

**INFORME DE DISEÑO CONCEPTUAL, EMBALSES
MULTIPROPÓSITO CUENCA SANTA MARÍA
VOLUMEN ESTRUCTURAS**



CANAL DE PANAMÁ

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	7
2. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	8
3. CRITERIOS DE DISEÑO	9
3.1. CÓDIGOS Y NORMAS DE DISEÑO APLICABLES	9
3.2. MATERIALES	9
3.3. CARGAS ACTUANTES	10
3.3.1. Cargas muertas	10
3.3.2. Cargas Vivas	10
3.3.3. Empujes Hidrostáticos	10
3.3.4. Empuje lateral de tierra	11
3.3.5. Cargas sísmicas	11
3.3.5.1. Sismo de la estructura	11
3.3.5.2. Sismo en el agua	12
3.3.5.3. Sismo en los rellenos	13
3.3.6. Fuerza Hidrodinámica	15
3.3.7. Fuerzas Mecánicas	15
3.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y FACTORES DE SEGURIDAD ADMISIBLES	15
3.4.1. Estabilidad a Flotación	15
3.4.2. Estabilidad al deslizamiento	16
3.4.3. Estabilidad al Volcamiento	17
4. DISEÑO ESTRUCTURAL	18
4.1. PRESA CCR	18
4.1.1. Descripción de la estructura	18
4.1.2. Análisis de estabilidad	18
4.1.2.1. Caso I: Condición Usual de Operación:	18
4.1.2.2. Caso II: Condición Inusual de Operación:	19
4.1.2.3. Caso III: Condición Extrema de Operación:	19
4.1.2.4. Caso IV: Condición Extrema de Operación:	19
4.2. VERTEDERO	19
4.2.1. Estructura del Azud	20
4.2.1.1. Descripción de la estructura	22
4.2.1.2. Análisis de estabilidad	22
4.2.1.3. Caso I: Condición Usual de Operación:	22
4.2.1.4. Caso II: Condición Inusual de Operación:	22
4.2.1.5. Caso III: Condición Extrema de Operación:	22
4.2.1.6. Caso IV: Condición Extrema de Operación:	23
4.2.1.7. Diseño estructural	24
4.2.2. Canal de descarga	24

4.2.2.1. Descripción de la estructura	24
4.2.2.2. Análisis de estabilidad	25
4.2.2.3. Diseño estructural	26
4.2.3. Deflector	28
4.2.3.1. Descripción de la estructura	28
4.2.3.2. Análisis de estabilidad	29
4.2.3.3. Caso I: Condición Usual de Operación:	29
4.2.3.4. Caso II: Condición Inusual de Operación:	29
4.2.3.5. Caso III: Condición Extrema de Operación:	31
4.2.3.6. Diseño estructural	31
4.3. DESCARGA DE FONDO	32
4.3.1. Portal de entrada	32
4.3.1.1. Descripción de la estructura	32
4.3.1.2. Análisis de estabilidad	32
4.3.1.3. Diseño estructural	32
4.3.2. Cámara de compuertas	32
4.3.2.1. Descripción de la estructura	33
4.3.2.2. Análisis de estabilidad	33
4.3.2.3. Diseño estructural	33
4.3.3. Estructura de salida	34
4.3.3.1. Descripción de la estructura	34
4.3.3.2. Análisis de estabilidad	34
4.3.3.3. Diseño estructural	35
4.4. TÚNEL DE DESCARGA CANAL DE USOS	35
4.4.1. Portal de entrada	35
4.4.1.1. Descripción de la estructura	35
4.4.1.2. Análisis de estabilidad	35
4.4.1.3. Diseño estructural	35
4.4.2. Cámara de Válvulas	35
4.4.2.1. Descripción de la estructura	35
4.4.2.2. Análisis de estabilidad	35
4.4.2.3. Diseño estructural	35
4.5. TÚNEL DE DESVÍO	36
4.5.1. Portal de entrada	36
4.5.1.1. Descripción de la estructura	36
4.5.1.2. Análisis de estabilidad	37
4.5.1.2.1. Casos Considerados	37
4.5.1.3. Diseño estructural	37
4.5.2. Portal de salida	37
4.5.2.1. Descripción de la estructura	37
4.5.2.2. Análisis de estabilidad	38
4.5.2.3. Diseño estructural	38
4.6. CAPTACIÓN Y SISTEMA DE BOMBEO	38

4.6.1. Vertedero	38
4.6.1.1. Descripción de la estructura	38
4.6.1.2. Análisis de estabilidad	39
4.6.1.3. Diseño estructural	40
4.6.2. Canal de limpia	40
4.6.2.1. Descripción de la estructura	40
4.6.2.2. Análisis de estabilidad	41
4.6.2.3. Diseño estructural	41
4.6.3. Captación - Bocatoma	41
4.6.3.1. Descripción de la estructura	41
4.6.3.2. Análisis de estabilidad	42
4.6.3.3. Diseño estructural	42
4.6.4. Conducción	43
4.6.4.1. Descripción de la estructura	43
4.6.4.2. Análisis de estabilidad	43
4.6.4.3. Diseño estructural	44
4.6.5. Desarenador	44
4.6.5.1. Descripción de la estructura	44
4.6.5.2. Análisis de estabilidad	45
4.6.5.3. Diseño estructural	46
4.6.6. Tanque de Succión	46
4.6.6.1. Descripción	46
4.6.6.2. Análisis de estabilidad	46
4.6.6.3. Diseño Estructural	47
4.6.7. Casa de Bombeo	47
4.6.7.1. Descripción	47
4.6.7.2. Diseño	49
4.6.7.2.1. Predimensión edificio Casa de Bombas.	49
4.6.7.2.2. Predimensión edificio de oficinas.	51
4.6.8. Tanques de Almacenamiento	54
4.6.8.1. Descripción	54
4.6.8.2. Análisis de estabilidad	54
4.6.8.3. Diseño estructural	55
4.6.9. Muros de Protección	55
4.6.9.1. Descripción	55
4.6.9.2. Análisis de estabilidad	56
5. REFERENCIAS	57
6. ANEXOS	58

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1. Coeficiente de Presión C
- Figura 2. Presión activa de tierra para condiciones sísmicas.
- Figura 3. Modelo de la Presa RCC para análisis de estabilidad
- Figura 4. Sección transversal de la Presa en zona del Vertedero (Fuente: Elaboración propia).
- Figura 5. Planta Presa - Vertedero
- Figura 6. Sección transversal Azud.
- Figura 7. Modelo de estabilidad del azud del vertedero.
- Figura 8. Sección transversal canal de descarga.
- Figura 9. Sección longitudinal canal de descarga.
- Figura 10. Sección longitudinal deflector,
- Figura 11. Sección transversal deflector.
- Figura 12. Dirección de fuerza hidrodinámica en deflector.
- Figura 13. Cámara de Compuertas - Descarga de Fondo
- Figura 14. Cámara de Compuertas - Descarga de Usos
- Figura 15. Localización en planta y Corte Transversal Vertedero Santa María
- Figura 16. Localización en planta y Corte Transversal Canal de Limpia Santa María
- Figura 17. Localización Bocatoma
- Figura 18. Localización en planta y Corte Transversal Canal de Conducción Santa María
- Figura 19. Localización en planta y Corte Transversal Desarenador Santa María
- Figura 20. Corte Transversal Casa de bombas Santa María
- Figura 21. Modelo 3D SAP - Casa de Bombas
- Figura 22. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección X - kN
- Figura 23. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección Y - kN
- Figura 24. Modelo 3D SAP - Casa de Bombas
- Figura 25. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección X - kN
- Figura 26. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección Y - kN
- Figura 27. Localización Muros de Protección*

LISTA DE TABLAS

- Tabla 1. Pesos volumetricos de materiales utilizados.
- Tabla 2. Factores de seguridad a flotación..
- Tabla 3. Factores de seguridad al deslizamiento.
- Tabla 4. Seguridad al volcamiento.
- Tabla 5. Resumen estabilidad Presa RCC (Fuente: Elaboración propia)
- Tabla 6. Resumen estabilidad Azud del Vertedero
- Tabla 7. Resumen estabilidad estructura de salida - Descarga de fondo
- Tabla 8. Resumen estabilidad portal de entrada - Túnel de desvío
- Tabla 9. Resumen estabilidad portal de salida - Túnel de desvío
- Tabla 10. Resumen estabilidad vertedero - Sistema de bombeo
- Tabla 11. Resumen estabilidad canal de limpia - Sistema de bombeo
- Tabla 12. Resumen estabilidad - Bocatoma
- Tabla 13. Resumen estabilidad conducción - Sistema de bombeo
- Tabla 14. Resumen estabilidad desarenador - Sistema de bombeo
- Tabla 15. Tanque de Succión - Factores de seguridad a flotación
- Tabla 16. Casas de Bombeo Santa María - Dimensiones
- Tabla 17. Distribución de fuerza horizontal en altura
- Tabla 18. Desplazamientos Casa de Bombas
- Tabla 19. Distribución de fuerza horizontal en altura
- Tabla 20. Desplazamientos Casa de Bombas
- Tabla 21. Tanques de Almacenamiento - Santa María
- Tabla 22. Resumen estabilidad - Tanque de Almacenamiento
- Tabla 23. Resumen estabilidad - Muros de proyección 20 m

1. INTRODUCCIÓN

El presente informe corresponde al diseño estructural a nivel de prefactibilidad de las diferentes estructuras que conforman el reservorio multipropósito de la cuenca del río Santa María. Las estructuras mencionadas corresponden a las obras de captación, almacenamiento, transporte y entrega, las cuales se predimensionan en función de los criterios de diseño establecidos en el desarrollo del presente reporte.

El informe está conformado por 6 capítulos, los cuales se indican a continuación:

- Capítulo 1: Introducción
- Capítulo 2: Localización y descripción del proyecto
- Capítulo 3: Criterios de diseño
- Capítulo 4: Diseño estructural
- Capítulo 5: Referencias
- Capítulo 6: Anexos

2. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto del reservorio multipropósito de la cuenca del río Santa María, comprende principalmente las siguientes estructuras.:

- Presa en CCR (Concreto Compactado con Rodillo) sobre la EL. 179,00 msnm, extendiéndose esta hasta la EL. 270,50 m conformando por tanto una estructura de 91,5 m de altura. En sentido perpendicular al flujo del río, la estructura cuenta con 290,00 m de ancho.
- Estructura del vertedero que se conforma por el azud, el canal de descarga y el deflector.
- Estructura de descarga de fondo, la cual se conforma por el portal de entrada, cámara de compuertas y portal de salida.
- Túnel de descarga de canal de usos, el cual se conforma por la estructura de entrada y la cámara de compuertas
- Túnel de desvío, el cual se conforma por la estructura de entrada, el tapón y la estructura de salida.
- Sistema de bombeo, el cual se compone de el canal de limpia, captación, canal de conducción, desarenador y casa de bombas.

3. CRITERIOS DE DISEÑO

Este capítulo presenta los criterios estructurales generales de diseño que se tendrán en cuenta en el desarrollo de los trabajos previstos dentro del alcance del proyecto, el cual corresponde a la elaboración de la ingeniería a nivel de prefactibilidad.

Los criterios de diseño se basan en normas y guías de diseño internacionales, los cuales se describen en el presente documento. El sistema de unidades a utilizar es el sistema métrico internacional (SI). Los materiales a utilizar, las cargas actuantes y los factores de seguridad admisibles en el cálculo de la estabilidad de las diferentes estructuras se indican a continuación.

3.1. CÓDIGOS Y NORMAS DE DISEÑO APLICABLES

Para el análisis y diseño estructural de las obras que hacen parte del proyecto se considerarán las siguientes normas y códigos:

- Reglamento Estructural de Panamá REP-2014.
- Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Mass Concrete. ACI 307.2R-95.
- Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE/SEI 7.
- Building Code Requirements for Structural Concrete. ACI 318-08.
- Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures. ACI 350-06.
- Recommended Practice for Measuring, Mixing and Placing Concrete. ACI-614.
- Proposed Recommended Practice for Curing Concrete. ACI-612.
- Guide to Formwork for Concrete. ACI-347.
- Building Code Requirements for Structural Plain Concrete. ACI-322.
- Guide to Presenting Reinforcing Steel Design Details. ACI-315.
- Recommended Practice for Concrete Floor and Slab Construction - ACI-302.1R
- Report on Thermal and Volume Change Effects on Cracking of Mass Concrete. ACI 207.2R.
- Guide to Evaluation of Strength Test Results of Concrete. ACI-214.
- International Building Code (IBC).
- Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges. AISC 303.
- Specification for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 360
- Structural Welding Code. AWS D1.1
- Design of Small Dams. U.S. Bureau of Reclamation.1987.
- Criterios de Diseño para Estructuras Hidráulicas U.S.B.R. United States Department of the Interior- Bureau of Reclamation
- The U.S. Army Corps of Engineers. Gravity Dam Design. Washington. EM 1110-2- 2200.
- The U.S. Army Corps of Engineers. Stability Analysis of Concrete Structures. EM 1110-2-2100.
- The U.S. Army Corps of Engineers. Strength Design for Reinforced Concrete Hydraulic Structures. EM 1110-2-2140.
- The U.S. Army Corps of Engineers. Planning and Design of Hydroelectric Power Plant Structures EM 1110-2-3001
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2012.

3.2. MATERIALES

Se emplea concreto armado para las distintas estructuras requeridas, con las resistencias que se indiquen en este documento.

- Se emplea hormigón armado con resistencia a compresión mínima de $f'c$ 28 MPa a los 28 días para las obras hidráulicas ó la resistencia indicada particularmente para cada obra.
- Se emplea concreto compactado con rodillo para la presa de CCR con una resistencia a compresión de 17,5 MPa a los 365 días.

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

3.3. CARGAS ACTUANTES

A continuación, se indican los diferentes tipos de cargas a considerar en los análisis, las cuales corresponden a solicitaciones a las que estarían sometidas las estructuras que conforman el desarrollo del proyecto durante su construcción, operación y ante el evento de un posible sismo y se describe la forma en la cual se determina su magnitud.

3.3.1. Cargas muertas

Se refiere al peso propio de todos los elementos estructurales y no estructurales que permanecerán en su posición durante la vida útil del proyecto. Estas cargas se determinan considerando las dimensiones geométricas de las estructuras con los pesos volumétricos indicados a continuación:

Tabla 1. Pesos volumetricos de materiales utilizados.

MATERIAL	PESO VOLUMÉTRICO (kN/m ³)
Hormigón	24,00
CCR	22,00
Acero	78,60
Agua	9,81

Fuente: Elaboración propia.

3.3.2. Cargas Vivas

Se refiere a cargas de personas, materiales o equipos que pueden trasladarse de un lugar a otro de la estructura durante la vida útil del proyecto. Para el análisis y predimensionamiento se usarán las cargas recomendadas por Normas Internacionales según el tipo y uso del componente a diseñar. Para cálculos relacionados con análisis de estabilidad no se consideran las cargas vivas.

3.3.3. Empujes Hidrostáticos

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

$$P_w = \gamma_w \times h$$

Ecuación 1.

Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001)

Dónde:

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

γ_w = Peso específico del agua.

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

La resultante total de empuje de agua se determinó como:

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

Ecuación 2.

Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001)

Dónde:

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

3.3.4. Empuje lateral de tierra

Se determina por metro de ancho mediante la siguiente expresión:

$$E_h = \frac{1}{2} * K * \gamma_t * H^2$$

Ecuación 3.

Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001)

Dónde:

E_h = Empuje lateral de tierras.

γ_t = Peso específico del material.

H_w = Altura del material.

K = Coeficiente de presión de tierras.

3.3.5. Cargas sísmicas

Se consideran las fuerzas de sismo que actúan tanto sobre la masa de la estructura de hormigón como sobre el agua y los rellenos que la circundan. Las expresiones matemáticas para determinar las fuerzas generadas sobre las estructuras debidas al sismo se presentan a continuación.

3.3.5.1. Sismo de 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, multiplicada por el peso de la estructura (W) en cualquier dirección y aplicada en el centro de gravedad de la misma; Manual U.S.A.C.E EM-1110-2-2200 Ecuación 3-2.

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

Ecuación 4.

Fuente: USACE. EM 1110-2-2200.

Dónde:

Pe = Fuerza Horizontal.
 α = Coeficiente sísmico.
W = Peso de la estructura.

Según lo establecido en el numeral 4.7 del Manual EM-1110-2-2100 para los análisis de estabilidad, se permite utilizar un coeficiente sísmico igual a 2/3 del valor de aceleración máxima (PGA). El coeficiente sísmico vertical se considera como 1/2 del anterior.

3.3.5.2. Sismo en el agua

La variación de la presión hidrodinámica con la profundidad se calcula a través de la siguiente expresión, tomada del libro Design of Small Dams del US Bureau of Reclamation:

$$\Delta P = C G_h \gamma_{\text{agua}} H$$

Ecuación 5.

Fuente: USBR. *Design of Small Dams*. (1987)

Dónde:

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 1. 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.

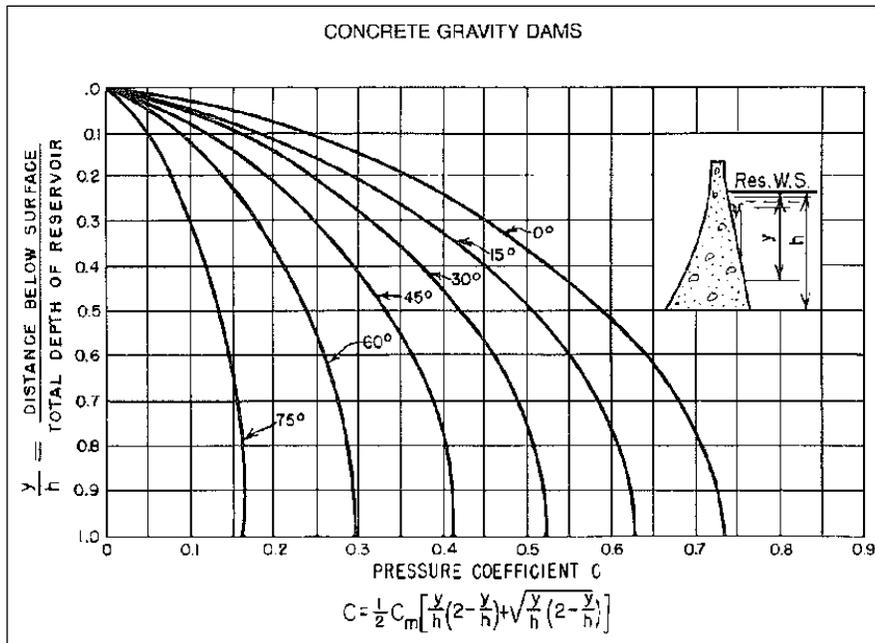


Figura 1. Coeficiente de Presión C
Fuente: USBR. *Design of Small Dams*. (1987)

3.3.5.3. Sismo en los rellenos

El empuje sísmico de relleno mostrado en la Figura 2 se expresa mediante la formulación de Mononobe - O-Kabe, dado por las siguientes expresiones definidas por unidad de longitud de muro:

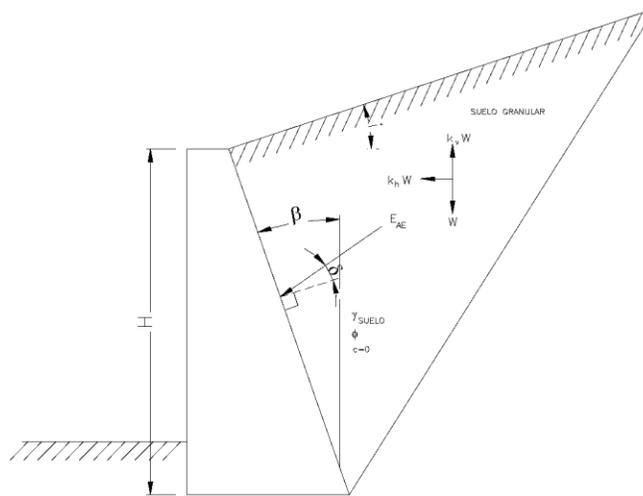


Figura 2. Presión activa de tierra para condiciones sísmicas.
Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001).

Se definen los coeficientes de aceleración de la siguiente manera:

- kh: Componente horizontal de la aceleración del sismo dividida por la aceleración de la gravedad g. Para muros en voladizo, donde no exista restricción al desplazamiento, se recomienda utilizar $k_h=0,5\alpha$ según AASHTO LRFD Bridge Design Specifications comentario C11.8.6.
- kv: Componente vertical de la aceleración del sismo dividida por la aceleración de la gravedad g.

La formulación a seguir para el método, es la siguiente:

- Empuje activo dinámico (kN):

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma (1 - K_V) K_{AE} H^2$$

Ecuación 6.

Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001).

- Coeficiente dinámico de empuje de tierras:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\psi(\cos\theta)(\cos^2\beta)\cos(\delta + \beta + \theta)}$$

Ecuación 7.

Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001).

Dónde:

ϕ : Ángulo de fricción del material (°).

θ : Ángulo entre componente vertical y horizontal del sismo (°).

$$\theta = \text{artan}\left(\frac{K_H}{1-K_V}\right)$$

Ecuación 8.

Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001).

β : Ángulo de inclinación del muro en contacto con el material (°).

Ψ : Factor que se define como se muestra en la siguiente expresión.

$$\psi = \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cos(i - \beta)} \right]^2$$

Ecuación 9.

Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001).

Donde:

δ : Ángulo de fricción entre el concreto y material de relleno (°).

i : Ángulo de inclinación del relleno (°).

- Empuje activo estático (kN):

De la teoría de empujes de Rankine:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma K_A H^2$$

Ecuación 10.

Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001).

Donde:

H: Es la altura del relleno (m).

Ka: Coeficiente estático de empuje de tierras activo.

$$\sigma_{\text{máx}} = \sigma_{\text{méd}} \frac{\sigma_{\text{méd}} - \sqrt{\sigma_{\text{méd}}^2 - \sigma_{\text{mín}}^2}}{\sigma_{\text{méd}} + \sqrt{\sigma_{\text{méd}}^2 - \sigma_{\text{mín}}^2}}$$

Ecuación 11.

Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001).

- El empuje debido al efecto dinámico (kN):

$$\Delta E_{AE} = E_{AE} - E_A$$

Ecuación 12.

Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001).

Puede aplicarse una resultante de las dos fuerzas, localizada en un punto tal que ejerza el mismo efecto dado por ΔE_{AE} aplicada a una altura $0,60H$ y por E_A aplicada a $H/3$, o por las dos fuerzas actuando independientemente. Se utilizará el segundo criterio.

3.3.6. 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:

$$F_d = \gamma_w \cdot Q \cdot V / g$$

Ecuación 13.

Fuente: USBR. *Design of Small Dams*. (1987)

Dónde:

- γ_w = Peso específico del agua.
- Q = Caudal de diseño.
- V = Velocidad de la masa de agua en la sección del tubo.
- g = Gravedad.

3.3.7. Fuerzas Mecánicas

Fuerzas de expansión o contracción en la tubería generadas por cambios de temperatura. Son evaluadas por el especialista mecánico.

3.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y FACTORES DE SEGURIDAD ADMISIBLES

Según aplique, en forma general, las cargas incluidas en los casos analizados se describen a continuación:

- **Caso usual:** Se refiere a las cargas y condiciones de carga, las cuales están relacionadas con la función principal de la estructura y puede esperarse que ocurran frecuentemente durante la vida útil de la estructura.
- **Caso Inusual:** Se refiere a las cargas y condiciones de carga que son de ocurrencia poco frecuente.
- **Caso Extremo:** Para el actual informe hace referencia a eventos sísmicos.

El análisis de estabilidad se realizará siguiendo los criterios de aceptación y recomendaciones establecidos en el manual de ingeniería U.S.A.C.E EM-1110-2-2100. A continuación se incluyen los criterios de aceptación contemplados.

3.4.1. Estabilidad a Flotación

La estabilidad de las estructuras ante la flotación se revisó utilizando el criterio establecido en el Manual U.S.A.C.E EM-1110-2-2100 mediante la siguiente ecuación:

$$F.S.F = \frac{W_S + W_C + S}{U - W_G}$$

Ecuación 14.

Fuente:USACE - Gravity Dam design EM-1110-2-2200

Dónde:

- Ws= Peso de la estructura incluido el peso de equipos fijos y rellenos puesto por encima de la superficie de la estructura.
- Wc = Peso del agua contenida dentro de la estructura.
- S = Sobrecarga.
- U = Fuerzas de levantamiento actuando en la base de la estructura.
- Wg = Peso del agua sobre la estructura.

Los factores de seguridad a flotación utilizados como criterio de aceptación para las condiciones estudiadas se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2. Factores de seguridad a flotación..

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

Fuente:USACE - Gravity Dam design EM-1110-2-2200

3.4.2. Estabilidad 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 U.S.A.C.E EM 1110-2-2100. Para el cálculo del factor de seguridad al deslizamiento de las estructuras en el contacto con la fundación se usará la siguiente ecuación: Manual U.S.A.C.E EM-1110-2-2100 Ecuación 4-3

$$FSD = \frac{(N \tan \phi + cL)}{T}$$

Ecuación 15.

Fuente:USACE - Gravity Dam design EM-1110-2-2200

Dónde:

- N = Resultante de fuerzas normales al plano de deslizamiento.
- ϕ = Ángulo interno de fricción de la roca de fundación.
- c = Cohesión de la roca 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 se efectúa para las diferentes estructuras consideradas, teniendo en cuenta las fuerzas actuantes totales y la cohesión en la base en donde fuese aplicable. Los factores de seguridad al deslizamiento utilizados como criterio de aceptación para estructuras críticas y normales en condiciones básicas de parámetros geotécnicos suministrados se muestran en la Tabla 3. La diferencia entre estructuras críticas y normales yace en si su falla implica la pérdida de vida o no.

Tabla 3. Factores de seguridad al deslizamiento.

Tipo de Estructura	Caso Usual	Caso Inusual	Caso Extremo
Crítica	2,0	1,7*	1,3*
Normal	1,5	1,3	1,1

*para condiciones geotécnicas poco detalladas

Fuente:USACE - Gravity Dam design EM-1110-2-2200

3.4.3. Estabilidad al Volcamiento

La seguridad al volcamiento quedará garantizada si se cumplen las siguientes condiciones:

- Caso usual

σ suelo $<$ σ admisible normal

$e \leq L/6$ (suelo), esto significa que toda la base está a compresión

Dónde:

e = Excentricidad basal de la resultante de las solicitaciones.

L = Ancho basal de la fundación.

- Caso inusual

σ suelo $<$ σ admisible eventual

$e \leq L/4$ (suelo), lo que implica que se acepta el 75% de la base en compresión.

- Caso extremo

σ suelo $<$ σ admisible eventual

$e \leq$ Resultante dentro de la base de apoyo.

Los resúmenes de los porcentajes requeridos a compresión en los diferentes casos se muestran en la Tabla 4.

Tabla 4. Seguridad al volcamiento.

Caso de carga	Factor requerido de seguridad a volcamiento
Usual	100% de la base en compresión
Inusual	75% de la base en compresión
Extremo	Resultante dentro de la Base.

Fuente:USACE - Gravity Dam design EM-1110-2-2200

Se calcularán los esfuerzos actuantes en el material de fundación, causados para los diferentes casos de carga aplicados 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 es de 1,33 veces la capacidad portante del material donde se encuentra cimentada la estructura.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1. PRESA CCR

4.1.1. Descripción de la estructura

Para la regulación de caudales sobre el río Gatú, se prevé localizar una presa en CCR (Concreto Compactado con Rodillo) sobre la EL. 179,00 msnm, extendiéndose esta hasta la EL. 270,50 m conformando por tanto una estructura de 91,5 m de altura. En sentido perpendicular al flujo del río, la estructura se proyecta con 290,00 m de longitud. En su sección transversal máxima, la estructura cuenta con una base de 108,06 m. El paramento aguas arriba se contempla vertical desde la EL.179,00 hasta EL.189,00 y desde EL.233,20 hasta EL.270,50. Entre las EL.189,00 hasta EL.233,20, se realiza una transición recta en un talud 0,25:1,00 (H:V). El paramento aguas abajo se contempla con un talud 1,00:1,00 (H:V).

La Presa en RCC, deberá ser construida en capas de 0,30 m de espesor; cada una adecuadamente extendida y compactada de tal manera que una vez finalizada su construcción se garanticen como mínimo las propiedades indicadas en el numeral [3.2. MATERIALES](#) del presente documento.

Cuenta con un sistema de drenaje, compuesta por una serie de 3 galerías de drenaje, localizadas a diferentes niveles sobre el eje de la presa. La eficiencia del sistema de drenaje, se establece en 50% para los fines del análisis efectuado para el establecimiento del dimensionamiento de la estructura.

4.1.2. Análisis de estabilidad

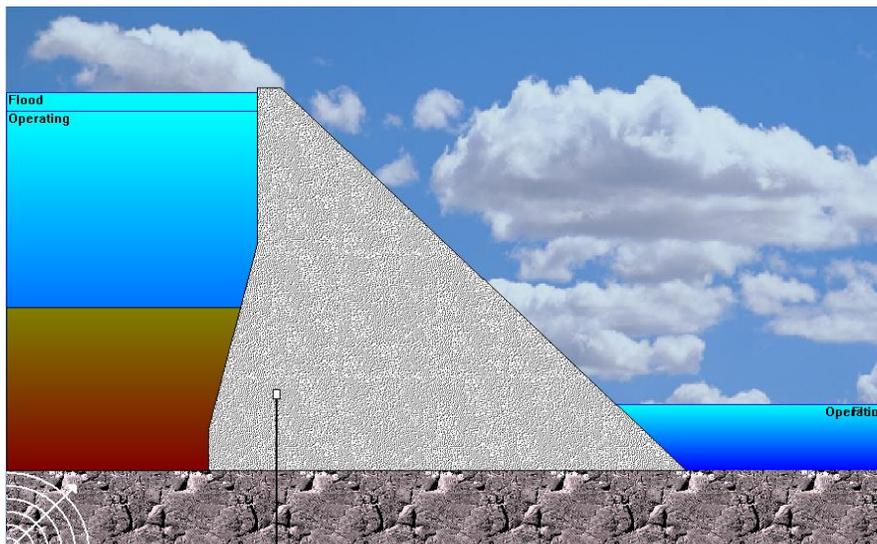


Figura 3. Modelo de la Presa RCC para análisis de estabilidad
Fuente: Elaboración propia

Para el análisis de estabilidad de la estructura, se tienen en cuenta los siguientes casos de análisis:

4.1.2.1. Caso I: Condición Usual de Operación:

- Peso de la estructura completamente terminada.
- Empuje horizontal de agua aguas arriba a nivel normal de operación NAMO (EL. 265,00).
- Empuje horizontal de agua aguas abajo al nivel correspondiente al normal de operación NAMO (EL. 194,72).
- Subpresión a nivel normal de operación NAMO.
- Empuje de sedimentos aguas arriba (EL.218,00 m s.n.m).

- No se considera agua sobre la estructura.

4.1.2.2. Caso II: Condición Inusual de Operación:

- Peso de la estructura completamente terminada.
- Empuje horizontal de agua aguas arriba a nivel inusual de operación NAME (EL.269,50)
- Empuje horizontal de agua aguas abajo al nivel correspondiente al inusual de operación NAME (EL.194,72)
- Subpresión a nivel inusual de operación NAME.
- Empuje de sedimentos aguas arriba (EL.218,00 m s.n.m).
- Se considera agua sobre la estructura únicamente en el extremo aguas arriba.

4.1.2.3. Caso III: Condición Extrema de Operación:

- Peso de la estructura completamente terminada.
- Empuje horizontal de agua aguas arriba a nivel normal de operación NAMO.
- Subpresión a nivel normal de operación NAMO.
- No se considera agua sobre la estructura.
- Empuje sísmico del agua.
- Empuje sísmico de sedimentos aguas arriba (EL.218,00 m s.n.m).
- Acción de fuerza sísmica hacia aguas abajo.

4.1.2.4. Caso IV: Condición Extrema de Operación:

- Peso de la estructura completamente terminada.
- Acción de fuerza sísmica sentido hacia aguas arriba.

El Anexo 0 presenta los resultados del análisis de estabilidad de la Presa.

La Tabla 5 presenta los resultados del análisis de estabilidad realizado considerando un ángulo de fricción del material de fundación de $\phi=51^\circ$; $c=460$ kPa, parámetros definidos por el área geotécnica.

Tabla 5. Resumen estabilidad Presa RCC (Fuente: Elaboración propia)

Caso No.	Tipo	Flotación		Deslizamiento		Volcamiento			
		FSF obt	FSF adm	Pico		%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)	$\sigma_{max adm}^{(1)}$ (kPa)
				FSD obt	FSD adm				
I	(USUAL)	3,05	1,30	3,77	2,00	100%	100%	806,73	5000
II	(INUSUAL)	2,96	1,20	3,40	1,70	100%	>75%	707,93	5000
III	(EXTREMO)	2,73	1,10	2,18	1,30	100%	RDB	1055,65	6500
IV	(EXTREMO)	25,06	1,10	7,09	1,30	81,35%	RDB	2089,74	6500

Fuente: Elaboración propia.

- (1) El valor de parámetros geotécnicos establecidos deberán ser verificados en la siguiente etapa de ingeniería de acuerdo con las investigaciones geotécnicas respectivas.

4.2. VERTEDERO

La obra del vertedero, está conformada por la Estructura de Control, Canal de Descarga y Deflector. Esta estructura se encuentra localizada sobre la margen izquierda de la presa y se configura como un vertedero de descarga libre, esto es, sin compuertas como tampoco por lo que no existen pilas intermedias en la zona de la Estructura de Control. El vertedero se plantea de ancho variable, con 76,00 m de ancho hidráulico en su zona aguas arriba y 32,00 m en la salida del deflector, con una longitud total de 97,01 m longitud, medidos en planta desde el extremo aguas arriba del azud hasta el canal de descarga.

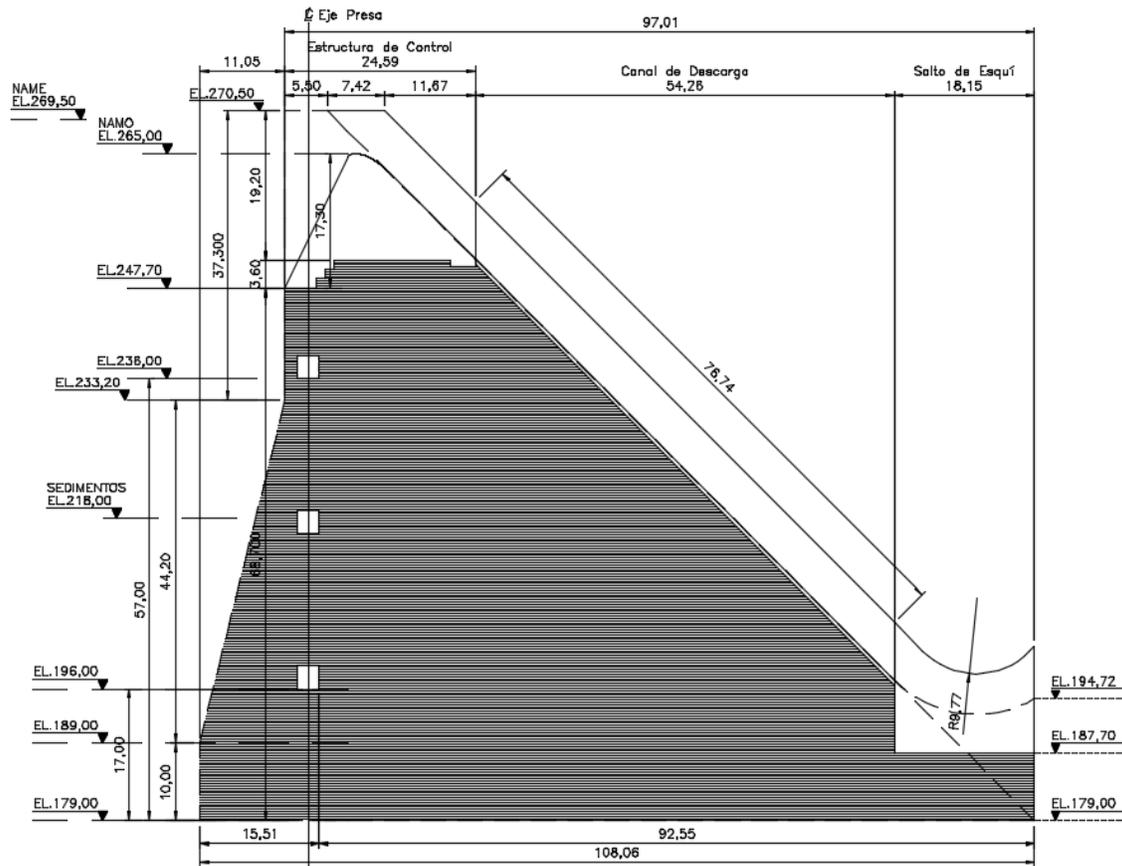


Figura 4. Sección transversal de la Presa en zona del Vertedero (Fuente: Elaboración propia).
Fuente: Elaboración propia.

4.2.1. Estructura del Azud

El azud de la estructura de excedencia se cimienta sobre el hormigón CCR de la Presa. El diente aguas arriba del azud, se localiza en su extremo inferior en la EL.247,70 y se extiende hasta la elevación general de cimentación de la estructura en la EL.251,30. En el extremo aguas abajo de la estructura cuenta con un talud para manejo hidráulico de 1,00:1,00 (H:V), y en su extremo aguas arriba de 0,48:1,00 (H:V). La cresta del vertedero, dista del eje de la Presa 5,07 m y del paramento aguas arriba de la presa 8,08 m. La cimentación media de la estructura se encuentra en la EL.251,30. La longitud total de la estructura es de 24,61m.

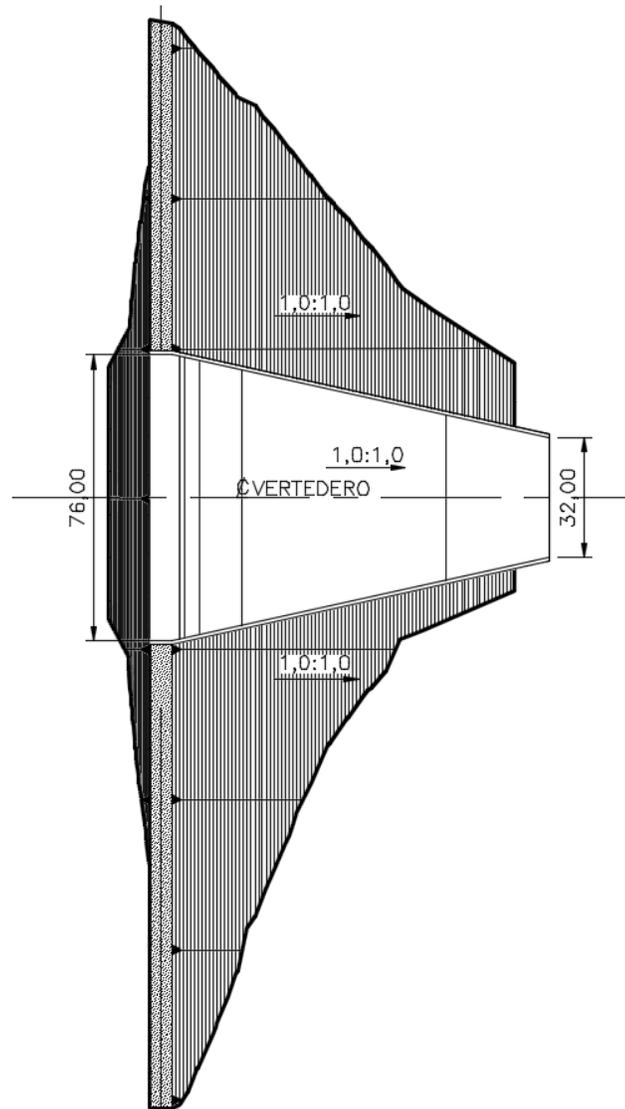


Figura 5. Planta Presa - Vertedero

4.2.1.1. Descripción de la estructura

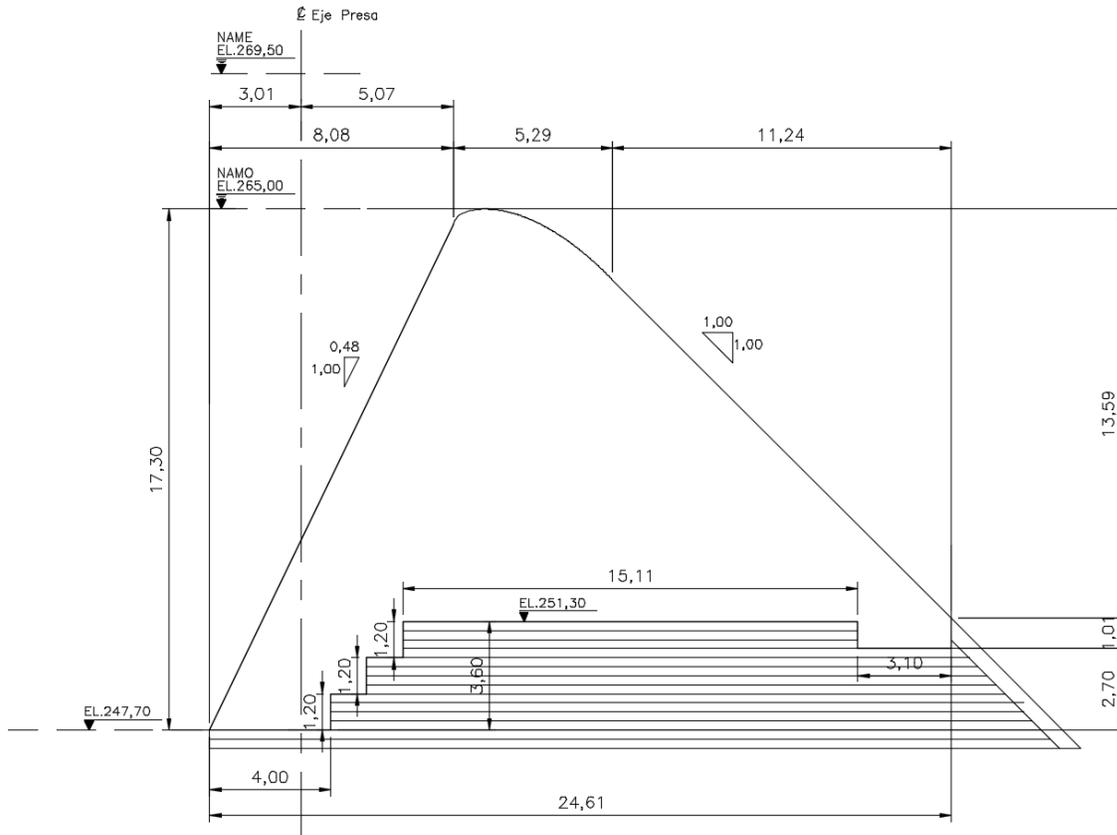


Figura 6. Sección transversal Azud.
Fuente: Elaboración propia

4.2.1.2. Análisis de estabilidad

Se realiza un modelo de estabilidad plano de la sección estructural establecida, mediante el software CADAM V1.4.13, para el cual se consideraran los siguientes casos de análisis:

4.2.1.3. Caso I: Condición Usual de Operación:

- Peso de la estructura completamente terminada.
- Empuje horizontal de agua aguas arriba a nivel normal de operación NAMO (EL. 265,00 msnm).
- Subpresión a nivel normal de operación NAMO.

4.2.1.4. Caso II: Condición Inusual de Operación:

- Peso de la estructura completamente terminada.
- Empuje horizontal de agua aguas arriba a nivel inusual de operación NAME (EL. 269,50 msnm)
- Empuje horizontal de agua aguas abajo a nivel inusual de operación NAME (EL. 269,50 msnm)
- Subpresión a nivel inusual de operación NAME
- Se considera agua sobre la estructura únicamente en el extremo aguas arriba.

4.2.1.5. Caso III: Condición Extrema de Operación:

- Peso de la estructura completamente terminada.
- Empuje horizontal de agua aguas arriba a nivel normal de operación NAMO (EL. 265,00).
- Subpresión a nivel normal de operación NAMO.
- Empuje sísmico del agua.
- Acción de fuerza sísmica hacia aguas abajo.

4.2.1.6. Caso IV: Condición Extrema de Operación:

- Peso de la estructura completamente terminada.
- Acción de fuerza sísmica sentido hacia aguas arriba.

En la Tabla 6 se presentan los resultados del análisis de estabilidad realizado para un ángulo de fricción del material de fundación de $\phi=41^\circ$; $c=148$ kPa:

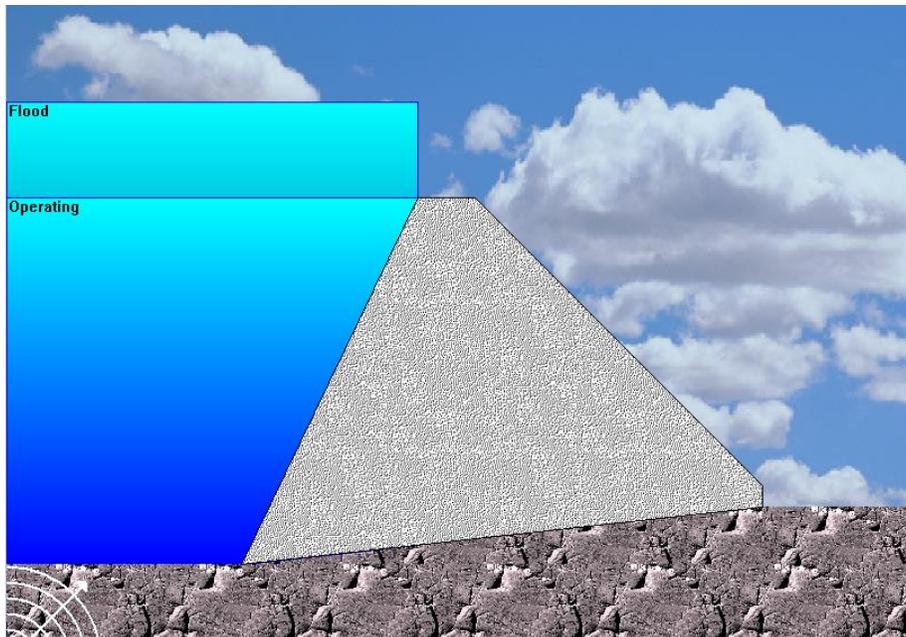


Figura 7. Modelo de estabilidad del azud del vertedero.
Fuente: Elaboración propia

Tabla 6. Resumen estabilidad Azud del Vertedero

Caso No.	Tipo	Flotación		Deslizamiento				Volcamiento		
		FSF obt	FSF adm	Pico		Residual		%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)
				FSD obt	FSD adm	FSD obt	FSD adm			
I	(USUAL)	2,78	1,30	8,10	2,00	4,33	1,50	100%	100%	195
II	(INUSUAL)	2,39	1,20	4,40	1,70	2,35	1,30	100%	>75%	239
III	(EXTREMO)	2,54	1,10	3,62	1,30	1,90	1,00	100%	RDB	253
IV	(EXTREMO)	14,74	1,10	5,06	1,30	3,03	1,00	100%	RDB	98

Fuente: Elaboración propia

4.2.1.7. Diseño estructural

El hormigón del azud se considera como un hormigón masivo que debe tener consideraciones especiales, principalmente en el control de su temperatura en su producción y en su colocación. Por tal razón, para el alcance de esta fase de ingeniería, para el dimensionamiento y cuantificación del acero de refuerzo necesario para el control de fisuración del concreto masivo se establecen los requerimientos mínimos establecidos en el código ACI 207.2R-95. En este sentido, dicho documento establece que el acero de refuerzo mínimo para este tipo de concreto no debe ser inferior al equivalente a barras N°6 espaciadas a 0,30 m.

Para las pilas laterales de la estructura, se da continuidad al espesor establecido para los muros del Canal de Descarga, el cual es de 0,70 m. Es de aclarar, que se asume que el proceso constructivo deberá prever que se finalizará la completa instalación del concreto RCC de la presa y posteriormente, realizarse la construcción de la estructura del Azud y pilas laterales. Lo anterior con el fin de no transmitir cargas de impacto sobre la estructura, debidas a la operación de compactación del CCR, en el caso de realizarse de manera contraria.

4.2.2. Canal de descarga

4.2.2.1. Descripción de la estructura

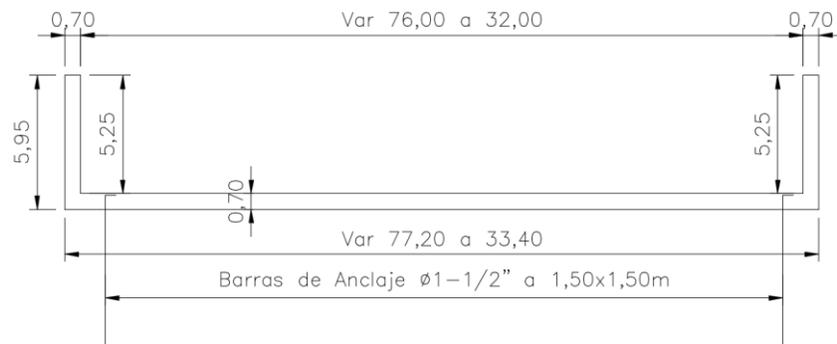


Figura 8. Sección transversal canal de descarga.
Fuente: Elaboración propia

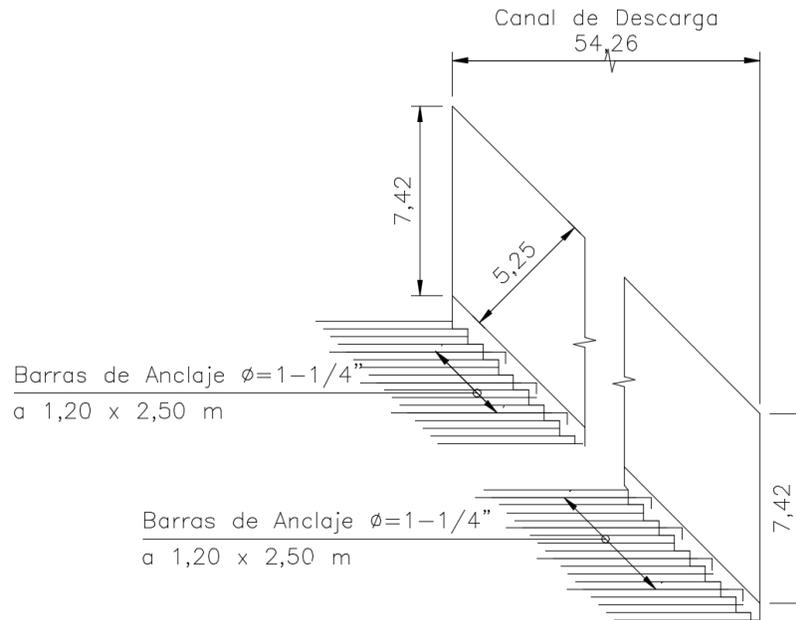


Figura 9. Sección longitudinal canal de descarga.
Fuente: Elaboración propia

El canal de descarga se encuentra localizado aguas abajo de la estructura de control. Se constituye como un canal de ancho hidráulico variable. Su ancho hidráulico es variable, partiendo de 76,00 m en la junta con la estructura del Azud hasta 32,00 m en la entrega al Deflector. Cuenta con una longitud horizontal de 56,26 m en pendiente 1,00:1,00 (H:V) y espesores de muros y losa de 0,70 m. La altura de muros es de 5,25 m medidos perpendicularmente a la losa de fondo del canal.

Esta estructura se encuentra anclada al concreto CCR, mediante la disposición de barras de anclaje embebidas en dicho concreto durante su proceso de colocación.

4.2.2.2. Análisis de estabilidad

La condición más desfavorable para estabilidad del Canal de Descarga, se obtiene para la condición inusual en la cual se consideran las siguientes cargas:

- Peso de la estructura completamente terminada.
- Subpresión a nivel inusual de operación NAME.
- No se considera agua sobre la estructura.

El peso de la estructura por metro lineal, en una sección perpendicular al plano de deslizamiento en la sección mínima de 32,00 m de ancho hidráulico, corresponde a:

$$V = 30,73m^3$$

$$W = (30,73m^3)(24kN/m^3)$$

$$W = 737,52kN$$

Componente en el sentido del deslizamiento:

$$W = 737,52kN$$

La subpresión bajo la estructura, corresponde a:

$$\begin{aligned}
 h &= 4,25m \\
 P &= (4,25m)(9,81kN/m^3) \\
 P &= 41,69kN/m^2 \\
 U &= (41,69kN/m^2) * (33,40m) \\
 U &= 1392,45kN
 \end{aligned}$$

La acción a tensión de las barras de anclaje $d=1\frac{1}{4}"$, con área transversal de $A_b=819mm^2$ sería:

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{F_s * A_b}{s} * B \\
 T &= \frac{(240N/mm^2) * (819mm^2)}{1,50m} * (33,40m) \\
 T &= 4376,80kN
 \end{aligned}$$

- Flotación:

$$\begin{aligned}
 FS &= \frac{W_s + W_c + S}{U - W_G} \\
 FS &= \frac{737,52kN + 0 + 0}{1392,45kN - 0} = 0,53 < 1,20
 \end{aligned}$$

Teniendo en cuenta el efecto de las barras de anclaje:

$$FS = \frac{737,52kN + 0 + 4376,80kN}{1392,45kN - 0} = 3,67 > 1,20ok$$

- Deslizamiento:

$$\begin{aligned}
 \Sigma FV &= 737,52kN + 4376,80kN - 1392,45kN \\
 \Sigma FV &= 3722,32kN \\
 \Sigma FH &= 737,52kN
 \end{aligned}$$

Con parámetros de ángulo de fricción $\phi 41^\circ$ y cohesión $c=148kPa$, correspondientes al concreto CCR sobre el cual se cimienta el canal, se tiene:

$$FSD = \frac{\Sigma FV * \tan(\Phi) + C * L}{\Sigma FH} \\
 FSD = \frac{(3722,32kN) * \tan(41^\circ) + (1,00m)(148kPa)}{737,52kN} = 4,59 > 1,70ok$$

4.2.2.3. Diseño estructural

El espesor de muros deberá ser tal que sea capaz de soportar la columna de agua dentro del canal durante la descarga en el nivel NAME del embalse. Para el flujo de agua correspondiente a este nivel de creciente, el modelo hidráulico

establece un borde libre de 1,00 m. Por tanto, los muros estarán sometidos a un empuje equivalente de 4,25 m de columna de agua, medido en sentido perpendicular a la losa de fondo del canal. En sentido vertical es una columna de 6,00 m de agua.

- Verificación por cortante:

$$Eh = \frac{1}{2} \gamma_w h_w^2$$

$$Eh = 176,58kN$$

Para la condición en voladizo de los muros del canal de descarga, el empuje debido a la lámina de agua, se conforma como el cortante transmitido a la base del muro. Por tanto, para carga última:

$$Vu = FS * Vn$$

$$Vu = (1.4) (176,58kN)$$

$$Vu = 247,21kN$$

La resistencia a cortante proporcionada por el concreto, es por tanto:

$$\Phi V_c = \frac{\Phi \sqrt{f'_c}}{6} bd$$

$$247210N = \frac{(0,75) \sqrt{28 \text{ N/mm}^2}}{6} (1000mm)d$$

$$d = 374mm$$

Se adopta un espesor de 0,70 m, el cual corresponde a un d=0,625 m con el fin de prever control de deflexiones laterales que generen fisuración.

- Verificación por Flexión:

El momento generado por la lámina de agua en el canal es:

$$\begin{aligned} Mn &= F * d \\ Mn &= (176,58kN)(6,00m) * (1/3) \\ Mn &= 353,16kN.m \end{aligned}$$

El momento mayorado correspondiente es:

$$\begin{aligned} Mu &= FS * Mn \\ Mu &= (1,4)(353,16kN.m) \\ Mu &= 494,42kN.m \end{aligned}$$

Para d=0,625 m; f'c=28 MPa; Fy= 420 MPa, se obtiene la siguiente cuantía de refuerzo:

$$\begin{aligned} \rho &= 0,0034 \\ As &= (0,0034)(1000mm)(625mm) \\ As &= 2125mm^2/m \end{aligned}$$

Colocar barras N°8 a 0,20 m.

En sentido longitudinal:

$$\rho = 0,0050 \text{ (ACI 350-06) (En ambas caras)}$$

$$A_s = (0,0050)(1000\text{mm})(300\text{mm})(0.5)$$

$$A_s = 750\text{mm}^2/\text{m} \text{ (en cada cara)}$$

Colocar barras N°6 a 0,20 m.

4.2.3. Deflector

4.2.3.1. Descripción de la estructura

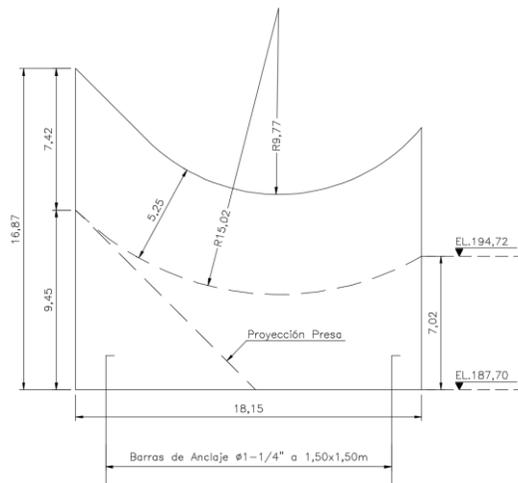


Figura 10. Sección longitudinal deflector,
Fuente: Elaboración propia

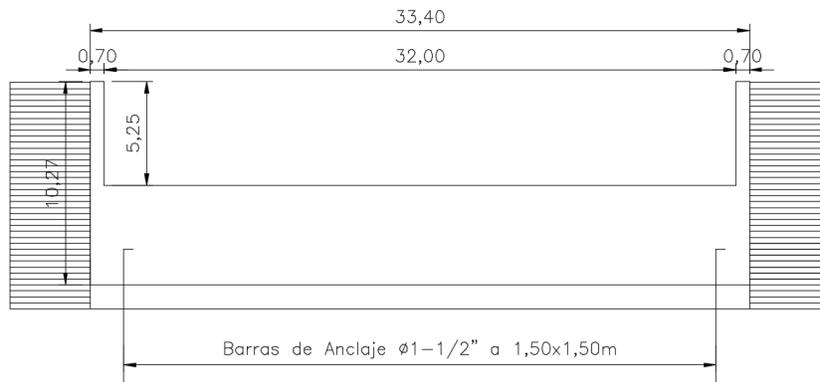


Figura 11. Sección transversal deflector.
Fuente: Elaboración propia

El deflector, cuenta con una longitud de 18.15 m aguas abajo del Canal de Descarga y se constituye en la estructura que permitirá cambiar el curso del agua para generar la disipación de energía del flujo hasta caer al cuenco de amortiguamiento. Su ancho, es de 32,00 m en su sección hidráulica, con espesores de muro de 0.70 m.

Está compuesto por muros laterales empotrados en bloque macizo provisto de una curva vertical en su superficie hidráulica, que lanza el chorro de agua de manera ascendente para lograr aspersión del flujo y permitir disipación de

energía antes de su llegada al cuenco de amortiguamiento. El espesor de dicha losa es variable, debido a que la cara en contacto con la presa es completamente horizontal.

4.2.3.2. Análisis de estabilidad

4.2.3.3. Caso I: Condición Usual de Operación:

Por corresponder a una condición con embalse a nivel normal de operación NAMO, y por tanto el vertedero no opera, no representa la condición que gobierna el diseño.

4.2.3.4. Caso II: Condición Inusual de Operación:

Se considera como la condición que controla el dimensionamiento de la estructura:

- Peso de la estructura completamente terminada.
- Empuje hidrodinámico del agua debido a la descarga inusual del Vertedero a nivel de operación NAME.
- Subpresión a nivel inusual de operación NAME.

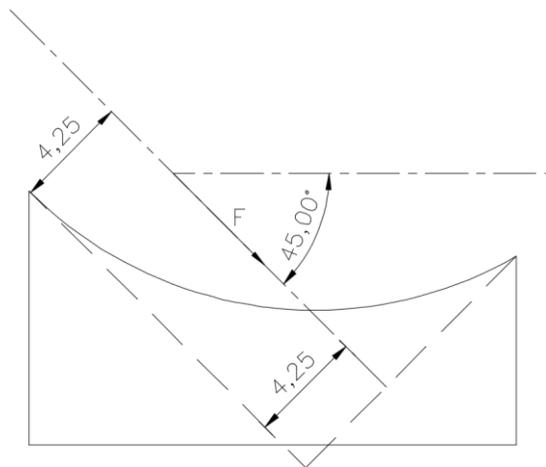


Figura 12. Dirección de fuerza hidrodinámica en deflector.
Fuente: Elaboración propia

Caudal $Q = 3708,6 \text{ m}^3/\text{s}$
 Área Sección $A = (4,25 \text{ m})(32,00 \text{ m}) = 136 \text{ m}^2$

Velocidad: $V = \frac{Q}{A}$

$$V = \frac{(3708,6 \text{ m}^3/\text{s})}{136 \text{ m}^2}$$

$$V = 27,27 \text{ m/s}$$

Realizando el análisis por metro lineal de ancho del canal, el caudal correspondiente es por tanto:

$$Q = \frac{3708,6 \text{ m}^3/\text{s}}{32,00 \text{ m}} = 116 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por tanto la fuerza hidrodinámica actuante es la siguiente:

$$F_d = \gamma_w \cdot Q \cdot V / g$$

$$F = (1000 \text{ kg/m}^3)(116 \text{ m}^3/\text{s})(27,27 \text{ m/s})$$

$$F = 3163,32 \text{ kN}$$

Las componentes horizontal y vertical de la fuerza hidrodinámica, para la inclinación de flujo de 45° es por tanto:

$$F_h = 2236,81 \text{ kN} \quad F = 3163,32 \text{ kN} * \cos(45^\circ)$$

$$F_v = 2236,81 \text{ kN}$$

El peso de la estructura por metro lineal, corresponde a:

$$V = 110,53 \text{ m}^3$$

$$W = (110,53 \text{ m}^3)(22 \text{ kN/m}^3)$$

$$W = 2431,66 \text{ kN}$$

La subpresión bajo la estructura, corresponde a:

$$h = 7,02 \text{ m}$$

$$P = (7,02 \text{ m})(9,81 \text{ kN/m}^3)$$

$$P = 68,87 \text{ kN/m}^2$$

$$U = (68,87 \text{ kN/m}^2) * (18,15 \text{ m})$$

$$U = 1249,81 \text{ kN}$$

- Flotación:

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

$$FS = \frac{2431,66 \text{ kN} + 0 + 0}{1249,81 \text{ kN} - 0} = 1,95 > 1,20 \text{ ok}$$

- Deslizamiento:

$$\Sigma FV = 2431,66 \text{ kN} + 2236,00 \text{ kN} - 1249,81 \text{ kN}$$

$$\Sigma FV = 3417,85 \text{ kN}$$

$$\Sigma FH = 2236,81 \text{ kN}$$

Con parámetros de ángulo de fricción $\phi 45^\circ$ y cohesión $c=460 \text{ kPa}$:

$$FSD = \frac{\Sigma FV * \tan(\Phi) + C * L}{\Sigma FH}$$

$$FSD = \frac{(3417,81 \text{ kN}) * \tan(45^\circ) + (460 \text{ kN/m}^2) * (18,15)}{2236,81 \text{ kN}} = 5,26 > 1,70 \text{ ok}$$

4.2.3.5. Caso III: Condición Extrema de Operación:

Se establece como la condición normal de operación más condición sísmica. Al establecerse esta condición a un nivel normal de operación del embalse, el vertedero y todas sus estructuras no se encontrarían en condición de operación. No tendría cargas hidrostáticas como tampoco hidrodinámicas; solamente fuerza inercial horizontal.

Teniendo en cuenta que el peso de la estructura por metro lineal, corresponde a:

$$V = 110,53m^3$$

$$W = (110,53m^3)(22kN/m^3)$$

$$W = 2431,66kN$$

La fuerza sísmica horizontal sería:

$$W = 2431,66kN$$

$$= 2431,66kN$$

$$EQ_x = (2/3)(0,26)(2421,66kN)$$

$$EQ_x = 421,49kN$$

$$EQ_x = (0,30)(2/3)(2/3)(0,26)(2421,66kN)$$

$$EQ_x = 83,95kN$$

- Flotación:

$$FS = \frac{Ws + Wc + S}{U - W_G}$$

$$FS = \frac{2431,66kN + 0 + 0}{83,95kN - 0} = 28,97 > 1,10ok$$

- Deslizamiento:

$$\Sigma FV = 2431,66kN - 83,95kN$$

$$\Sigma FV = 2347,71kN$$

$$\Sigma FH = 421,49kN$$

Con parámetros de ángulo de fricción $\phi 45^\circ$ y cohesión $c=460kPa$:

$$FSD = \frac{\Sigma FV * \tan(\Phi) + C * L}{\Sigma FH}$$

$$FSD = \frac{(2347,71kN) * \tan(45^\circ) + (460kN/m^2) * (18,15)}{421,49kN} = 25,38 > 1,30ok$$

4.2.3.6. Diseño estructural

El espesor de muros deberá ser tal que sea capaz de soportar la columna de agua dentro del canal durante la descarga en el nivel NAME del embalse. Para el flujo de agua correspondiente a este nivel de creciente, el modelo hidráulico establece un borde libre de 1,00 m. Por tanto, los muros estarán sometidos a un empuje equivalente de 4,25 m de

columna de agua, medido en sentido perpendicular a la losa de fondo del deflector. Esta condición es análoga a la presentada en el Canal de Descarga y por tanto el espesor de los muros y sus cuantías de refuerzo serán iguales.

- Acero de Refuerzo Vertical:

Colocar barras N°8 a 0,20 m.

- Acero de Refuerzo Longitudinal:

Colocar barras N°6 a 0,20 m.

El bloque de fondo, se establece como un concreto masivo al cual se le deben poner especiales consideraciones para control de temperatura durante su fabricación y colocación. Para ello, se siguen las recomendaciones indicadas en el documento ACI 207.2R-95, en cuanto al acero de refuerzo mínimo a instalar para control de fisuración. En este sentido, dicho documento establece que el acero de refuerzo mínimo para este tipo de concreto no debe ser inferior al equivalente a barras N°6 espaciadas a 0,30 m.

4.3. DESCARGA DE FONDO

Las estructuras que conforman la descarga de fondo son la estructura de entrada, la cámara de compuertas y la estructura de salida.

El túnel de la descarga de fondo inicia en la abscisa K0+000 en la elevación 218,00 msnm. La estructura para la cámara de compuertas se localiza entre las abscisas k0+112,11 hasta la abscisa K0+128,51 en la elevación 217,22 msnm.. La estructura de salida de la descarga de fondo empieza cuando termina el túnel en la abscisa k0+232,75 en la elevación 216,02 msnm.

4.3.1. Portal de entrada

4.3.1.1. Descripción de la estructura

La estructura de entrada del túnel de la descarga de fondo es un portal en concreto reforzado de 15,69 m de longitud. La entrada está determinada por la sección hidráulica de control con sección de 10,01 m por 7,71 m. La sección hidráulica hace una transición en 5,80 m pasando de una sección rectangular a una sección semicircular típica del túnel con diámetro de 5,80 m.

Con el propósito de proteger las compuertas de la cámara, se localiza una reja de concreto la cual está formada por un entramado de vigas horizontales y verticales.

4.3.1.2. Análisis de estabilidad

El portal de entrada del túnel de la descarga de fondo se considera estable a flotación, deslizamiento y volcamiento teniendo en cuenta las condiciones de frontera, por tal motivo no es necesario adelantar el análisis correspondiente.

4.3.1.3. Diseño estructural

En el Anexo 1.1, se presenta el diseño estructural a nivel de prefactibilidad del portal de entrada del túnel de la descarga de fondo. Se presenta las combinaciones de carga utilizadas, la asignación de cargas al modelo 3D en SAP2000 y la revisión de los espesores de concreto asignados teniendo en cuenta que la sección de concreto resista el cortante actuante y el momento flector.

4.3.2. Cámara de compuertas

4.3.2.1. Descripción de la estructura

El sistema de control de la descarga de fondo está formado por una cámara de compuertas localizada entre las abscisas K0+112,11 hasta la abscisa K0+128,51 aproximadamente en la elevación 217,22 msnm del túnel de descarga.

En la cámara de compuertas el flujo del agua es controlado por una compuerta radial de servicio la cual está ubicada aguas abajo de la estructura. Adicionalmente, y con fines de mantenimiento y emergencia, se localiza una compuerta de guarda deslizante vertical aguas arriba de la compuerta radial.

En la zona de la cámara de compuertas se localiza un blindaje en acero diseñado para proteger la roca de la excavación en esta área. Así mismo, el macizo inferior de la cámara funciona como un tapón y sirve para transmitir a la roca las cargas que se ejercen sobre las compuertas al encontrarse alguna de éstas cerrada cuando el nivel del embalse esté en la máxima elevación.

4.3.2.2. Análisis de estabilidad

La estabilidad de esta estructura está garantizada por estar completamente rodeada por el macizo rocoso por lo que se considera que la estructura es estable a flotación, deslizamiento y volcamiento.

4.3.2.3. Diseño estructural

El análisis estructural empleado para verificar espesores mínimos y diseñar el refuerzo requerido fue ejecutado empleando un modelo representativo de la sección crítica de la cámara. Esta sección, mostrada en la Figura 13, representa las condiciones de trabajo de la cámara mostrando muros verticales de un espesor de 50 cm en concreto reforzado de $f'c = 28$ MPa, los cuales se convierten en el recubrimiento de la bóveda superior en el mismo espesor.

En la parte inferior de la cámara los muros de la caverna dan paso a un sistema de concreto masivo el cual aloja el conducto del agua a presión y el conducto de aireación. Se considera como presión lateral en los muros de la cámara una carga de 6 t/m² según recomendación del departamento de Geotecnia. En las paredes del túnel se consideraron barras de anclajes #10.

Las fuerzas internas obtenidas y las verificaciones asociadas al dimensionamiento de secciones y refuerzo se presentan en el Anexo 2.1.

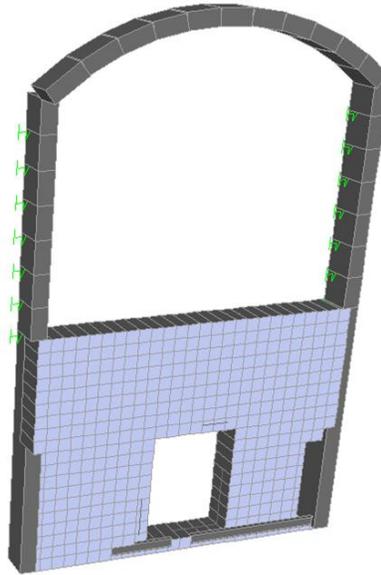


Figura 13. Cámara de Compuertas - Descarga de Fondo
Fuente: Elaboración propia - SAP2000

4.3.3. Estructura de salida

4.3.3.1. Descripción de la estructura

La estructura de salida consiste en una estructura de concreto reforzado localizada al final del túnel de la descarga de fondo. Es una estructura rápida de descarga, con sección rectangular, longitud inclinada de 73,06 m, pendiente del 89%, muros de 0,30 m y losa de fondo de 0,30 m.

Así mismo, la estructura tiene una altura libre de 3,50 m y un ancho libre de 6,40 m.

4.3.3.2. Análisis de estabilidad

- **Caso I:** Condición usual de operación: Peso propio de la estructura y nivel de operación usual.
- **Caso II:** Condición Extrema de operación: Corresponde al caso II más sismo en la dirección más desfavorable.

En el anexo 3.1, se muestra el cálculo del análisis de estabilidad, a continuación se presenta un resumen de los resultados del análisis realizado:

Tabla 7. Resumen estabilidad estructura de salida - Descarga de fondo

Caso No.	Tipo	Deslizamiento	
		Pico	
		FSD obt	FSD adm
I	(USUAL)	2,00	2,00
II	(EXTREMA)	1,73	1,30

Fuente: Elaboración propia

4.3.3.3. Diseño estructural

En el Anexo 3.2, se presenta el diseño estructural a nivel de prefactibilidad de la estructura de salida de la descarga de fondo. Se presenta las combinaciones de carga utilizadas, la asignación de cargas al modelo 2D en SAP2000 y la revisión de los espesores de concreto asignados teniendo en cuenta que la sección de concreto resista el cortante actuante y el momento flector.

4.4. TÚNEL DE DESCARGA CANAL DE USOS

4.4.1. Portal de entrada

4.4.1.1. Descripción de la estructura

La estructura de entrada del túnel de la descarga de fondo es un portal en concreto reforzado de 16,90 m de longitud. La entrada está determinada por la sección hidráulica de control. Las secciones típicas del túnel son en forma de herradura que pasa de una sección de 7,1 m a 5,0 m.

Con el propósito de proteger las compuertas de la cámara, se localiza una reja en concreto la cual está formada por un entramado de vigas horizontales y verticales con unas dimensiones generales de la reja con una altura de 6,10 m en forma semicircular.

4.4.1.2. Análisis de estabilidad

El portal de entrada de del túnel de descarga canal de usos bajo las condiciones actuales de frontera se considera estable a flotación, deslizamiento y volcamiento, por tal motivo no se presenta el análisis correspondiente. Sin embargo en una etapa posterior del proyecto se analizarán estas condiciones en forma más detallada.

4.4.1.3. Diseño estructural

En el Anexo 4.1, se presenta el diseño estructural a nivel de prefactibilidad del portal de entrada del túnel de la descarga de usos. Se presenta las combinaciones de carga utilizadas, la asignación de cargas al modelo 3D en SAP2000 y la revisión de los espesores de concreto asignados teniendo en cuenta que la sección de concreto resista el cortante actuante y el momento flector.

4.4.2. Cámara de Válvulas

4.4.2.1. Descripción de la estructura

El sistema de control del canal de usos está compuesto por una cámara de válvulas localizada entre las abscisas K0+150 a K0+192 del túnel de descarga de usos.

La cámara es excavada conformando una bóveda completamente rodeada por el terreno, su altura total es de 19,60 m por encima del nivel de fundación. La cámara se reviste con un espesor de concreto a lo largo de todas las paredes, el flujo accede a la estructura mediante una tubería de 3 m de diámetro el cual es controlado mediante válvulas tipo howell bungler.

4.4.2.2. Análisis de estabilidad

La estabilidad de esta estructura está garantizada por estar completamente rodeada por el macizo rocoso por lo que se considera que es estable a flotación, deslizamiento y volcamiento.

4.4.2.3. Diseño estructural

El análisis estructural empleado para verificar espesores mínimos y diseñar el refuerzo requerido fue ejecutado empleando un modelo representativo de la sección crítica de la cámara. Esta sección, mostrada en la Figura 14, representa las condiciones de trabajo de la cámara mostrando muros verticales de un espesor de 40 cm en concreto reforzado de $f'c = 28$ MPa, los cuales se convierten en el recubrimiento de la bóveda superior.

Se considera como presión lateral en los muros de la cámara una carga de 6 t/m² según recomendación del departamento de Geotecnia. En las paredes del túnel se utilizaron barras de anclajes #10 para dar soporte lateral y así disminuir las fuerzas actuantes en los muros.

Las fuerzas internas obtenidas y las verificaciones asociadas al dimensionamiento de secciones y refuerzo se presentan en el Anexo 5.1.

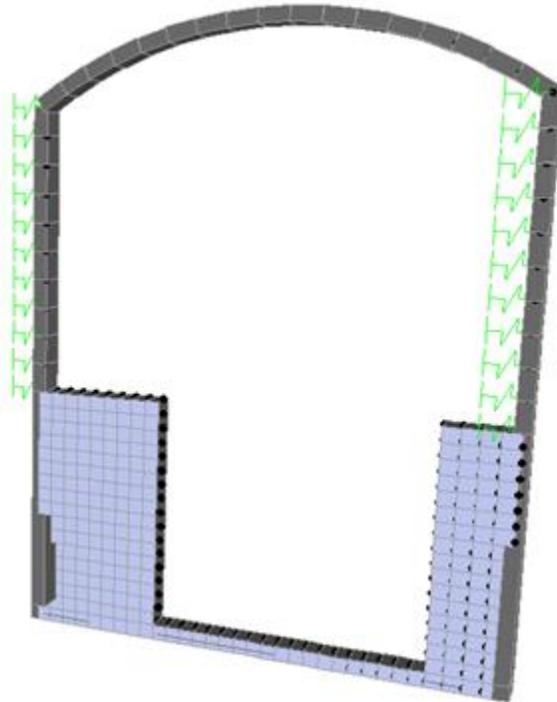


Figura 14. Cámara de Compuertas - Descarga de Usos
Fuente: Elaboración propia - SAP2000

4.5. TÚNEL DE DESVÍO

4.5.1. Portal de entrada

4.5.1.1. Descripción de la estructura

La estructura de entrada del túnel de desviación es un portal de concreto reforzado cimentado en roca en la elevación 177 msnm. La entrada es abocinada en las paredes y el techo; la estructura tiene paredes de 3,0 m de espesor dividida en la mitad por una columna de sección 1,50 m formando dos conductos de entrada que alojarán dos compuertas rectangulares para vanos de 5,20 m de largo. Cada conducto de las compuertas posee doble ranura, una para tablon de cierre y la otra para alojamiento de la compuerta de cierre.

La sección inicial de la estructura corresponde a una sección rectangular, posteriormente la estructura presenta una transición donde pasa de una sección transversal rectangular a una sección transversal en herradura.

La estructura de entrada se diseña en concreto reforzado sin rejas, con un dispositivo para alojar los tablonces de cierre temporal que permiten la colocación futura de dos compuertas en cada vano y la consiguiente construcción del tapón de cierre del túnel.

4.5.1.2. Análisis de estabilidad

4.5.1.2.1. Casos Considerados

- **Caso I:** Condición Usual de operación: Estructura sumergida con el nivel del agua Cota cresta Ataguía y compuertas abiertas. Se tiene en cuenta la carga muerta de la estructura, peso de agua sobre la estructura.
- **Caso II:** Condición Extrema, Estructura sumergida con el nivel del agua Cota cresta Ataguía y compuertas cerradas. Se tiene en cuenta la carga muerta de la estructura, peso de agua sobre la estructura, presión desequilibrada actuando sobre las compuertas y el sismo actuando en la dirección más desfavorable.

En el anexo 6.1 se muestra el cálculo del análisis de estabilidad, a continuación se presenta un resumen de los resultados del análisis realizado:

Tabla 8. Resumen estabilidad portal de entrada - Túnel de desvío

Caso No.	Tipo	Flotación		Deslizamiento		Volcamiento			
		FSF obt	FSF adm	Pico		%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)	$\sigma_{max adm}$ (kPa)
				FSD obt	FSD adm				
I	(USUAL)	2,50	1,30	12,10	1,50	100%	100%	96,2	500
II	(EXTREMA)	4,10	1,10	3,20	1,10	100%	Dentro de la base	290,5	500

Fuente: Elaboración propia

4.5.1.3. Diseño estructural

En el Anexo 6.2, se presenta el diseño estructural a nivel de prefactibilidad del portal de entrada del túnel de desvío. Se muestran las combinaciones de carga utilizadas, la asignación de cargas al modelo 3D en SAP2000 y la revisión de los espesores de concreto asignados teniendo en cuenta que la sección de concreto resista el cortante actuante y el momento flector.

4.5.2. Portal de salida

4.5.2.1. Descripción de la estructura

La estructura de salida consiste en una estructura de concreto reforzado localizada al final del túnel de desvío diseñada para las condiciones de carga a las cuales va a estar sometida durante su vida útil, sin sobrepasar los esfuerzos admisibles de los materiales y del contacto con la roca de fundación.

La sección de la estructura de salida es tipo canal rectangular de ancho variable entre 8,80 m y 15,22 m. La estructura cuenta con una longitud de 19,70 m y alturas variables entre 9,10 m y 14,36 m

4.5.2.2. Análisis de estabilidad

- **Caso I:** Condición Usual: Peso propio de la estructura y empujes hidrostáticos correspondientes en el contorno de la estructura con descargas de agua en el sistema (Estructura llena). con subpresión con el nivel de agua del sistema
- **Caso II:** Condición Extrema: Caso I y sismo en la dirección desfavorable.

En el Anexo 7.1, se presenta el análisis de estabilidad a nivel de prefactibilidad, donde se estudió la capacidad que tiene la estructura para soportar las Fuerzas hidrostáticas, de sismo y presiones durante su operación.

A continuación se presentan los resultados del análisis realizado:

Tabla 9. Resumen estabilidad portal de salida - Túnel de desvío

Caso No.	Tipo	Flotación		Volcamiento		
		FSF obt	FSF adm	%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)
I	(USUAL)	2,0	1,30	100%	100%	90,84
II	(EXTREMA)	1,2	1,10	100%	RDB	63,67

Fuente: Elaboración propia

RBD: Resultante dentro de la base.

% BC: Porcentaje base a compresión.

% BC adm: Porcentaje base a compresión admisible.

σ_{max} : Esfuerzo máximo en la fundación.

4.5.2.3. Diseño estructural

En el Anexo 7.2, se presenta el diseño estructural a nivel de prefactibilidad del portal de salida del túnel de desvío, presentando el modelo 2D tipo frame en SAP2000 y la revisión de los espesores de concreto asignados teniendo en cuenta que la sección de concreto resista el cortante actuante y el momento flector.

4.6. CAPTACIÓN Y SISTEMA DE BOMBEO

Aguas abajo del sitio de presa y a lo largo del río Santa María se localizan las captaciones desde las cuales se bombeará el agua a tanques de carga ubicados en puntos altos y desde los cuales se distribuirá el flujo hacia áreas cultivables.

Los diferentes sistemas de captación y bombeo se han tipificado en su composición de obras y para efectos de este estudio de prefactibilidad se estudia el mas critico para determinar su dimensionamiento. Cada sistema lo conforman las siguientes estructuras:

4.6.1. Vertedero

4.6.1.1. Descripción de la estructura

El vertedero es una estructura de 40 m de longitud en su zona hidráulica y 22 m de ancho. La Figura 14 muestra la Localización general del vertedero y un corte transversal.

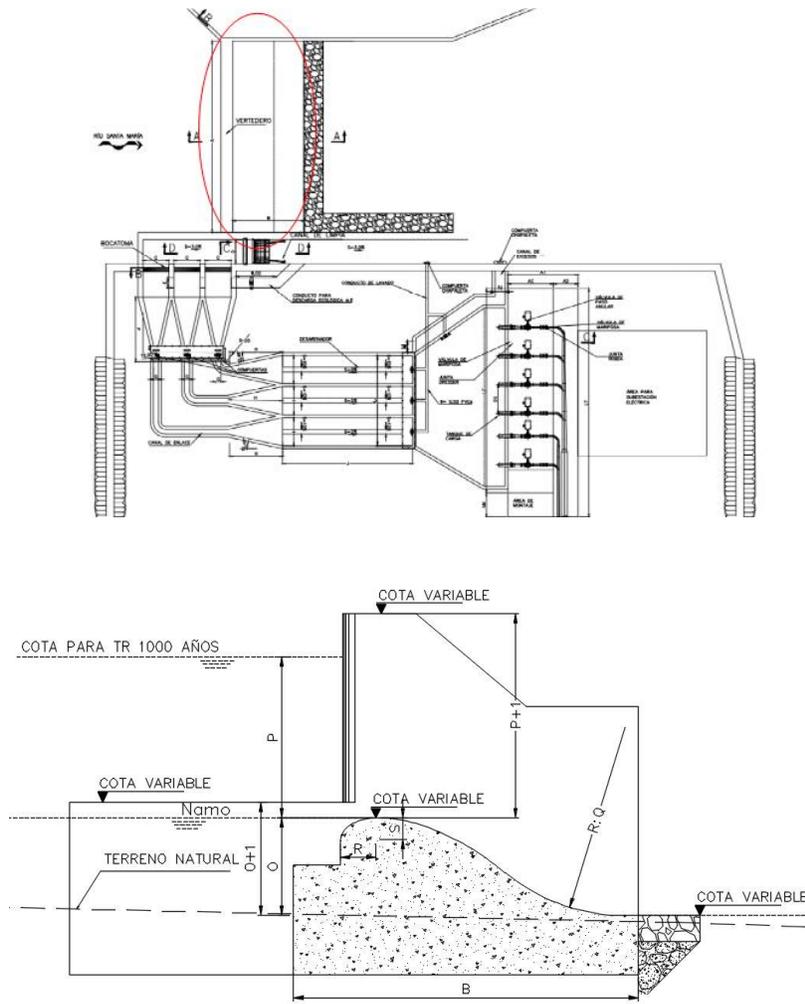


Figura 15. Localización en planta y Corte Transversal Vertedero Santa María
Fuente: Elaboración propia

4.6.1.2. Análisis de estabilidad

- **Caso I: Usual de operación:** Estructura completamente terminada, teniendo en cuenta las fuerzas en el plano y las subpresión por los niveles freáticos. Se consideran niveles de agua NAMO en la estructura y el empuje de sedimentos.
- **Caso II: Inusual de operación:** Estructura completamente terminada, teniendo en cuenta las fuerzas en el plano y las subpresión por los niveles freáticos. Se consideran niveles de agua NAME en la estructura y el empuje de sedimentos.

A continuación se presentan los resultados del análisis realizado:

Tabla 10. Resumen estabilidad vertedero - Sistema de bombeo
Fuente: Elaboración propia

Caso No.	Tipo	Deslizamiento		Flotación		Vuelco		
		FSD obt	FSD adm	FSF obt	FSF adm	%BC	%BC adm	σ_{max} (Ton/m ²)
I	(USUAL)	27,10	1,50	2,7	1,30	100	100%	14.20
II	(INUSUAL)	4,24	1,30	1,3	1,20	75	75%	9.18

El análisis de estabilidad se realizó para deslizamiento, flotación y vuelco según la norma US ARMY CORPS OF ENGINEERS EM 1110-2-2100, se determinó para el caso usual de operación, teniendo en cuenta el peso de la estructura una vez terminada y la sobrecarga por subpresión hasta el nivel NAMO. Así mismo se realizó el análisis de estabilidad para un caso inusual de la estructura en operación, teniendo en cuenta además del peso de la estructura, la sobrecarga por subpresión hasta el nivel NAME.

En todos los casos analizados se cumple con los factores de seguridad establecidos en la norma US ARMY CORPS OF ENGINEERS EM 1110-2-2100. El Anexo 8.1 muestra el detalle del análisis de estabilidad realizado para la estructura-.

4.6.1.3. Diseño estructural

A partir del análisis de estabilidad se determinaron las dimensiones de los elementos estructurales a diseñar que conforman el vertedero determinando una longitud de base de 22 m y una altura total del vertedero de 10 m.

Tomando como base una cuantía representativa para este tipo de estructuras de 60 kg/m³. Para un volumen de 6161.20 m³ del vertedero, una cantidad de 369.660 kg.

Las dimensiones utilizadas para el cálculo de las cantidades de obra corresponden a las mostrados en planos correspondientes.

4.6.2. Canal de limpieza

4.6.2.1. Descripción de la estructura

Es una estructura de concreto reforzado en canal rectangular de 37,0 m de longitud y 5 m de ancho. Su altura, medida desde la fundación hasta el punto más alto es de 7.9 m. Los muros del canal tienen un espesor de 0.60 m y un espesor de losa de 1.50 m. La Figura 15 muestra la Localización general del canal de limpieza y un corte transversal.

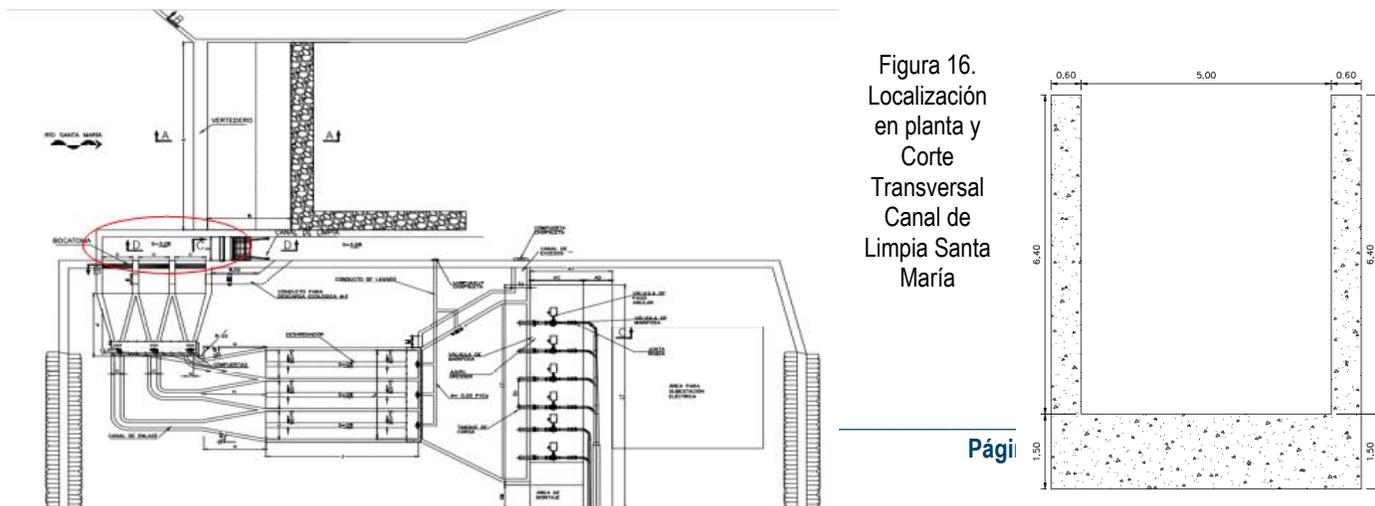


Figura 16.
Localización
en planta y
Corte
Transversal
Canal de
Limpia Santa
María

Fuente: Elaboración propia

Esta estructura albergará una compuerta radial de 8,90 m de radio, medidos desde su eje de rotación hasta su sello, una compuerta plana para la realización de trabajos de mantenimiento.

4.6.2.2. Análisis de estabilidad

- **Caso I: Usual de construcción:** Estructura completamente terminada y la subpresión por los niveles freáticos. No se consideran niveles de agua al interior de la estructura.
- **Caso II: Usual de operación:** Estructura completamente terminada y la subpresión por los niveles freáticos. Se consideran niveles usuales de agua dentro de la estructura.

A continuación se presentan los resultados del análisis realizado:

Tabla 11. Resumen estabilidad canal de limpia - Sistema de bombeo

Caso No.	Tipo	Flotación	
		FSF obt	FSF adm
I	(USUAL)	1.37	1,30
II	(USUAL)	2.36	1,30

El análisis de estabilidad realizado por flotación según la norma US ARMY CORPS OF ENGINEERS EM 1110-2-2100, se determinó para el caso usual de construcción, teniendo en cuenta el peso de la estructura una vez terminada y la sobrecarga por subpresión. así mismo se realizó el análisis de estabilidad por flotación, para un caso usual de la estructura en operación, teniendo en cuenta además del peso de la estructura, el peso del agua.

En ambos casos se cumple con los factores de seguridad establecidos en la norma US ARMY CORPS OF ENGINEERS EM 1110-2-2100, FDS = 1.3. El Anexo 9.1 muestra el detalle del análisis de estabilidad realizado por Flotación

4.6.2.3. Diseño estructural

A partir del análisis de estabilidad se determinaron las dimensiones de los elementos estructurales a diseñar que conforman el canal de limpia, determinando un espesor de muro de 0.60 m y un espesor de losa de 1.50 m.

Tomando como base una cuantía representativa para este tipo de estructuras de 120 kg/m³. Para un volumen de 628,26 m³ del canal de limpia, una cantidad de 75391 kg/m³.

Las dimensiones utilizadas para el cálculo de las cantidades de obra corresponden a las mostrados en planos correspondientes.

4.6.3. Captación - Bocatoma

4.6.3.1. Descripción de la estructura

La estructura de toma, es una estructura de hormigón reforzado de 19,00 m de longitud, 20,4 m de ancho, 19,64 m de altura en la zona de compuertas. Su sección hidráulica está constituida por tres vanos de 4,8 m de ancho. Para el control de flujo, cuenta con tres ejes de compuertas. El espesor de la losa de fondo es de 1,5 m.

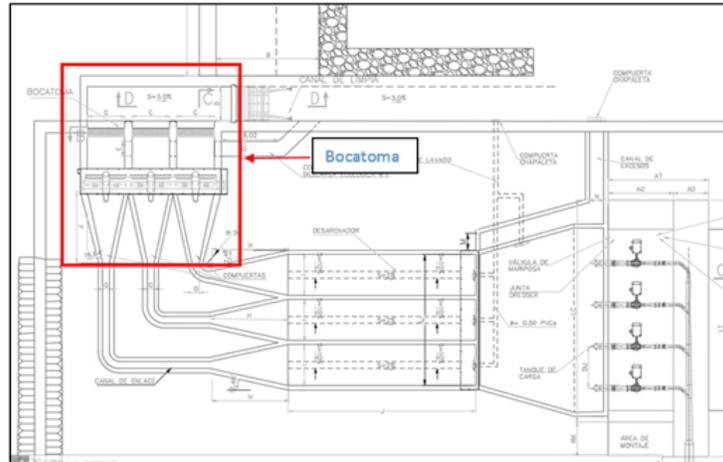


Figura 17. Localización Bocatoma
Fuente: Elaboración propia

4.6.3.2. Análisis de estabilidad

Con base en lo establecido en los criterios de diseño estructurales, se revisó la estabilidad de la estructura, con objeto a determinar su predimensionamiento estructural, el cual se considera adecuado para esta etapa de los diseños. La estabilidad se realizó siguiendo las recomendaciones del manual de ingeniería EM-1110-2-2100 U.S. Army Corps of Engineers.

Los casos analizados son los siguientes:

- **Caso I:** Condición Usual de operación: Estructura con niveles máximos de agua y compuertas cerradas. Se tiene en cuenta la carga muerta de la estructura, peso de agua sobre la estructura, presión hidrostática sobre las compuertas y subpresión.
- **Caso II:** Condición Extrema: Corresponde la caso I más sismo en la dirección desfavorable.

En el Anexo 10.1 se presentan los parámetros utilizados para realizar el análisis de estabilidad. Un resumen de los resultados obtenidos del análisis de estabilidad se presentan a continuación:

Tabla 12. Resumen estabilidad - Bocatoma

Caso No.	Tipo	Flotación		Deslizamiento		Volcamiento			
		FSF obt	FSF adm	Pico		%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)	$\sigma_{min adm}$ (kPa)
				FSD obt	FSD adm				
I	(USUAL)	2,12	1,30	4,21	1,5	100	100%	221	500
II	(EXTREMO)	1,96	1,10	2,79	1,1	100	RDB	148	500

Fuente: Elaboración propia

4.6.3.3. Diseño estructural

A partir de las dimensiones obtenidas en el análisis de estabilidad y mediante la elaboración de modelos matemáticos simplificados en SAP2000, se efectuó la verificación de la sección de los muros de la bocatoma a fin de garantizar que sean capaces de soportar las solicitaciones a las cuales estarán sujetas durante su operación. En el anexo 10.2 se presenta el diseño correspondiente.

4.6.4. Conducción

4.6.4.1. Descripción de la estructura

El canal de conducción sirve de enlace entre la toma y el desarenador, tiene una altura libre de 1,50 m y ancho interno variable entre 1,00 m a 5,88 m. El canal de enlace tiene espesores de muro y losa de 0,40 m. La Figura 16 muestra la Localización general del canal de conducción y un corte transversal.

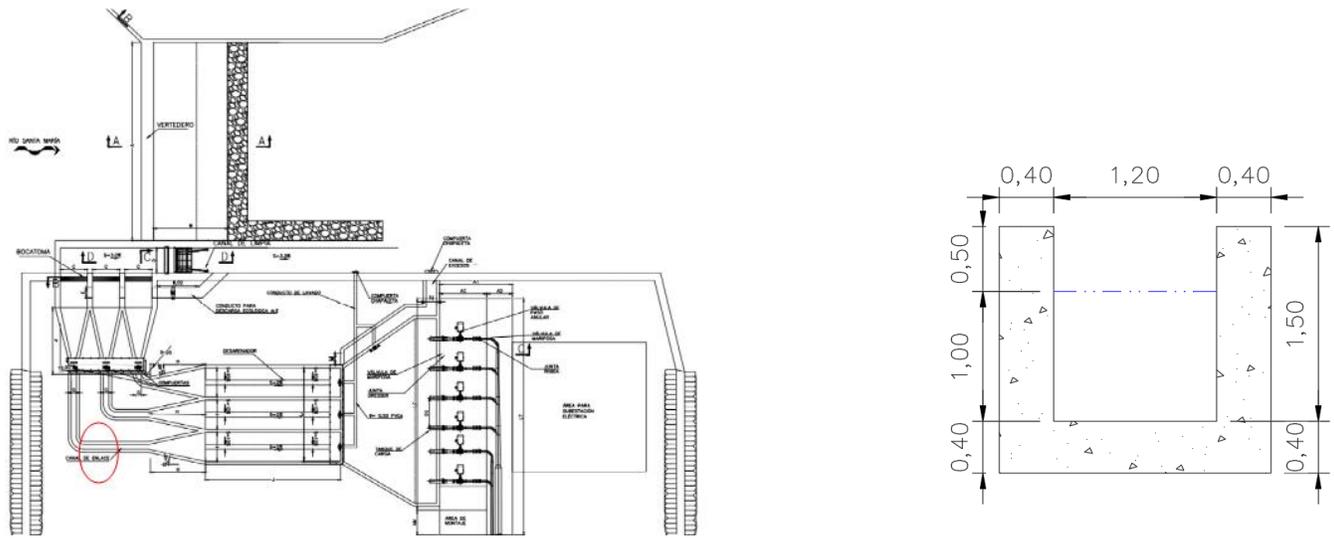


Figura 18. Localización en planta y Corte Transversal Canal de Conducción Santa María

Fuente: Elaboración propia

4.6.4.2. Análisis de estabilidad

Para el respectivo análisis de estabilidad a la flotación, se analizó una sección crítica por metro del canal de conducción. Con el fin de dimensionar espesores de muros y losas capaces de asumir las fuerzas externas que actúan sobre la estructura

- **Caso I: Usual de construcción:** Estructura completamente terminada y las subpresión por los niveles freáticos. No se considera niveles de agua al interior de la estructura.
- **Caso II: Usual de operación:** Estructura completamente terminada y las subpresión por los niveles freáticos. Se consideran niveles usuales de agua al interior de la estructura.

A continuación se presentan los resultados del análisis realizado:

Tabla 13. Resumen estabilidad conducción - Sistema de bombeo

Caso No.	Tipo	Flotación	
		FSF obt	FSF adm
I	(USUAL)	2.13	1,30
II	(USUAL)	2.67	1,30

El análisis de estabilidad realizado por flotación según la norma US ARMY CORPS OF ENGINEERS EM 1110-2-2100, se realizó para el caso usual de construcción, teniendo en cuenta el peso de la estructura una vez terminada y la sobrecarga por subpresión. así mismo se realizó el análisis de estabilidad por flotación, para un caso usual de la estructura en operación, teniendo en cuenta además del peso de la estructura, el peso del agua.

En ambos casos se cumple con los factores de seguridad establecidos en la norma US ARMY CORPS OF ENGINEERS EM 1110-2-2100, FDS = 1.3. El Anexo 11.1 muestra el detalle del análisis de estabilidad realizado por Flotación

4.6.4.3. Diseño estructural

A partir del análisis de estabilidad se determinaron las dimensiones de los elementos estructurales a diseñar que conforman el canal de conducción, determinando un espesor de muro de 0.40 m y un espesor de losa de 0.40 m.

Tomando como base una cuantía representativa para este tipo de estructuras de 120 kg/m³. Para un volumen de 318 m³ del canal de conducción, una cantidad de 38160 kg/m³.

Las dimensiones utilizadas para el cálculo de las cantidades de obra corresponden a las mostrados en planos correspondientes.

4.6.5. Desarenador

4.6.5.1. Descripción de la estructura

El desarenador se conforma por 3 canales a flujo libre de altura total de 4,32 m en promedio, ancho externo 29,89 m y espesores de muro de 0,40 m y losa de 0,40 m.

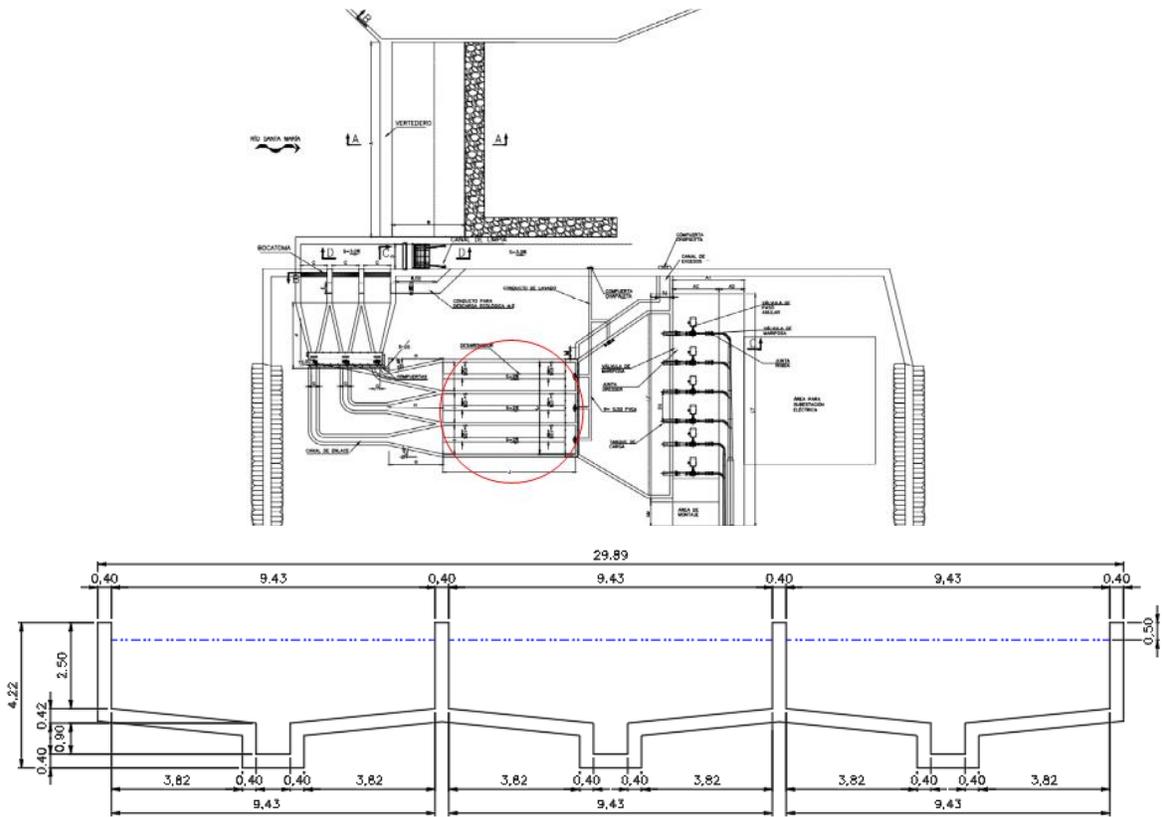


Figura 19. Localización en planta y Corte Transversal Desarenador Santa María
Fuente: Elaboración propia

4.6.5.2. Análisis de estabilidad

- **Caso I: Usual de construcción:** Estructura completamente terminada y las subpresiones definidas por los niveles freáticos. No se consideran niveles de agua al interior de la estructura.
- **Caso II: Usual de operación:** Estructura completamente terminada y las subpresiones definidas por los niveles freáticos. Se consideran niveles de agua usuales al interior de la estructura.

A continuación se presentan los resultados del análisis realizado:

Tabla 14. Resumen estabilidad desarenador - Sistema de bombeo
Fuente: Elaboración propia

Caso No.	Tipo	Flotación	
		FSF obt	FSF adm
I	(USUAL)	1.77	1,30
II	(USUAL)	2.65	1,30

El análisis de estabilidad realizado por flotación según la norma US ARMY CORPS OF ENGINEERS EM 1110-2-2100, se realizó para el caso usual de construcción, teniendo en cuenta el peso de la estructura una vez terminada y la sobrecarga por subpresión. Así mismo se realizó el análisis de estabilidad por flotación, para un caso usual de la estructura en operación, teniendo en cuenta además del peso de la estructura, el peso del agua.

En ambos casos se cumple con los factores de seguridad establecidos en la norma US ARMY CORPS OF ENGINEERS EM 1110-2-2100, FDS = 1.3. El Anexo 12.1 muestra el detalle del análisis de estabilidad realizado por Flotación

4.6.5.3. Diseño estructural

A partir del análisis de estabilidad se determinaron las dimensiones de los elementos estructurales que conforman el Desarenador, determinando un espesor de muro de 0.40 m y un espesor de losa de 0.40 m.

Tomando como base una cuantía representativa para este tipo de estructuras de 120 kg/m³. Para un volumen de 493 m³ del desarenador una cantidad de 59000 kg/m³.

Las dimensiones utilizadas para el cálculo de las cantidades de obra corresponden a las mostrados en planos correspondientes.

4.6.6. Tanque de Succión

4.6.6.1. Descripción

En la cuenca Santa María se localizan cinco tanques de succión. La estructura almacena el agua que sale del desarenador y se dirige posteriormente a la casa de bombas. La estructura crítica de análisis tiene 12 m de largo, donde los primeros 7,85 m presentan una diferencia de altura de 2,3 m con una pendiente de 15% y los siguientes 4,15 m son horizontales. El muro en la parte más alta considerando el espesor de la losa de fondo es de 6,1 m y en la parte más baja es de 3,85 m. El espesor de los muros y losa de fondo es de 0,6 m.

4.6.6.2. Análisis de estabilidad

Se revisó la estabilidad de la estructura, con el objetivo de determinar su predimensionamiento estructural, el cual se considera adecuado para esta etapa de los diseños. La estabilidad se revisó siguiendo las recomendaciones del manual de ingeniería EM-1110-2-2100 U.S. Army Corps of Engineers.

La estabilidad se realizó transversalmente y se tomó la sección más crítica, es decir, la más ancha y la más profunda. En el análisis se espera que las dimensiones iniciales del tanque permitan que este sea estable por sí solo a deslizamiento, volcamiento y flotación.

Debido a que el tanque se encuentra enterrado, el análisis de deslizamiento y volcamiento depende de la diferencia de altura de relleno, se considera que el tanque tiene la misma altura de relleno a ambos lados, por esta razón, la estructura se considera estable.

El análisis de flotación se realizó para los siguientes casos de análisis:

- **Caso I:** Condición usual durante operación. En este se considera que la estructura trabaja con un nivel normal de operación, se asume un nivel de relleno terminado, se tienen en cuenta empujes hidrostáticos, subpresión y pesos de agua interna.
- **Caso II:** Condición extrema durante operación Corresponde al Caso I + Sismo de la estructura + Sismo de Agua.

En el Anexo 13.1 se presentan los parámetros utilizados para realizar el análisis de estabilidad. Un resumen de los resultados obtenidos del análisis de estabilidad a flotación se presentan en la Tabla 15.

Tabla 15. Tanque de Succión - Factores de seguridad a flotación

ANÁLISIS A FLOTACIÓN		
CASO	FACTOR REQUERIDO	FACTOR OBTENIDO
I	1,3	2,02
II	1,1	1,90

Fuente: Elaboración propia

4.6.6.3. Diseño Estructural

A partir de las dimensiones obtenidas en el análisis de estabilidad se efectuó la verificación de la sección de los muros del tanque de succión a fin de garantizar que sea capaz de soportar las solicitaciones a las cuales estarán sujetos durante su operación.

Para el diseño de los muros del tanque, se analizó una sección de 0,6 m de espesor por 6,1 m de alto por 1,0 m de ancho. Se verificó que la sección seleccionada resistiera la fuerza cortante con la resistencia del concreto y que la cuantía del refuerzo a flexión esté dentro de los rangos establecidos por la norma. En el Anexo 13.2 se muestra el proceso de diseño.

4.6.7. Casa de Bombeo

4.6.7.1. Descripción

Las casas de bombeo para la cuenca Santa María son estructuras superficiales cuyo sistema estructural corresponde a pórticos de concreto reforzado resistente a momento. Para la estructura típica de diseño seleccionada la cual corresponde a la configuración más grande (Santa María 4), la estructura principal cuenta con dos ejes de columnas en el sentido longitudinal eje sobre el cual se ubican las ménsulas para apoyo del puente grúa y 4 ejes de columnas en el sentido transversal. Se dispone de 3 niveles de vigas aéreas para formar los pórticos resistente a momentos.

La sección de las columnas de la estructura principal es de 1,0 m por 1,0 m y la sección de las vigas es de 0,6 m por 0,6 m. Para recibir las fuerzas debidas al cambio de dirección de la tubería se dispuso un bloque de anclaje a lo largo de la tubería de salida; así mismo la estructura cuenta con fundacion para cada equipo que lo requiera.

Al ser una estructura superficial la casa de bombeo tiene una cubierta metálica liviana en toda el área. La fundación de la estructura es mediante zapatas con vigas de amarre en las dos direcciones.

Contiguo a la casa de bombas se encuentra el edificio de área de oficinas. La estructura tiene una cubierta plana en concreto reforzado de 0,15 m de espesor, columnas de 0,6 m por 0,6 m separadas cada 9 m y vigas de 0,6 m por 0,6 m. La cimentación es mediante zapatas con vigas de amarre. La Figura 20 muestra el corte transversal de la Casa de

Bombeo.

Se contempló zona de transformadores con 5 muros cortafuego de 0,5 m de espesor. Se dispone de un foso recolector de aceite con espesor de los muros y la losa de 0,5 m.

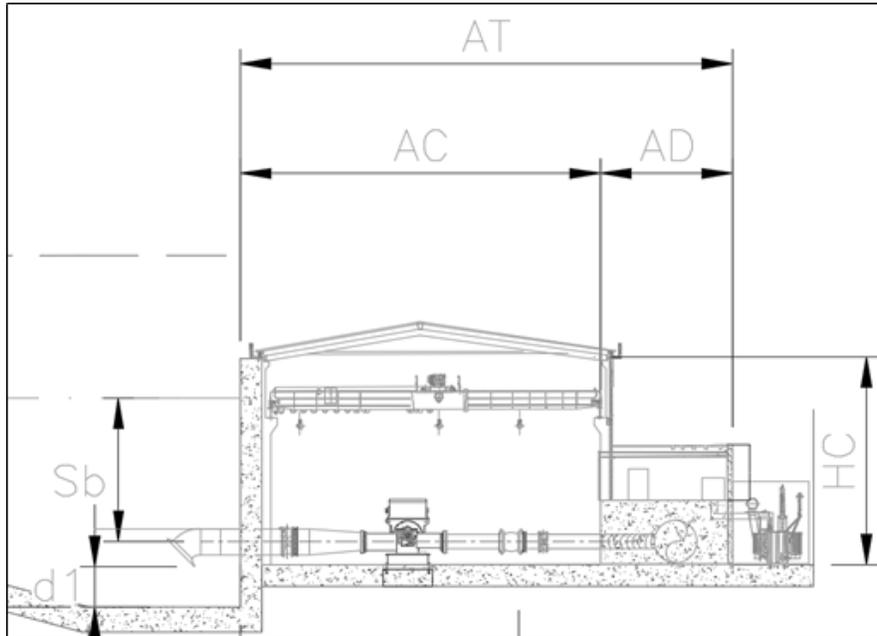


Figura 20. Corte Transversal Casa de bombas Santa María
Fuente: Elaboración propia

En la zona de Santa María se localizan 5 casas de bombas, sus dimensiones se resumen en la Tabla 16.

Tabla 16. Casas de Bombeo Santa María - Dimensiones

Cuenca	Grupo	Zonas de bombeo por usos	(AC) [m]	Largo zona bombeo [m]	(LC) [m]	(AM) [m]	(LT) [m]	(AD) [m]	(AT) [m]	(HC) [m]
Santa María	1	Riego	18	21	21	6	27	4	22	9
	2	Riego	17	17	17	6	23	4	21	9
	3	Riego	17	17	24	6	30	4	21	9
		Abastecimiento		7				4	4	
	4	Riego	18	17	26	6	32	5	23	9
		Abastecimiento		9				5	5	
5	Abastecimiento	12	9	9	6	15	3	15	6	

Fuente: Elaboración propia

4.6.7.2. Diseño

Para el predimensionamiento de la Casa de Bombas se realizaron dos modelos en SAP2000. Un modelo para la estructura principal de la Casa de Bombas y otro modelo para la estructura contigua para área de oficinas.

4.6.7.2.1. Predimensión edificio Casa de Bombas.

El análisis consiste en una estructura de 9 m de altura por 18 m de ancho y 26 m de profundidad, columnas separadas cada 9 m y 3 niveles de vigas aéreas. Se calculó toda la masa inercial (Columnas, vigas, cubierta metálica, elementos no estructurales) y se aceleró por el coeficiente sísmico del proyecto. Mediante el método de la fuerza horizontal equivalente se determinó la distribución de fuerza horizontal por nivel de vigas y por cada columna. En la Tabla 17 se muestra el cálculo de la fuerza horizontal por cada elevación.

Tabla 17. Distribución de fuerza horizontal en altura

Nivel	mi	hi	mi.hik	Cvi	Fi	Vi
	(kg)	(m)	(kg.mk)	(-)	(kN)	(kN)
Cubierta	21997	9	165981,48	0,515	2775,83	2775,83
Elevación 2	19702	6	102383,45	0,317	1712,24	4488,07
Elevación 1	19702	3	54118,83	0,168	905,07	5393,14
			322483,76	1		

Fuente: Elaboración propia

La Figura 21 muestra el modelo 3D, la Figura 22 y la Figura 23 muestran la aplicación de la fuerza sísmica en altura para las direcciones X y Y.

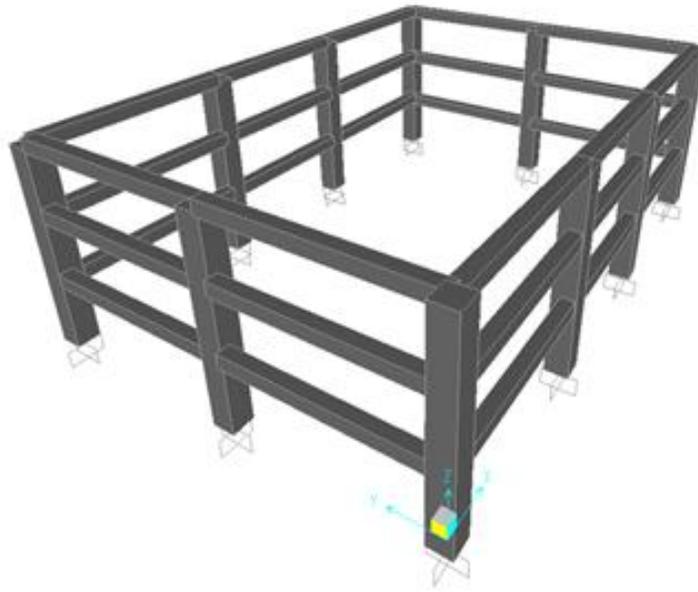


Figura 21. Modelo 3D SAP - Casa de Bombas
Fuente: Elaboración propia

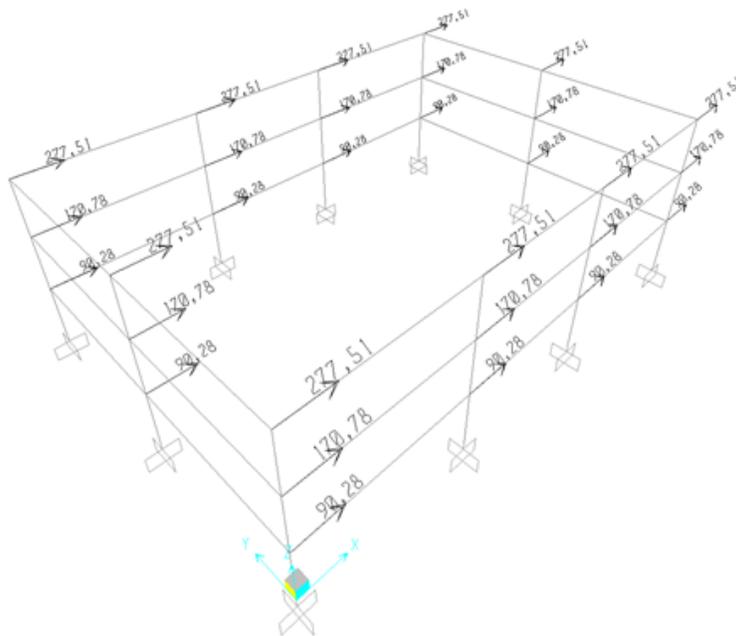


Figura 22. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección X - [kN]
Fuente: Elaboración propia

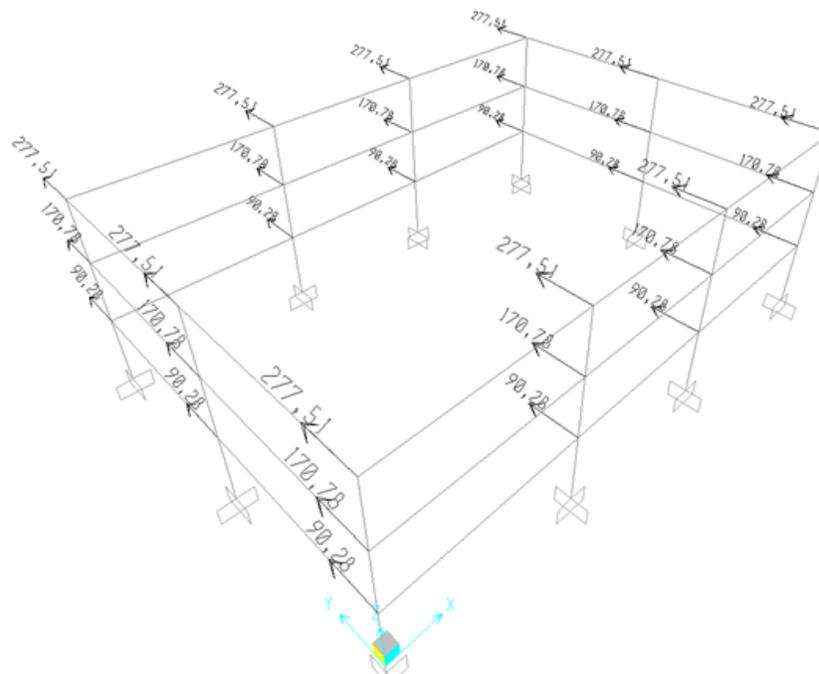


Figura 23. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección Y - [kN]
Fuente: Elaboración propia

Se verificó que el desplazamiento en la parte superior de la columna no superará el 1% de la altura total de la estructura, límite aceptado de derivas y su comprobación se muestra en la Tabla 18.

Tabla 18. Desplazamientos Casa de Bombas

Dirección del Sismo	Desplazamiento (mm)
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección X	37
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección Y	49
Desplazamiento máximo permitido	90

Fuente: Elaboración propia

4.6.7.2.2. Predimensión edificio de oficinas.

El análisis consiste en una estructura de 7 m de altura por 5 m de ancho y 26 m de profundidad, columnas separadas cada 9 m y 2 niveles de vigas aéreas. Se calculó toda la masa inercial (Columnas, vigas, cubierta, elementos no estructurales) y se aceleró por el coeficiente sísmico. Mediante el método de la fuerza horizontal equivalente se determinó la distribución de fuerza horizontal por nivel de vigas y por cada columna. En la Tabla 19 se muestra el cálculo de la fuerza horizontal por cada elevación.

Tabla 19. Distribución de fuerza horizontal en altura

Nivel	mi	hi	mi.hik	Cvi	Fi	Vi
	(kg)	(m)	(kg.mk)	(-)	(kN)	(kN)
Cubierta	17295	7	96870,34	0,689	1822,46	1822,46
Elevación 1	12833	4	43792,61	0,311	823,89	2646,35
			140662,95	1		

Fuente: Elaboración propia

La Figura 24 muestra el modelo 3D, la Figura 25 y la Figura 26 muestra la aplicación de la fuerza sísmica en altura para las direcciones X y Y.

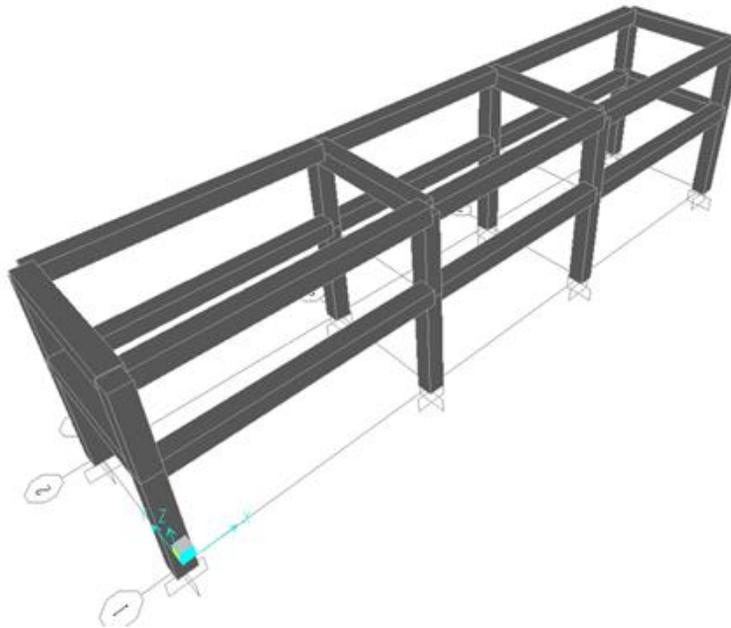


Figura 24. Modelo 3D SAP - Casa de Bombas
Fuente: Elaboración propia

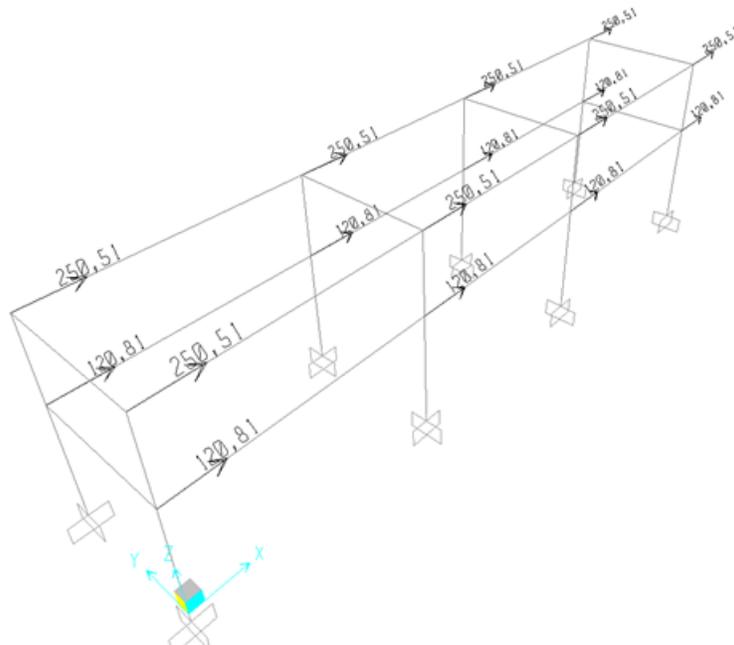


Figura 25. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección X - [kN]
Fuente: Elaboración propia

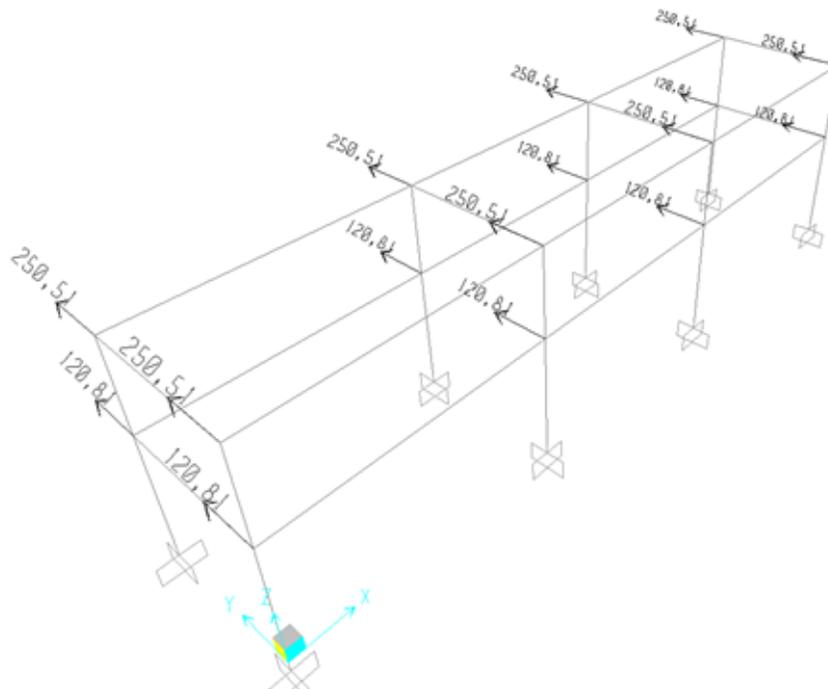


Figura 26. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección Y - [kN]
Fuente: Elaboración propia

Se verificó que el desplazamiento en la parte superior de la columna no superará el 1% de la altura total de la estructura, límite aceptado de derivas y su comprobación se muestra en la Tabla 20.

Tabla 20. Desplazamientos Casa de Bombas

Dirección del Sismo	Desplazamiento (mm)
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección X	27
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección Y	43
Desplazamiento máximo permitido	70

Fuente: Elaboración propia

4.6.8. Tanques de Almacenamiento

4.6.8.1. Descripción

En la cuenca de Santa María se localizan 5 tanques de almacenamiento. Los tanques reciben el bombeo proveniente de la captación mediante tuberías a presión en acero de 1,9 m, 1,5 m y 0,8 m de diámetro. Cuenta con una válvula mariposa para controlar el flujo en la entrada y una válvula mariposa para la salida del tanque. La velocidad del flujo al interior del tanque se disminuye mediante un muro o bloque de impacto de 3,0 m y 1,5 m.

Contiguo al tanque se encuentra el vertedero de excesos el cual tiene muros de la misma altura del tanque. Desde el vertedero de excesos el fluido pasa hacia el canal colector el cual tiene una base libre de 5,0 m y posteriormente hacia la estructura escalonada de disipación. Las dimensiones principales de los tanques se muestra en la Tabla 21.

Tabla 21. Tanques de Almacenamiento - Santa María

TANQUE	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)
Santa María 1	26	26	4.5
Santa María 2	23	23	4.5
Santa María 3	23	23	4.5
Santa María 4	25	25	4.5
Santa María 5	10	10	2.5

Fuente: Elaboración propia

4.6.8.2. Análisis de estabilidad

Se revisó la estabilidad de la estructura, con el objetivo de determinar su predimensionamiento estructural, el cual se considera adecuado para esta etapa de los diseños. La estabilidad se revisó siguiendo las recomendaciones del manual de ingeniería EM-1110-2-2100 U.S. Army Corps of Engineers.

Los casos analizados son los siguientes:

- **Caso I:** Condición Usual de operación: Se tiene en cuenta la carga muerta de la estructura, peso de agua sobre la estructura, presión hidrostática y subpresión.
- **Caso II:** Condición Extrema: Corresponde la caso I más sismo en la dirección desfavorable.

En el Anexo 14.1 se presentan los parámetros utilizados para realizar el análisis de estabilidad. Un resumen de los resultados obtenidos del análisis de estabilidad se presentan a continuación:

Tabla 22. Resumen estabilidad - Tanque de Almacenamiento

Caso	Tipo	Flotación	Deslizamiento	Volcamiento
------	------	-----------	---------------	-------------

No.		FSF obt	FSF adm	Pico		%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)	$\sigma_{min adm}$ (kPa)
				FSD obt	FSD adm				
I	(USUAL)	2,17	1,30	3,21	1,5	100	100%	29	28
III	(EXTREMO)	1,98	1,10	1,7	1,1	81	RDB	64	-10

Fuente: Elaboración propia

4.6.8.3. Diseño estructural

A partir de las dimensiones obtenidas en el análisis de estabilidad se efectuó la verificación de la sección de los muros del tanque a fin de garantizar que sea capaz de soportar las solicitaciones a las cuales estarán sujetos durante su operación.

Para el diseño de los muros del tanque se verificó que la sección seleccionada resistiera la fuerza cortante con la resistencia del concreto y que la cuantía del refuerzo a flexión esté dentro de los rangos establecidos por la norma. En el Anexo 14.2 se muestra el proceso de diseño.

4.6.9. Muros de Protección

4.6.9.1. Descripción

Aguas arriba y aguas abajo del azud se disponen tres muros de protección. Aguas arriba costado derecho se tiene un muro de 26 m de longitud y una altura promedio de 12 m. Aguas arriba costado izquierdo el muro tiene una longitud de 45 m y altura promedio de 16 m. El muro aguas abajo costado derecho tiene una longitud de 100 m y altura mínima de 12 m y máxima de 20 m. La Figura 27 muestra la localización de los muros de protección.

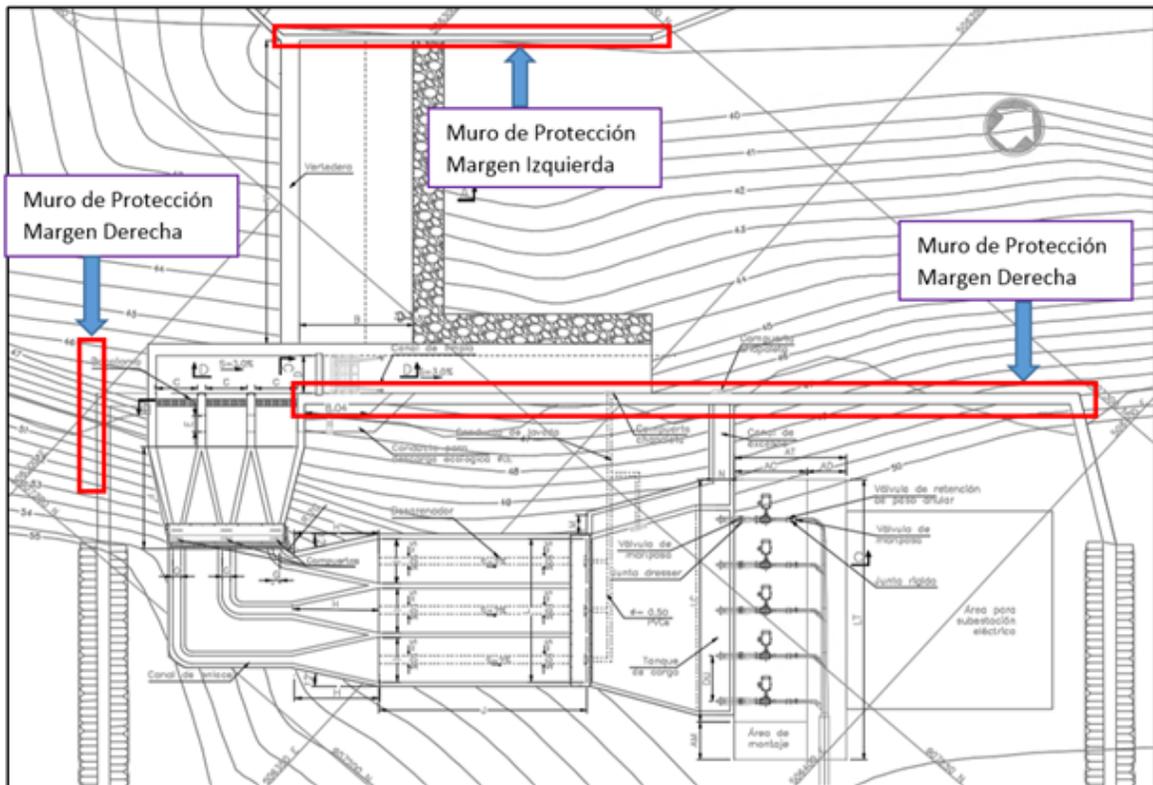


Figura 27. Localización Muros de Protección
Fuente: Elaboración propia

4.6.9.2. Análisis de estabilidad

Con base en lo establecido en los criterios de diseño estructurales, se revisó la estabilidad de la estructura, con objeto a determinar su predimensionamiento estructural, el cual se considera adecuado para esta etapa de los diseños. La estabilidad se realizó siguiendo las recomendaciones del manual de ingeniería EM-1110-2-2100 U.S. Army Corps of Engineers.

En el Anexo 15.1 se presentan los parámetros utilizados para realizar el análisis de estabilidad. Un resumen de los resultados obtenidos del análisis de estabilidad se presentan a continuación para el muro de mayor altura que es de 20 m:

Tabla 23. Resumen estabilidad - Muros de proyección 20 m

Caso No.	Tipo	Flotación		Deslizamiento		Volcamiento			
		FSF obt	FSF adm	Pico		%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)	σ_{min} adm (kPa)
				FSD obt	FSD adm				
I	(USUAL)	4,52	1,30	3,70	1,5	100%	100%	643	1000
II	(EXTREMO)	3,52	1,10	1,71	1,1	69%	RDB	848	1000

Fuente: Elaboración propia

5. REFERENCIAS

American Society of Civil Engineers (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. .

American Concrete Institute ACI (2001). *Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3-01)*.

Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura de la República de Panamá (2014). *Reglamento Para el Diseño Estructural Panameño*. Panamá .

United States Army Corps of Engineers (USACE) (1995). *Gravity Dam Design (EM-1110-2-2200)*. Washington..

United States Army Corps of Engineers (USACE) (1995). *Stability Analysis of Concrete Structures (EM-1110-2-2100)*. Washington: .

6. ANEXOS