

## PRESA LOS PAJARITOS, RÍO EL BORBOLLÓN, MANAGUA, NICARAGUA

Oscar SILVA P.<sup>1</sup>, Cinthya MIRANDA P.<sup>1</sup> y Luis HUETE M.<sup>1</sup>

### RESUMEN

La presa Los Pajaritos es una obra de control de inundaciones a ser construida en el río El Borbollón, ciudad de Managua. Pertenece a las medidas de control definidas en el Estudio Hidrológico del Cauce: localización y pre dimensionamiento de las obras de protección, mitigación y retención. Este incluyó: estudio hidrológico, modelo hidráulico bidimensional, generación de mapas de amenaza por inundaciones, diagnóstico y proposición de las siguientes estructuras: dos presas; traversas; desvío, canalización y rectificaciones del cauce, más diques marginales. Este trabajo, centrado en los estudios básicos y el diseño geotécnico de la presa, describe como introducción, los análisis y diseño hidráulico de dimensionamiento general de la presa y de las obras anexas. Luego detalla los aspectos geotécnicos. La presa será de tierra, homogénea, de 21.5 m de altura, con sistema de drenes, filtros, dentellón y pantalla de impermeabilización para controlar las filtraciones y proporcionar estabilidad al dique, fundado sobre tobas líticas con clastos basálticos y depósitos de flujos de lodos. Los resultados de los estudios geológico-geotécnicos llevaron a la necesidad de proveer un sistema de impermeabilización y control de filtraciones a través de las fundaciones y estribos, mediante una cortina de impermeabilización y un dentellón, coordinados con el sistema de drenes y filtros del terraplén, para prevenir riesgos de tubificación. Dada la morfología y características de uno de los estribos se prestó particular atención al análisis y estabilidad del mismo. También se resaltan las condiciones del ambiente de rocas de origen volcánico y lodos, situación poco común o inexistente en los casos de presas de Venezuela. Los estudios y el proyecto los desarrolló el Departamento de Drenaje Pluvial de la Alcaldía de Managua (ALMA), a través de un programa financiado por el Banco Interamericano de Desarrollo (BID), ejecutado bajo la modalidad de Asesoría y Capacitación asistida por asesores especialistas del BID.

### ABSTRACT

*Los Pajaritos Dam, El Borbollón river, Managua, Nicaragua*

Los Pajaritos Dam is a flood control project to be constructed on the El Borbollón River, city of Managua. It belongs to the control measures defined in the Hydrological Study of the riverbed "Localization and pre-dimensioning of the protection, mitigation and retention structures". This included: hydrological study, a two-dimensional hydraulic model, generation of flood hazard maps, diagnosis and a proposal of the following structures: two dams; crossings; diversion, channelization and rectification of the river, plus marginal dikes. This work, focused on the basic studies and the geotechnical design of the dam, describes as an introduction the analysis and hydraulic design of the general dimensioning of the dam and its appurtenant works. Then it details the geotechnical aspects. The dam will be a homogeneous earth fill dam 21.5 m high, with a drains system, filters, ditches and a waterproofing courting to control seepage and provide stability to the structure, founded on lithic tuffs with basaltic clasts and mudflow deposits. The results of the geotechnical-geological studies led to the need to provide a waterproofing and seepage control system through the foundations and abutments, by means of a waterproofing curtain and a retaining wall, coordinated with the drainage and filter system of the embankment, to prevent the risk of piping failure. Given the morphology and characteristics of one of the abutments, particular attention was paid to its stability analysis and design. The conditions of the volcanic rock and mud environment are also highlighted, an uncommon or non-existent situation in the cases of existing dams in Venezuela. The studies and the project were developed by the Department of Rainwater Drainage of the Mayor's Office of Managua (ALMA), through a program financed by the Inter-American Development Bank (IDB), executed under the modality of Consultancy and Training assisted by IDB specialist advisors.

*Palabras clave:* presa homogénea, impermeabilización, filtración, estabilidad.

*Keywords:* Homogeneous dam, impermeability, seepage, stability.

<sup>1</sup> Ingenieros del Departamento de Drenaje Pluvial, Alcaldía de Managua, Nicaragua. Correo-e.: dp\_osilva@managua.gob.ni

## INTRODUCCIÓN

Los estudios hidráulicos del cauce el Borbollón surgen a partir de dos consideraciones: la primera, relacionada con la problemática de inundaciones que actualmente sufre la denominada subcuenca III de la vertiente sur del lago de Managua, y la segunda debido a que el Aeropuerto Internacional extenderá su pista de aterrizaje 1100 m, por lo cual se hará necesario desviar el curso natural del cauce para dar cumplimiento a normas internacionales que no permiten que obras o estructuras de drenaje pasen bajo la pista de un aeropuerto, pues este perdería categoría en la clasificación internacional de aeropuertos.

Como parte de estas consideraciones, surge el proyecto Estudio Hidrológico del Cauce el Borbollón y el diseño de obras de protección, mitigación y regulación del cauce, el cual corresponde a la cooperación técnica ATN/LA-15535-NI financiada por el Banco Interamericano de Desarrollo para la Alcaldía de Managua. El objetivo principal del estudio hidrológico del cauce el Borbollón-subcuenca III es mejorar el sistema de drenaje de la ciudad de Managua.

Para el análisis de datos pluviométricos se generaron tormentas de diseño para períodos de retorno de 25, 50, 100 y 500 años, y se empleó como método de transformación de lluvia a escorrentía el del Servicio de Conservación de Suelos de Estados Unidos (SCS). La calibración del modelo se realizó con los datos del estudio elaborado en la subcuenca III por el consorcio COWI y CABAL en 2008, tomando como sitios de referencia dos puntos de control en la subcuenca: carreteras Masaya y Villa Sol.

Posteriormente se generaron los hidrogramas de diseño para los puntos de control y puntos críticos del cauce, mediante el modelo Riverflow2D, que es capaz de dar el caudal en cualquier punto de la subcuenca.

En la fase de diagnóstico del proyecto, se identificó la problemática que sufre el cauce el Borbollón, las zonas que son afectadas producto de los desbordes, el grado de amenaza al que están expuestos y se efectuó un dictamen del funcionamiento actual de las obras de cruce a lo largo del cauce. Específicamente se identificaron 7 áreas afectadas a lo largo de toda la subcuenca contabilizando 27 puntos críticos y un total de 1478 viviendas afectadas para un período de retorno de 25 años. Además, se evaluaron un total de 10 puentes entre vehiculares y peatonales siendo 9 de ellos desbordados para eventos de 25, 50 y 100 años período de retorno. Las obras se diseñaron considerando caudales de 25 años de etapa de retorno.

Con esa base al análisis realizado en el diagnóstico se propusieron obras a la medida para dar solución a los problemas de inundación, las cuales se verificó su eficacia incorporándolas en el modelo 2D, logrando un cambio significativo en la reducción de amenaza.

Del conjunto de obras propuestas, la estructura prioritaria es la presa Los Pajaritos, por dos razones fundamentales: la primera, es que al estar más aguas arriba, el diseño de las demás obras de control estará en función de su caudal de descarga, y la segunda se relaciona con el hecho de ser la obra más grande con un mayor impacto en la reducción de problemas de inundación.

La altura del dique y la capacidad del vaso de almacenamiento, se establecieron mediante la realización de análisis de tránsito de crecientes considerando caudales de períodos de retorno en el rango de 25 a 500 años. La adopción de la creciente de 500 años, obedece a consideraciones de seguridad tanto de las estructuras como de las poblaciones e infraestructura ubicadas aguas abajo de la presa. Los análisis basados en la creciente de 25 años de tiempo de retorno, sirvieron de base para el diseño de las obras de regulación. Los análisis basados en los caudales de la creciente de 500 años, sirvieron de base para el diseño del conjunto dique-obras de alivio-obras de regulación. Luego de determinados los niveles relativos al tránsito de las crecientes, se estudió la sobre elevación de las aguas, debida a efectos de viento y oleaje. Sobre esta base se definió el borde libre del dique y altura de la cresta del mismo.

El Análisis y Diseño Hidráulico de cada una de las obras fue desarrollado mediante el empleo de ecuaciones y métodos analíticos, métodos y gráficas empíricos y recomendaciones basadas en experiencias tanto experimentales como del comportamiento de obras.

## LEVANTAMIENTOS Y ESTUDIOS BÁSICOS

### Levantamientos topográficos

Entre los estudios base para el diseño hidráulico y geotécnico de la presa se encuentra el levantamiento topográfico en una extensión de 0.15 km<sup>2</sup> alrededor del sitio de la presa y 1.376 km sobre el cauce principal. Los levantamientos fueron realizados con estación total y por el método de radiación de superficie con secciones transversales a cada 10 m y muestreo a cada 5 m, o menos, a lo largo de esta.

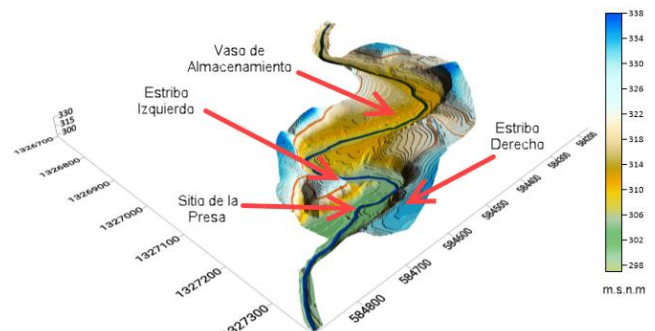


Figura 1. Levantamiento topográfico de la presa

## **Estudio geológico**

Para la elaboración del modelo geológico (Rodríguez 2019a), se realizó un levantamiento estratigráfico de los diferentes depósitos y estructuras que se encontraron en la zona; cubriendo un área total de 1 km<sup>2</sup>, con 25 puntos mapeados donde se reflejan las diferentes litologías y estructuras geológicas observadas en campo e identificadas en fotografías aéreas, para una correlación geológica básica para la construcción de la presa.

## **Estudio geotécnico**

Para recabar toda la información pertinente (Rodríguez 2019b) de las propiedades físico-mecánicas del suelo, en consideración de la disponibilidad presupuestaria para el estudio, se priorizó estratégicamente realizar 7 sondeos a máquina a una profundidad de 30 m distribuidos de la siguiente manera: 5 en la línea central del dique a una distancia aproximada de 40 m entre ellos, y 2 sondeos con una separación de 30 m en dirección transversal al eje de la presa. Así mismo se realizaron 12 sondeos para pruebas de infiltración a una profundidad de 12 m, distribuidos en el área de embalse.

Las muestras de cada sondeo se reclasificaron y se agruparon por estratos para realizarles las pruebas según el Sistema Unificado, ASTM D 2487-00.

## **Estudio geofísico**

Un estudio geofísico del terreno permitió inferir la presencia de anomalías o discontinuidades asociadas a la presencia de fallas o estructuras geológicas. Se realizaron dos perfiles geoelectrónicos: uno en la dirección del eje del dique, de 200 m de longitud, y otro de 160 m perpendicular al primero. Dos perfiles de refracción: uno paralelo al eje del dique de 200 m de longitud y otro perpendicular, de 187 m de longitud. Cuatro puntos MASW y 30 sondeos Nakamura distribuidos uniformemente.

## **DESARROLLO**

### **Geología regional**

El sitio donde se emplazará la presa Los Pajaritos, se encuentra al borde de la caldera de Masaya, dentro de la Provincia geológica de la depresión de Nicaragua. Forma parte de la zona marginal del Pacífico de América Central, la cual está caracterizada por presentar fosa de mar profunda, regiones de plataformas, cadenas de arcos de islas activos y rasgos tectónicos activos. Esta provincia geológica comprende básicamente flujos de lavas alternados con la actividad volcánica explosiva del Terciario, es una de las provincias más afectadas por los movimientos tectónicos por encontrarse cerca de la fosa Centroamericana y del sistema Volcánico Activo con la intrusión de cuerpos plutónicos, favoreciendo así la deposición de minerales de interés económico en la mayor parte de esta provincia (Rodríguez 2019a).

La depresión de Nicaragua está caracterizada por el predominio de rocas volcánicas, depósitos piroclásticos y sedimentos tanto del Plioceno como de reciente data. Las Rocas más características están comprendidas en la serie piroclástica de la Formación Las Sierras y el grupo Managua. Pero también hay flujos lávicos de actividad reciente. También dentro de la depresión existe la presencia de ventanas de ignimbritas y lavas básicas del grupo Coyol (Rodríguez 2019a).

### **Geología local**

En el área del proyecto se identificaron dos grupos estratigráficos correspondientes a periodos geológicos del Cuaternario (reciente) y Terciario/Cuaternario (Pleistoceno), siendo esta la más antigua del piso geológico observado. Y a su vez cinco unidades litológicas de suelo reciente, como tobas, escorias, flujo de lodo y suelo fósil. En la zona se evidencia el desprendimiento o caída de bloques de roca (Rodríguez.2019a).

Las rocas que afloran en el área se pueden observar fracturadas y en diferentes grados de meteorización. Se lograron reconocer depósitos piroclásticos de composición básica, con fragmentos de tamaño escorias con distintas gradaciones; tobas líticas con clastos basálticos y depósitos de flujos de lodos indicando lapso de calma en el Cuaternario. Estas rocas volcánicas cubren toda el área de estudio y las más predominantes están representadas por eventos de flujos y oleadas de piroclásticos, estos han sido cortados por fallas en distintos tipos de direcciones NE-SW y NW-SE (Rodríguez 2019a).

La litoestratigrafía está constituida por materiales de origen vulcano-sedimentario de la edad del Holoceno como productos piroclásticos del volcán Masaya. No se encontró fallas expuestas en superficie en el área del dique o alguna otra estructura principal. Sin embargo, se identificaron anomalías geofísicas, indicativas de la existencia de una falla inactiva por la edad de esta igual a 10.000 años (Rodríguez 2019a). Se identifican fallas de las fases de deformación con direcciones NE-SW y NW-SE que corresponden a fallas de tipo normal. Donde se estableció primariamente el eje del dique se localiza una falla normal con movimiento lateral izquierdo, cuya dirección es NE-SW (Rodríguez 2019a).

### **Tectónica y sismicidad**

Al estar el sitio dentro de la depresión de Nicaragua, parte de su dinámica sísmica se encuentra asociada a los movimientos de subducción entre las placas Cocos y Caribe. También tiene una importante influencia los procesos que se dan en la dinámica de la tectónica propia del graben de Managua, el cual tiene un fallamiento local intenso y una actividad sísmica superficial que ha dado origen a los principales terremotos devastadores, tal es el caso del terremoto de 1931, originado por la falla El Estadio con Magnitud Ms 6.0 Ms y el terremoto de 1972 con magnitud Ms 6.2, en el que se activó la falla Tiscapa (Rodríguez 2019a).

**Bancos de materiales**

De la exploración geológica y estudio geotécnico realizados, se obtuvo información referida a dos bancos de materiales fuera del área del embalse y dique de presa, como son: AGRENIC ubicado a 12.13 km del proyecto, y banco de un sitio ubicado aguas arriba de la presa, a una distancia de 1.75 km.

En el banco de AGRENIC se explota actualmente un material tipo grava de ¾ de pulgada con clasificación de Grava pobremente graduada (GP) de acuerdo a la clasificación SUCS y A-1-a (0) según la clasificación AASHTO, este suelo dispone de un 0.6% de partículas finas correspondiente al material que pasa el tamiz N°200, un 6.6% de arena y un 92.8% de grava, siendo este un material NP (no plástico), con un peso volumétrico seco suelto (PVSS) de 1551.45 kg/m³ con un tamaño de partícula de 15.03 mm para D60, 11.853 mm para D30 y 6.033 para D10; con un coeficiente de curvatura de 1.55 y un coeficiente de uniformidad de 2.49 (Rodríguez 2019b).

El banco del sitio ubicado aguas arriba de la presa, corresponde a un material Arena limosa (SM) de acuerdo a la clasificación SUCS y a un A-4(0) según la clasificación AASHTO, este suelo dispone de un 41% de partículas finas correspondiente al material que pasa el tamiz N°200, un 48.1% de arena y un 10.9% de grava, siendo este un material con un límite líquido de 46.62% y un índice de plasticidad de 4.08%, con un peso volumétrico seco suelto (PVSS) de 1123.03 kg/m³, un tamaño de partícula de 0.26 mm para D60 y D10 igual 0.026mm. Rodríguez (2019b) en su estudio lo clasifica como un suelo semipermeable que presenta un coeficiente de permeabilidad de  $1.40 \times 10^{-5}$  cm/s, valor característico de arenas muy finas con limos orgánicos e inorgánicos (Juárez y Rico 1973). De la prueba de laboratorio Proctor Estandar (norma AASHTO T-180 – Método A), se obtiene una densidad seca máxima de 1309 Kg/m³ y una humedad óptima al 35.1%.

El área de embalse, estribos y de emplazamiento del dique, se presenta como una tercera fuente de material de préstamo. De los sondeos de Penetración Estándar (SPT) realizados hasta

una profundidad de 30 metros y los sondeos de pruebas de infiltración a 12 metros de profundidad, se conoce que desde la superficie hasta una profundidad variable de 6 a 18 metros existe un material de origen aluvial y coluvial identificado como una arena limosa con grava.

**Fundaciones**

Las investigaciones de campo a lo largo del eje del dique de la presa indican que la fundación consiste en un lecho de suelos aluviales y coluviales con espesor promedio de 12 metros, depositados sobre un manto de roca identificada dentro de las unidades litoestratigráficas del área de estudio como Toba Lítica Holoceno-Ticuantepe (Htcp) y tiene clastos angulosos, sub angulosos y redondeados tamaño lapilli y bomba de composición basáltica. El material aluvial y coluvial se identifica mayormente como arena limosa con gravas. En la figura 2 se muestran la sección litoestratigráfica determinada a partir de los estudios geológicos y geotécnicos.

Para las fundaciones de la presa se consideraron tres estratos, los cuales se definieron conforme a los resultados de los sondeos denominados SPT 2,3,4,6,7 y los sondeos para pruebas de infiltración denominados 11 y 12. Por ser el sondeo de infiltración 11 el más cercano al área de fundación del dique de la presa para el análisis se tomaron los valores de permeabilidad correspondiente a los medidos por el estudio geotécnico en este sondeo a profundidades de 3, 8 y 12 metros, asignándose los valores respectivamente a cada estrato.

Por simplificación del análisis y como criterio conservador se tomaron estratos horizontales con alturas de seis metros para cada uno de los dos primeros estratos (Arenas Limosas) y dieciocho metros para el tercer estrato (Toba). Como el valor de la porosidad no fue determinado por el estudio geotécnico, se adoptaron valores teóricos con base en los datos de conductividad hidráulica y granulometría del material (Mirabal 1988).

Los valores de las propiedades de los suelos encontrados en las fundaciones para el emplazamiento de la presa son los que se muestran en la tabla 1.

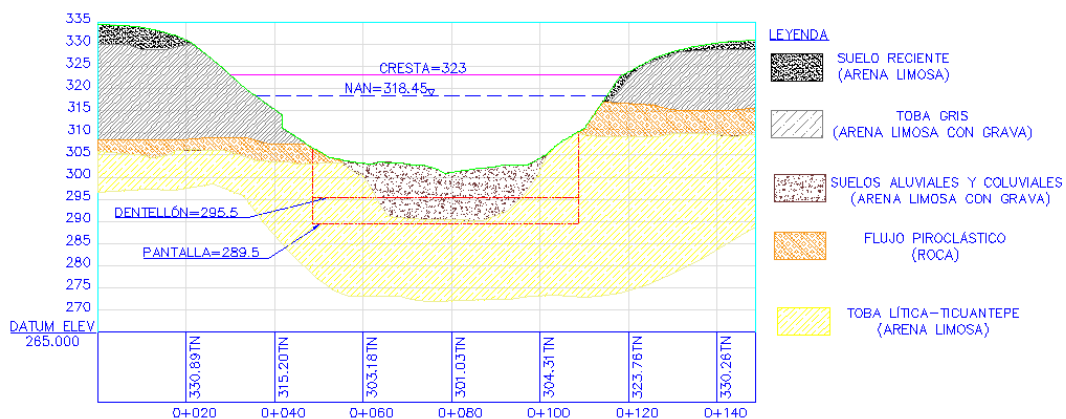


Figura 2. Sección litoestratigráfica eje del dique presa Los Pajaritos.

Tabla 1: propiedades de los materiales de fundación

Estrato	Material	Peso Unitario $\Gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Ángulo de Fricción $\varphi$ (°)	Cohesión C (KPa)	Conductividad Hidráulica K (m/s)	Porosidad n (%)
I	Arena Limosa	16.2	30	0	4.11E-03	27.1
II	Arena Limosa	19.7	33	0	1.78E-05	54.3
III	Toba	19.5	37	0	4.51E-06	55.2

### Materiales de los estribos

Los estudios determinan en los estribos Norte (izquierdo) y Sur(derecho) una primera capa superficial denominada suelo reciente, seguida de una toba gris, continúa una roca más consolidada producto de flujos piroclásticos y finalmente hasta la última capa estudiada denominada Toba Lítica-Ticuan-tepe como se muestra en la figura 2. Sin embargo, ya que se tiene poca información y los estratos de toba son los de mayor espesor para cada uno de los estribos de la presa, en virtud de un análisis simplificado y conservador se consideraron dos estratos, los cuales se definieron conforme a la sección litoestratigráfica y a los resultados de los sondeos SPT 1 y 5 respectivamente.

En correlación directa a la cercanía existente entre los sondeos de infiltración 11 y 12 respecto a los estribos Norte y Sur, para el primer estrato del estribo Norte se consideró un valor de permeabilidad promedio entre las medidas en campo

a profundidades de 3 y 8 metros en el sondeo de infiltración 11, y para el segundo estrato se empleó el medido a profundidad de 12 metros en el mismo sondeo. Para el caso del estribo Sur, el valor de permeabilidad para el primer estrato se tomó el promedio entre las medidas en campo a profundidades de 3 y 8 metros en sondeo de infiltración 12. Mientras que para el segundo estrato se utilizó el medido a profundidad de 12 metros de dicho sondeo. El valor de la porosidad se definió igual que en las fundaciones. En la tabla 2 se muestran los valores de las propiedades de los materiales encontrados en los estribos.

### Material del dique de la presa

Para el dique de la presa se adoptó en el análisis el material del banco nombrado en el estudio “Banco del Sitio”. Los valores de las propiedades del material son los que se muestran en la tabla 3.

Tabla 2: propiedades de los suelos en los estribos

Estrato	Material	Peso Unitario $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Ángulo de Fricción $\varphi$ (°)	Cohesión C (KPa)	Conductividad Hidráulica K (m/s)	Porosidad n (%)
Estribo Norte (izquierdo)						
I	Toba Gris	16.4 <sup>1</sup> 16.7 <sup>2</sup>	34	0	2.06E-01	28.1
II	Toba Lítica-Ticuan-tepe	16.1 <sup>1</sup> 18.9 <sup>2</sup>	32	0	4.51E-04	55.2
Estribo Sur (derecho)						
I	Toba Gris	18.2 <sup>1</sup> 18.8 <sup>2</sup>	30	0	5.37E-01	26.5
II	Toba Lítica-Ticuan-tepe	18.7 <sup>1</sup> 19.9 <sup>2</sup>	33	0	6.25E-03	51.4

1 Valor asignado al material por arriba de la línea de saturación.

2 Valor asignado al material por debajo de la línea de saturación.

Tabla 3: propiedades del material del dique.

Elemento	Material	Peso Unitario $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Ángulo de Fricción $\varphi$ (°)	Cohesión C (KPa)	Conductividad Hidráulica K (m/s)	Porosidad n (%)
Dique	Arena Limosa	18.4 <sup>1</sup> 20.4 <sup>2</sup>	33	4.4	1.40E-07	48.2

1 Valor asignado al material por arriba de la línea de saturación.

2 Valor asignado al material por debajo de la línea de saturación.

### Propiedades de compactación material del dique de la presa

Para los materiales de todas las fuentes o préstamos considerados, se realizaron pruebas de compactación Proctor Standard. Para el caso del material adoptado para el cuerpo de la presa (Material del Sitio), los resultados de los ensayos

arrojaron valores de humedad óptima 35.1%, y densidad de 1309 Kg/m<sup>3</sup>.

### Materiales de filtro

El filtro estará compuesto por dos capas de transición o filtro delgado para proteger el material principal que conformará el

dique de la presa y una capa en el centro de material grueso con mayor permeabilidad. El filtro delgado está compuesto por la granulometría resultante de un 80% del material del área donde se construirá el dique de la presa y 20% de la grava de ¾” del banco de materiales AGRENIC. En el análisis se consideró utilizar el material a retirar del sitio con el fin de construir el dentellón en las fundaciones, el empotramiento del dique en los estribos Norte y Sur y la excavación a realizar en el estribo Sur de la presa. Este material es el resultante de una granulometría promedio entre los SPT 1,2,3,4,5,6 y 7 y los sondeos de infiltración 11 y 12, retirando el material que pasa

el tamiz número 100 y combinando con el material de AGRENIC.

Para el filtro grueso se consideró utilizar la grava de ¾” de AGRENIC. Los valores de las propiedades del material son los que se muestran en la tabla 4.

El valor de permeabilidad para ambos materiales de filtro fue determinado en función de la granulometría de los materiales a emplearse, según la ecuación 1 (USBR 2011a).

$$K = 0.35 (D_{15}F)^2 \quad (1)$$

Tabla 4: propiedades del material de filtro.

Elemento	Material	Peso Unitario $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Ángulo de Fricción $\varphi$ (°)	Cohesión C (KPa)	Conductividad Hidráulica K (m/s)	Porosidad n (%)
Filtro fino	Arena con grava	17.0	30	0	4.60E-04	29.4
Filtro grueso	Grava	17.2	36	0	3.06E-01	22.1

## CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

### Diseño del terraplén

Para definir el ancho de la cresta de una presa, USBR (1987) y USACE (2004) mencionan que el mismo no tiene gran influencia en la estabilidad del terraplén y normalmente se dimensiona en base al espacio requerido por los equipos de construcción y por las exigencias viales cuando se proyecte la construcción de una carretera sobre la corona de la presa.

El ancho de la cresta del dique de la presa Los Pajaritos se estimó mediante la ecuación 2 propuesta por el USBR en base a la curva promedio para el ancho de cresta de sus presas (Isava 1999), y la ecuación 3 establecida para presas pequeñas (USBR 1987). Determinándose un valor viable constructivamente que estuviera entre el resultado dado mediante estas dos ecuaciones y que a su vez cumpliera con el rango de 7.5m y 12 metros (USACE 2004). Siendo “a” el ancho de la cresta y “H” la altura de la presa.

$$a = 5.4 (H)^{1/3} - 1.5 \quad (2)$$

$$a = H/5 + 3 \quad (3)$$

### Definición de la pendiente de los espaldones

La elección de los taludes aguas arriba y aguas abajo de la presa dependió de los materiales disponibles para la construcción, el tipo de fundación y su altura. Finalmente se tomó los taludes más estables en base a los resultados de los análisis de estabilidad.

### Dimensionamiento del núcleo

El dimensionamiento del núcleo se basó en la definición de su ancho. Dicho valor está directamente relacionado con la carga de agua en el embalse, considerándose que debe tener un

valor mínimo que oscile entre un 40% y 50% de esa carga (Isava 1999). Mirabal (1988) e Isava (1999) señalan que pueden adoptarse núcleos considerados delgados, siempre y cuando sean bien construidos e incluyan filtros adecuados en el diseño de la sección; en todo caso dicho espesor no debe ser inferior al 20% de la carga de agua. El ancho superior será como mínimo de 3 metros que permita una colocación y compactación del material adecuada con el equipo de construcción (USBR 1987)

### Dimensionamiento del dentellón

Para definir la altura del dentellón se planteó llegar hasta la intercepción del material con una permeabilidad relativamente baja que permitiera reducir considerablemente los caudales y la fuerza de filtración en el material de fundación. Para el ancho en la base del dentellón, se considera que este ancho es menor si aumenta la profundidad de la zanja y se puede determinar con la ecuación 4 (USBR 1987). Tomando en cuenta que el dentellón normalmente es una continuidad del núcleo de la presa, también se estimó el ancho de la base siguiendo el criterio de diseño utilizado en el dimensionamiento del núcleo de los dos valores calculados se tomó el mayor como un criterio conservador.

$$W = h - d \quad (4)$$

Donde W es ancho de la base del dentellón, el cual no debe ser menor de 6m; h es la altura de agua en el embalse y d profundidad del dentellón.

Adicionalmente en el diseño del núcleo se tomó en consideración que debe existir una longitud de contacto del dentellón con el material impermeable no mayor que la longitud de la línea de flujo a través del núcleo en el área adyacente al dentellón. En tal sentido el dentellón debe diseñarse con taludes laterales que se mantengan estables bajo el flujo que se establecerá en la fundación. En suelos permeables no es aconsejable emplear taludes con pendientes

mayores de 1:1 y usualmente deben anclarse los dentellones en el estrato inferior, 1 m como mínimo, a fin de asegurar su unión con el material impermeable. Los dentellones son recomendables construirse cuando el estrato impermeable se encuentra a profundidades menores o iguales a 10 metros ya que a profundidades mayores resultan ser muy costosos (Isava 1999).

### Definición de pantallas impermeables

Ya que el espesor del estrato permeable de la fundación es de profundidad considerable y por consideraciones económicas, no es posible la construcción total de un dentellón, para controlar eficientemente las filtraciones, se propuso una pantalla impermeable, con un espesor preliminar adecuado a lo económico y que estuviera entre el rango de 40 cm y 180 cm recomendado por Isava (1999) en consideración a los equipos de excavación. Su altura se definió garantizando su efectividad ante la filtración y un buen anclaje con el estrato menos permeable.

### Diseño de filtros y drenes

Los filtros y drenes fueron diseñados conforme a los criterios de filtro crítico (Isava 1999). Primeramente, se clasificó el material a proteger según su granulometría dentro de los 4 grupos de suelos según el criterio establecido por cada grupo. Para el Grupo N°1, Limos y arcillas con más de un 85% de sus partículas inferiores al tamiz N° 200, ASTM (75µm). Grupo N°2: Arenas limosas y arcillosas, limos y arcillas con un pasante del tamiz N° 200 ASTM entre un 40% y un 85%. Grupo N°3: Arenas limosas y arcillosas y arenas gravosas con un pasante del tamiz N° 200 ASTM, igual o menor al 15%. Grupo N°4: Todos los suelos intermedios entre los Grupos N°2 y 3. El filtro fino se definió en base a la curva granulométrica del suelo del cuerpo del dique que pertenece al grupo N° 2 y el filtro grueso en base a la curva granulométrica del filtro fino que pertenece al grupo N° 3 garantizados para ambos la retención a adecuada de los finos y la permeabilidad según lo descrito por Isava (1999). Los filtros y drenes se dispusieron con un espesor constante de tres metros (3.00m) cada uno.

### Análisis de filtración

El análisis de filtración de la presa fue realizado mediante el modelo SEEP/W, que es parte del paquete de programas de GeoStudio. El modelo se utilizó para determinar la línea de corriente superior (LCS) de filtración, obtener el comportamiento y magnitud del caudal de filtración a través del cuerpo de la presa, estimar la presión de poros y el gradiente hidráulico a la salida del flujo. Para la modelación del dique de la presa en SEEP/W se tomó en cuenta el flujo saturado y el no saturado. Dentro del análisis se consideró condiciones de flujo permanente, es decir, se supuso que las condiciones de infiltración y nivel de aguas normales de la presa en el talud aguas arriba, no varía en el tiempo. En el modelo se utilizaron los valores de conductividad hidráulica o coeficiente de permeabilidad estimados para los materiales que componen el dique, estribo y fundaciones de la presa, también se ingresaron

los valores de porosidad como el contenido volumétrico de agua de los materiales

Debido a que se consideraron suelos saturados y no saturados no hay un contenido de agua fijo en el tiempo y el espacio, por lo que el modelo requiere una función para describir cómo cambia el contenido de agua con diferentes presiones en el suelo. La función VWC describe la capacidad del suelo para almacenar agua bajo cambios en la presión matricial (USBR 2014). La función de conductividad hidráulica fue estimada en el programa empleando el método de estimación Van Genuchten para lo cual el modelo requiere la función de contenido volumétrico de agua estimada, la conductividad hidráulica saturada y la humedad residual que es considerada como un 10% de la porosidad del material.

En el análisis de filtración es importante conocer la fuerza de filtración del talud del dique de la presa con el fin de verificar la posible migración de las partículas del suelo. La fuerza de filtración está ligada a un cuadrado de una red de flujo y puede estimarse en función del peso específico del agua y del gradiente hidráulico prevaeciente en el cuadrado de la red de flujo según la ecuación 5 (Juárez y Rico 1974).

$$F_i = \gamma_0 i_s \quad (5)$$

Donde  $F_i$  es la fuerza de filtración;  $\gamma_0$  es el peso específico del agua y  $i_s$  es el gradiente hidráulico a la salida.

### Análisis de estabilidad

La estabilidad de los taludes del dique y del estribo sur de la presa fue analizada mediante el modelo SLOPE/W de GeoStudio. Este programa permite modelar la estabilidad de taludes en dos dimensiones empleando los principios de equilibrio límite. En SLOPE/W se puede determinar el factor de seguridad mediante distintas metodologías de equilibrio límite. En este caso se siguió el método desarrollado por Spencer en 1967, el cual se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son paralelas las unas con las otras, o sea, que tienen el mismo ángulo de inclinación. La inclinación específica de estas fuerzas entre partículas es desconocida y se calcula como una de las incógnitas en la solución de las ecuaciones de equilibrio (Suarez 2013).

En el análisis se consideró evaluar la estabilidad del dique y estribo sur de la presa bajo condiciones de carga estática considerando embalse vacío (final de la construcción), embalse lleno (operación) y desembalse rápido desde su nivel máximo de agua hasta el invert de la primera batería de tuberías de regulación. También se consideró la condición sísmica mediante el análisis pseudo-estático de estabilidad de los taludes, considerando los escenarios de final de la construcción y operación normal.

Las fuerzas sísmicas se definieron mediante las ecuaciones siguientes 6 y 7.



$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \quad (6)$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W \quad (7)$$

Donde  $F_v$  y  $F_h$  son las componentes horizontal y vertical de la fuerza sísmica respectivamente,  $W$  es el peso,  $a_h$  y  $a_v$  son las componentes horizontal y vertical de la aceleración, y  $k_h$  y  $k_v$  los coeficientes sísmicos respectivos. Los coeficientes pseudo-estáticos están en función de la sismicidad de la zona, características físicas y geotécnicas de la cimentación, importancia de la obra y riesgo de daños económicos y de vidas humanas aguas abajo de la presa. Para obtener el  $k_h$  la Federal Highway Administration (FHWA), recomienda tomar la mitad de la aceleración máxima en roca esperada en el sitio (PGA), para un período de retorno determinado (FHWA 2015)

Para el análisis pseudo-estático del dique y estribo sur se consideró la PGA igual a la aceleración máxima del terreno correspondiente a un período de retorno de 500 años, tomada del mapa de isoaceleraciones del Reglamento Nacional de la Construcción para Nicaragua (MTI 2007).

Los factores de seguridad estimados para cada uno de los elementos de análisis de la micropresa se basaron en los criterios de diseño establecidos por el U.S Bureau of Reclamation aplicable al método de cálculo de Spencer. En la tabla 5 se presentan los valores de los coeficientes de seguridad según la condición de análisis establecida.

Tabla 5. Factores de seguridad para estabilidad de taludes

Condición	Factor de seguridad mínimo	Fuente
Final de la construcción	1.3	USBR,2011
Operación	1.2	USBR,2011
Desembalse rápido	1.2	USBR,2011
Pseudo-Estático (Sismo)	1.0	USBR,2015

## RESULTADOS

### *Dimensionamiento de los componentes terraplén dique de presa*

Al estimar el ancho de cresta del dique de la presa con las ecuaciones 2 y 3, considerando su altura de 20.5 metros, se estimó que su dimensión es para el cálculo respectivo 13.3 metros y 7.1 metros, basado en esto se tomó un valor adecuado de 7.5m. Para los taludes aguas arriba y aguas abajo considerando las propiedades mecánicas del material a utilizar del dique la relación de taludes 2.5:1 resultó suficiente y conservadora para una buena estabilidad del dique. Para la altura del dentellón se definió un valor constructivo aceptable de 7 metros el cual estaría cimentado aun metro dentro de un estrato permeable pero que será una altura adecuada para llegar a un suelo más consolidado y de menor permeabilidad según los sondeos de filtración realizados, considerada una altura

suficiente para reducir las filtraciones en la fundación. Se adoptó un ancho de 13m en su base proyectándose un talud de 1:1 hasta la base del dique. Complementario al dentellón se proyectó una pantalla impermeable de un metro de ancho y 6 metros de profundidad garantizando que la misma se empotre un metro en el estrato de toba existente.

Para la filtración controlada hacia aguas abajo de la presa y un control efectivo de la migración de los suelos del dique y la fundación se propone un filtro de chimenea con la granulometría del material especificada en la figura 3. El sistema de drenaje en su componente vertical tendrá respectivamente aguas arriba y aguas abajo un filtro fino de 3m de espesor compuesto principalmente de arena que confinará en el centro un filtro grueso (grava  $\frac{3}{4}$ "") de 3m de espesor que funcionará como dren; en su componente horizontal, en la parte superior, el filtro fino tendrá un espesor de 1m y en la parte inferior tendrá un espesor variable de 1m en el límite con los estribos hasta 4.50m en la sección máxima, de forma similar confinarán en el centro un filtro grueso de 1m de espesor que funcionará como dren. En la figura 4 se muestra la sección máxima de la presa, con la estratigrafía determinada por el estudio geotécnico.

### Resultados del estudio de filtración en el dique de presa

Se estableció que la altura piezométrica aguas arriba del dique de la presa sobre el estrato superior es de 19m. La altura piezométrica aguas abajo es igual a 0m, por lo que se ha impuesto como condición de frontera la presión atmosférica. Del modelo SEEP/W se determinó de forma automática la posición de la línea de corriente superior, el caudal de filtración por metro lineal a través de la presa y de los estratos permeables del cimientado (suelos aluviales, coluviales y toba), así como los gradientes de filtración. En la figura 5 se muestran las secciones consideradas para obtener el caudal de filtración a la salida de la presa y el gradiente hidráulico. Los caudales de filtración estimados para la salida al pie de la presa son los de la tabla 6.

El gradiente hidráulico a la salida de la presa es  $3.9 \times 10^{-4}$ , la fuerza de filtración al pie del talud aguas abajo del dique es de  $0.4 \text{ kg/m}^2$  y el peso sumergido del material es de  $384.1 \text{ kg/m}^2$ . Al tener un gradiente menor a 1 y por consiguiente una fuerza de filtración menor al peso sumergido del material, se garantiza que no existirá migración de suelo debido a la filtración hacia aguas abajo de la presa. En la figura 6 se muestra el gradiente hidráulico en la sección máxima de la presa.

### *Resultados del estudio de filtración en el dique de presa*

Se estableció que la altura piezométrica aguas arriba del dique de la presa sobre el estrato superior es de 19m. La altura piezométrica aguas abajo es igual a 0m, por lo que se ha impuesto como condición de frontera la presión atmosférica. Del modelo SEEP/W se determinó de forma automática la posición de la línea de corriente superior, el caudal de filtración por metro lineal a través de la presa y de los estratos permeables del cimientado (suelos aluviales, coluviales y toba), así como los gradientes de filtración. En la figura 5 se muestran las secciones consideradas para obtener el caudal de filtración a la salida de



la presa y el gradiente hidráulico. Los caudales de filtración estimados para la salida al pie de la presa son los de la tabla 6.

0.4 kg/m<sup>2</sup> y el peso sumergido del material es de 384.1 kg/m<sup>2</sup>. Al tener un gradiente menor a 1 y por consiguiente una fuerza de filtración menor al peso sumergido del material, se garantiza que no existirá migración de suelo debido a la filtración hacia aguas abajo de la presa.

El gradiente hidráulico a la salida de la presa es 3.9 E-04, la fuerza de filtración al pie del talud aguas abajo del dique es de

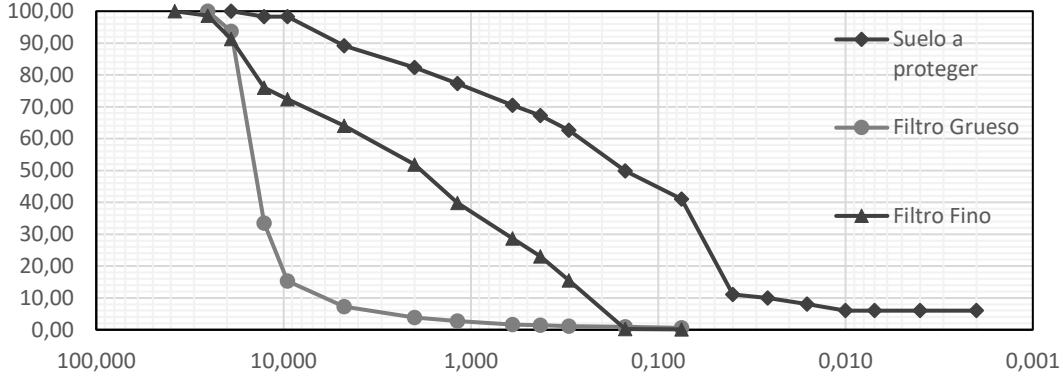


Figura 3. Filtro de chimenea

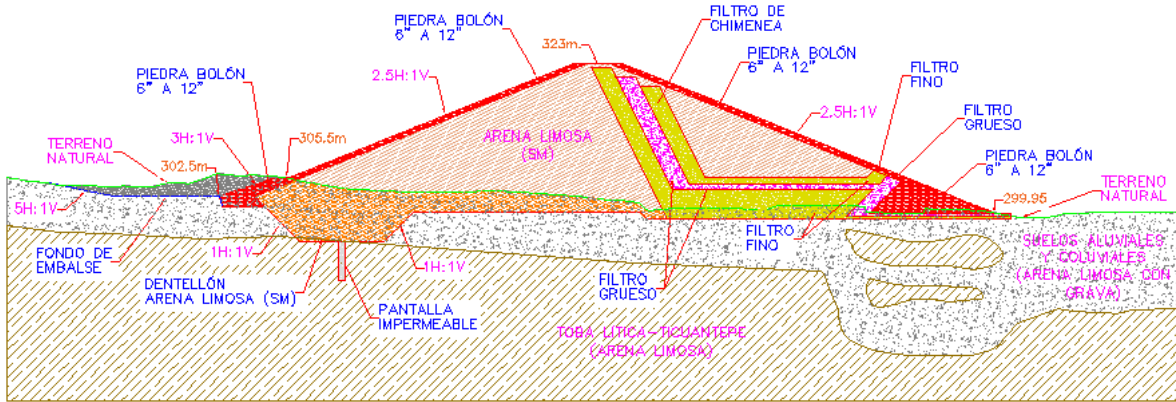


Figura 4. Sección máxima del dique

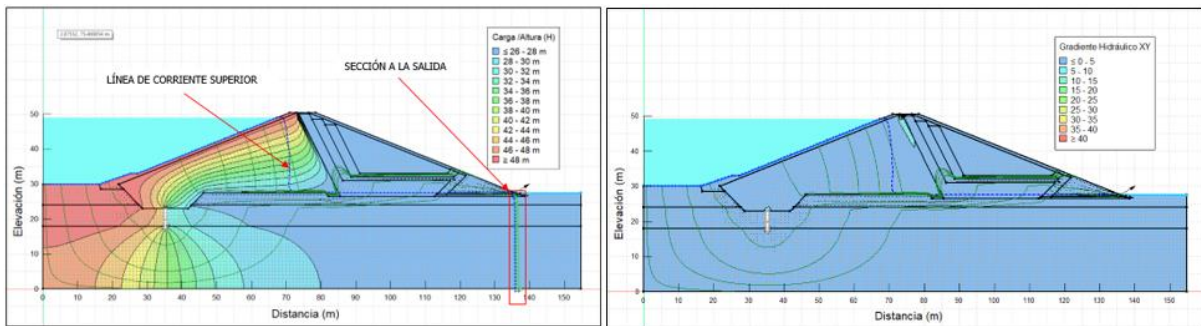


Figura 5. Secciones de estimación de caudal de filtración y gradiente hidráulico a la salida del dique de la presa.

Tabla 6. Caudales de filtración diario y anual en sección de salida de presa

Elemento	Ancho de presa (m)	Q <sub>f</sub> por metro de presa (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>f</sub> total diario (m <sup>3</sup> /d)	Q <sub>f</sub> total anual (m <sup>3</sup> /año)
Dren	111	8.33E-05	799.7	291,874.5
Estrato I	111	5.81E-07	5.6	2,033.9
Estrato II	111	8.02E-09	0.1	28.1
Estrato III	111	3.13E-08	0.3	109.5
Total	111	8.40E-05	805.7	294,046

**Resultados del análisis de estabilidad**

Del mapa de isoaceleraciones de Nicaragua, dado que el sitio de estudio está ubicado entre los Departamentos de Managua y Masaya, la aceleración máxima esperada en el área es  $PGA = a_0 = 0.30$ . Por tanto, el coeficiente sísmico horizontal es  $K_h = 0.5 PGA = 0.15$  y el coeficiente sísmico vertical  $K_v = 0.075$ . A partir del análisis y modelación de la estabilidad de taludes del dique de presa en SLOPE/W, en la figura 6 se muestran respectivamente los círculos de falla para definir el factor de seguridad mínimo en el estado de carga operación, condición

estática y pseudo-estática para la sección máxima del dique de presa, los factores de seguridad para todos los estados de carga se muestran en la tabla 7.

Del análisis y modelación de la estabilidad de taludes del estribo derecho para las condiciones naturales en SLOPE/W, en la figura 7 se muestran respectivamente los círculos de falla para definir el factor de seguridad mínimo en el estado de carga operación y final de la construcción, los factores de seguridad para todos los estados de carga considerados se muestran en la tabla 8.

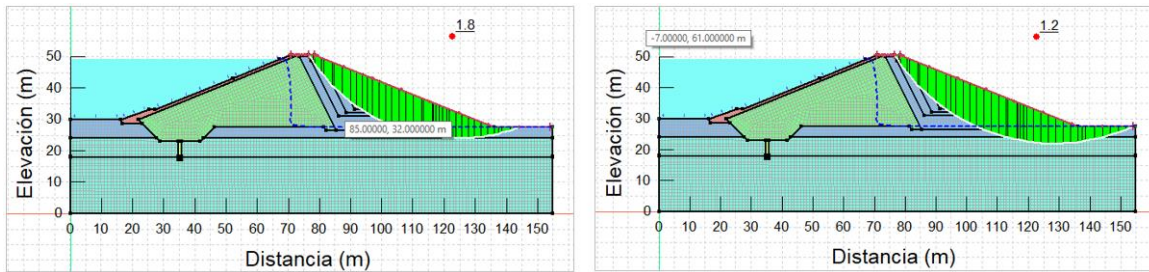


Figura 6. Círculos de falla factores de seguridad mínimo para el estado de carga de operación, estático y pseudo-estático en dique de presa.

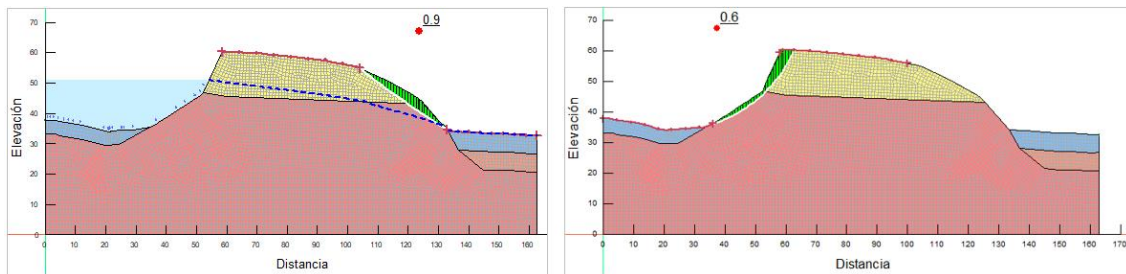


Figura 7. Círculos de falla factores de seguridad mínimo para el estado de carga de operación y final de construcción estribo derecho.

Tabla 7. Factores de seguridad estimados para los taludes del dique de la presa

Talud	Condición	Factor de seguridad		
		USBR	Estático	Pseudo-Estático
Aguas abajo	Estado de operación	1.2/1.0	1.8	1.2
Aguas abajo	Final de la construcción	1.3/1.0	1.8	1.3
Aguas arriba	Final de la construcción	1.3/1.0	1.9	1.3
Aguas arriba	Desembalse rápido	1.2	1.5	-

Tabla 8. Factores de seguridad estimados para los taludes estribo derecho

Talud	Condición	Factor de seguridad	
		USBR	Estático
Aguas abajo	Estado de operación	1.2	0.9
Aguas abajo	Final de la construcción	1.3	0.9
Aguas arriba	Final de la construcción	1.3	0.6

Ya que se presenta inestabilidad en los taludes naturales del estribo derecho, se realizó el análisis y modelado de la estabilidad de taludes con muros de escolleras propuestos aguas arriba y aguas abajo del estribo para en SLOPE/W, en la figura 8 se muestran respectivamente los círculos de falla para definir el factor de seguridad mínimo en el estado de carga operación, condición estática y pseudo estática, los factores de seguridad para todos los estados de carga considerados se muestran en la tabla 9.

Los factores de seguridad estimados en los taludes aguas arriba y aguas abajo del dique de la presa cumplen con los criterios establecidos por el Bureau of Reclamation. Al aumentar la relación de los taludes del estribo sur con muros o rellenos de escollera, se logró alcanzar factores de seguridad adecuados. Un esquema general del diseño en planta de la presa puede observarse en la figura 9.

Tabla 9. Factores de seguridad estimados para los muros de escollera 1 y 2 en los taludes estribo derecho

Muro/Talud	Condición	Factor de seguridad		
		USBR	Estático	Pseudo-Estático
Muro 2/Aguas abajo	Estado de operación	1.2/1.0	1.4	1.1
Muro 2/Aguas abajo	Final de la construcción	1.3/1.0	1.4	1.1
Muro 1/Aguas arriba	Final de la construcción	1.3/1.0	1.5	1.1
Muro 1/Aguas arriba	Desembalse rápido	1.2	1.3	-

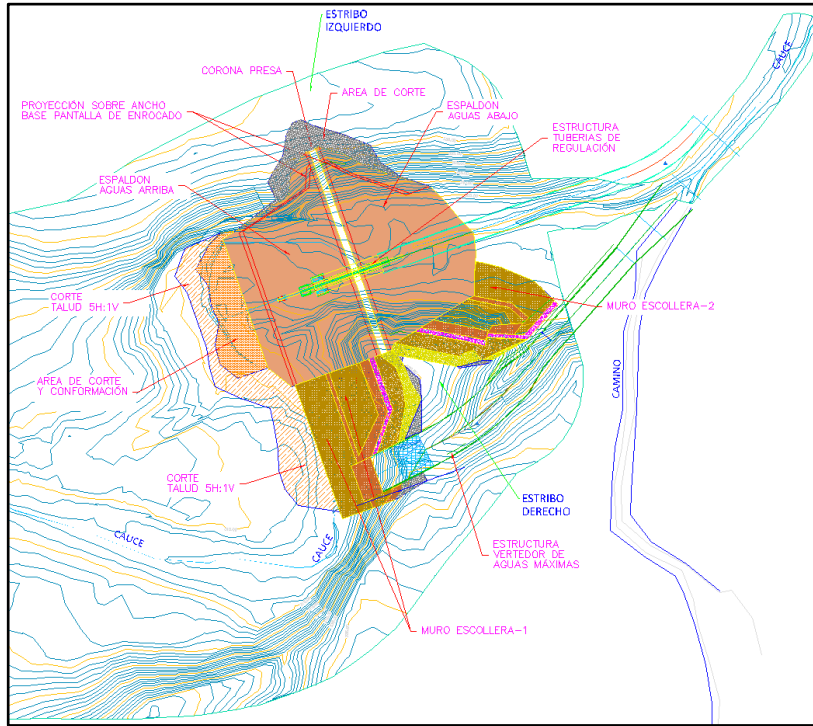


Figura 9. Planta diseño presa Los pajaritos

## CONCLUSIONES

El análisis hidrológico e hidráulico realizado permitió establecer las características de almacenamiento requeridas para el control de las avenidas y así establecer el eje del dique de presa y su altura.

Los estudios de topografía, geología y geotecnia realizados en el sitio donde se emplazará la presa permitieron caracterizar las fundaciones donde se cimentará el dique y los estribos en los cuales se empotrará la presa, lográndose establecer tres estratos en las fundaciones y dos en los estribos con sus propiedades mecánicas para realizar análisis de filtración y estabilidad de la presa. Igualmente, a partir de estos estudios se establecieron propiedades mecánicas de dos bancos de materiales para establecer los elementos a construir el dique de presa, garantizando las filtraciones controladas y en condiciones de estabilidad.

Se consiguió proponer un dique de presa con taludes adecuados para garantizar la estabilidad del material que compone la estructura. El diseño además protege la presa contra las filtraciones mediante un dentellón del mismo

material del dique que es menos permeable que los estratos de la fundación y este se complementa con una pantalla impermeable que debe llevarse hasta una profundidad que garantice el correcto empotramiento con la toba lítica existente. También se diseñó un filtro de chimenea que permitirá controlar el flujo de agua a través de la presa evitando la migración de partículas de los materiales del dique y fundación hacia aguas abajo. La fuerza de filtración se controló adecuadamente colocando el dentellón y pantalla impermeable hacia aguas arriba de la presa y la propuesta de filtro propuesto al pie de la presa.

El dique de la presa cumple con los requerimientos de estabilidad establecidos por Bureau of Reclamation con resultados adecuados de factores de seguridad para análisis estático y pseudo-estático (sismo).

Como los taludes del estribo derecho pueden presentar eventuales problemas de estabilidad, se propusieron muros/rellenos de escollera con taludes adecuados. Proporcionan factores de seguridad adecuados conforme al análisis estático y pseudo-estático (sismo).

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- COWI, CABAL, S.A. 2008. Actualización del Estudio de Drenaje Pluvial de la Subcuenca III de la Cuenca Sur del Lago de Managua. Alcaldía de Managua, Managua.
- FHWA (US Department of Transportation Federal Highway Administration). 2015. Soil Nail Walls Reference Manual. Washington DC.
- Isava A., M 1999. Presas de embalse. Bolinaga, J.J., Proyectos de ingeniería hidráulica, Tomo I (pp. 145-243), Caracas, Venezuela: Fundación Polar.
- Juárez E. y Rico A. 1973. Mecánica de suelos, TOMO I, México: LIMUSA, p. 499.
- Juárez E. y Rico A. 1974. Mecánica de suelos, TOMO III, México: LIMUSA, p. 415.
- Mirabal A. 1988. Mecánica de suelos. Playa, La Habana: Pueblo y Educación, p. 446.
- MTI (Ministerio de Transporte e Infraestructura).2007. Reglamento nacional de la construcción. RNC-07, Managua.
- Rodríguez N. 2019a. Estudio geológico en cauce El Borbollón para el diseño de la construcción de micropresa Los Pajaritos-Ticuantepe, Managua, p. 44.
- Rodríguez N. 2019b. Estudio geotécnico en cauce El Borbollón para el diseño de la construcción de micropresa Los Pajaritos-Ticuantepe. Managua, p. 469.
- Spencer, E. 1967. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique*, 17(1), 11-26.
- Suarez J. 2013. Deslizamientos, Tomo I, p582 <www.erosion.com.co>.
- USACE (US Army Corps of Engineers). 2004. General Design and Construction Considerations for Earth and Rock-Fill Dams. Washington, DC .
- USBR (US Department of Interior Bureau of Reclamation). 1987. Desing of Small Dams. Denver, Colorado.
- USBR (US Department of Interior Bureau of Reclamation). 2011a. Embankment Dams: Protective Filters. Washington, D.C.
- USBR (US Department of Interior Bureau of Reclamation). 2011b. Embankment Dams: Static Stability Analysis. Washington DC.
- USBR (US Department of Interior Bureau of Reclamation). 2014. Embankment Dams: Seepage. Washington, D.C.
- USBR (US Department of Interior Bureau of Reclamation). 2015. Embankment Dams: Seismic Analysis and Design. Washington, D.C.