B A C I Ó N	Número de revisión		0	A	B
	Vo. Bo. Especialista Estructural	Nombre	O. ARDILA		
		Firma			
		Fecha	15-12-2017		
	Vo. Bo Jefe Departamento	Nombre	L. H. ORTEGA		
		Firma			
		Fecha	15-12-2017		
	Vo. Bo Director de División	Nombre	G. GALLO		
		Firma			
		Fecha	15-12-2017		
	Vo. Bo Director del Proyecto	Nombre	A.MARULANDA		
		Firma			
	Fecha	15-12-2017			

TABLA DE CONTENIDO

1	RESUMEN EJECUTIVO	6
2	OBJETIVOS	7
3	DESCRIPCIÓN METODOLOGÍA DE TRABAJO.....	8
4	REVISION DE INFORMACION DISPONIBLE.....	10
5	CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL	11
5.1	GENERALIDADES.....	11
5.1.1	Materiales	11
5.2	CARGAS ACTUANTES.....	11
5.2.1	Cargas muertas	11
5.2.2	Cargas vivas	11
5.2.3	Cargas vehiculares	11
5.2.4	Cargas accidentales	12
5.2.4.1	Sismo en el agua.....	12
5.2.4.2	Sismo en los rellenos	12
5.2.4.3	Sismo en la estructura.....	13
5.2.5	Empujes laterales	14
5.2.5.1	Presión hidrostática	14
5.2.5.2	Empuje lateral de tierras.....	14
5.2.6	Fuerza hidrodinámica	15
5.2.7	Fuerzas mecánicas	15
5.3	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.....	15
5.3.1	Factor de Seguridad a la Flotación	15
5.3.2	Estabilidad ante Volcamiento	16
5.3.3	Factor de Seguridad al Deslizamiento	16
5.3.4	Esfuerzos en el material de fundación	17
5.4	DISEÑO ESTRUCTURAL.....	17
5.4.1	Programas o Software para Computador	18

5.5	CRITERIOS PARTICULARES.....	19
5.5.1	Presas CFRD	19
5.5.1.1	Espesor de las losas de concreto	19
5.5.1.2	Refuerzo de las losas	19
5.5.1.3	Junta perimetral.....	20
5.5.1.4	Ancho de losas	20
5.5.1.5	Distribución de losas externas e internas.....	21
5.5.1.6	Juntas verticales.....	21
5.5.1.7	Juntas horizontales.....	21
5.5.1.8	Losa Perimetral o Plinto	21
5.5.1.8.1	Generalidades.....	21
5.5.1.8.2	Excavación del plinto	21
5.5.1.8.3	Refuerzo del plinto	22
5.5.1.8.4	Barras de anclaje	22
5.5.1.9	Muro Parapeto.....	22
5.5.1.9.1	Generalidades.....	22
5.5.1.9.2	Hipótesis de carga	22
5.5.1.9.3	Caso usual	22
5.5.1.9.4	Caso inusual	22
5.5.1.9.5	Caso extremo.....	22
5.5.2	Presas RCC	23
5.5.2.1	Materiales	23
5.5.2.2	Condiciones de carga.....	23
5.5.2.3	Análisis y diseño estructural	23
5.5.2.4	<i>Galerías</i>	23
5.5.2.5	<i>Juntas verticales</i>	24
5.5.2.6	<i>Drenajes</i>	24
5.5.3	Vertedero	24
5.5.3.1	Análisis de Estabilidad y Diseño Estructural	24
5.5.3.1.1	Estructura de Control.....	24

INDIO RIVER MULTIPURPOSE RESERVOIR

5.5.3.1.2	Canal de Descarga	25
5.5.3.1.3	Deflector.....	25
5.5.3.1.4	Muros de Cierre	25
5.5.4	Estructuras de entrada o captaciones	26
5.5.5	Canales de Aducción	26
5.5.6	Pozos de Compuertas	27
5.5.6.1	Casos de carga para diseño del pozo de acceso, cámara seca y tapón de concreto	27
5.5.7	Casa de Máquinas y Canales de Descarga	27
5.5.7.1	Dimensiones y Cotas Principales.....	27
5.5.7.2	Acabados de las edificaciones	27
5.5.7.3	Cargas, factores de seguridad y esfuerzos.....	28
5.5.7.3.1	Condiciones de carga	28
5.5.7.3.2	Análisis de estabilidad	28
5.5.7.3.3	Combinaciones de carga	28
5.5.7.3.4	Factores de seguridad	29
5.5.8	Puentes Vehiculares	29
5.5.8.1	Análisis estructural y diseño de los puentes	30
5.5.8.2	Códigos, normas y programas que se utilizarán en el diseño conceptual de puentes vehiculares.....	30
6	CÁLCULOS DE DISEÑO	31
6.1	CÁLCULOS ESTRUCTURALES.....	31
6.1.1	Presa de concreto compactado con rodillo (CCR) y obras anexas.	31
6.1.2	Presas CFRD - Tierra zonificada y obras anexas	31
6.2	CANTIDADES DE OBRA	32
6.2.1	Presa de concreto compactado con rodillo (CCR) y obras anexas.	32
6.2.1.1	Obras de excedencias.....	32
6.2.1.2	Descarga de fondo	33
6.2.1.3	Caudal ambiental.....	33
6.2.2	Presas CFRD - Tierra zonificada y obras anexas	34
6.2.2.1	Obras de excedencias.....	34

6.2.2.2	Descarga de fondo	35
7	RECOMENDACIONES	37
8	REFERENCIAS.....	38

LISTA DE TABLAS

Tabla 5.1 Factor de seguridad a flotación 15
Tabla 5.2 Factor de Seguridad al Volcamiento 16
Tabla 5.3 Factores de Seguridad al Deslizamiento 17
Tabla 5.4 Combinaciones de carga 29

LISTA DE FIGURAS

Figura 5.1 Coeficiente de Presión "C" 12
Figura 5.2 Método Mononobe-Okabe 13
Figura 6.1 Esquema 3D - Obras de excedencias. Presa CCR 32
Figura 6.2 Esquema 3D - Cámara de compuertas. Presa CCR 33
Figura 6.3 Esquema 3D - Casa de máquinas y canal de descarga. Presas CCR, Tierra zonificada y CFRD 34
Figura 6.4 Esquema 3D - Obras de excedencias. Presas CFRD - Tierra zonificada 35
Figura 6.5 Esquema 3D - Cámara de compuertas. Presa CFRD 35
Figura 6.6 Esquema 3D - Cámara de compuertas. Presa tierra zonificada. 36

1 RESUMEN EJECUTIVO

El presente estudio corresponde a los diseños estructurales conceptuales del reservorio multipropósito Río Indio y túnel de transvase hacia el Lago Gatún en la cuenca del Canal de Panamá.

El diseño conceptual estructural abarca el dimensionamiento, evaluación de estabilidad y diseño básico de los elementos en hormigón o en estructura metálica de las obras de la alternativa seleccionada. Se elaborarán planos generales, cantidades de obra y presupuesto de las obras estructurales.

Como primera etapa de este diseño conceptual y basándose en los Criterios de Diseño Estructural, descritos en el presente informe, se hace un predimensionamiento de las obras estructurales del Sistema de Desvío, Descarga de Fondo, Vertedero Superficial y Caudal Ambiental, considerando unos factores de seguridad a la estabilidad adecuados para este nivel de estudio.

Para estos cálculos preliminares se utiliza la información técnica suministrada por los profesionales de geotecnia, hidráulica y electro-mecánica.

Como resultado, se obtiene una estimación de cantidades de hormigón y acero de refuerzo, para tener en cuenta esta información en los criterios de selección de la alternativa de presa.

2 OBJETIVOS

El presente documento corresponde al reporte intermedio del avance al diseño estructural a nivel conceptual de las obras que hacen parte del Reservoirio Multipropósito Río Indio.

3 DESCRIPCIÓN METODOLOGÍA DE TRABAJO

En la primera etapa del estudio correspondiente a la evaluación de tres (3) alternativas, se estimaron cantidades estructurales de concreto y acero de refuerzo como soporte para la evaluación económica de cada una de las alternativas. Las cantidades se basan en el predimensionamiento de los elementos establecidos a través de la metodología que a continuación se describe.

Se inició con el estudio de la información existente elaborada por otros consultores y suministrada por la ACP. A continuación, durante el desarrollo del estudio de las tres (3) alternativas por parte de las distintas áreas técnicas se brindó soporte estructural que permitiera armonizar los arreglos con consideraciones estructurales. Una vez se dispuso de los arreglos hidráulicos y mecánicos de las estructuras que hacen parte de cada una de las alternativas y de los parámetros geotécnicos y sísmicos definidos para el estudio se procedió con el predimensionamiento estructural a nivel de estudio de alternativa.

Para ello se definieron las secciones estructurales mediante relaciones de proporcionalidad estructural establecida en la práctica, de la experiencia de INGETEC de proyecto similares y mediante evaluaciones numéricas propias de esta etapa. Definidas las secciones se procedió con la verificación de estabilidad general de las estructuras de los diferentes componentes estructurales atendiendo los criterios de diseño establecidos en lineamientos indicados por guías y normas de uso internacional, principalmente las definidas por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE).

La selección de una de las alternativas es el resultado de la estimación de las cantidades de obra, presupuestos y tiempos de construcción, escogiendo la más conveniente técnica y económicamente para el estudio.

Al disponer de una geometría estable y cumpliendo con los factores mínimos de seguridad al volcamiento, deslizamiento o flotación, se continuó con la siguiente etapa correspondiente a la estimación del acero de refuerzo de los componentes de las obras previstas para el Reservorio Multipropósito Río Indio.

De acuerdo a la experiencia de INGETEC S.A en el diseño de proyectos similares y para efectos de estimación de cantidades de obra de acero de refuerzo, se tuvieron en cuenta las siguientes cuantías:

- Deflector del vertedero: 50 kg/m³
- Estructura de control del vertedero: 65 kg/m³
- Estructuras de Obras de Desvío: 85 kg/m³
- Estructuras de Obras de Descarga: 100 kg/m³
- Casa de Máquinas: 100 kg/m³
- Canal de descarga casa de máquinas: 120 kg/m³

Con este predimensionamiento conceptual se determinaron cantidades de obra asociadas a los diferentes elementos. Como soporte, se elaboraron las memorias de cálculo de análisis de estabilidad de sustento a los predimensionamientos y cantidades presentadas.

Finalmente, cuando se haya definido el tipo de presa y sus obras asociadas, los elementos estructurales se dimensionarán y diseñarán para que estén en capacidad estructural de soportar todas las cargas y deformaciones que se puedan presentar durante su construcción y vida útil de operación, de acuerdo a los criterios de diseño estructurales, y así proceder con la elaboración de planos de dimensionamiento general y de detalle suficiente para la caracterización del proyecto a nivel de diseño básico.

Los análisis de estabilidad y evaluación de cargas para el diseño conceptual se harán considerando los parámetros geotécnicos, hidráulicos, electromecánicos y sísmicos.

Este proceso general de diseño se hará mediante la elaboración de modelos matemáticos tridimensionales por medio de programas especializados y mediante el uso de hojas electrónicas desarrolladas por INGETEC para tal fin.

4 REVISION DE INFORMACION DISPONIBLE

La principal fuente de información disponible, es el Informe de Factibilidad del Reservoirio Multipropósito Río Indio preparado por MWH en el año 2003. De la revisión de esta información se observa de forma conceptual que el dimensionamiento de las diferentes secciones que conforman las estructuras previstas es robusto, conclusión esta que se da, no obstante que no se dispone de información adicional de memoria descriptiva de diseño que permita esclarecer los criterios usados para el dimensionamiento de los elementos.

El componente estructural de mayor relevancia es la presa, puesto que su selección y tipo influyen significativamente en los costos y esquema del potencial Reservoirio Multipropósito Río Indio. En los estudios del año 2003 se llegaba a conclusión que, dada la incertidumbre de la fundación, la presa de CCR presentaba mayores riesgos y posibles costos por lo que se optaba por una presa de enrocado con cara de concreto. El dimensionamiento estructural de la cara de concreto se realizó con base a las guías presentadas por organismos internacionales como ICOLD (MWH, 2003).

5 CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1 GENERALIDADES

Los criterios de diseño se basan en normas y guías de diseño internacional, los cuales se detallan en el presente documento.

5.1.1 Materiales

Con relación a los materiales, se empleará hormigón armado para las distintas estructuras requeridas, con las resistencias y tamaño de agregados que se indiquen en este documento, en las especificaciones técnicas o en los planos del diseño básico.

- Acero de refuerzo: Conforme a la norma ASTM-A-706, se empleará acero para el refuerzo del hormigón Grado 60, con un esfuerzo de fluencia $f_y = 412 \text{ MPa}$ (4200 kgf/cm^2).
- Acero estructural: Se utilizarán aceros estructurales de calidad ASTM - A36 y ASTM A572 grado 50 para los elementos estructurales.
- Almohadillas de Neopreno Grado 60 para apoyos de vigas en puentes.

Los parámetros geotécnicos serán definidos por los especialistas correspondientes así como se definirán también los niveles hidráulicos para las obras, según los requisitos operativos.

5.2 CARGAS ACTUANTES

5.2.1 Cargas muertas

Como carga muerta se considera el peso propio de las estructuras y las cargas que estarán presentes de manera constante a lo largo de su vida útil, estas cargas se determinan considerando las dimensiones geométricas de las estructuras con los pesos volumétricos indicados a continuación:

Peso propio del hormigón	24,0 kN/m ³
Peso propio del acero	78,6 kN/m ³
Peso específico del agua	9,81 kN/m ³

Adicionalmente, se tienen en cuenta las cargas específicas dependientes del uso y de las características de cada estructura, las cuales se definen de manera particular.

5.2.2 Cargas vivas

Se consideran cargas vivas, aquellas que son producidas por el uso y ocupación de la estructura. Para el análisis y diseño conceptual se usan las cargas recomendadas por normas internacionales según el tipo y uso del componente a diseñar.

5.2.3 Cargas vehiculares

Se consideran las cargas establecidas en la Norma AASHTO - LRFD Bridge Design Specification

5.2.4 Cargas accidentales

5.2.4.1 Sismo en el agua

La variación de la presión hidrodinámica con la profundidad se calcula a través de la siguiente expresión:

$$\Delta P = CG_h \gamma_{agua} H$$

Expresión en la cual:

- ΔP : Variación de la componente normal de la carga de agua debido al sismo
- G_h : Aceleración máxima horizontal con relación a la aceleración de la gravedad
- C : Coeficiente de distribución y magnitud de presión

γ_{agua} : Peso específico del agua

H : Profundidad máxima del embalse

El valor de C se determina de acuerdo con la Figura 5.5 (USBR, 1987). De dicha Figura se leen las siguientes variables:

- h : Profundidad total del embalse en la sección estudiada
- y : Distancia vertical de la superficie de embalse a la elevación en cuestión
- C_m : Máximo valor de C para una pendiente constante
- C : Coeficiente de distribución y magnitud de presión

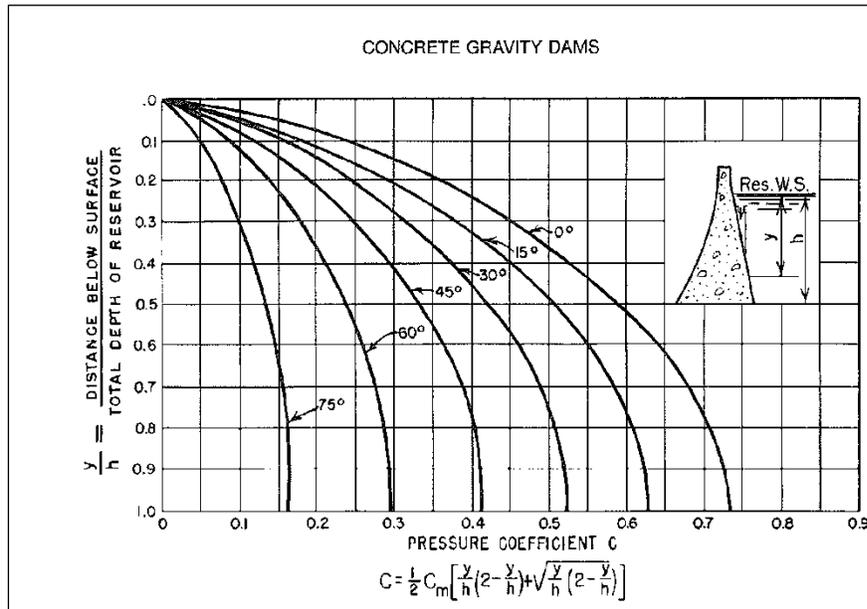


Figura 5.1 Coeficiente de Presión "C"

5.2.4.2 Sismo en los rellenos

La variación de presión dinámica causada en los empujes de los rellenos por la acción de un sismo se calcula mediante el método de Mononobe – Okabe, descrito en el apéndice G de la (USACE, Stability Analysis of Concrete Structures, 2005), según el cual se utilizan las siguientes expresiones.

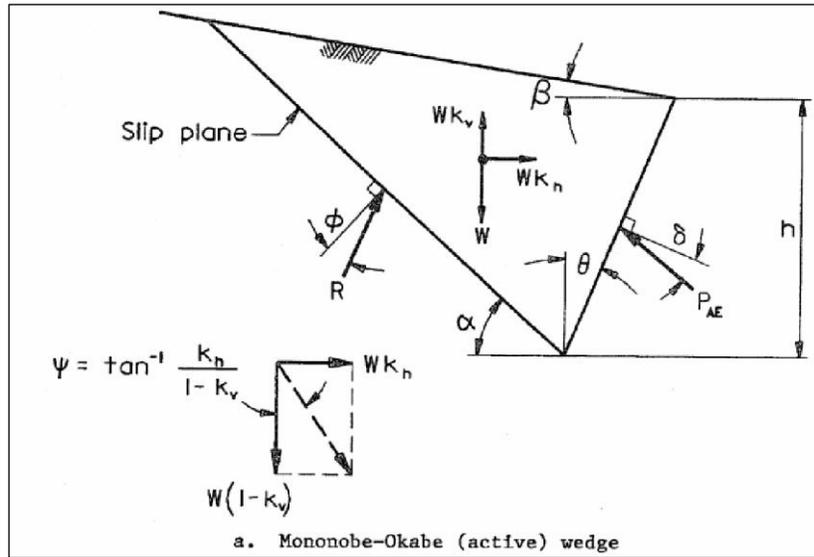


Figura 5.2 Método Mononobe-Okabe

U.S.A.C.E EM-1110-2-2100

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} * \gamma * (1 - K_v) * h^2$$

Ecuación G-1

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\Phi - \varphi - \theta)}{\cos \varphi * \cos^2 \theta * \cos(\varphi + \theta + \delta) * \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) * \sin(\Phi - \varphi - \beta)}{\cos(\beta - \theta) * \cos(\varphi + \theta + \delta)}} \right\}^2}$$

Ecuación G-2

$$\varphi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

K_{AE} : Coeficiente activo de empuje de tierras que incluye factor dinámico y estático

P_{AE} : Empuje combinado de fuerzas estáticas y dinámicas

γ : Peso unitario del relleno

Φ : Ángulo interno de fricción del relleno

δ : Ángulo de fricción suelo estructura

K_v : Aceleración vertical en g

K_h : Aceleración horizontal en g

β y θ : Según se indica en la Figura 5.2

5.2.4.3 Sismo en la estructura

Para los análisis de estabilidad se toma una fuerza horizontal (P_e) equivalente a la relación de la aceleración sostenida a la gravedad (g), multiplicada por el peso de la estructura (W) en cualquier dirección y aplicada en el centro de gravedad de la misma.

U.S.A.C.E EM-1110-2-2200

$$P_e = \frac{W}{g} \cdot \alpha \cdot g = \alpha \cdot W$$

Ecuación 3-2 (USACE, 1995)

P_e : Fuerza Horizontal
 α : Coeficiente sísmico
 W : Peso de la estructura

$$\alpha : \frac{a}{g}$$

Según lo establecido en el numeral 4-7 del Manual EM-1110-2-2100 del U.S.A.C.E. para los análisis de estabilidad, se permite utilizar un coeficiente sísmico igual a 2/3 del valor de la aceleración horizontal pico efectiva (PGA).

5.2.5 Empujes laterales

5.2.5.1 Presión hidrostática

La presión de agua a una profundidad h se determina como:

$$P_w = \gamma_w \cdot h$$

P_w : Presión de agua a una profundidad h (kN/m²).

γ_w : Peso específico del agua. (9,81 kN/m³).

h : Profundidad del punto considerado medida desde la superficie del agua (m).

La resultante total de empuje de agua se determina como:

$$F_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h^2$$

F_w : Resultante total de empuje de agua por metro de ancho (kN/m).

5.2.5.2 Empuje lateral de tierras

Su cálculo por metro de ancho se realiza mediante la siguiente expresión:

$$E_H = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

E_H = empuje lateral de tierras
 γ_t = peso específico del material
 H = altura o profundidad del material
 K = Coeficiente de presión de tierras

Cuando el empuje lateral de tierras se oponga a la acción de otras fuerzas no se toma en cuenta en esta combinación de cargas, pero si se considera su acción en el diseño.

5.2.6 Fuerza hidrodinámica

Fuerza producida por el cambio de la cantidad de movimiento al darse un cambio en la dirección de la velocidad. Se calcula con la siguiente expresión:

$$F_d = \sigma_w * Q * V / g$$

σ_w = Peso específico del agua

Q = caudal de diseño

V =Velocidad de la masa de agua en la sección considerada.

g = Aceleración de la Gravedad

5.2.7 Fuerzas mecánicas

Fuerzas de equipos mecánicos, incluyendo las fuerzas generadas por la expansión o contracción en tuberías debido a cambios de temperatura o gradiente térmico.

5.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

A no ser que se indique lo contrario, el análisis de estabilidad de las diferentes estructuras se realiza siguiendo las recomendaciones establecidas en la norma U.S.A.C.E EM-1110-2-2100 y se considera los respectivos factores de seguridad como aceptables. A continuación se incluyen tales recomendaciones.

5.3.1 Factor de Seguridad a la Flotación

La estabilidad de la estructura ante la flotación se revisa utilizando el criterio establecido por USACE (EM-1110-2-2100, 2005) mediante la siguiente expresión:

U.S.A.C.E EM 1110-2-2100 Ecuación 3-2

$$F.S.F = \frac{W_s + W_c + S}{U - W_g}$$

W_s : Peso de la estructura, incluido el peso de equipos fijos y rellenos ubicados por encima de la superficie de la estructura.

W_c : Peso del agua contenida dentro de la estructura.

S : Sobrecarga.

U : Fuerzas de levantamiento actuando en la base de la estructura.

W_g : Peso del agua sobre la estructura.

Los factores de seguridad utilizados como criterio de aceptación para las condiciones estudiadas se muestran en la Tabla 5.1

Tabla 5.1 Factor de seguridad a flotación

Caso Usual	Caso Inusual	Caso Extremo
1,30	1,20	1,10

5.3.2 Estabilidad ante Volcamiento

La estabilidad de las estructuras ante el volcamiento se revisa utilizando el criterio establecido por USACE en (EM-1110-2-2100, 2005), según el cual se verifica que la aplicación de la resultante de fuerzas verticales y los momentos originados por las fuerzas laterales para las diferentes condiciones de carga esté localizada en los siguientes puntos:

- Caso usual: En el tercio central de la base, es decir que el 100% de la base trabaje a compresión.
- Caso inusual: En la mitad central de la base, es decir que el 75% de la base trabaje a compresión.
- Caso extremo: Dentro de la base y que no supere el esfuerzo de compresión de la base.

La localización de la resultante se encuentra mediante la utilización de la siguiente ecuación:

U.S.A.C.E EM-1110-2-2200 Ecuación 4-1

$$\text{Localización de la resultante} = \frac{\Sigma M}{\Sigma F_v}$$

ΣM : Sumatoria de momentos con respecto al punto de volcamiento.

ΣF_v : Sumatoria de fuerzas verticales incluyendo la subpresión ascendente.

A continuación se resume este criterio.

Tabla 5.2 Factor de Seguridad al Volcamiento

	Usual	Inusual	Extremo
Localización de la resultante	En el tercio central de la base	En la mitad central de la base	Dentro de la base
Porcentaje de la base en compresión	100% de la base en compresión.	75% de la base en compresión.	Sin superar el esfuerzo de compresión de la base.

De ser aplicables otras metodologías de cálculo del Factor de Seguridad por volcamiento serían definidas en el criterio de diseño específico respectivo que se presentaría en diseños posteriores.

5.3.3 Factor de Seguridad al Deslizamiento

Los factores de seguridad al deslizamiento, adoptados como criterios de aceptación para el presente estudio, corresponden a los recomendados por el manual de ingeniería EM 1110-2-2100. Se verifican los factores para los casos usual, inusual y extremo.

Para el cálculo del factor de seguridad al deslizamiento en cualquier sección de la estructura o en el contacto con la fundación se usa la siguiente ecuación:

U.S.A.C.E EM-1110-2-2200 Ecuación 4-3

$$FSD = \frac{(N \cdot \tan \phi + c \cdot L)}{T}$$

N = Resultante de fuerzas normales al plano de deslizamiento.

ϕ = Ángulo interno de fricción de la roca o estrato de fundación.

c = Cohesión de la roca o estrato de fundación.

L = Longitud de la base en compresión.

T = Sumatoria de cargas aplicadas, paralelas al plano de deslizamiento.

El análisis de estabilidad al deslizamiento recomendado por la USACE se efectúa para el monolito considerado, teniendo en cuenta las fuerzas actuantes totales y la cohesión en la base.

Los factores de seguridad utilizados como criterio de aceptación para las condiciones estudiadas se muestran en el Tabla 5.3.

Tabla 5.3 Factores de Seguridad al Deslizamiento

Caso Usual	Caso Inusual	Caso Extremo
2,00	1,70	1,30

Para las estructuras especiales como son las presas y barreras móviles y fijas se hace una verificación para el evento en el cual sólo se considera la fricción de la roca o estrato de fundación. En este caso los factores serán de 1,50, 1,30 y 1,00, respectivamente.

5.3.4 Esfuerzos en el material de fundación

Se analizan los esfuerzos actuantes en el material de fundación, causados para los diferentes casos de carga aplicables por cada estructura para garantizar que estos sean menores o iguales a la capacidad portante admisible para los casos usual e inusual. Para condiciones extremas de carga el esfuerzo actuante permitido será de 1.33 veces la capacidad portante del material donde se encuentre cimentada la estructura.

5.4 DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural conceptual de elementos de concreto reforzado sigue las pautas establecidas por ACI -318 (American Concrete Institute, 2014), por el American Steel Construction Manual (AISC, 2010) y por la guía de diseño AASHTO LRFD (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012)

Para los elementos de hormigón reforzado y de acero estructural, donde se requieran estos materiales y que incluyen, pero no se limitan a las obras estructurales de la Presa, Vertedero de Excedencias, Túnel de Desvío, Descarga de Fondo y Caudal Ambiental, las combinaciones de carga que se consideran son:

- $U = 1,4D$
- $U = 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ or } G \text{ or } R)$
- $U = 1,2D + 1,6(Lr \text{ or } G \text{ or } Le) + (1,0L \text{ or } 0,8W)$
- $U = 1,2D + 1,6W + 1,0L + 0,5(Lr \text{ or } G \text{ or } Le)$
- $U = 1,2D + 1,0E + 1,0L$
- $U = 0,9D + 1,6W$
- $U = 0,9D + 1,0E$

Cuando F esté presente, se debe incluir con el mismo factor de carga que D en las combinaciones de carga:

- D = Carga Muerta
- L = Carga Viva
- Lr = Carga Viva en el techo
- R = Lluvia
- G = Granizo
- W = Carga de Viento
- E = Carga por sismo
- F= Cargas de Fluido

Las cargas descritas anteriormente se consideran actuando en las condiciones menos favorables para llevar a cabo el diseño conceptual.

Las fuerzas debidas a la subpresión pueden verse influenciadas por la presencia de sistemas de drenaje. Por tanto se evalúan debidamente donde se pueden utilizar los sistemas de drenaje, así como la eficiencia de dicho sistema en función de las tablas de agua existentes y las capacidades del sistema de drenaje.

Las combinaciones de carga de diseño para los componentes de los puentes que se consideran son las establecidas por el método de Resistencia de AASHTO (LRFD), son:

- $U = \gamma_p \text{ SUM_DC_1}$
- $U = \gamma_p \text{ SUM_DC_1} + 1,75\text{ENV_}(\text{LL+IM})_1$
- $U = \gamma_p \text{ SUM_DC_1} + 1,35\text{ENV_}(\text{LL+IM})_1$
- $U = \gamma_p \text{ SUM_DC_1} + 1,35\text{ENV_}(\text{LL+IM})_2$

SUM_DC_1 = Suma de todas las cargas muertas

ENV_ (LL + IM) _1 = envolvente de carga viva para la viga interior tipo 1

ENV_ (LL + IM) _2 = envolvente de carga activa para la viga exterior tipo 2

El diseño estructural también considerará el método de construcción de la estructura y los requisitos de durabilidad. Para estos requisitos, se siguen las pautas provistas por los códigos internacionales, particularmente ACI, sobre exposición ambiental.

5.4.1 Programas o Software para Computador

El software que podrá ser usado para el diseño será:

- CSI BRIDGE. Software de elementos finitos usado para el análisis de estructuras en tres dimensiones.
- SAP 2000. Software para análisis estructural.
- AutoCAD. Software utilizado para el dibujo de los planos.
- Hojas de cálculo y procesadores de palabras.
- 3DSAD. Stability Análisis de estabilidad para el Aliviadero y la presa.

El análisis de elementos finitos se llevará a cabo en modelos realistas de la estructura, preferiblemente con modelos 3D, dependiendo del tipo de análisis que se lleve a cabo.

5.5 CRITERIOS PARTICULARES

5.5.1 Presa CFRD

De acuerdo con lo indicado en el estudio de factibilidad, el tipo de presa se seleccionó después de evaluar diferentes sitios y tipos de presa. Finalmente, MWH selecciono como mejor opción para el sistema Río Indio una presa tipo CFRD. El estudio conceptual comprende una primera correspondiente a un nuevo análisis de alternativas de tipos y altura de presas. Los tipos a evaluar que incluyen análisis estructural corresponde a las presa CFRD y RCC.

Los criterios de diseño de la presa CFRD, se basarán en criterios de organismos internacionales para cada uno de los componentes, tal como se describe a continuación.

5.5.1.1 Espesor de las losas de concreto

El espesor de las losas de concreto se determinará acorde a las recomendaciones de los organismos internacionales, principalmente ICOLD, y con base en experiencias previas. Las caras de concreto ya construidas han demostrado buen comportamiento bajo altos gradientes hidráulicos y condiciones extremas del medio ambiente.

El espesor de la cara de concreto se ha venido determinando en función de la presión del reservorio, inicialmente con la fórmula $e = 0,30 + 0,003H$; en algunos casos se ha utilizado $e = 0,30 + 0,002H$ e incluso se han diseñado presas de alturas menores a 120 m con la fórmula $e = 0,30 + 0,001H$. Donde e es el espesor de las losas y H la altura del reservorio en metros.

Considerando que la potencial presa, requerirá integridad en la cara de concreto se considera aceptable usar un espesor variable, de tal manera que garantice su funcionalidad y sea aceptable técnica y económicamente. Así mismo que esté acorde con el estado del arte de este tipo de estructuras. Para los diseños en curso se adopta una variación del espesor según la expresión:

$$e = 0,30 + 0,003H$$

El espesor de diseño de la losa principal es teórico y se considera como un mínimo; es importante tener en cuenta que la losa principal puede presentar un sobre espesor durante la construcción, debido a las irregularidades inevitables del curb sobre la cara de aguas arriba del relleno.

5.5.1.2 Refuerzo de las losas

Es normal que ocurran grietas de retracción; se aceptan y no tiene ninguna consecuencia especial en el funcionamiento de la presa.

Se proyecta usar un concreto del orden de 21 MPa de resistencia a la compresión que tiene baja cantidad de cemento y una resistencia satisfactoria para el comportamiento de la losa bajo las cargas hidrostáticas.

Tradicionalmente se ha colocado el refuerzo en la mitad de la placa, obteniéndose un buen comportamiento, tanto desde el punto de vista de flexión, como de compresión o tensión en la placa.

Inicialmente en los diseños de presas de cara de concreto se habían usado cuantías del orden del 0,5%, pero con el paso del tiempo se ha disminuido a 0,4% e incluso hasta el 0,3%.

La ausencia de fisuras verticales, aún con cuantías del orden del 0,3%, indica que el refuerzo horizontal podría reducirse.

El mínimo acero de temperatura y retracción comúnmente aceptado es del orden del 0,25%

Para las condiciones del sitio de El Indio se considera que es factible seguir la tendencia mencionada, pero sin llegar al 0,3%. El refuerzo de la losa principal se determina con base en una cuantía convencional de 0,35% en ambas direcciones. Para las losas de arranque donde se esperan las mayores deformaciones se aumenta dicha cuantía de tal manera que la cuantía utilizada en estas placas resulte del orden del 0,45%.

El refuerzo se coloca en una sola malla localizada en la parte central de la losa o con doble malla, con las barras inclinadas situadas encima de las barras horizontales.

En los bordes de las losas cercanos a las juntas de dilatación se colocará un refuerzo adicional con una cuantía mínima de 0,25% para impedir la ruptura diagonal del concreto por fuerzas concentradas de compresión.

Con los resultados del comportamiento de la presa que se obtengan en el análisis geotécnico, se determinan las deformaciones (desplazamientos horizontales y asentamientos) en la cara de concreto de la presa, que servirán de base para el diseño conceptual de las juntas, espesores y cuantía del acero de refuerzo.

5.5.1.3 Junta perimetral

La conexión de la cara de concreto con el plinto se hace variando el ángulo de inclinación del cabezal en cada tramo, de tal forma que la cara de concreto sea siempre normal al cabezal del plinto, para permitir libremente las deflexiones de las losas de la cara de concreto.

Con el fin de limitar las filtraciones a valores razonables es necesario colocar dos líneas de defensa (sellos) en las juntas de la cara de concreto, tal como se ha hecho en las caras de concreto de presas recientemente construidas, se mencionan entre otros proyectos: Cajón – México (184 m de altura), Porce III-Colombia (145,0 m de altura), Antamina - Perú (106 m de altura) y Sarabrut-Colombia, (46 m de altura).

Para la junta perimetral, donde se esperan movimientos de tres tipos (asentamientos normales a la cara, y movimientos paralelos y normales a la junta en el plano de la cara) se prevé utilizar dos líneas de defensa. En la parte inferior de la placa, se localiza un sello de cobre, sobre una banda de PVC, la cual descansa sobre una base de arena asfalto y en la parte superior se coloca el bulbo de material fino, protegido con una banda de PVC, la cual se encuentra fijada a la placa de concreto con platinas metálicas y pernos de anclaje.

Para el sello superior existe la posibilidad de adoptar un *mastic* cubierto con una banda de PVC, o en lugar del *mastic*, un material fino no cohesivo tipo FlyAsh. Se prefiere la utilización de un material fino no cohesivo.

Se ha utilizado en otros proyectos madera de abarco en la junta perimetral donde esta trabaja bajo esfuerzos de compresión, con el propósito de proteger los bordes de las superficies de concreto y evitar fisuras en la zona de la junta; así mismo, en las zonas en las que la junta trabaja bajo esfuerzos de tracción, se ha colocado material bituminoso o asfalto premoldeado; opcionalmente se podrá colocar poliuretano líquido en reemplazo del asfalto premoldeado.

5.5.1.4 Ancho de losas

La cara de concreto se divide en franjas monolíticas o losas principales, separadas por juntas verticales de dilatación. El ancho típico de cada una de las franjas estará en 15,00 metros o cercano a este valor, por ser práctico para el uso de formaletas deslizantes y también definido en el estudio de factibilidad.

5.5.1.5 Distribución de losas externas e internas

Las losas principales se dividen en losas exteriores e interiores. El límite de estas se establece en cada estribo, en función de su geometría y deformaciones.

5.5.1.6 Juntas verticales

Para las juntas exteriores se prevé un sello de cobre de 55 cm de ancho, en la parte inferior, y un relleno de material de sello de suelo fino no cohesivo en la parte superior, cubierto con una banda de PVC, fijada al concreto con platinas y pernos de expansión, utilizando el mismo criterio expuesto para la junta perimetral.

Para las losas interiores se propone una junta con el mismo sello de cobre mencionado, colocado en la parte inferior, sin colocar el sello superior.

5.5.1.7 Juntas horizontales

Se prevén juntas de construcciones horizontales, localizadas en los sitios donde se interrumpa el vaciado continuo del concreto de la losa de arranque o en los sitios donde se programen para mejorar los tiempos de construcción y llenado. Estas juntas serán tratadas con “corte verde” y se tendrá el acero de refuerzo pasando a través de la junta.

5.5.1.8 Losa Perimetral o Plinto

5.5.1.8.1 *Generalidades*

El propósito principal de la losa perimetral o plinto es el de proveer una conexión impermeable entre la losa principal y la roca con la pantalla de inyecciones en los estribos. Se diseñará el plinto de espesor constante con un ancho que se determina dependiendo del gradiente hidráulico admisible a lo largo de la superficie de contacto entre el concreto y la roca. En comienzo se verificarán las dimensiones del plinto definidas en el informe de factibilidad considerando las características geotécnicas del macizo rocoso que sirve de fundación al plinto.

Durante el desarrollo de los diseños objeto de este contrato se determinará el espesor y ancho definitivos, los cuales estarán en concordancia con los resultados del diseño geotécnico, teniendo en cuenta su funcionalidad técnica y económica.

No es necesario disponer de juntas de dilatación en la losa perimetral o plinto, puesto que está anclado a la roca y deberá contar con una cantidad de acero de refuerzo suficiente para absorber los esfuerzos por retracción de fraguado y temperatura.

5.5.1.8.2 *Excavación del plinto*

Los criterios para definir la geometría del plinto son los siguientes:

- Obtener el menor número posible de quiebres del plinto.
- La fundación del plinto deberá ser un plano que cuente con la misma inclinación de la línea de referencia de la excavación, de tal manera que las curvas de nivel del plinto sean normales al alineamiento del mismo.
- Para el plinto se aplicará el criterio de “plinto interno” con el objeto de disminuir el volumen de las excavaciones

Los anteriores criterios, garantizan la unión óptima del plinto con la cara de concreto, impiden la acumulación de aguas lluvias sobre la junta perimetral y facilitan la construcción de los concretos del plinto, las losas de arranque y los trabajos de inyección.

5.5.1.8.3 Refuerzo del plinto

El refuerzo se determina igual al que se diseñó para las losas principales con base en una cuantía mínima de 0,35% en ambas direcciones; esta cuantía será verificada para garantizar que el plinto esté en capacidad de absorber los esfuerzos producidos por las presiones de inyección y de contacto previstas, suponiendo para su diseño que el plinto se encuentra apoyado en las barras de anclaje que lo sujetan a la roca.

5.5.1.8.4 Barras de anclaje

Las barras de anclaje se diseñan para resistir una presión de levantamiento de 0,1 MPa, la cual permite realizar las labores de inyección del macizo rocoso desde el plinto.

5.5.1.9 Muro Parapeto

5.5.1.9.1 Generalidades

Para conformar la cresta de la presa se construirá en ésta un muro parapeto de concreto.

Se prevé que el muro parapeto de la cara de aguas arriba, empalme con las losas principales y las losas de los estribos de la cara de la presa, mediante una junta vertical con juntas de dilatación que coinciden con la prolongación de las juntas de dilatación de las losas de la cara de concreto.

Para aumentar la eficiencia de la junta podrá utilizarse sobre la cara de aguas arriba una banda de PVC fijada con una platina metálica y pernos que le darán continuidad a la junta horizontal de la losa.

El muro será cimentado sobre el relleno de la presa, el cual contará con el camber requerido de acuerdo con el asentamiento esperado de la presa, cuando se efectúe el primer llenado del reservorio.

Se estudiará la altura total del muro parapeto cuya longitud comprende el ancho del espaldón de aguas arriba de la presa.

5.5.1.9.2 Hipótesis de carga

El dimensionamiento, análisis de estabilidad y diseño estructural del muro parapeto se efectúa teniendo en cuenta las condiciones más críticas de funcionamiento evaluadas con base en las siguientes hipótesis de carga:

5.5.1.9.3 Caso usual

Peso propio, empuje de relleno, empuje del agua con el nivel máximo de operación del reservorio (80 msnm), con sobrecarga, con viento y sin sismo.

5.5.1.9.4 Caso inusual

Peso propio, empuje de relleno, empuje del agua con el nivel de la creciente máxima probable (CMP), sin sobrecarga, con viento y sin sismo.

5.5.1.9.5 Caso extremo

Peso propio, empuje de relleno, empuje del agua con el nivel máximo normal del, sin sobrecarga y con sismo.

Se toma una sobrecarga equivalente a un relleno de 1,60 m de altura.

Se aplica la carga de sismo producida por la aceleración pico horizontal (PGA) y la aceleración pico vertical de acuerdo con el estudio de sismología del proyecto para este tipo de estructuras, amplificada por un determinado porcentaje para considerar el efecto de estar la estructura del muro sobre la cresta de la presa, el cual es determinado en los análisis dinámicos de los rellenos de la presa. Para los análisis de estabilidad se usará una aceleración efectiva igual a 2/3 de la aceleración pico (PGA).

5.5.2 Presa RCC

En caso de que la alternativa de presa seleccionada sea una presa en concreto compactado por rodillo (CCR).

5.5.2.1 Materiales

Se usa concreto compactado con rodillo de bajo contenido de cemento, el cual será definido de acuerdo con los análisis de esfuerzos y con base en valores de resistencia de CCR de otros proyectos ya construidos. Se partirá para el análisis de una resistencia a la compresión estática de 17,50 MPa a un año.

Con base a los resultados de los estudios de esfuerzos al interior de la presa se determinará el uso de una mezcla de pega entre capas de CCR. Para protección de la cara expuesta al reservorio, se podrá utilizar una franja de concreto enriquecido u otras medidas para contribuir con la impermeabilidad de la estructura.

5.5.2.2 Condiciones de carga

Para el análisis de estabilidad de la presa se considerará el caso de carga más crítico de los siguientes casos de carga, los cuales representan las más adversas combinaciones probables con una razonable probabilidad de ocurrencia simultánea:

Caso extremo durante construcción (I): Estructura completamente terminada, no se consideran niveles de agua al exterior de la estructura, se considera el efecto del sismo (OBE).

Caso usual de carga durante operación (II): Condición normal de operación: Con nivel del reservorio en el nivel de agua máxima normal (NAMO), material de colmatación y subpresión.

Caso inusual de carga durante operación (III): Condición inusual de operación asociado al nivel de aguas máximo en el reservorio (CMP).

Caso extremo de operación con sismo durante operación (IV): Condición usual y sismo en la dirección hacia aguas abajo.

5.5.2.3 Análisis y diseño estructural

Para el diseño estructural de la presa se considerarán los casos de carga y se procederá con análisis bidimensionales de la estructura para determinar los esfuerzos críticos. Por medio de estos análisis se determinarán las tensiones al interior de la estructura. Se realizará un análisis dinámico de la presa, considerando la interacción de la obra con el reservorio y la fundación.

5.5.2.4 Galerías

Se considerará la presencia de galería para el alivio de supresiones y para facilitar los trabajos de tratamiento de la fundación, en caso de ser necesario. Las galerías dispondrán de una canaleta o

trinchera que conectan a los tubos de drenaje para la recolección y desagua del agua de infiltraciones.

5.5.2.5 Juntas verticales

Las juntas verticales se colocarán para evitar esfuerzos debido al calor de hidratación del concreto, separación que puede variar entre 20 m y 30 m, según experiencia de proyectos anteriores. Se usará como criterio también el uso de juntas verticales en casos donde existan cambios en el material o geometría de la fundación.

5.5.2.6 Drenajes

Se proveerá de drenajes a la presa para el alivio de las subpresiones en función de las filtraciones esperadas a través de la roca. También se pueden usar drenajes internos para aliviar las presiones al interior de las estructuras. Estos drenajes se conectan a las galerías y a los puntos de recolección de aguas.

5.5.3 **Vertedero**

El tipo de vertedero será función del tipo de presa seleccionado, pudiendo encontrarse en un estribo o sobre la misma presa.

De encontrarse en el estribo, el vertedero dispondrá de un canal de aproximación, una sección de control del vertedero mediante un azud o gola, un canal de salida, una cubeta deflectora y un canal excavado para dirigir el agua de regreso al río. A la altura del azud existirá un puente que permita sortear el vertedero.

De estar incorporado en la presa se dispondrá de la sección de control, el canal o rápida de salida, y obras adicionales como un puente para dar continuidad a la cresta de la presa.

Se prevé que toda la estructura este cimentada en material competente, ya sea roca o sobre el concreto de la presa, y que el canal sea anclado. El diseño contemplará también un sistema de drenaje bajo el canal en forma de espina de pescado para garantizar que no se generen subpresiones a lo largo de toda la estructura.

5.5.3.1 Análisis de Estabilidad y Diseño Estructural

5.5.3.1.1 *Estructura de Control*

Se considera que la gola o azud trabaja como un cuerpo monolítico formado por cada pila que sirve de apoyo al puente y su correspondiente sector de gola. Se analizará la capacidad que tiene la estructura para resistir las fuerzas hidrostáticas, hidrodinámicas y de sismo que producen tendencia al volcamiento, deslizamiento y flotación, sin sobrepasar los esfuerzos admisibles del contacto con la fundación. Para tales efectos se conservarán adecuados factores de seguridad considerando los siguientes casos de carga.

Casos a considerar

Caso I: Condición usual de construcción: se tendrá en cuenta la carga muerta y viento en la dirección más desfavorable.

Caso II: Condición usual de operación: reservorio en el nivel máximo normal de operación, sin rebose y subpresión.

Caso III: Condición inusual de operación: reservorio en el nivel de descarga de la creciente máxima probable y subpresión.

Caso IV: Condición extrema de construcción: carga muerta (Caso I) y sismo en la dirección más desfavorable.

Caso VI: Condición extrema de operación: caso II y sismo en la dirección más desfavorable.

5.5.3.1.2 Canal de Descarga

El canal de descarga está formado por una losa y por dos muros laterales empotrados a la losa. En el caso de un vertedero en roca, esta estructura iría preferentemente anclada, El canal está separado de la estructura de control y del deflector por juntas de dilatación. El canal tendrá un cajón colector de eventuales filtraciones a través del sistema de drenaje de las juntas de construcción.

La solera se diseña para resistir una subpresión igual a la altura de la lámina de agua correspondiente a descargas con el nivel máximo de operación del reservorio y se calcula como una placa apoyada en los puntos de anclaje.

Los muros se diseñan empotrados a la solera y apoyados en los puntos de anclaje, para resistir una subpresión o una lámina de agua iguales a la altura del muro.

5.5.3.1.3 Deflector

Para la estabilidad y el análisis estructural, se toma la estructura del deflector como un cuerpo monolítico rígido independiente del canal y apoyado sobre la roca de fundación. Se diseña para mantenerse estable por medio de su propio peso sin contar con la acción de los anclajes.

Casos de carga

Para el análisis del deflector se consideran las siguientes combinaciones de carga.

Caso I: Condición usual de construcción: peso propio

Caso II: Condición inusual: con el rebosadero descargando el caudal de la creciente máxima probable (CMP), con presiones hidrodinámicas sobre la solera del deflector y subpresión.

Caso III: Condición inusual de operación: peso propio y subpresión después del rebose de la CMP.

Caso IV: Condición extrema: sin descargar el rebosadero y con sismo en la dirección más desfavorable.

En cuanto a la subpresión, esta se considera variando linealmente desde el valor máximo en el extremo de aguas arriba, hasta un valor igual a cero en el extremo de aguas abajo del deflector.

En cuanto a las paredes laterales, para el cálculo del acero de refuerzo se diseñan los muros del deflector para resistir las presiones hidrodinámicas que se generan al descargar el caudal correspondiente a la CMP y para la condición sin descargas con sismo (PGA) en la dirección más desfavorable. Para el análisis de estabilidad se utilizará una aceleración igual a 2/3 de la aceleración pico máxima (PGA).

5.5.3.1.4 Muros de Cierre

Los muros se dimensionarán para garantizar su estabilidad al deslizamiento y al volcamiento y para resistir los esfuerzos internos producidos por las cargas, considerando el caso de carga más

desfavorable de las combinaciones de carga en las cuales se incluya, cargas muertas, empujes de tierra e hidrostático y sismo.

Se utilizará concreto con una resistencia a la compresión $f'c = 28,0$ MPa y acero de refuerzo corrugado grado 60.

5.5.4 Estructuras de entrada o captaciones

Las estructuras de entrada previstas en comienzo son estructuras en cajón con rejas que impiden el paso del material grueso.

Para el análisis de estabilidad y estructural, se estudiará la capacidad que tiene la estructura para soportar las fuerzas hidrostáticas, de sismo y presiones desequilibradas durante su operación, las cuales producen tendencia al deslizamiento, volcamiento y flotación.

El diseño conceptual se elaborará sin sobrepasar los esfuerzos admisibles de los materiales y del contacto con la roca de fundación. Para tales efectos se garantizarán adecuados factores de seguridad considerando el más crítico los siguientes casos de carga:

Caso I: Caso usual: Condición normal de operación considerando el peso propio de la estructura sumergida con presiones desequilibradas.

Caso II: Caso inusual: Estructura vacía, presión externa de empuje de relleno y/o presión desequilibrada en las rejas.

Caso III: Caso extremo: Se considerará la estructura operando con el nivel normal y sismo en la dirección más desfavorable

En cuanto a los materiales se utilizará concreto con una resistencia a la compresión $f'c = 28,0$ MPa, acero de refuerzo corrugado grado 60, las incrustaciones metálicas de rejas serán de acero estructural al carbono ASTM A-36.

5.5.5 Canales de Aducción

Las estructuras de captación estarán provistas de canales de aducción de sección rectangular que conectará a los túneles. Para el análisis de estabilidad y estructural de estos canales, se considerarán las cargas y los casos de carga, que representen las más adversas combinaciones probables de carga, encontrándose los esfuerzos transmitidos al terreno y los esfuerzos internos a los que está sometida la estructura

El diseño conceptual se elaborará sin sobrepasar los esfuerzos admisibles de los materiales y del contacto con la roca de fundación. Para tales efectos se garantizarán adecuados factores de seguridad considerando el más crítico los siguientes casos de carga:

Caso I: Caso usual: Canal lleno, sin empuje del terreno sobre los muros y subpresión.

Caso II: Caso inusual: Canal vacío, empuje del terreno sobre los muros y subpresión.

Caso III: Caso extremo: Canal vacío, empuje del terreno sobre los muros. y sismo en dirección transversal.

Los materiales que se utilizarán en los canales de aducción son: concreto de $f'c = 28,0$ MPa, acero de refuerzo corrugado grado 60, el acero estructural para los elementos metálicos misceláneos será de calidad ASTM A-36.

5.5.6 Pozos de Compuertas

El cierre de las conducciones, desviación y túnel de transvase, se efectúa a través de compuertas verticales, operadas a través de pozos verticales localizados aguas abajo de las estructuras de entrada o de toma.

Para el diseño estructural, se estudiará la capacidad que tiene la estructura para soportar las cargas impuestas por los equipos, fuerzas hidrostáticas, de sismo y presiones desequilibradas durante su operación.

El diseño conceptual se elaborará sin sobrepasar los esfuerzos admisibles de los materiales y del contacto con la roca.

5.5.6.1 Casos de carga para diseño del pozo de acceso, cámara seca y tapón de concreto

Caso I: Usual de operación. Nivel del reservorio en la cota normal de operación y presión desequilibrada sobre el pozo por cierre en la compuerta de servicio.

Caso II: Inusual de operación. Nivel del reservorio en el nivel máximo de operación y presión desequilibrada por cierre en la compuerta de servicio.

Caso III: Extrema de operación. Caso I con sismo en la dirección más desfavorable.

5.5.7 Casa de Máquinas y Canales de Descarga

Acorde con lo establecido en el informe de factibilidad, las potenciales casas de máquinas serán superficiales. Albergarán uno o dos equipos turbo generadores. Las turbinas previstas serán tipo Francis con sus respectivos generadores, barrajes, interruptores de los generadores, transformadores de potencia, equipos mecánicos auxiliares, equipos eléctricos auxiliares.

Para la determinación de las áreas requeridas, se tomará como base el dimensionamiento de equipos principales efectuado por los profesionales a cargo de su diseño.

En comienzo para las casas de máquinas se prevé que la subestructura en zona de unidades estará conformada por muros estructurales y la superestructura consiste en un sistema estructural de elementos de concreto reforzado y vigas carrilera metálicas. La estructura de cubierta se propone con elementos metálicos en celosía. En la casa se dispondrá el conjunto turbina-generador, así como las válvulas y equipo de control, anexo a esta construcción y, al nivel de acceso a la central, se dispone el área de montaje, a continuación de la cual se construirá el edificio de control, A la casa de máquinas llegará la tubería de carga.

5.5.7.1 Dimensiones y Cotas Principales

Las dimensiones y cotas principales serán las que se establezcan como resultado de los análisis de generación de energía y también, función de los equipos que sean definidos por las Divisiones eléctrica y mecánica.

5.5.7.2 Acabados de las edificaciones

Los acabados arquitectónicos que se usarán en el diseño conceptual de la edificación se seleccionarán teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- Materiales de larga duración
- Buena presentación y armonía con el entorno
- Aseo y mantenimiento mínimo
- Costo moderado
- Materiales de fácil consecución e instalación

5.5.7.3 Cargas, factores de seguridad y esfuerzos

Las casas de máquinas se diseñarán para los efectos generados por las máximas cargas que se puedan presentar durante la vida útil, constituidas básicamente por la carga muerta, peso y cargas transmitidas por los equipos, carga viva, sismo, presiones de agua y tierra lateral y empujes debidos a la presión de agua a la entrada del caracol y todos aquellos efectos que la puedan afectar adversamente. El análisis y diseño a nivel conceptual de los elementos que componen la estructura se realizará para las cargas o combinaciones de cargas críticas a que estarán sometidos cada uno de ellos. Se verificarán para las combinaciones de carga que sean aplicables de acuerdo con lo estipulado por la Norma ACI y lo establecido por el United States Army Corps of Engineers – EM 1110-2-3001 – Planning and design hydroelectric powerplant structures.

Para el análisis se tendrán en cuenta como cargas actuantes, las cargas muertas, cargas vivas, cargas de equipos, empujes de tierras e hidrostáticos, cargas de sismo y fuerzas que transmita la tubería de carga.

5.5.7.3.1 *Condiciones de carga*

Se establecen dos (2) grupos de carga para el cálculo de estabilidad y de los elementos estructurales:

GRUPO I (Condiciones Usuales)

- Carga Muerta (peso propio)
- Carga viva (de funcionamiento)
- Subpresión
- Presión hidrostática de aguas normales
- Rellenos Laterales

GRUPO II (Condiciones Extremas)

- Carga viva durante la construcción o montaje
- Sismo
- Presión hidrostática de aguas máximas
- Presión hidrostática de aguas mínimas

Con estos ítems de carga se elaboran combinaciones para buscar los máximos efectos sobre la estructura y sobre los elementos. Se considera que una hipótesis es del grupo II cuando uno o varios de sus ítems de carga pertenezcan al grupo II.

5.5.7.3.2 *Análisis de estabilidad*

El análisis de estabilidad indica, por medio de adecuados factores de seguridad, la capacidad de la estructura para resistir las fuerzas que tienden a producir volcamiento, deslizamiento o flotación, y que no se exceda la capacidad portante admisible del terreno a nivel de fundación.

5.5.7.3.3 *Combinaciones de carga*

Sentido transversal

- Caso S-1A: Golpe de ariete, Nivel mínimo de aguas en el costado de aguas abajo, Caracoles y tubos de aspiración llenos, Subpresión, Cabeza máxima de presión aguas arriba.
- Caso S-1B: Golpe de ariete, Cabeza máxima de presión aguas arriba, Caracoles y Tubos de aspiración llenos, Subpresión, Nivel mínimo de aguas en el costado de aguas abajo

- Caso S-2: Golpe de ariete, Cabeza máxima de presión aguas arriba, Caracoles y Tubos de aspiración llenos, Subpresión, Nivel máximo de aguas en el costado de aguas abajo
- Caso S-3: Válvulas de guarda de las unidades cerradas, Nivel máximo de aguas en el costado de aguas abajo, Caracoles vacíos, Tubos de aspiración vacíos, Subpresión.
- Caso S-4: Sin agua en el costado aguas abajo y sin subpresión.
- Caso S-5A: Golpe de ariete, Cabeza máxima de presión de agua, Nivel mínimo de agua en el costado aguas abajo, Caracol y Tubo de aspiración llenos, Subpresión y sismo con el OBE.
- Caso S-5B: Es la condición 5 A pero considerando el sismo con el MDE.

Sentido longitudinal

Se prevé que las casas de máquinas queden enterradas con niveles de relleno iguales en ambos extremos, por tanto las cargas horizontales provenientes del empuje de agua y relleno se encontrarán compensadas y por lo tanto no existirá la posibilidad de que se genere pérdida de estabilidad, razón por la cual no se hará este tipo de análisis en dicho sentido.

5.5.7.3.4 Factores de seguridad

Para determinar los correspondientes factores de seguridad al deslizamiento, volcamiento y flotación, se analizarán las diferentes combinaciones de carga con el fin de obtener, en cada caso, los máximos efectos sobre la estructura.

Factores de seguridad mínimos admisibles

Se establecen enseguida los factores de seguridad mínimos admisibles al volcamiento, deslizamiento y flotación para las diferentes combinaciones de carga.

Tabla 5.4 Combinaciones de carga

	1. Durante Construcción		2. Durante Operación	
	GRUPO I (Normal)	GRUPO II (Extrema)	GRUPO I (Normal)	GRUPO II (Extrema)
Volcamiento	1,3	1,1	1,5	1,1
Deslizamiento	1,5	1,1	2,0	1,5
Flotación	1,3	1,1	1,3	1,1

Se prevé el uso de Concretos de $f'c = 21,0$ MPa y 28 MPa. Se utilizará acero de refuerzo corrugado Grado 60. Para las estructuras metálicas y los elementos metálicos misceláneos se usará acero estructural de calidad ASTM A-572 – Grado 50 y ASTM A-36 según se requiera.

5.5.8 Puentes Vehiculares

El reservorio Multipropósito Río Indio tiene contemplado el diseño a nivel conceptual de puentes vehiculares en las carreteras permanentes de acceso, para su predimensionamiento se establecen los siguientes criterios a tener en cuenta:

Materiales

- Concreto de $f'c=27,45$ MPa (280 kgf/cm²) para tablero de puentes, estribos, Pilas y Aletas

- Concreto de $f'c=20,6$ MPa (210 kgf/cm²) para Vigas cabezal sobre pilotes y Aletas monolíticas de Vigas Cabezal sobre pilotes, Muros de Acompañamiento, Topes Sísmicos, Bloques de Nivelación y Losas de Acceso.
- Acero de refuerzo corrugado Grado 60
- Aceros Estructurales ASTM A-36, para láminas y perfiles

5.5.8.1 Análisis estructural y diseño de los puentes

Los procedimientos de análisis se desarrollarán siguiendo la clasificación que corresponda al puente según su categoría de comportamiento sísmico, número de luces y regularidad.

Las cargas y fuerzas permanentes y transitorias, que se tendrán en cuenta para los análisis, se especifican a continuación:

- Cargas permanentes: Cargas muertas, empujes de relleno e hidráulicos.
- Cargas Transitorias: Sismo y viento
- Carga viva: Se considerarán como cargas vivas, las cargas móviles aplicadas de los vehículos y peatones.

La carga viva vehicular, se calculará de acuerdo con lo indicado en las Normas AASHTO.

5.5.8.2 Códigos, normas y programas que se utilizarán en el diseño conceptual de puentes vehiculares

Standard Specifications for Highway Bridges 17th Edition Adopted by the American Association of State Highway and Transportation Official AASHTO.

6 CÁLCULOS DE DISEÑO

6.1 CÁLCULOS ESTRUCTURALES

Los cálculos estructurales realizados a la fecha han consistido en el predimensionamiento de los elementos de las estructuras y análisis de estabilidad, como soporte para los análisis de las alternativas propuestas según el tipo de presa, tal como se mencionó anteriormente en este volumen.

6.1.1 Presa de concreto compactado con rodillo (CCR) y obras anexas.

Para la presa en CCR se realizaron los análisis de estabilidad para determinar una geometría estable a partir los parámetros geotécnicos definidos a nivel de fundación, niveles hidráulicos y carga sísmica.

El análisis de estabilidad se realizó siguiendo un método pseudo-estático con el uso de un programa computacional de uso específico para este tipo de análisis. A través de dicho programa se estudiaron diferentes geometrías hasta permitir cumplir con los factores de estabilidad bajo las diferentes condiciones de carga (Leclerc, Léger, & Tinawi, 2001), principalmente para el caso extremo con un valor de la aceleración horizontal pico efectiva (PGA) de 0,38 g. Es así que se definió una geometría con una pendiente 0,3H:1,0V en la cara aguas arriba y una pendiente 1,0H:1,0V en la cara aguas abajo.

Para estos cálculos estructurales se usaron los parámetros geotécnicos definidos por los especialistas geotécnicos a nivel de fundación. Los parámetros usados en los cálculos de estabilidad se resumen a continuación:

- Cohesión 160 kPa
- Ángulo de fricción, ϕ 42°
- Capacidad portante 1,50 MPa

Las obras de excedencias, descarga de fondo y conducto del caudal ambiental se disponen sobre el cuerpo de la presa. Las obras de desvío se disponen en el estribo derecho de la presa.

Se realizó el predimensionamiento de los elementos de estas obras, considerando los criterios de estabilidad, cargas actuantes y casos de carga descritos anteriormente.

6.1.2 Presas CFRD - Tierra zonificada y obras anexas

Se realizó el análisis de estabilidad y predimensionamiento de elementos para establecer cantidades y dimensiones generales, considerando los criterios de estabilidad, cargas actuantes y casos de carga descritos anteriormente.

Se analizaron las siguientes obras, comunes para los dos tipos de presa:

- Obras de excedencias: estructura de control, canal de descarga y deflector radial.
- Obras de desvío: estructuras de entrada y de salida del túnel de desvío.
- Obras de descarga de fondo: estructura de entrada y cámara de compuertas.

- Obras de caudal ambiental: casa de máquinas y canal de descarga al río.

En cada caso, para los análisis de estabilidad y cálculo de espesores, se usaron los parámetros geotécnicos e hidráulicos definidos por los especialistas correspondientes.

6.2 CANTIDADES DE OBRA

Se realizó la estimación de cantidades de hormigón de los diferentes elementos estructurales basados en la geometría requerida para el adecuado comportamiento hidráulico y estructural.

Esta estimación de cantidades se sustentó mediante hojas de cálculos, modelos tridimensionales generales de las obras y en la experiencia previa de INGETEC S.A en este tipo de proyectos.

6.2.1 Presa de concreto compactado con rodillo (CCR) y obras anexas.

6.2.1.1 Obras de excedencias

En la Figura 6.1 se muestra el esquema básico para la estructura de control, canal de descarga y deflector, de acuerdo al modelo tridimensional (3D), con un volumen de hormigón de 6 000 m³ aproximadamente.

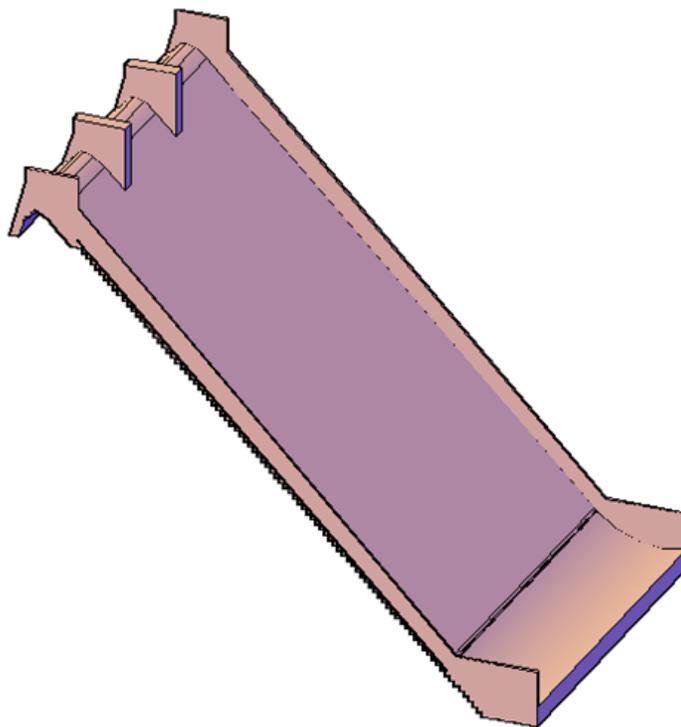


Figura 6.1 Esquema 3D - Obras de excedencias. Presa CCR

6.2.1.2 Descarga de fondo

La Figura 6.2 muestra el esquema básico para la cámara de compuertas para la alternativa de CCR de estudio, de acuerdo al modelo tridimensional (3D), con un volumen de hormigón de 6 600 m³ aproximadamente.

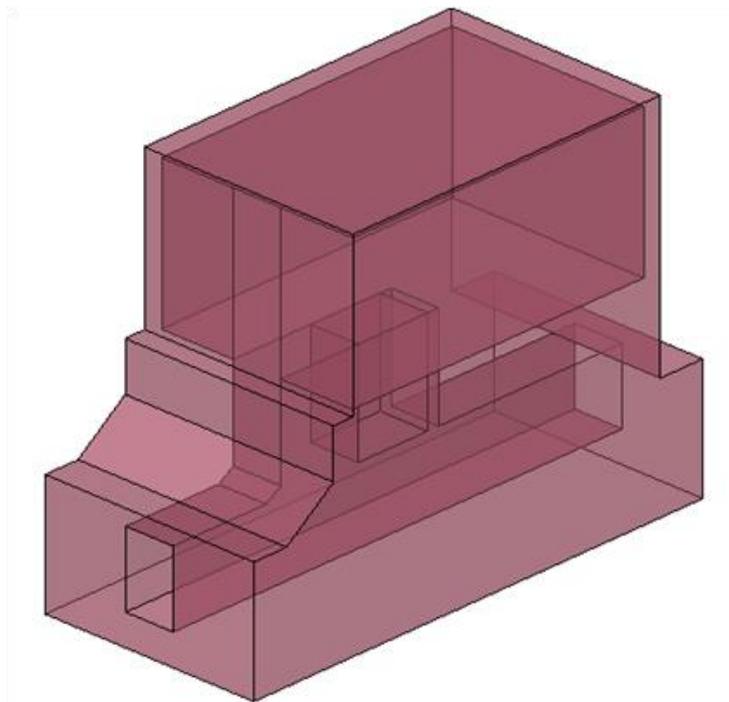


Figura 6.2 Esquema 3D - Cámara de compuertas. Presa CCR

6.2.1.3 Caudal ambiental

En la Figura 6.3 se muestra el esquema básico para la casa de máquinas, de acuerdo al modelo tridimensional (3D), con un volumen de hormigón de 1 000 m³ aproximadamente.

Esta estructura es de las mismas dimensiones y volumen para los tres (3) tipos de presa.

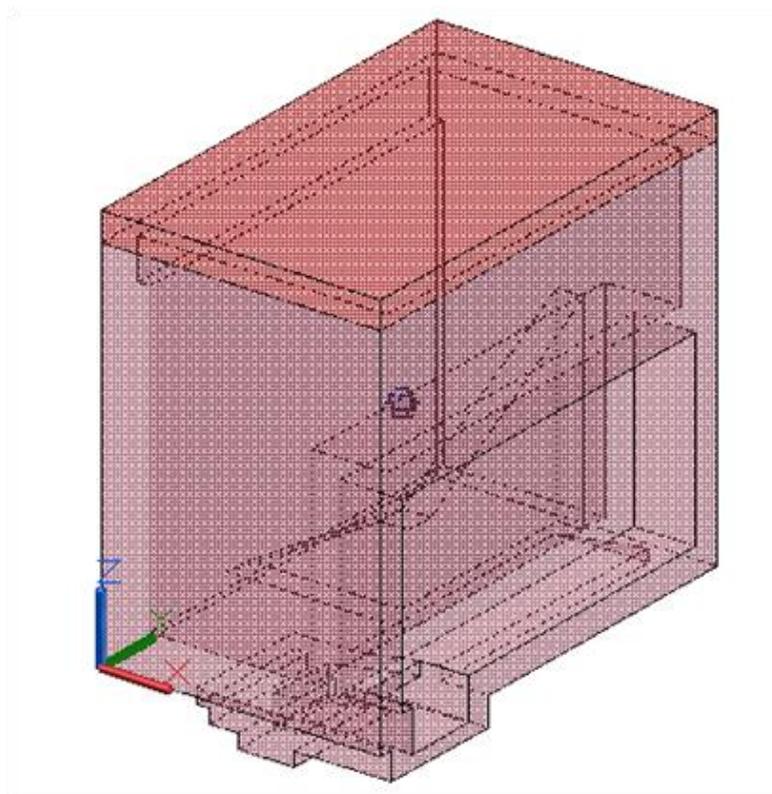


Figura 6.3 Esquema 3D - Casa de máquinas y canal de descarga. Presas CCR, Tierra zonificada y CFRD

6.2.2 Presas CFRD - Tierra zonificada y obras anexas

6.2.2.1 Obras de excedencias

En la Figura 6.4 se muestra el esquema básico para la estructura de control, canal de descarga y deflector, de acuerdo al modelo tridimensional (3D), con un volumen de hormigón de 15 800 m³ aproximadamente.

Esta obra es de las mismas dimensiones y volumen para las presas CFRD y tierra zonificada.

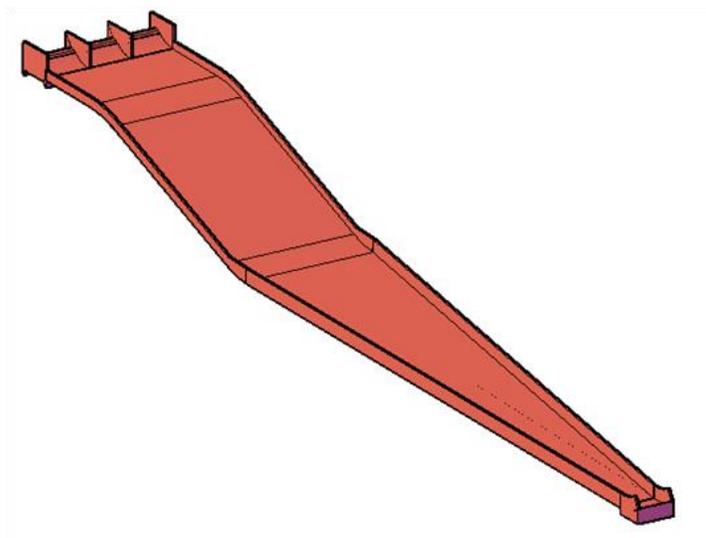


Figura 6.4 Esquema 3D - Obras de excedencias. Presas CFRD - Tierra zonificada

6.2.2.2 Descarga de fondo

En la Figura 6.5 se muestra el esquema básico para la cámara de compuertas de la presa CFRD, de acuerdo al modelo tridimensional (3D), con un volumen de hormigón de 7 020 m³ aproximadamente.

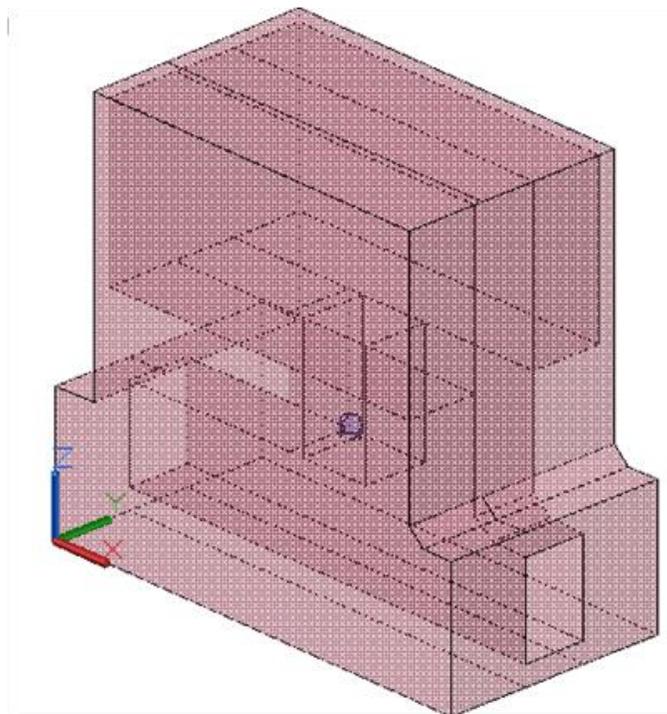


Figura 6.5 Esquema 3D - Cámara de compuertas. Presa CFRD.

En la Figura 6.6 se muestra el esquema básico para la cámara de compuertas de la presa de tierra zonificada, de acuerdo al modelo tridimensional (3D), con un volumen de hormigón de 5 600 m³ aproximadamente.

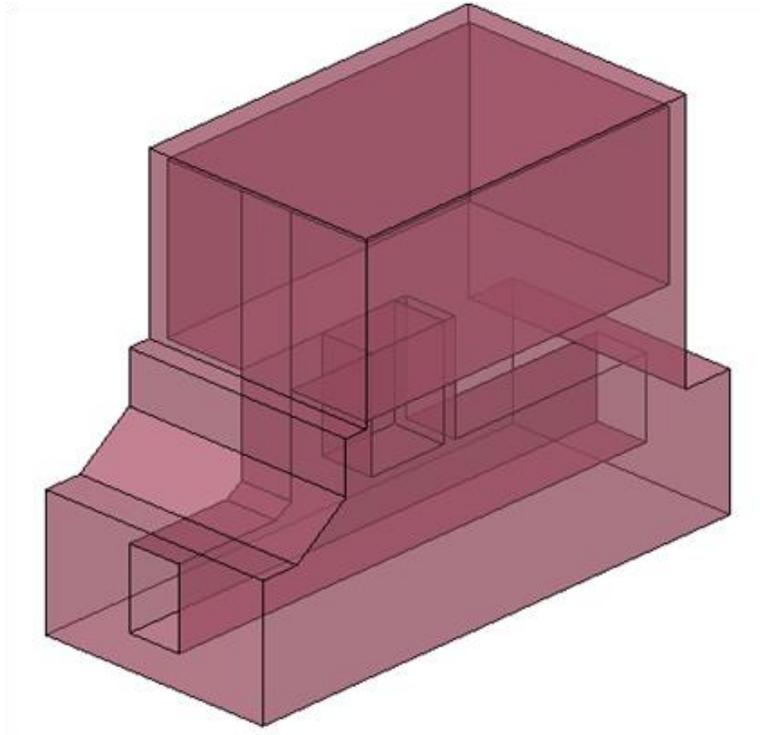


Figura 6.6 Esquema 3D - Cámara de compuertas. Presa tierra zonificada.

7 RECOMENDACIONES

A la fecha no existen recomendaciones particulares asociadas al diseño estructural, toda vez que se ha trabajado sobre la definición y estudio de alternativas. La principal recomendación es, como ya ha sido mencionado, seleccionar un tipo de presa acorde a las condiciones geotécnicas del sitio ya que ello influye en la seguridad y viabilidad del Estudio.

8 REFERENCIAS

- ASEP. (2010). *Normas para la seguridad de presas*. Ciudad de Panamá.
- ASEP. (2010). *Normas Para la Seguridad de Presas*.
- Bureau, G., Volpe, R. L., Roth, W. H., & Udaka, T. (1985). Seismic Analysis of Concrete Faced Rockfill Dams. En J. B. Sherard (Ed.), *Concrete Face Rockfill Dams*. New York.
- Dams, I. -I. (2001). Design features of dams to effectively resist seismic ground motion. *Bulletin 120 - Committee on Seismic Aspects of Dam Design*.
- Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D., Bell, G., & Foster, M. (2014). *Geotechnical Engineering of Dams*. CRC Press.
- J.B., C. (1998). Empirical design of the CFRD. *The International Journal on Hydropower & Dams*, Vol. 5(No. 6), págs. 24-27.
- Leclerc, M., Léger, P., & Tinawi, R. (2001). *CADAM User's Manual*. Montreal.
- MICI, Milton J. Solano. (1990). *Mapa geológico de la República de Panamá*. Recuperado el Octubre de 2017, de Arcgis: <http://www.arcgis.com/home/webmap/viewer.html?webmap=b540fb81d1214f4ab0b9d66ba2584d6b>
- MWH. (2003). *Feasibility Design for the Río Indio Water Supply Project: Appendix D - Part 2 Dam Type Selection*.
- MWH. (2003). *Feasibility Design for the Río Indio Water Supply Project: Appendix D - Part 3 Project Component Configuration*.
- MWH. (2003). *Río Indio Water Supply Project, Vol. 1 Main Report*. In association with TAMS Consultants, Inc. , Ingeniería Avanzada, S.A. y Tecnilab, S.A.
- MWH/TAMS. (2003). *Feasibility Design for The Río Indio Water Supply Project: Appendix B - Geology, Geotechnical and Seismological Studies*.
- MWH/TAMS. (2003). *Río Indio Water Supply Project - Feasibility Study*. Panamá: Autoridad del Canal de Panamá.
- URS. (2008). *ACP Geotechnical Services Contract Task Orders 1 and 5: Seismic Design Criteria for ACP Critical Structures Contract N° CMC-172538 Task A: Development of Design Earthquake Ground Motion*.
- US Army Corps of Engineers. (31 de Octubre de 2003). *Slope Stability*. Obtenido de <http://www.publications.usace.army.mil>: http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-2-1902.pdf
- USACE. (1999). *Panama Canal. Reconnaissance Study: Identification, Definition and Evaluation of Water Supply Projects*. Ciudad de Panamá.

INDIO RIVER MULTIPURPOSE RESERVOIR

US Army corps of Engineers U.S.A.C.E Engineer Manual EM-1110-2-2100 Stability Analysis of Concrete structures.

US Army corps of Engineers U.S.A.C.E Engineer Manual EM-1110-2-2200 Gravity Dam Design.

Recomendaciones para el diseño de presas. ICOLD. International Committee on Large Dams.

American Society for Testing and Materials. ASTM

Design criteria for hydraulic structures - USBR United States Department of the Interior - Bureau of Reclamation

ACI -318 (American Concrete Institute, 2014)

American Steel Construction Manual (AISC, 2010)

AASHTO LRFD (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012)