

UCLV
Universidad Central
"Marta Abreu" de Las Villas



FC
Facultad de
Construcciones

Departamento de Ingeniería Hidráulica

TRABAJO DE DIPLOMA

TÍTULO

**Análisis del comportamiento de la Presa Manicaragua
según el Sistema de Control Técnico.**

Autor: Mario Sergio Albernal Mesa.

Tutor: Dr. C. Lamberto Álvarez Gil.

Santa Clara, Septiembre, 2019
Copyright©UCLV

UCLV
Universidad Central
"Marta Abreu" de Las Villas



FC
Facultad de
Construcciones

Academic Department of Hydraulic Engineering

DIPLOMA THESIS

**Title: Analysis of the behavior of the Manicaragua dam
according to the technical control system.**

Author: Mario Serio Albernal Mesa.

Thesis Director: Ph. D. Lamberto Álvarez Gil.

Santa Clara, September, 2019
Copyright©UCLV

Este documento es Propiedad Patrimonial de la Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas, y se encuentra depositado en los fondos de la Biblioteca Universitaria “Chiqui Gómez Lubian” subordinada a la Dirección de Información Científico Técnica de la mencionada casa de altos estudios.

Se autoriza su utilización bajo la licencia siguiente:

Atribución- No Comercial- Compartir Igual



Para cualquier información contacte con:

Dirección de Información Científico Técnica. Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas. Carretera a Camajuaní. Km 5½. Santa Clara. Villa Clara. Cuba. CP. 54 830
Teléfonos.: +53 01 42281503-1419

Pensamiento:

“Creer en los jóvenes es ver en ellos además de entusiasmo, capacidad; además de energía, responsabilidad; además de juventud, pureza, heroísmo, carácter, voluntad, amor a la patria... ¡amor a la Revolución! ...Convicción profunda de que sobre los hombros de la juventud se pueden depositar grandes tareas.”

Fidel Castro Ruz.

4 de abril de 1962.

Agradecimientos:

Con el pensamiento firme y seguro de lo que quiero llegar a ser, doy mis más sinceros agradecimientos a:

- ✓ Mi madre, por los desvelos de cada día al compás de mis éxitos y desafíos.
- ✓ A mi padre, que a pesar de las dificultades se mantuvo pendiente de mí.
- ✓ A mis hermanos, que con certeza se han mantenido al tanto y dispuestos a cooperar en lo necesario.
- ✓ A mi tía Yaly, que desde otra tierra ha mostrado su preocupación y me ha ayudado en todo lo posible.
- ✓ A mi tía Tania, que cooperó con mis necesidades espirituales y materiales en momentos cruciales.
- ✓ A mi tutor, el Dr. C. Lamberto Álvarez Gil, que a pesar de sus complicaciones me dio una oportuna y sincera ayuda para salir adelante.
- ✓ Al resto de los profesores que dieron lo mejor de sí por mi formación y educación, especialmente al MSc. Rafael Matamoros, al que tomé horas de su sueño para el último empujón y al Dr. C. Michael Álvarez González por su eficiente oponencia.
- ✓ A la Ing. Ivette Chacón, especialista de la empresa Aprovechamiento Hidráulico, que gracias a ella pude desempolvar datos imprescindibles para mi investigación.

Dedicatoria:

- A mi madre, que dio lo mejor por ver cumplir mis sueños.
- A mi padre, que a pesar de los obstáculos, confió en mí.
- A todos los que cada día estudian, profundizan y laboran en una de las tareas más difíciles y necesarias del país: la construcción en aras del desarrollo.
- A la defensa de mi identidad y nacionalidad, donde quiera que esté, consciente de que: el éxito es el premio del esfuerzo personal.

Resumen:

En este trabajo se realiza una recopilación de los aspectos más importantes a considerar en un análisis del comportamiento de la cortina de presas de tierra, los métodos para el cálculo de los asentamientos absolutos y diferidos en el tiempo, así como los procedimientos empleados para el monitoreo de la cortina según el sistema de control técnico existente en la presa. A partir del estudio y análisis de los resultados de las mediciones geodésicas realizadas por más de 20 años en marcas superficiales instaladas en la cortina de la Presa Manicaragua, se establece el estado técnico de la cortina y se comparan con los valores de asentamiento absoluto calculados a partir de un proceso de re-ingeniería, que brindan como resultado el buen estado técnico de la cortina en estudio.

Summary:

In this work a compilation of the most important aspects to consider in an analysis of the behavior of the curtain of dams of land, the methods for the calculation of the absolute and deferred settlements in time, as well as the procedures used for monitoring are made of the curtain according to the technical control system existing in the dam. Based on the study and analysis of the results of geodetic measurements carried out for more than 20 years on surface marks installed in the curtain of the Manicaragua Dam, the technical state of the curtain is established and compared with the absolute settlement values calculated at Starting from a re-engineering process, which result in the good technical condition of the curtain under study.

INTRODUCCIÓN.....	1
Estructura de la Tesis:.....	4
CAPÍTULO 1. Revisión bibliográfica y estudio de antecedentes.....	5
1.1 Clasificación de las presas de materiales locales.....	5
1.2 Auscultación en presas de tierra.	8
1.2.1 Generalidades sobre la Auscultación.....	8
1.2.2 Características del procedimiento en Cuba de los sistemas de auscultación en los SCT.....	9
1.3 Criterios para evaluar la integridad total de las presas.	10
1.4 Clasificación de los problemas de estabilidad en presas de tierra.	12
1.4.1 Asentamientos en terraplenes de cortinas de presas de tierra.....	13
1.5 Clasificación de las fallas significativas en presas de tierra.....	17
CAPÍTULO 2. Análisis del comportamiento de la presa Manicaragua, según el estudio de las mediciones del Sistema de Control Técnico (SCT) y los métodos de cálculo utilizados.	24
2.1 Parámetros de la presa Manicaragua.....	24
2.2 Geología de la presa Manicaragua.....	26
2.3 Sistema de Control Técnico (SCT).....	30
2.3.1 Análisis de resultados del (SCT).....	32
2.4 Comportamiento de la Cortina de la “Presa Manicaragua.”	36
2.4.1 Cálculo de los asentamientos absolutos.....	36
2.4.2 Cálculo de los asentamientos diferidos en el tiempo.	46
CAPÍTULO 3. Evaluación del estado técnico de la Presa Manicaragua.	48
3.1 Ubicación y visualización del embalse.....	48
3.2 Algunas patologías presentadas en las partes de la presa.	51
Conclusiones.	55
Recomendaciones.	55
Bibliografía.....	56
Anexos.	59

INTRODUCCIÓN.

Las presas de materiales sueltos, como la tierra son terraplenes artificiales construidos para permitir la contención de las aguas, su almacenamiento o su regulación. Este tipo de presa fue la más utilizada en la antigüedad. El desarrollo de la técnica para trabajos con tierra y hasta rocas y la gran variedad de esquemas constructivo permite utilizar prácticamente cualquier suelo que se encuentre en la zona, desde materiales de grano hasta suelos rocosos previamente fracturados.

Cualquier tipo de presa debe ofrecer condiciones de seguridad durante la construcción y en el transcurso de su operación. Para ello, es importante que exista una buena coordinación entre el diseño y la construcción para asegurar que se hagan las correcciones necesarias de manera que las obras se ajusten lo mejor posible a las condiciones reales del campo.

En ingeniería se denomina presa o represa a una barrera artificial que se construye en algunos ríos para embalsarlos y retener su caudal. Su construcción se realiza generalmente en la cuenca de los ríos; con múltiples finalidades, en las que se destacan: el abastecimiento de agua a poblaciones, regulación general de la corriente de agua o río, aprovechamiento industrial de su energía, para controlar los daños producidos por las crecientes e inundaciones, para uso de la agricultura y la ganadería, entre otros.

La construcción de presas de altura y capacidad de almacenamiento considerable, casi indestructible, se hizo posible gracias al desarrollo del cemento Portland, del hormigón y al uso de máquinas para mover tierra y equipamiento para el transporte de materiales, por lo tanto es esencial conocer las características de los materiales de construcción para estimar su futuro comportamiento ante las condiciones de esfuerzos a las que serán expuestas durante su vida útil.

En Cuba la construcción de presas de tierra se desarrolla a pasos acelerados, a partir del triunfo de la revolución, se han construido cerca de mil presas incluyendo las Micropresas, las cuales constituyen una gran riqueza nacional, teniendo una importancia considerable, debido a nuestras condiciones climáticas, para un desarrollo socio económico rápido.

Las presas en Cuba son la principal fuente de agua y su principal recarga son mayormente las precipitaciones, y como se conoce en Cuba existe un período

húmedo o lluvioso (Mayo/Octubre) el cual es más favorable, pero también existe un período seco o menos lluvioso (Noviembre/Abril) en el cual es necesario prestar una mayor atención a las demandas y su uso racional. Partiendo de que el balance de agua es un proceso de demandas, análisis de las disponibilidades y estado técnico de las fuentes suministradoras y en consecuencia la discusión, fundamentación y asignación de volúmenes de agua para satisfacer las necesidades planteadas de todas las ramas de la economía y de la sociedad, por lo que se aprobó la (Ley 124 de las Aguas Terrestres en Cuba), a raíz de la nueva (Política Nacional del Agua) en el año 2012 y la actualización del modelo económico con la aprobación de los nuevos lineamientos para así proteger este recurso con una gestión ordenada, integrada y sostenida a partir de los objetivos de esta ley: 1) Ordenar la gestión a partir de la evaluación, planificación y uso adecuado del recurso según las demandas de la sociedad, la economía, la salud y el medio ambiente. 2) Establecer medidas para su protección a partir de su uso responsable y medidas que puedan enfrentar o reducir los eventos meteorológicos, como las intensas sequías y las inundaciones.

Por todo lo antes mencionado se hace de vital importancia la preservación de los embalses ya existentes en el país mediante un Sistema de Control Técnico que realice una vigilancia constante para poder realizar su mantenimiento en tiempo, antes que ocurra un fallo de la obra, ya que las presas de tierra son obras hidrotécnicas complejas, debido a sus condiciones específicas tales como: ingeniería geológicas e hidrogeológicas de la base sobre la cual se construyen, la calidad del material de los préstamos, la tecnología de la construcción del terraplén y calidad de los materiales.

Es sabido que durante el período de explotación de una presa, actúan sobre ella distintas fuerzas y factores, desarrollándose fenómenos que influyen sobre su estado técnico y seguridad de ingeniería, hasta la actualidad se han destruido no pocas presas de tierra teniendo algunas de ellas consecuencias catastróficas, produciendo grandes daños materiales y pérdidas de vidas humanas.

Todo lo anteriormente expuesto fundamenta el establecimiento de un control técnico sistemático y permanente sobre la estabilidad de cada cortina construida y los demás objetos de obra, durante el período de explotación, considerando los objetivos económicos y sociales aguas abajo del embalse.

El control técnico de una presa de tierra está constituido por una serie de medidas técnico - ingenieras mediante las cuales se controla su estabilidad así como se asegura su explotación normal y efectiva.

La observación del desarrollo de los distintos fenómenos (asentamientos, desplazamientos, filtraciones y otros) y su influencia sobre los distintos objetos de obra de una presa se efectúa por medio de la proyección y construcción de un sistema de control técnico adecuado, específico para cada presa.

Este sistema está constituido principalmente por una red piezométrica, red de medición de deformaciones, red de medición de las filtraciones (hidrométricas) y observaciones visuales debidamente programadas.

Campo de la investigación:

Comportamiento de cortina en presas de materiales sueltos.

Objeto de la investigación:

Desplazamiento vertical en cortina en presas de materiales sueltos.

Problema de investigación:

¿Cómo la Empresa de Aprovechamiento Hidráulico (EAH) de Villa Clara puede determinar el nivel de seguridad constructivo del embalse Manicaragua a partir del Sistema de Control Técnico que se le realiza a la obra?

Hipótesis:

Si se comparan los resultados del cálculo de los asentamientos de la cortina con las mediciones geodésicas de los desplazamientos verticales, entonces se puede determinar el comportamiento de este tipo de estructura que permite conocer su estado técnico y seguridad.

Objetivo general:

Evaluar el comportamiento del embalse Presa Manicaragua a partir de la interpretación ingenieril de los datos registrados por el sistema de control técnico instalado en la obra.

Objetivos específicos:

- 1) Realizar un estudio de las fuentes de información disponibles para establecer la revisión bibliográfica.
- 2) Analizar los resultados del comportamiento de la cortina considerando los ciclos de mediciones geodésicas de las marcas superficiales en comparación con los métodos de cálculo de asentamientos absolutos existentes.

3) Valorar el estado técnico de la Presa Manicaragua a partir del análisis de los resultados y de sus patologías.

Tareas de investigación:

- 1) Estudio de la revisión bibliográfica en temáticas afines: Presas de tierra, sistema de control técnico y otros.
- 2) Procesamiento de los resultados de los informes del sistema de control técnico de la presa.
- 3) Cálculo de los asentamientos de la cortina aplicando el Método de Sumatoria de Capas, Método de los Elementos Finitos y Método de Airapetian.
- 4) Evaluación del estado técnico de la Presa Manicaragua a partir del análisis de los resultados.

Estructura de la Tesis:

Introducción.

Capítulo I: Revisión bibliográfica y estudio de antecedentes.

Capítulo II: Análisis del comportamiento de la presa Manicaragua, según el estudio de las mediciones del Sistema de Control Técnico (SCT) y los métodos de cálculo utilizados.

Capítulo III: Evaluación del estado técnico de la Presa Manicaragua.

Conclusiones.

Recomendaciones.

Bibliografía.

Anexos.

CAPÍTULO 1. Revisión bibliográfica y estudio de antecedentes.

El correcto y seguro comportamiento de las presas es un asunto de extrema importancia para la seguridad de la población y la economía de un país, ya que mantener el buen estado de estas obras aumenta el tiempo de su explotación, lo que conducirá a una prolongación de las entregas de aguas para los diversos fines.

Hoy en día la instrumentación es aún más importante como complemento para los métodos analíticos que en el pasado. Con las medidas realizadas en campo, se puede analizar la validez de estas predicciones analíticas avanzadas, aunque en la etapa de construcción de la presa y al inicio de explotación de esta, como no contamos con datos de (auscultación o control técnico), los métodos numéricos ya analíticos son la mayor fuente de información para su comportamiento, por lo que avanzada la etapa de explotación, la auscultación con los Sistemas de Control Técnico (SCT) y sus métodos de análisis son las principales formas de estudio de los embalses.

Además existen presas que no cuentan con determinados instrumentos de medición y control por su antigüedad o condiciones específicas, pero casi siempre con la existencia de sistemas de medición, como: la red piezométrica para controlar los niveles de agua, la red hidrométrica para controlar las filtraciones en los filtros y la red geodésica para controlar las marcas topográficas. La incorporación de cualquier otro instrumento de medición no siempre es factible o posible, por su complejidad o costo. Lo ideal es la colocación de estos en el proceso de construcción, pero si se determina como factible su implementación se hará mediante el estudio de diferentes parámetros, como la clasificación de la presa, las características de la auscultación de esta, entre otros.

A continuación se presentarán algunas características a tener en cuenta para el estudio y conocimiento de las presas y su monitoreo sistemático.

1.1 Clasificación de las presas de materiales locales.

- Según el uso.

Presas de almacenamiento: Se construye para embalsar el agua en los períodos que sobra, para utilizarla cuando escasea.

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

Presas reguladoras: Se construyen para retardar el escurrimiento de las avenidas y disminuir el efecto de las ocasionales. (Pequeñas Editorial Orbe Habana 1981) en: Gutierrez 2009)

- Según su proyecto hidráulico.

Presas vertedoras: Se proyectan para descargar sobre sus coronas, deben dotarse de materiales que no se erosionen con tales descargas.

Presas no vertedoras: Son las que se proyectan para que el agua no rebase su corona. Este tipo de proyecto permite ampliar la elección de materiales, incluyendo las presas de tierra y las de enrocamiento. (Pequeñas Editorial Orbe Habana, 1981 en: Gutierrez, 2009)

- Según los materiales empleados en su construcción.

Presa de materiales sueltos, en Cuba más conocida como de materiales locales o de tierra. La principal característica es el tipo de material utilizado para su construcción. En principio la gran mayoría de materiales geológicos son aceptables, excepto los que se pueden alterar, disolver o evolucionar modificando sus propiedades. Dentro de las mismas se encuentran:

- Presas homogéneas y heterogéneas, división más difundida en Cuba.

Presas de sección homogénea: Toda o casi toda la sección transversal está constituida por un mismo material, formada por tierras compactadas de baja permeabilidad.

Presas heterogéneas. Entre las mismas se cuentan:

✓ Presas “zonadas” con núcleo impermeable: Constan de dos o más tipos de materiales. La zona de menos permeabilidad o núcleo ejerce la función de impermeable

✓ Presas de pantalla: El elemento impermeable consiste en una pantalla relativamente delgada o lámina. Los materiales más empleados son hormigones asfálticos, hidráulicos, materiales poliméricos o bituminosos, entre otros. aquí se conjugan materiales locales y de fábrica.

✓ Presas de escollera: El material que forma la presa son fragmentos rocosos de diferente granulometría.

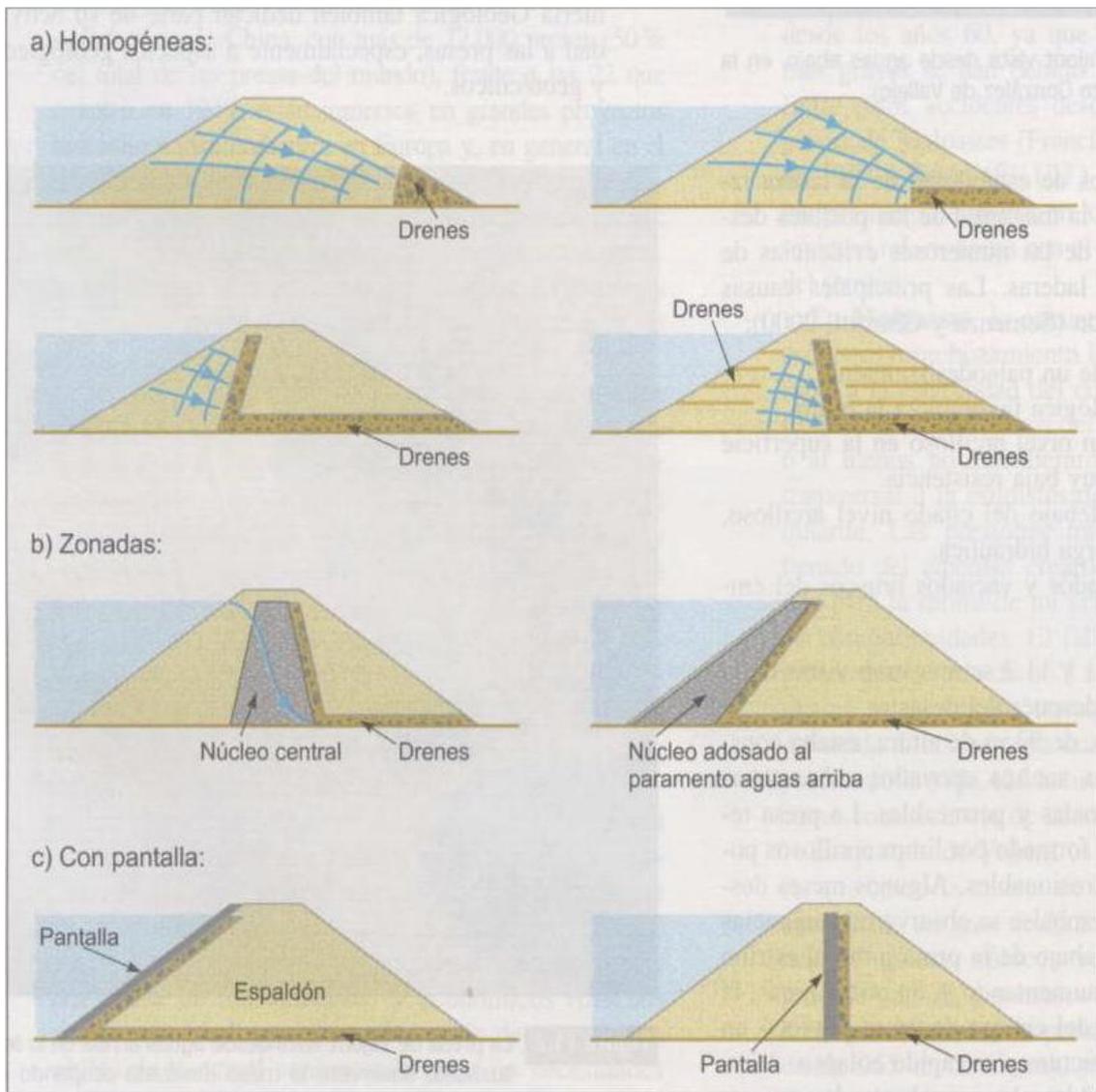


Figura 1. Esquema de diferentes tipos de presas de materiales sueltos o de tierra, (González de Vallejo, et al., 2002).

Los aspectos más importantes para la elección de la composición de la estructura del cuerpo de la presa son: la cantidad, el tipo y las condiciones naturales de los préstamos de materiales cercanos a la construcción del terraplén de esta. Pudiéndose utilizar cualquier tipo de material existente hoy en día, siempre y cuando cumpla con las características esenciales para la construcción de una presa de tierra. En tal sentido se necesita cada vez más de estudios integrales en el diseño y proyecto de presas de tierra. Por eso es fundamental ampliar los conocimientos sobre el comportamiento de estas estructuras por medio de la realización de investigaciones para poder afrontar

los retos en la proyección y construcción de presas de tierra que se imponen en las condiciones actuales al ingeniero de presas.

1.2 Auscultación en presas de tierra.

El objetivo de la vigilancia y auscultación de presas es gestionar el riesgo y reducir su probabilidad de ocurrencia mediante la provisión de medios para la identificación temprana de eventos indeseados que puedan causar la rotura.

1.2.1 Generalidades sobre la Auscultación.

La organización de cualquier proceso de vigilancia y auscultación debería apuntar a reducir, tanto como fuera posible, la probabilidad de rotura mediante:

- Identificación de los potenciales modos de rotura y provisión de un programa de vigilancia y auscultación para ello.
- Detección temprana del estado inicial en procesos evolutivos que puedan llevar a mecanismos de rotura.
- Compresión del comportamiento de la presa y sus componentes mediante parámetros físicos.



Figura 2. Esquema de definición y principios de la vigilancia y auscultación.

Aunque las presas son muy similares en sus características, el diseño de la instrumentación varía para cada una de ellas, pero en general, a nivel mundial lo mínimo que se plantea instalar para un control adecuado son piezómetros de cuerda vibrante, piezómetros gigantes (tipo Casagrande), celdas de asentamientos, inclinómetros y acelerógrafos. Por lo que la marca, cantidad y ubicación serán determinadas, para obtener datos y resultados suficientes de calidad.

1.2.2 Características del procedimiento en Cuba de los sistemas de auscultación en los SCT.

Determinar el tipo de observación y medición:

Observaciones visuales: Se realizan en todas las presas independientemente de sus parámetros o categoría.

Red piezométrica: Se debe construir una red piezométrica en presas de 15 m de altura y mayores. Para presas menores solo se instalarán a criterio del proyectista con su fundamentación.

Marcas topográficas: Se debe construir una red de marcas topográficas para medición de las deformaciones en los casos siguientes:

- a) En presas con altura de 15 m y mayores, se medirán los asentamientos y los desplazamientos.
- b) En presas con alturas mayores de 10 m y menores de 15 m, se medirán los asentamientos.
- c) En presas menores de 10 m se instalan solo a criterio del especialista, con su fundamentación.

Hidrometría de filtraciones: La medición de las filtraciones se realiza en todas las presas independientemente de sus parámetros o categoría.

Las mediciones de los desplazamientos y asentamientos serán realizadas por especialistas en geodesia

Instrucciones complementarias:

Programa de control técnico:

Las observaciones y mediciones que debe contener este programa son:

Observaciones visuales a: Cortina, diques, estructuras metálicas, obras de hormigón, áreas alrededor de la cortina, embalse y orillas del mismo.

Mediciones para el control de la filtración:

Gastos de filtración

Análisis físico - químico del agua de filtración y del embalse

Niveles piezométricos

Medición de las deformaciones:

Asentamientos y desplazamientos del terraplén

Asentamiento y desplazamiento de las obras de hormigón

Movimiento del terreno natural aguas abajo del pie del talud seco y hombros de la cortina

Asentamiento en distintas capas del terraplén y la base

1.3 Criterios para evaluar la integridad total de las presas.

El análisis de la seguridad de una presa presenta características propias que lo diferencian del diseño. Cuando el explotador de una presa tiene que decidir, ante una incidencia o irregularidad de comportamiento, si comunica que hay riesgo de rotura de la presa, lo que implicará en muchas ocasiones la evacuación de poblaciones, necesita conocer con tanta aproximación como sea posible el comportamiento real de la presa. Lo mismo le sucede al propietario de un parque presístico, cuando tiene que decidir a qué presa o presas destina el presupuesto disponible para reparaciones, pues debe atender primero aquéllas que presentan un mayor riesgo real de avería o rotura. El análisis de la seguridad de una presa entra dentro del campo de los que han dado en llamarse problemas del mundo real, que escapan a la modelación teórica basada en las leyes de la física y deben analizarse a partir de los datos disponibles sobre su comportamiento. En las presas, la mayor parte de estos datos se obtiene mediante el sistema de auscultación mencionado en el epígrafe anterior.

La instrumentación geotécnica tiene como uno de sus objetivos básicos medir la respuesta del terreno ante determinadas variaciones, que puedan ocurrir en las condiciones de su entorno, las cuales pueden ser debidas a la ejecución de obras de ingeniería y fenómenos naturales. La mayoría de movimientos significativos se clasifican: vertical, horizontal (traslacional) y rotacional. Los movimientos verticales, son los indicadores de asentamientos. Los movimientos horizontales

o traslacionales se refieren a movimientos que son aproximadamente perpendiculares al eje de la presa.

Los procedimientos empleados en la actualidad para evaluar y gestionar la seguridad de las presas requieren adicionalmente, la identificación de unos modos de fallo específicos de cada presa. Un modo de fallo, o de rotura, consiste en la identificación de una serie de situaciones que pueden conducir a un funcionamiento inadecuado del sistema presa-embalse o alguna parte del mismo. Por tanto, un modo de fallo queda definido cuando se describe el mecanismo concreto de rotura y los agentes o causas que lo provocan. La identificación de los modos de fallo es uno de los pasos necesarios para realizar un posterior análisis de riesgos, puesto que el resto del proceso partirá de ellos. Mediante la observación del comportamiento de las presas se han identificado una serie de modos de fallo característicos, definiéndose, cada vez con más detalle, los posibles tipos.

Los posibles modos de fallo se clasifican en grupos que presenten alguna característica común. De esta forma se pueden considerar tres grupos genéricos:

□ Modos de fallo de la “seguridad hidrológico-hidráulica”. Son modos de fallo que conducen al desbordamiento por coronación u otros mecanismos erosivos. Este grupo engloba varios posibles modos que pueden conducir a la rotura de la presa. Entre ellos el fallo mecánico de las compuertas, el fallo de la operatividad de los desagües de fondo o la ocurrencia de una avenida de mayores dimensiones (volumen y/o caudal punta) que la que pueda manejar con seguridad el sistema de avío. La experiencia pone de manifiesto que, de modos de fallo considerados, este grupo es el que ha conducido a un mayor número de roturas, accidentales e incidentes de presas.

□ Modos de fallo que afectan a la “seguridad estructural”. Este grupo engloba los modos de fallo que conducen a la rotura estructural del cuerpo de presa, considerando además los posibles modos de fallo que implican al cimiento de la propia estructura y las laderas del embalse.

□ Modos de fallo que afectan a la “operatividad”. Son los modos de fallo relacionados con los equipos, instalaciones, accesos y comunicaciones de la presa.

El plan para la detección del peligro ha demostrado su valor para describir los procedimientos y medios para asegurar la identificación y evaluación de emergencias potenciales o reales. Los elementos principales de este plan deben incluir:

- Una lista de las condiciones que pueden indicar una emergencia existente o potencial, tal como los descritos anteriormente.
- Una descripción de los datos y de los sistemas de recolección de información, el arreglo del monitoreo, los procedimientos de inspección y cualquier otra disposición para la detección temprana.

Lo anteriormente mencionado enseña que los programas de evaluación del comportamiento de presas contienen una característica común a través de todos sus muy importantes aspectos, el factor humano; es decir, que aunque el programa contenga las guías bien establecidas para la inspección, medición, evaluación y reporte relacionadas con el comportamiento de la presa, su éxito depende completamente de la buena voluntad y del empeño del personal involucrado. (Flores, 2012)

1.4 Clasificación de los problemas de estabilidad en presas de tierra.

Deformación: En las presas como en cualquier otro tipo de construcciones donde se altera el medio al aplicar esfuerzos, tienen lugar deformaciones, que pasan por la respuesta de cada tipo de suelo a la carga que se le impone, lo que también se conoce como resistencia intrínseca del suelo, que al ser menor que los esfuerzos aplicados, el suelo falla, por la llamada resistencia al cortante, dando lugar a desplazamientos importantes de su masa, provocando problemas a la estabilidad del medio, los problemas en el proyecto de una presa de materiales locales asociados al cálculo y diseño de la misma, se pueden clasificar en tres grupos:

La estabilidad de tipo estático, entendiéndose por tal la necesidad de que el coeficiente de seguridad, frente a un deslizamiento total o parcial que afecte a la presa o a su cimentación, sea aceptable, bajo las fuerzas másicas que actúan de una forma permanente, como son el peso propio de la obra, las fuerzas de filtración y de la presión intersticial del agua en las diversas circunstancias que se presentan normalmente en la vida de la presa. Este tema está ligado

fundamentalmente con la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales que la componen, de una forma menos acusada con la deformabilidad y permeabilidad de los mismos.

La estabilidad de tipo interno, llamando así a la permanencia de la funcionalidad de cada una de las partes de la presa en especial la del núcleo o pantalla de impermeabilización. Problemas como la fisuración, erosión externa, pero principalmente la interna o sifonamiento, preocupan cada vez más a los técnicos de presas. La dispersabilidad de los materiales, su deformabilidad, su colapsabilidad, la geometría de la sección tipo y de los contornos de la obra, juegan un papel decisivo en su correcto funcionamiento.

La estabilidad de tipo dinámico, en aquellos casos en los que la sismicidad del emplazamiento sea de tener en cuenta, si bien la mayor parte de las veces esta sollicitación se transforma en otra de tipo estático equivalente, en casos especiales o importantes; es preciso efectuar un análisis verdaderamente dinámico del comportamiento de la obra.

1.4.1 Asentamientos en terraplenes de cortinas de presas de tierra.

De los asientos experimentados a lo largo de la vertical del eje de algunas presas, al fin de la construcción, o poco después de terminada, en la mayoría de los casos el máximo movimiento corresponde a un punto situado algo por debajo del centro.

La compresibilidad de la cimentación es factor esencial en los movimientos de una presa en su totalidad, especialmente en la corona. Presas construidas en cimentaciones comprensibles han sufrido agrietamientos y desbordamientos.

El asentamiento en masas de suelo depende de la forma en que se resuelvan los incrementos de tensiones por carga impuesta, el modelo del comportamiento del suelo, y el espesor de capa del suelo, hasta donde ocurran incrementos de tensiones que reduzcan el volumen de la capa del terreno, lo que se conoce como potencia activa. Con estos elementos se formulan los métodos de cálculos semianalíticos que aparecen en los libros de Mecánica de Suelos, para cuantificar el asiento que ocurre en la masa de suelo, dependiendo de las características deformacionales de los suelos que intervienen en el problema.

Existen dos tipos de asentamientos debido a la consolidación: por consolidación primaria y por consolidación secundaria. En esta investigación calcularemos los

asentamientos por los métodos que aparecen en los libros de la Mecánica de Suelos por consolidación primaria, que es cuando existe una carga sobre el suelo y la reducción de volumen se debe a la expulsión del agua, fenómeno en el que se transfiere la carga soportada por el agua a las partículas de suelo, esta es la consolidación propiamente dicha, la cual sucede en su mayoría aproximadamente en los primeros cinco años donde ocurren los mayores asentamientos, además de los asentamientos por consolidación secundaria, que se produce por reajuste de las partículas, luego de que las cargas están soportadas solamente por la masa de suelo, al ver ocurrido la expulsión del agua en el anterior ciclo, por lo que se da en mayor grado en las arcillas de menor espesor de capas; estos no son objetivos de este trabajo. Además los métodos para calcular estos asentamientos serán el de Sumatoria de Capas de la Norma Cubana para un tiempo infinito y el diferido en un tiempo menor que infinito por el método de Airapetian. En arcillas donde el coeficiente de permeabilidad es bajo, la consolidación ocurre en un tiempo mayor que en los suelos arenosos, al demorar más el agua de los espacios de vacíos en salir, debido a su impermeabilidad, período donde ocurre la consolidación primaria mencionada anteriormente.

1) Método de Sumatoria de Capas:

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{6} \cdot (\varepsilon_{is} + 4\varepsilon_{ic} + \varepsilon_{ii}) \quad (1)$$

$$\varepsilon_i = \frac{\sigma'_{zp}}{E_o} \quad (2)$$

donde:

n cantidad de estratos en la profundidad activa.

H_i espesor del estrato i .

ε_{is} deformación unitaria vertical en el punto de la frontera superior del estrato i en el eje vertical donde se calculará el asiento.

ε_{ic} deformación unitaria vertical en el punto central del estrato i en el eje vertical donde se determinará el asiento.

ε_{ii} deformación unitaria vertical en el punto de la frontera inferior del estrato i en el eje vertical donde se calculará el asiento.

E_0 módulo de deformación del suelo.

σ'_{zp} incremento de la presión efectiva vertical en el punto de la masa del suelo donde se determinará el asiento, producto de las cargas impuestas.

S asentamiento total de cada capa.

Finalmente el asentamiento total (S_t) para un grado de consolidación (U) de un cien por ciento de consolidación primaria, con un tiempo de infinito ($U = 100 \%, t = \infty$), se calcula por la suma de los asentamientos de la cortina y de la base ($S_t = S_{\text{cortina}} + S_{\text{cimentación}}$).

Para el cálculo del asiento diferido en el tiempo, es decir para un tiempo menor que el cien por ciento de consolidación primaria se aplica la fórmula dada por Airapetian.

2) Método de Airapetian.

$$S_T = S_{abs}(1 - e^{-\rho t}) \quad (3)$$

Donde:

ST: Asiento en el tiempo en cm.

Sabs: Asiento total absoluto en cm.

e: Base de logaritmo neperiano.

t: Tiempo del asiento en años.

ρ : Coeficiente que depende de la potencia de la capa deformable H y el ancho de la base del núcleo.

Para $H/B \leq 0.5$ ----- $\rho = 0.8$

Para $H/B > 1.0$ ----- $\rho = 0.6$

Para valores intermedios se da un gráfico que aparece en el SNIP II.B-3-62.

3) Método de los Elementos Finitos.

También se utilizará para el cálculo de los asentamientos el MEF, que constituye el más aplicado en Geotecnia; además es de muy fácil comprensión para los técnicos, resultando un método obvio y simple.

A nivel conceptual, el MEF consiste en la descomposición de un medio físico continuo en un número discreto de partes o elementos que se hallan conectados entre sí por un número discreto de puntos denominados nodos. Los movimientos de estos constituyen las incógnitas fundamentales de cada problema. Dentro de cada elemento caracterizado por la región de Gauss (nodo gaussiano), los

movimientos de cualquier punto se obtienen a partir de los movimientos de los nodos del elemento (Mesa 2017).

Conocido el movimiento de un punto dentro del elemento se establecen las condiciones de equilibrio y compatibilidad, y dadas las relaciones constitutivas de los materiales, pueden obtenerse las variables de respuesta en cualquier punto del elemento .

Al emplear el MEF en la solución de los problemas de determinación de los desplazamientos, tensiones y deformaciones de un suelo, se pueden emplear diversos modelos constitutivos, ya sean elásticos, plásticos, elasto-plásticos, anisotrópicos, hiperbólicos, de estado crítico, etc., así como también pueden emplearse modelos con suelos homogéneos y heterogéneos.

La ventaja fundamental que se presenta al emplear los métodos numéricos como el MEF es la rapidez con que se obtienen las soluciones una vez que el modelo se ha representado correctamente.

El software Geo-Studio es una herramienta de propósito específico, que tiene implementada en su programación la solución del método de los elementos finitos para la resolución de las ecuaciones en la obtención de los estados tenso-deformacionales de obras de tierra.

De los sub - módulos que presenta el software para los diferentes fenómenos que se presentan en obras de tierra el SIGMA/W es la aplicación más usada y la que obtiene el estado tenso - deformacional causado por obras de tierra como cimientos y terraplenes. Este sub-módulo presenta la posibilidad de simular la construcción o excavación por etapas, conectando o desconectando los análisis en diferentes intervalos de tiempo así como la simulación de diferentes condiciones de contorno en un intervalo de tiempo.

De los diversos modelos constitutivos que presenta el software según Mesa, 2017, el utilizado en nuestro trabajo es el lineal elástico, además de escoger el cuerpo de la cortina de material homogéneo para tener una uniformidad del trabajo en relación con el esquema simplificado que se utiliza en el método Sumatoria de Capas y función constante.

Estos son los pasos para el cálculo y obtención del modelo numérico tenso - deformacional, implementando del software Geo-Studio 2007 en el sub – módulo SIGMA/W:

1. Introducir los condicionantes geométricos a través de la definición de regiones de materiales y/o contornos.
2. Seleccionar las propiedades de los materiales y el modelo constitutivo del terreno, para que el programa modele el comportamiento de los suelos.
3. Identificar y seleccionar las condiciones de contorno del problema para el estudio del comportamiento del modelo, además de la parametrización del terreno es necesario definir las propiedades de los contornos del modelo. En cuanto a la modelización de cargas se escoge el peso propio que se genera por la fuerza de gravedad, para el estado de carga: Final de Construcción de dos formas: la primera es simulando el proceso constructivo del terraplén, donde se introducen las tensiones iniciales de cada capa al indicar dependencia en cada colocación de capas constructivas, ya que el estado tenso-deformacional varía al imponer el peso de una capa encima de la otra y la segunda variante consiste en la modelación del terraplén como una masa de suelo única que actúa sobre la cimentación, como primera aproximación en la determinación del estado tenso - deformacional. Los vínculos o apoyos que se utilizaron fueron simples apoyos verticales y horizontales, restringiendo en los laterales los movimientos lineales en el eje x y en la profundidad los movimientos lineales en el eje x e y, para que los desplazamientos lineales sean nulos en los extremos.

1.5 Clasificación de las fallas significativas en presas de tierra.

A nivel mundial las principales fallas ocurren por desbordamiento de la corona, por erosión interna (tubificación) o sifonamiento y deslizamientos de taludes.

Cuba a pesar de solo poseer una extensión territorial de 110860 km^2 cuenta con una gran cantidad de presas: 238 de materiales sueltos, de un total de 242 que existen en el país.

La siguiente clasificación comprende a las llamadas grandes presas con altura de la cortina entre 5 y 15 metros o mayor de 15 metros, en Cuba.

Tabla 1. Tipo de fallas graves o catastróficas en presas de materiales locales según el orden de ocurrencia. (Armas, 2002).

A. Rebase de la cortina	B. Sifonamiento mecánico
C. Agrietamiento transversal	D. Deslizamiento del talud aguas abajo
E. Sismos	F. Licuación
G. Pérdidas por filtración	

Las fallas catastróficas tienen como causa: la ruptura de la cortina bajo el empuje de agua, o el rebase del agua sobre la cortina en avenidas extraordinarias; en el primer caso se produce naturalmente una ola cuyos efectos aguas abajo son fáciles de adivinar; en el segundo caso suele producirse la destrucción total o casi total de la estructura.

Estas fallas por desbordamiento de la cortina pueden ser producto a la no capacidad del aliviadero de aliviar escorrentías extraordinarias y a los asentamientos de la cimentación y el terraplén, la primera ha ido reduciéndose los últimos años debido al desarrollo de la Hidrología como ciencia y en Cuba actualmente es casi nula, la segunda tiene como ejemplo clásico en nuestro país a la presa Abreus.

Estas son las fallas existentes en presas de materiales sueltos:

- Las fallas por sifonamiento se producen cuando una fuga de agua concentra y erosiona el suelo progresivamente hasta formar un conducto que une al embalse con el pie del talud aguas abajo. En Cuba se produjo, en 1993, el fallo catastrófico total por sifonamiento de la presa Las Cabreras en Guáimaro, provincia de Camagüey, único catastrófico registrado en Cuba debido a la presencia de arcillas dispersas en la cimentación y en el terraplén.

Erosión interna: Se genera al crearse gradientes hidráulicos elevados en materiales erosionables. (González de Vallejo, et al., 2002)

- Las fallas por agrietamiento se origina cuando la deformación de la cortina produce zonas de tracción, que aparecen por asentamiento diferencial de la masa de suelo, sea por deformación del propio cuerpo del terraplén o del terreno de cimentación.

El ingeniero puede encontrar diversas variedades de grietas, ya que el terreno, por lo antes mencionado se puede deformar de muchas formas. Las grietas más peligrosas son las que ocurren transversalmente al eje de la cortina, debido a los asentamientos diferenciales. Las grietas longitudinales suelen ocurrir cuando los taludes de las presas se asientan más que su núcleo impermeable de material bien compactado y espaldones pesados de enrocamiento.

- Las fallas por deslizamientos de taludes es la más estudiada de todas, por los diversos métodos de estudio existentes hoy en día se dice que con el correcto diseño y construcción de la presa, la ocurrencia de esta falla es casi nula.

Existen tres tipos de fallas por deslizamiento:

- 1) Falla durante la construcción.
- 2) Falla durante la operación.
- 3) Falla después de un vaciado rápido

Durante la operación o explotación de la presa es cuando se han producido fallas en Cuba, tal es el caso de la presa Zaza, Sancti Spíritus y la Herradura, Pinar del Río y ninguna ha sido catastrófica.

- Las fallas por sismo pueden causar diferentes daños como: grietas, deslizamientos, asentamientos, licuación, entre otros. Comúnmente los sismos causan más daños a edificios que a presas. En Cuba no se han reportado casi daños por temblores a presas de tierra, si bien es cierto que no han sido de mucha intensidad.

- Las fallas por licuación están asociadas a limos y arcillas no plásticas, lo que conduce a un derrame de estos en grandes áreas. Por lo que los finos no cohesivos, de estructura suelta y saturados son los materiales más susceptibles, tanto en el terreno de la cortina o de la cimentación.

- Las fallas por filtración van en contra del objetivo principal de las presas que es almacenar agua, lo que constituye una falla grave, pero no catastrófica, ya que se produce una pérdida de agua solamente por infiltración en el vaso, en el cuerpo de la cortina o de la cimentación. Ejemplo de esto la presa de Cuatro Caminos en La Lisa, municipio de Ciudad de La Habana, la cual no llegó a almacenar agua, sino que se infiltraba por la cimentación de roca cársica.

Estudios más recientes indican que las principales fallas en presas de materiales sueltos a nivel internacional en orden de mayor a menor ocurrencia son: sifonamiento, rebase de la cortina, deslizamiento de talud, agrietamiento, sismo

y filtraciones. Por lo que se demuestra la variabilidad del orden de ocurrencia de las fallas a través del tiempo.

En Cuba el comportamiento del orden de ocurrencia de fallas en presas de materiales sueltos también ha variado recientemente y difiere un poco con respecto al mundo, siendo de mayor a menor: deslizamiento de taludes, rebase de la cortina, sifonamiento, filtraciones y agrietamiento; las fallas por sismo y licuación son casi nulas.

Ante la posibilidad de ocurrencia de los diferentes tipos de falla en un proyecto específico, el proyectista y el constructor deberán tener en cuenta las medidas que garanticen evitar las mismas, según el siguiente orden de prioridad:

Agrietamiento.

Sifonamiento mecánico.

Deslizamiento de taludes.

Pérdidas por filtración.

Temblores.

Rebase de la cortina.

Licuación.

Las siguientes imágenes muestran algunas de las fallas ocurridas en Cuba por las distintas causas.



Figura 3. Ruptura de la cortina de la Presa Las Cabrerias.



Figura 4. Caverna provocada por el sifonamiento de los suelos dispersivos en la Presa Las Cabrerías.



Figura 5. Sifonamiento del aliviadero de la Presa Paso Viejo.



Figura 6. Deslizamiento del talud aguas abajo, Presa Amistad Cubano-Búlgara.



Figura 7. Deslizamiento del talud aguas abajo de la Presa Lebrije (Foto tomada el 14 de junio de 2002).



Figura 8. Deslizamiento del talud seco, Presa Herradura (1988).



Figura 9 Agrietamiento longitudinal, Presa Alacranes.

En la revisión de la bibliografía se observó que en los (SCT) de Cuba, la instrumentación más utilizada es la que cuenta con una red piezométrica, red de medición de deformaciones y red de medición de las filtraciones (red hidrométrica) y que a pesar de no contar con sistemas modernos de mediciones, el estado de la mayoría de las presas existentes es bueno, ya que estas fueron diseñadas y construidas eficientemente con ayuda del Campo Socialista; ejemplo países como: Rusia y Bulgaria.

Países de mayor presupuesto, ejemplo: España y México, presentan un sofisticado sistema de instrumentación, capaces de medir cualquier tipo de variación en las obras, los cuales cuentan con equipos modernos digitales precisos en las mediciones correspondientes; además de los instrumentos mencionados anteriormente.

CAPÍTULO 2. Análisis del comportamiento de la presa Manicaragua, según el estudio de las mediciones del Sistema de Control Técnico (SCT) y los métodos de cálculo utilizados.

En este capítulo se hace un estudio de las mediciones geodésicas y a partir de estas se calculan los asentamientos reales medidos y se comparan con los calculados por los distintos métodos existentes, ya que según el Trabajo de Diploma de Delgado, 2003 en Marengo, 1996, la presa en cuestión presenta un alto riesgo de fallo al estar entre los 15 y 30 metros de altura.

En el procesamiento de los datos de los ciclos de mediciones se han confeccionado hojas de cálculo de Excel, para la línea "A" y línea "B" mostrando los valores de estos resultados, obtenidos de los ciclos de mediciones realizados por el personal de Geocuba de la provincia de Villa Clara, las cuales se pueden ver en los anexos; anexo 1, tabla 1, 2, 3, 4 y 5.

2.1 Parámetros de la presa Manicaragua.

Según la Ficha Técnica de la presa, esta tiene en el cierre las coordenadas: Norte: 258.33, Este: 607.39, se comenzó a construir en el año 1970, se terminó en 1972 y se comenzó a explotar en ese mismo año. El río que la represa es el Arimao y la cuenca presenta el mismo nombre, en una zona geográfica conocida como el Negrito.

El acceso a la presa es a 2 km de Manicaragua por la Carretera de Guinía de Miranda, 1 km a la derecha por terraplén.

Es una presa de categoría II, el objetivo de su construcción fue para abasto a la población, riego y generación de energía.

- **Características del embalse:**

El embalse presenta una capacidad de 4.4 hm³ con un volumen útil de 3.54 hm³ para el nivel de aguas normales (NAN) de 155.87 m, un volumen de entrega garantizada de 4.15 hm³. El nivel de aguas máximas (NAM) es de 158.80 m, con un volumen total de 8,0 hm³, su nivel de volumen muerto (NVM) es 147.70 m, con un volumen muerto (VM) igual a 0.86 hm³.

La obra tiene un área inundada para el (NAN) de 90.0 ha y un área de la cuenca de 30.0 km², la longitud del río principal es de 8.6 km. La cortina principal es de tipo mixta, de material gravoso (suelo rocoso de granodioritas muy fracturadas y

granodioritas macizas y fuertes) en los espaldones y núcleo de arcilla (arcilla arenosa, arena arcillosa, arena aluvial), además cuenta con filtros de prisma de drenaje, lo que podemos observar en la figura 9.

La cota de corona es de 160.0 m y la cota de base (cauce) 134.6 m, un ancho de la corona igual a 6.0 m, una longitud de 1057.0 m, el ancho de base máximo de 130 m y altura máxima (por el antiguo cauce del río) de 25.4 m, altura del agua tiene unos 21.3 m, en la base posee un dentellón de arcilla y de drenaje se colocó un prisma de rajón, como se muestra en la figura 10, que aparece a continuación. Se realizó el perfil por todo el estacionado, cada 20 m para la ejecución de las secciones transversales.

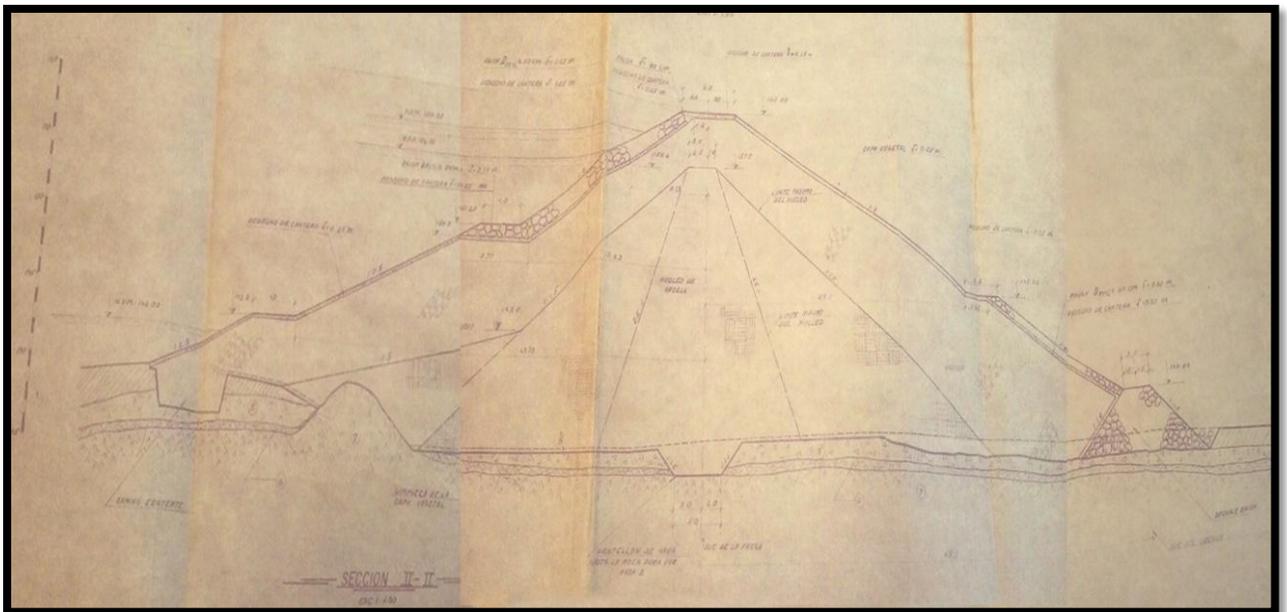


Figura 10. Esquema de la máxima sección transversal.

El revestimiento del talud mojado es de desecho de cantera y rajón, la pendiente de este en la zona del (cauce del río) del pie del talud a la primera berma y de esta a la segunda berma es de 1:2.5 y de 1:2 de esta segunda berma a la corona y por toda la otra parte de la cortina.

El talud seco presenta un revestimiento (del pie del talud a la berma) de desecho de cantera y (de la berma a la corona) de capa vegetal, con una pendiente de 1:2 por toda la sección de la cortina, lo cual podemos ver representado anteriormente en la figura 10, en la siguiente vista en planta, que se refiere a la figura 11 donde se identifica la zona de máxima altura que es por donde pasaba el cauce del río y en la figura 1 del anexo 2.

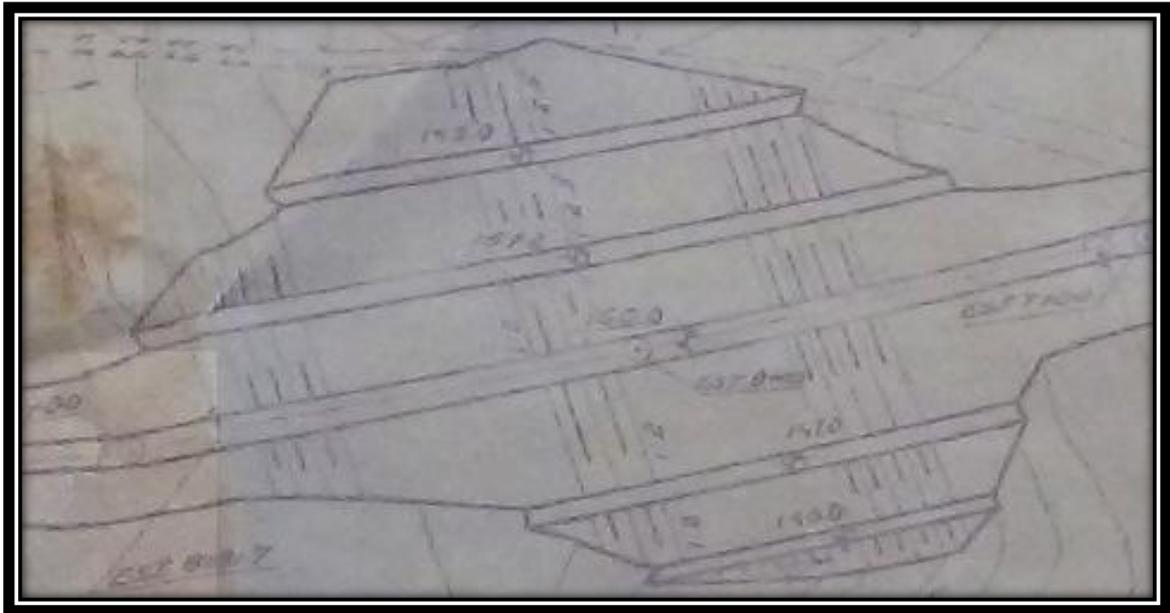


Figura 11. Vista en planta de la cortina en la máxima sección.

El aliviadero tiene una capacidad de vertimiento igual a un caudal (Q) de $345 \text{ m}^3/\text{s}$ para una probabilidad de diseño (P) de 1% y $Q=435 \text{ m}^3/\text{s}$ para $P=0,5\%$. La obra tuvo un costo real de $1,321 \times 10^6$ \$.

Tabla 2. Algunas características de la obra, cuenca y embalse.

No	Denominación	UM	Cantidad
1	Escurrimiento Medio Anual	10^6 m^3	12.0
2	Gasto de Avenida del 1.0%	m^3/s	540
3	Volumen de Avenida del 1.0%	hm^3	8.1
4	Gasto de entrega de la Obra de Toma	m^3/s	0.1 de abasto
			1.0 para riego
5	Coeficiente de Regulación Anual		0.7
6	Terraplén de Arcilla	10^3 m^3	141.0
7	Terraplén de Rocoso	10^3 m^3	88.0
8	Excavación	10^3 m^3	361
9	Desecho de cantera	10^3 m^3	8.8
10	Rajón de Volteo	10^3 m^3	13.6
11	Revestimiento de capa vegetal	10^3 m^3	3.8
12	Hormigón	m^3	729.4

2.2 Geología de la presa Manicaragua.

- Características ingeniero-geológicas de la " Presa Manicaragua."

El embalse posee una forma ramificada inundando así los valles de los afluentes cercanos. Posee condiciones geológicas favorables, en cauce del río y en las bases de las pendientes están presentes salientes de rocas madres (capa 7) los cuales en algunos sitios se encuentran cubiertas por un material areno-gravoso, aluvial de potencia insignificante, los bordes están constituidos por rocoso de grava-arcilla angulosa (capa 5) y por un material de arena muy arcillosa-arcilla muy arenosa deluvial-eluvial (capa 3 y 3A). En algunas zonas las pendientes están derrumbadas y en otras enyerbadas. Los suelos que yacen en la taza del embalse poseen una capacidad de filtración insignificante por lo cual puede no tomarse en cuenta al realizarse los cálculos.

El corte Ingeniero-Geológico por la base de la presa proyectada está representado por los siguientes suelos: capa vegetal en forma de material arcilloso muy arenoso y arenoso muy arcilloso el cual es himificado y está extendido por todo el lugar y la potencia es de 0,2 y 0,5 m.

Capa 2: Arcilla muy arenosa, pardo oscura, húmeda, compacta, contiene hidróxido de hierro. Por el número de plasticidad pertenece a las variedades medias y pesadas, contiene inclusiones de partículas de gravilla con una medida de 4 – 2 mm y de un material arenoso según el resultado se tiene interrelaciones y lentes de arena muy arcillosa y de arena principalmente, esto se observa en la margen izquierda del río Arimao, las arcillas muy arenosas están esparcidas por todo el lugar, su potencia se encuentra en los límites de 0.5 – 10.5 m .El coeficiente de filtración oscila de 0.02 a 0.04 m/día y la presión normativa sobre los suelos de la capa es de 2.2 kg/cm².

Capa 3A: Arenas de color pardo oscuro y pardo claro pulveriforme de granos finos y una densidad media, contiene una mezcla de materiales arcillosos y pluviformes, de constitución granulométrica que se caracteriza por los siguientes índices:

Grava 2 mm – 11.4%, arena 2.0 – 0.05 mm – 73.5%, polvo 0.05 mm – 9.81%, arcilla 0.005 mm - 5.18%. El ángulo de reposo de dicho suelo es de 33⁰ en estado seco y de 29⁰ en estado húmedo. El coeficiente de filtración es igual 0.5 – 1.5 m/día. La resistencia normativa de la arena de esta capa no es mayor de 2.0 kg/cm². Este suelo se encuentra en la margen izquierda.

Capa 4: Arena aluvial de color pardo y gris, es triable de una densidad media de grava polimixta y de granulosidad grande. El ángulo de reposo en estado

húmedo es de 33⁰ y en estado seco de 36⁰, el peso específico es de 2.68. Estas arenas yacen en el cauce del río Arimao en forma de pequeños bancos y lenguas de tierra.

En la zona de intersección del río con la presa la arena está cubierta de una capa vegetal de una potencia igual a 0.5 m, la potencia de la capa aguas arriba de la presa es de 1.0 – 1.5 m.

Capa 5: Suelo rocoso de granodioritas, el cual es producto de la meteorización de las rocas madres de las cuales conserva la estructura y textura si se encuentra en estado natural, sin embargo bajo acción mecánica se desmorona. El coeficiente de filtración del rocoso varía en los límites de 0.35 a 2.3 m/día en la zona de construcción de la presa, este subyace totalmente bajo las capas 2 y 3 con la excepción del fondo del cauce del río donde no se encuentra rocoso.

En la margen derecha del río la profundidad del yacimiento del rocoso es de 0.8 – 0.5 m y la potencia es de 2.2 – 7.2 m.

En la margen izquierda la profundidad varía de 1.0 – 8.5 m y la potencia de 7.0 – 15.5 m.

Capa 6: Eluvión de rocas madres representando por granodioritas muy fracturadas, las grietas de la meteorización están llenas de un material arenoso, están difundidas a una profundidad de 0.7 – 2.0 m.

El coeficiente de filtración es igual a 0.3 – 0.7 m/día. Esta capa representa las superficies de las rocas madres y es una variedad de transmisión entre el suelo rocoso y las granodioritas duras de suelos eluviales, está esparcidas por todo el cierre de la presa.

En la margen izquierda la profundidad de su yacimiento es de 14.0 – 15.6 m y en la derecha 6.0 – 10.0 m la potencia es igual a 0.7 – 2.0 m.

Capa 7: Suelo firme representado por la granodiorita de color gris claro, de granos medios, macizos y fuertes. En la parte superior se observan fisuras muy delgadas, el coeficiente de filtración es de 0.005 – 0.007 m/día resistencia temporal a la compresión de igual a 546 kg/cm².

El techo de las rocas madres en la zona de construcción de la presa así como en todo el territorio donde está extendido el macizo intrusivo, yacen en cotas diferentes, en la margen derecha de la profundidad del techo es de 7.4 – 12.0 m, en la margen izquierda es de 15.0 – 16.0 m, en el cauce y pendiente derecha del río se observan salientes de suelos rocosos.

En la margen derecha se encontró una formación de vetas portiritas caursíteras de un color negro-grisáceo fuerte, macizas de acuerdo con su solidez.

Las aguas freáticas en la zona de la obra de la presa convergen hacia una zona fracturada de granodioritas, las precipitaciones atmosféricas son la fuente de alimentación, las cuales en general se acumulan en la base del espesor de la capa 5 y en las granodioritas muy fracturadas.

En la margen izquierda ellas yacen en las cotas 135.1 – 147.4 m, en la margen derecha en las cotas 144.0 – 147.5 m.

En el siguiente esquema se muestra un perfil ingeniero - geológico de la sección máxima del terraplén de la cortina, de la estación 7 + 00 hasta la 9 + 00, en la figura 2 del anexo 2 se muestra toda la totalidad del perfil de la cortina.

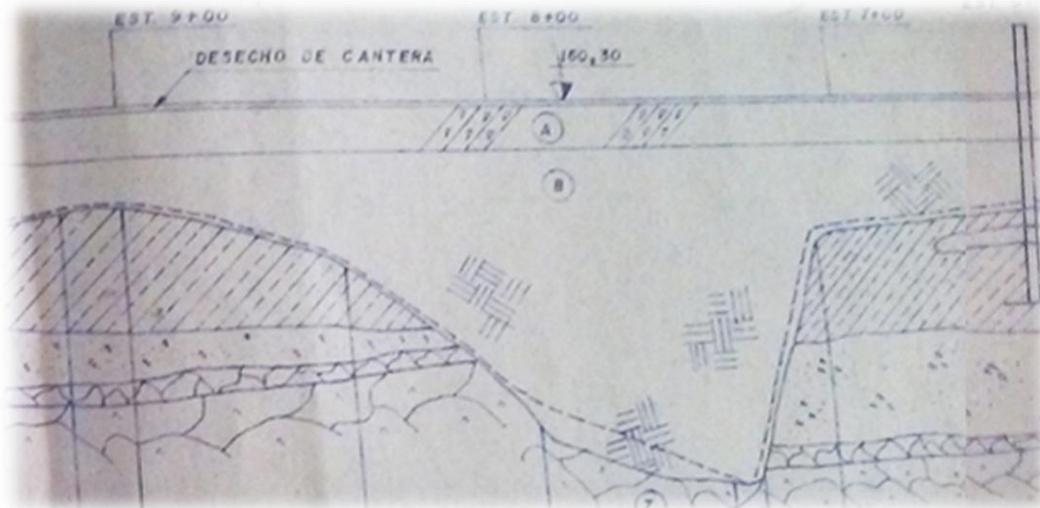


Figura 12. Esquema Perfil ingeniero – geológico en la sección máxima de la cortina.

Capa A: Espaldones Capa B: Núcleo Capa 7: Estrato Cimiento.

Tipos de suelos de la región:

En los límites de la región donde se desarrolla la investigación existen las rocas intrusivas de la construcción granitoide las cuales son una parte constituyente de la terminación sur-oeste de la gran intrusión conocida dentro de la geología como macizo intrusivo Escambray, el cual se extiende en una dirección casi longitudinal y en varias decenas de kilómetros. El macizo intrusivo está representado por granodioritas de la edad cenoviana. Las granodioritas en la parte superior están cubiertas por una capa fiable de depósitos aluviales y

eluviales representados por suelos arenosos-gravosos, arena muy arcillosa y arcilla muy arenosa de diferentes potencias.

En esta investigación no se cuenta con los estudios ingeniero – geológico de las propiedades físicas y mecánicas del suelo, por lo que se realiza un análisis de tablas en las bibliografías correspondientes de una forma intuitiva, aproximando los parámetros de los suelos según sus descripciones y características y se aceptan los siguientes datos:

Suelo del núcleo de la cortina: $\gamma_f=20 \text{ kN/m}^3$, $E=18000 \text{ kPa}$, suelo de los espaldones de la cortina: $\gamma_f=19 \text{ kN/m}^3$, $E=10^5 \text{ kPa}$, suelo de la base: $\gamma_f=23 \text{ kN/m}^3$, $E=10^7 \text{ kPa}$, suelo ponderado en la cortina: $\gamma_f=19.5 \text{ kN/m}^3$, $E=61000 \text{ kPa}$, (Delgado, Bonilla, 2008).

2.3 Sistema de Control Técnico (SCT).

La obra cuenta con 22 piezómetros de diseño e instaladas solo 9, (de los cuales solo funcionan el 4, 6, 7 y 9, los piezómetros 4, 6, 7 están en el núcleo y el 9 en la base), los demás están obstruidos, además el 6 no funciona correctamente según las pruebas de sensibilidad y el cuatro da lecturas por encima de la (LCS), según el último (SCT) registrado. En la figura 3 del anexo 2, se muestra el diseño del (SCT), donde se observa una vista en planta con la ubicación de estos a lo largo de la cortina.

Estos piezómetros se colocaron luego de la construcción de la obra en el año 1985, realizándose varias calas para su colocación; ese mismo año se comenzaron a medir. Los estudios de los piezómetros se llevan a cabo para ver la distribución y comportamiento de la superficie de depresión (LCS) y de su influencia sobre la seguridad ingenieril y la explotación normal de la presa, ya que a su vez nos dan información sobre la eficacia de la red de drenaje dentro de la presa.

La cortina cuenta para control de asentamientos con 31 marcas topográficas superficiales instaladas de las 32 de diseño, 13 de ellas en la corona (línea A), donde se encuentran en el antiguo cauce del río las marcas: MS-18, MS-21 y MS-24 cuyos datos se observan en la tabla 2 y tabla 1 y 2 del anexo 1, 19 marcas en la berma (línea B) donde coinciden en la misma sección de la (línea A) las

marcas MS-19, MS-22 y MS-25, que se reflejan en los anexos: tabla 3 del anexo 1, estas están colocadas en la berma del talud seco (aguas abajo), de las cuales 1 no está activa y no contamos con los datos de 2. En la figura 13 se muestra una vista en planta del diseño del (SCT), donde se puede ver la ubicación de todas las marcas superficiales ubicadas en el antiguo cauce, el resto aparecen en los anexos; en la figura 3 del anexo 2. Estas marcas se comenzaron a medir en 1990 por disímiles motivos y posteriormente se hicieron las mediciones en las mismas fechas tanto en la corona como en la berma. En investigaciones realizadas de los informes hechos por Geocuba se obtuvo 5 ciclos de mediciones con las cotas correspondientes a cada marca, y un resumen de los asentamientos verticales comprendidos a 18 ciclos de mediciones en la corona, las cuales se integran para dar el asentamiento medio y 18 ciclos de medición en la berma, los cuales también dan un asentamiento medio. Las mediciones realizadas por Geocuba se hicieron con un rango de error medio cuadrático permisible de determinación (desviación estándar) de ± 2 mm y se tomó como convenio los asentamientos hacia abajo con signo negativo y hacia arriba positivo. En este capítulo es objetivo principal de estudio la marca superficial MS-21 por estar dentro de la sección de mayor altura de corona y ser aquí donde ocurren generalmente los mayores asentamientos en las presas de tierra y sus datos se ubican en la tabla 3 y tabla 4.

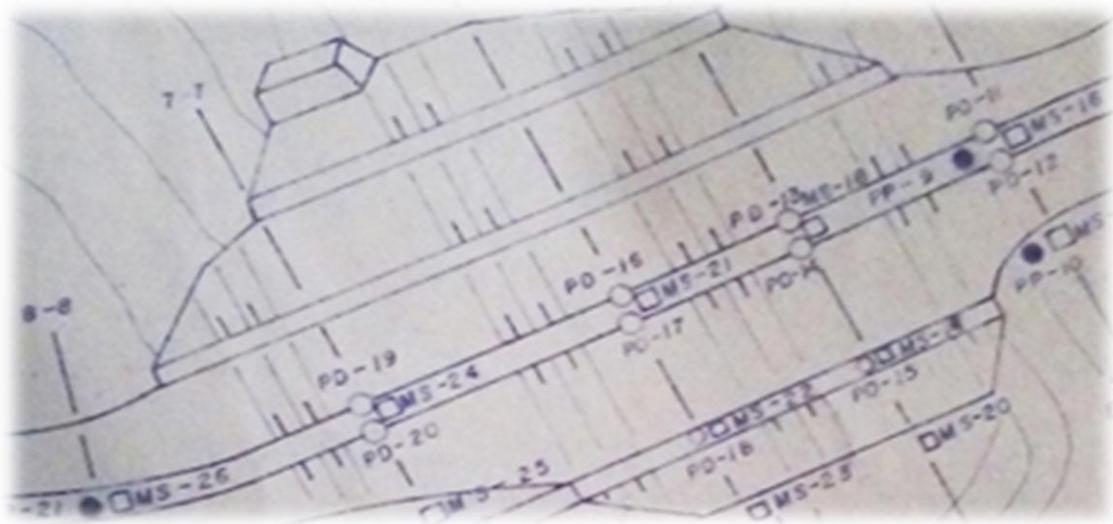


Figura 13. Vista en planta del diseño del (SCT) de las marcas en el cauce del río.

2.3.1 Análisis de resultados del (SCT).

Tabla 2. Cotas de las marcas en la corona localizadas en el antiguo cauce del río para cinco ciclos de mediciones.

Marcas	MS-18	MS-21	MS-24	Cota Corona
Ciclos -(Fechas)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1- 01/01/1990	160356.70	160391.70	160376.80	160000.00
18- 11/12/2013	160347.30	160383.70	160369.40	160000.00
19- 16/09/2015	160346.29	160383.03	160368.69	160000.00
20- 16/02/2017	160347.30	160384.20	160369.50	160000.00
21- 20/02/2019	160345.56	160382.18	160367.88	160000.00

Los asentamientos absolutos para las mediciones de las marcas MS-18, MS-21 y MS-24, según el último ciclo de medición con respecto al primero, se obtienen a continuación.

Tabla 3. Asentamientos absolutos.

Marca	MS-18	MS-21	MS-24
Ciclos-(años)	Cotas(mm)	Cotas(mm)	Cotas(mm)
1- 01/01/1990	160356.70	160391.70	160376.80
21- 20/02/2019	160345.56	160382.18	160367.88
Diferencia	-11.14	-9.52	-8.92

Los asentamientos según las mediciones se calcularon mediante las siguientes fórmulas:

$$S_i = H_{i(n)} - H_{i(0)} \quad (4)$$

donde

S_i es el asentamiento absoluto de una parte aislada del cimiento o terraplén (mm).

$H_{i(n)}$ es la altura del punto i en el ciclo de observación n (mm).

$H_{i(0)}$ es la altura del punto i en el ciclo de observación inicial o cero (mm).

Asentamiento medio del terraplén o cimiento (S_{medio})

$$S_{med} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i}{n} \quad (5)$$

donde

S_{medio} es el asentamiento medio del terraplén o cimiento (mm).

$\sum_{i=1}^n S_i$ es la sumatoria de los asentamientos desde el primero hasta el último.

(n) punto del terraplén o cimiento (mm).

n es la cantidad de puntos del terraplén o cimiento.

Velocidad del asentamiento

$$S_{veloc} = \frac{S}{t} \quad \text{donde} \quad (6)$$

S_{veloc} es la velocidad del asentamiento (mm/intervalo de tiempo aceptado).

S es el asentamiento del punto i (mm).

t es el intervalo de tiempo aceptado: día, semana, mes, trimestre, etc.

Tabla 4. Velocidad de los asentamientos para la marca MS-21.

Marca		MS-21	
Ciclos(Números)	Tiempo (meses)	Asent. (mm)	Veloc. (mm/meses)
1	0	0.0	0.000
2	3.4	0.0	0.000
3	7.633	0.6	0.079
4	12.633	0.4	0.032
5	16.633	-0.2	0.012
6	20.833	-0.3	0.014
7	24.733	-0.4	0.016
8	31.633	-0.7	0.022
9	35.866	-0.6	0.017
10	41.199	-0.1	0.002
11	48.532	0.0	0.000
12	76.932	-2.1	0.027
13	100.165	-2.1	0.020
14	119.798	-3.4	0.028
15	212.931	-6.3	0.03
16	239.931	-6.3	0.026
17	260.931	-9.5	0.036
18	286.931	-8.0	0.028

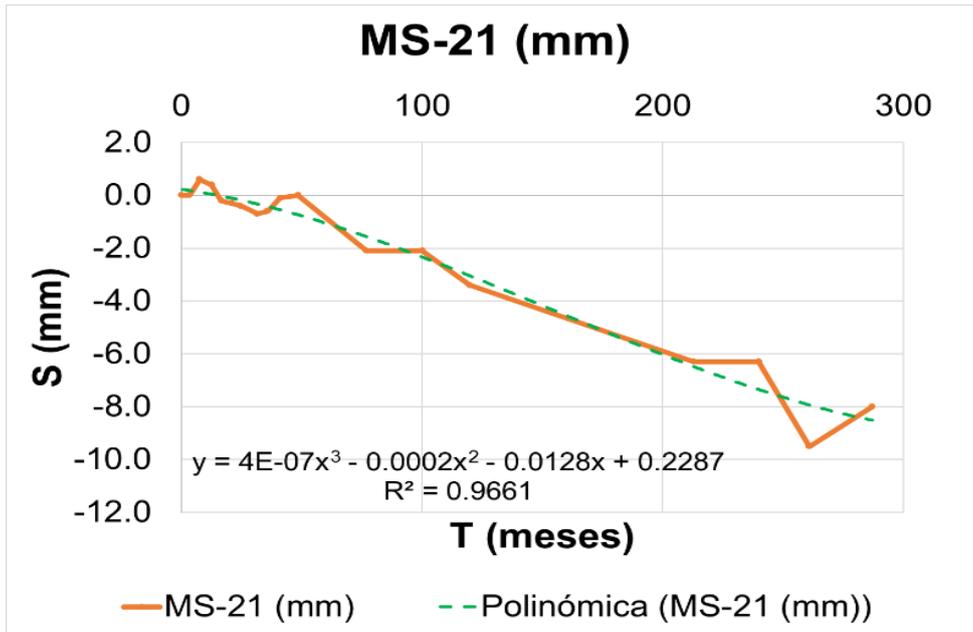


Figura 14. Gráfico de asentamientos de la marca MS-21 en 18 ciclos medidos.

Se realiza un ajuste de la curva del polinomio representado en la figura 14 anterior y se obtiene la siguiente ecuación: $MS-21 = 0.582 - 0.0321 \text{ Tiempo}$ con $S = 0.641611$ $R\text{-cuad.} = 96.2\%$ $R\text{-cuad.}(ajustado) = 95.9\%$

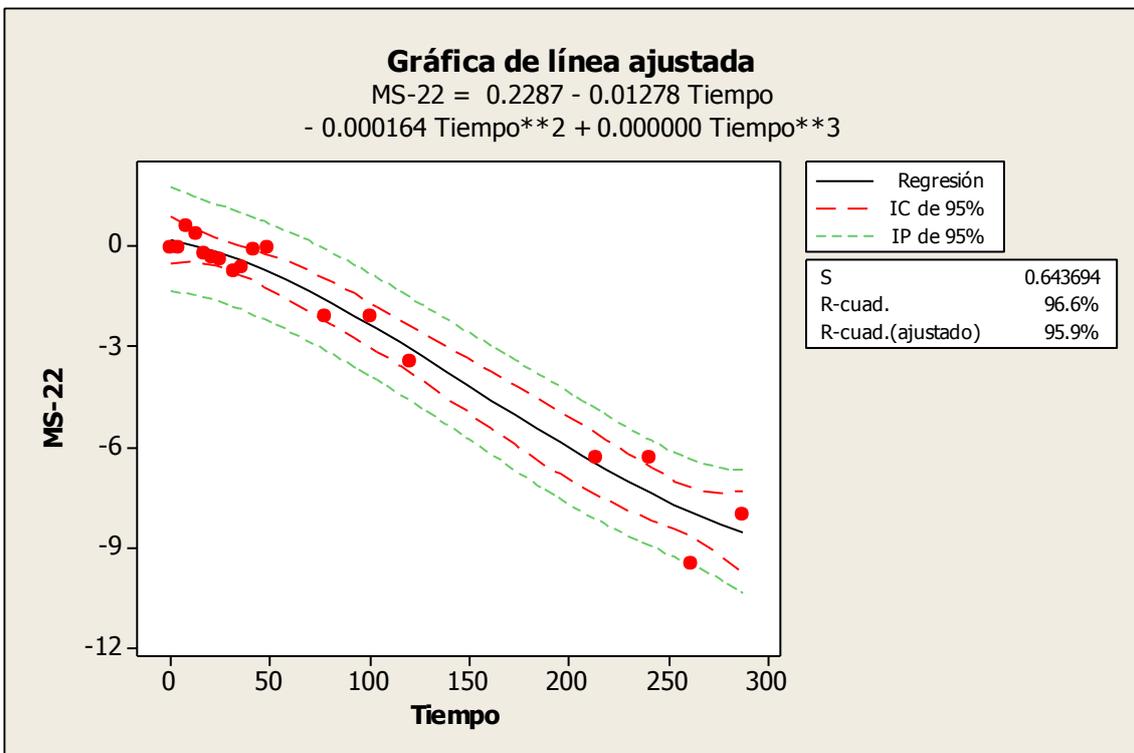


Figura 15. Gráfico de la curva ajustada, de asentamientos de la marca MS-21.

Para los desplazamientos horizontales se tienen 25 marcas topográficas superficiales, 12 en la corona y 13 en la berma, ambas con 18 ciclos de mediciones y se pueden consultar en el anexo 1, tablas 4 y 5 Las mediciones se realizaron con un error medio cuadrático permisible de determinación de ± 3 y se tomó como convenio los valores negativos hacia el talud aguas arriba y positivos hacia el talud aguas abajo.

Los desplazamientos horizontales se obtuvieron mediante:

$$\delta_{med} = \frac{\sum_{i=1}^n \delta_i}{n} \quad \text{donde} \quad (7)$$

δ_{medio} es el desplazamiento medio del terraplén o cimiento (mm).

$\sum_{i=1}^n \delta_i$ es la sumatoria de los desplazamientos desde el primero hasta el último.

(n) punto del terreno o cimiento (mm).

n es la cantidad de puntos del terreno o cimiento.

Además la presa Manicaragua cuenta con 3 equipos para control de filtraciones, de los cuatro que se estimaron en el diseño.

- Frecuencia de observaciones:

Se realizan diariamente las observaciones visuales a partes de tierra, semanal a estructuras de hormigón, diario a los hidromecanismos y mensual a partes metálicas.

Las observaciones de las mediciones de los piezómetros se llevan a cabo cada 5 días, para el control geodésico se realizan las mediciones de las marcas topográficas cada 2 años y las observaciones de la red hidrométrica para el control de las filtraciones se hace cada 5 días. Esto es lo expuesto en el diseño del (SCT), el cual no se cumple estrictamente en la práctica.

Tabla 5. Observaciones hidrológicas y de explotación.

Observación	Inicio Observaciones	Equipo o Instalación
Niveles de embalse	Noviembre/ 1973	Sección de escala
Control hidroquímico	Marzo/1973	Toma de muestra
Medición de extracciones	Enero/1974	Aforo estación de bombeo
Medición de filtraciones	Enero/ 1975	Vertedor 900
Medición de deformaciones en cortina	Febrero/ 1990	Red geodésica
Precipitaciones	Junio/ 1973	Pluviómetro Standard
Niveles piezométricos	Septiembre/ 1985	Red piezométrica

2.4 Comportamiento de la Cortina de la “Presa Manicaragua.”

2.4.1 Cálculo de los asentamientos absolutos.

Según el comportamiento de la cortina se realizan los cálculos de asentamientos por diferentes métodos para comprobar la magnitud de estos al compararlos con los registrados en las mediciones geodésicas.

Se utiliza para el cálculo del asentamiento absoluto los métodos de cálculos siguientes: Método de Sumatoria de Capas y Método de los Elementos Finitos. Para el análisis del asentamiento diferido en el tiempo se emplea el método de cálculo siguiente: Método de Airapetian.

Se aplica el Método de Sumatoria de Capas para el cálculo de los asentamientos en la cortina, donde estos son calculados para la sección de máxima altura, la cual corresponde a la sección del antiguo cauce del río, que se encuentra en la estación 8+05 donde aparece la marca superficial MS-21, a la que se le calcula el asentamiento real medido, que lo da la resta de la última medición geodésica menos la primera, resultados reflejados en la tabla 3. Para los asentamientos calculados nos apoyamos en un esquema general de cálculo, es decir una figura simétrica con material homogéneo de la máxima sección transversal para así tener facilidades de cálculo, en la cual se calcula el asentamiento en un punto por el eje de la sección desde la corona, el cual coincide con la marca mencionada anteriormente.

Este esquema de cálculo se puede observar en la figura 16, donde se simula el proceso constructivo de la cortina en capas de un espesor y número de capas según la altura de esta.

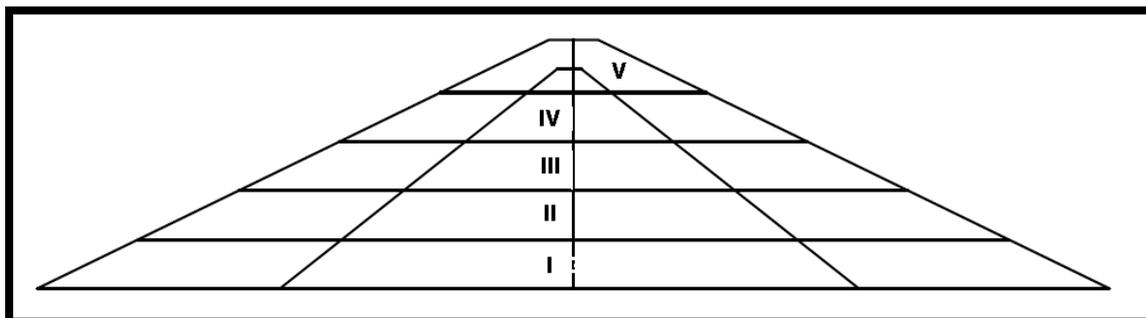


Figura 16. Esquema general usado en el cálculo de los Asentamientos de la presa Manicaragua.

A continuación se muestra un ejemplo con el procedimiento a seguir para el cálculo del asentamiento en el terraplén de la cortina con una distribución de presiones trapezoidal, para la Capa II. En general el cuerpo de la cortina se divide en cinco capas trapezoidales, primeramente calculamos las tensiones por peso propio y posteriormente el asiento por el método de sumatoria de capas, donde se toma como base o estrato deformable la Capa I y carga impuesta la Capa II, luego la base o estrato de formable son la Capa I y II y carga impuesta es la Capa III y así sucesivamente hasta la Capa V. Para cada etapa se determina el asiento del estrato deformable definido. En resumen la cortina presenta cuatro capas que actúan como carga impuesta: la II, III; IV y V, sus resultados se calculan en tablas Excel y se ilustran en la tabla 7. También la cortina presenta cuatro capas o estratos que se deforman: la I, II, III y IV.

A continuación se muestra una tabla con el resumen de los valores geométricos de las dimensiones de cada capa actuante como carga impuesta y a su vez como peso propio, también aparecen los valores de peso específico del suelo, correspondiente a la capa y los valores de tensiones por peso de cada estrato o capa, datos utilizados para el cálculo de la carga impuesta en los diferentes puntos de los cuatro estratos, resultados presentados en la tabla 7.

Tabla 6. Resumen de las cargas impuestas para 4 capas.

Carga	n (m)	m (m)	a (m)	b (m)	h (m)	γ (kN/m ³)	Pt(kN/m)	p(kN/m ²)
II	105.591	81.181	12.205	40.591	5.000	19.500	9105.135	97.500
III	81.181	56.772	12.205	28.386	5.000	19.500	6725.209	97.500
IV	56.772	32.362	12.205	16.181	5.000	19.500	4345.283	97.500
V	32.362	6.000	13.181	3.000	5.400	19.500	2019.759	105.300

Según Delgado, 2003 la distribución de tensiones por carga impuesta, debido al peso propio del terraplen en la cortina de una presa de tierra se asume del tipo distribuida trapezoidal y se calcula por la siguiente expresión y esquema:

$$\sigma'_{zp} = \frac{p'}{\pi \cdot a} [a(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3) + b(\alpha_1 + \alpha_3) + x(\alpha_1 - \alpha_3)] \quad (8)$$

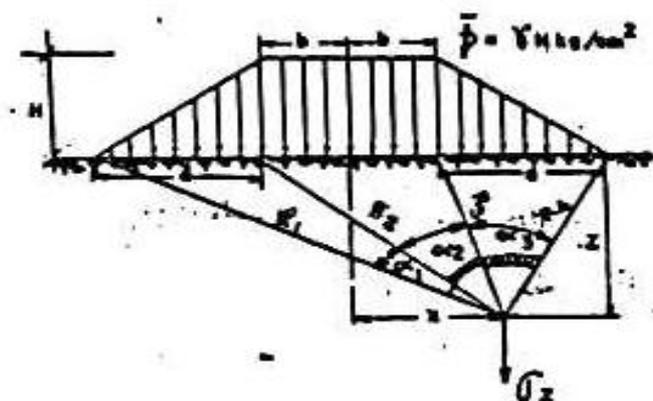


Figura 17. Distribución de tensiones por carga impuesta para terraplenes.

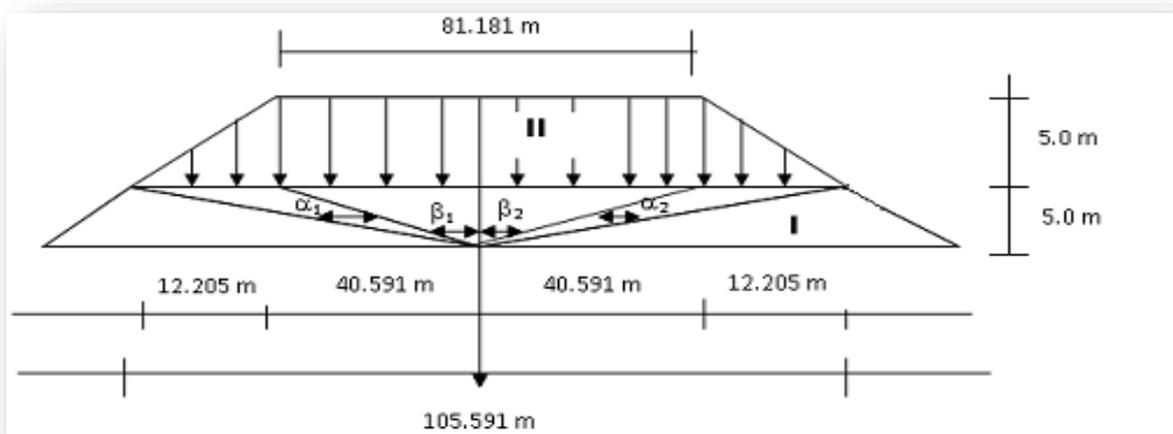


Figura 18. Esquema para el ejemplo de cálculo de asentamiento de la Capa II.

Según el esquema de cálculo representado para la Capa II anteriormente, la expresión (8) puede adoptar la forma de la fórmula (14), debido a la posición del punto analizado con respecto al eje transversal de la sección

Para la capa II.

- Se determina el valor de p.

$$P_t = p \left(\frac{1}{2} \right) * a + 2 * b * p + p \left(\frac{1}{2} \right) * a \quad (9)$$

$$P_t = p \left(\left(\frac{1}{2} \right) a + 2b + \frac{1}{2} a \right) \quad (10)$$

$$P_t = \left(\frac{n+m}{2} \right) * \gamma_{comp} * h \quad (11)$$

$$P_t = \left(\frac{105.591 + 81.181}{2} \right) * 19.5 * 5.0 = 9105.135 \text{ kN/m}^2$$

$$p = \left(\frac{P_t}{\left(\left(\frac{1}{2} \right) * a + 2 * b + \frac{1}{2} * a \right)} \right) = \left(\frac{9105.135}{\left(\left(\frac{1}{2} \right) * 12.205 + 2 * 40.591 + \frac{1}{2} * 12.205 \right)} \right) = 97.5 \text{ kN/m}^2$$

- Calculo de σ_p para 5.0 m.

$$\beta_1 = \beta_2 = \tan g \left(\frac{b}{z} \right) = \tan g \left(\frac{40.591}{5.0} \right) = 82.98^\circ * \frac{\pi}{180} = 1.448 \text{ rad.} \quad (12)$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \tan g \left(\frac{a+b}{z} \right) - \beta_1 = \tan g \left(\frac{40.591 + 12.205}{5.0} \right) - 82.98^\circ = 0.02809 \text{ rad.} \quad (13)$$

$$\sigma_p = \left(\frac{p}{a * \pi} \right) [a * (\beta_1 + \beta_2) + (b)(\alpha_1 + \alpha_2)] \quad (14)$$

$$\sigma_p = \left(\frac{97.5}{12.205 * 3.14} \right) [12.205(1.448) * 2 + (40.591) * (0.02809) * 2] = 95.73 \text{ kN/m}^2$$

- Para el punto intermedio de 2.5 m.

$$\sigma_p = 96.68 \text{ kN/m}^2$$

- Para el punto superior de 0 m.

$$\sigma_p = 97.5 \text{ kN/m}^2$$

luego, se calcula el asentamiento (S) en la Capa II:

$$S = \frac{H_i}{6} (\varepsilon_{is} + 4\varepsilon_{ic} + \varepsilon_{il}) \quad (15)$$

$$S = \frac{5.0}{6} \left(\left(\frac{97.5}{61000} + 4 \frac{96.68}{61000} + \frac{95.73}{61000} \right) \right) = 0.008 \text{ cm}$$

Tabla 7. Resumen de las variables de cálculo para las capas de la cortina.

		$\beta_1 = \beta_2$	$\alpha_1 = \alpha_2$	σ_{zp}	Hi(m)	E(kPa)	S(m)
Carga	Estrato						
	Pto inf	1.448	0.02814	98.2051			
Capa II	Pto med	1.509	0.01420	99.1398	5	61000	0.008
	Pto sup	0	0	100.0000			
	Pto inf	1.232	0.09716	92.8701			
Capa III	Pto med	1.396	0.05179	96.6178	10	61000	0.015
	Pto sup	0	0	100.0000			
	Pto inf	0.823	0.26141	74.5110			
Capa IV	Pto med	1.137	0.17572	87.2438	15	61000	0.021
	Pto sup	0	0	100.0000			
	Pto inf	0.146	0.52456	18.257			
Capa V	Pto med	0.286	0.72229	30.986	20.4	61000	0.014
	Pto sup	0	0	108.000			
Total							0.058

A continuación se presenta una tabla resumen con los estratos deformables a las cargas impuestas y los asentamientos correspondientes a cada estrato.

Tabla 8. Asentamientos de los estratos deformables.

Estratos deformables	S (m)
Estrato I	0.008
Estrato I y II	0.015
Estrato I, II y III	0.021
Estrato I, II, III y IV	0.014
Asentamiento total	0.058

El asentamiento en la cortina (S_{cortina}) es de 0.058 m como se calculó anteriormente, en la base o cimentación se asume que el asentamiento es nulo, debido a que la sección de estudio se encuentra sobre un estrato firme de roca madre incomprensible (suelo firme representado por la granodiorita de color gris claro, de granos medios, macizos y fuertes).

Por tanto: ($S_t = S_{\text{cortina}} + S_{\text{cimentación}}$), (16)

es decir: $S_t = S_{\text{cortina}} + 0$

lo que es: asentamiento total (S_t)=0.058.

Se aplica el Método de los Elementos Finitos para el cálculo de los asentamientos absolutos en la misma sección máxima que el Método de Sumatoria de Capas.

- Obtención del modelo físico. (Geométrico).

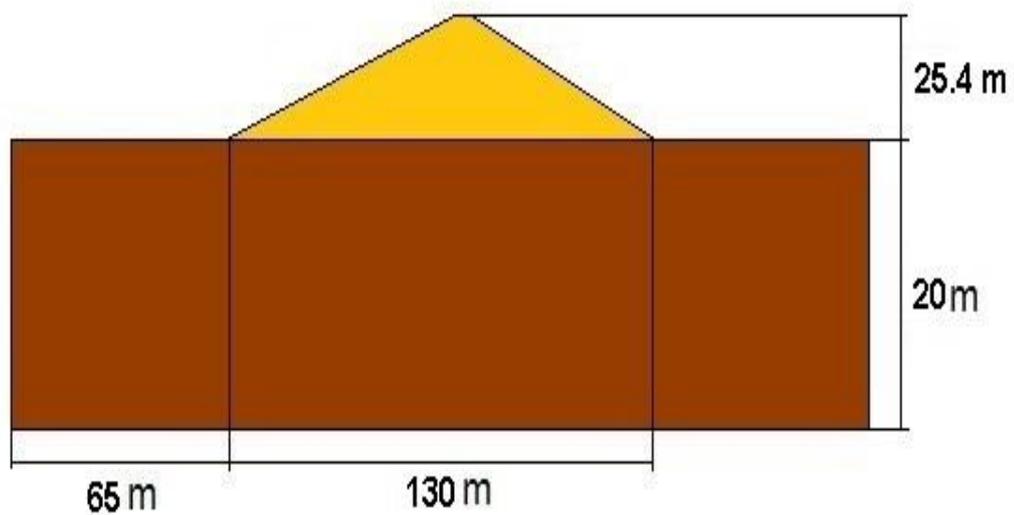


Figura 19. Esquema de las dimensiones utilizadas en el Geo-Studio, SIGMAW.

- Simulación del proceso constructivo para cinco capas de la cortina.
El asentamiento S de la corona para este problema es de 0.0257 mm.

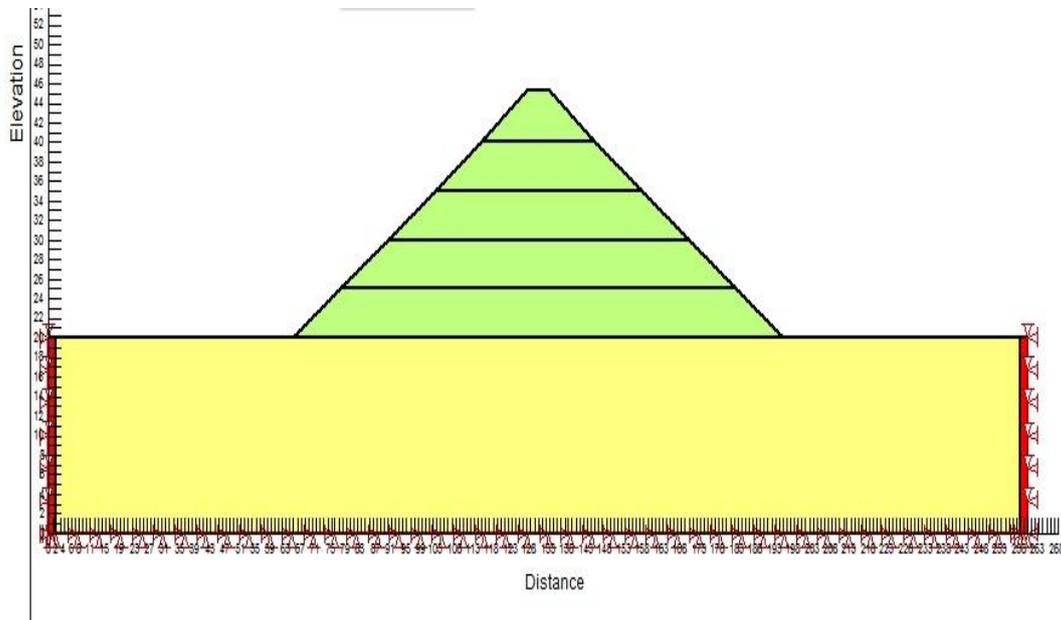


Figura 20. Esquema del modelo geométrico y sus regiones.

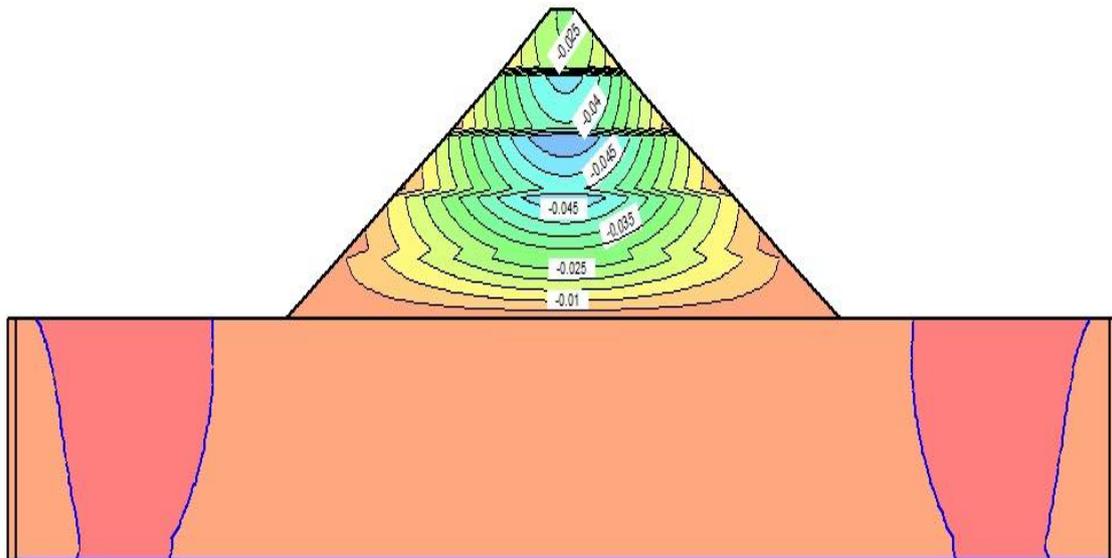


Figura 21. Esquema de asentamientos en todas las capas, por el eje vertical.
 $S_{\text{máx.}} = -2.57\text{cm}$

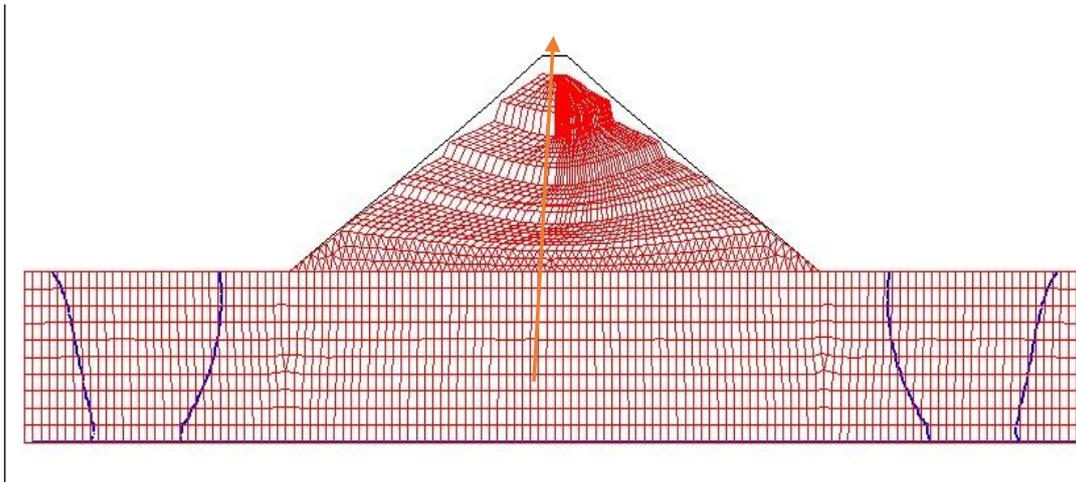


Figura 22. Esquema de la Malla deformada para todo el cuerpo de la presa.

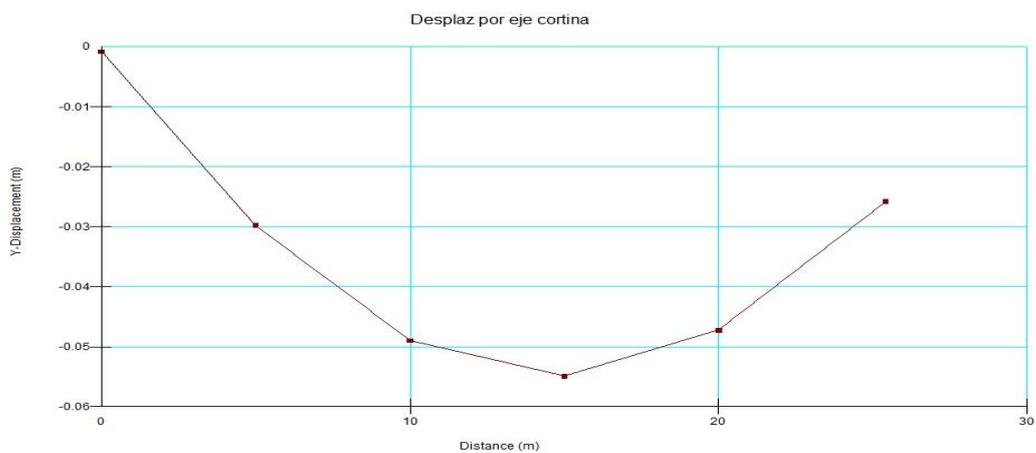


Figura 23. Gráfico del asentamiento por el eje de la cortina vs altura.

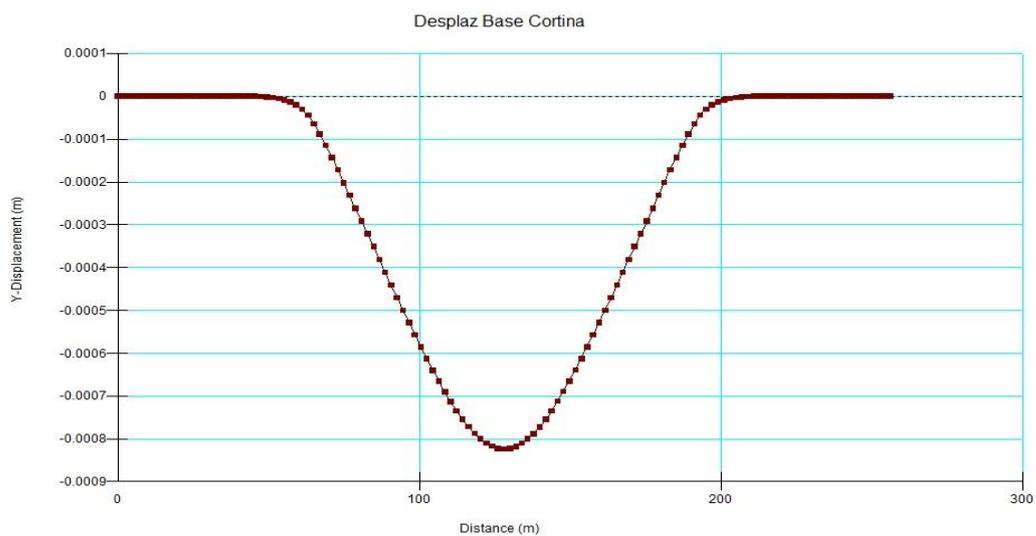


Figura 24. Gráfico del asentamiento de la base. (Fig. deformada por escalas).

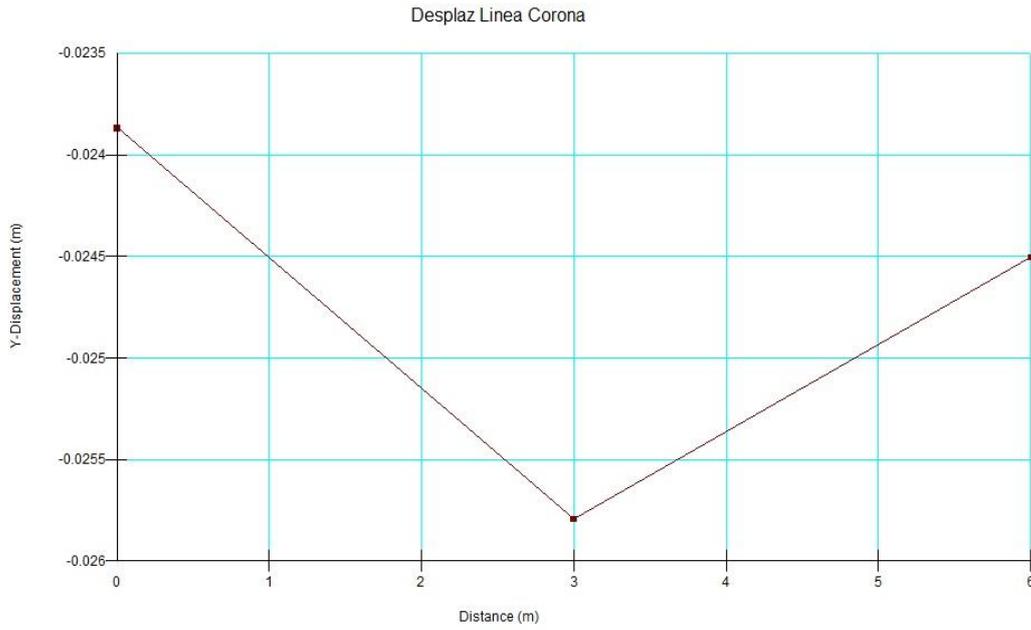


Figura 25. Gráfico de los asentamientos en la línea de la corona.

- Simulación del proceso constructivo para una sola capa de la cortina.
 El asentamiento S de la corona en este problema es de 0.0813 mm.

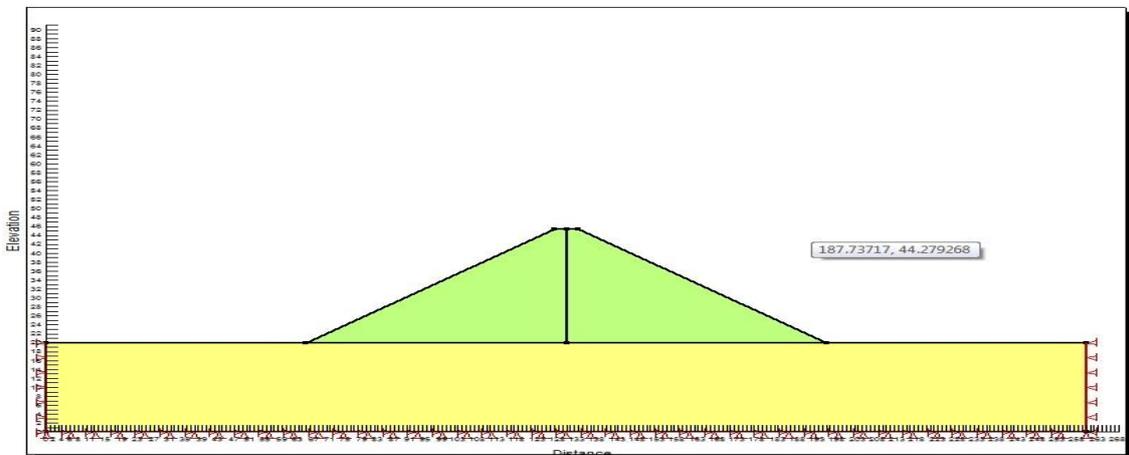


Figura 26. Esquema del modelo geométrico con sus regiones.

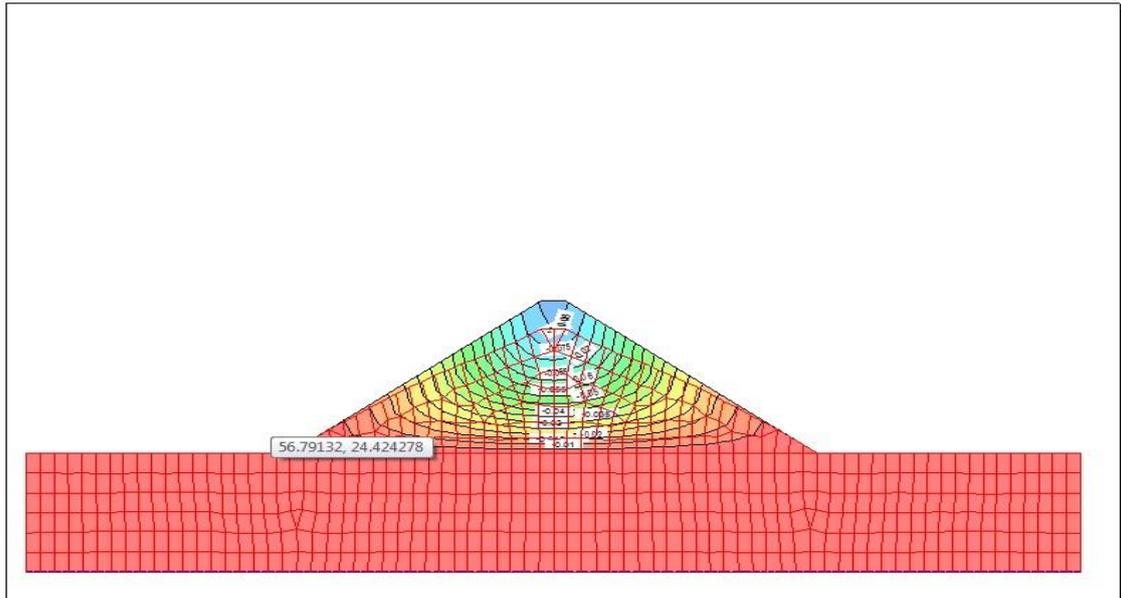


Figura 27. Esquema de la malla deformada en todo el cuerpo de la presa.

$S_{m\acute{a}x} = -8.13 \text{ cm}$

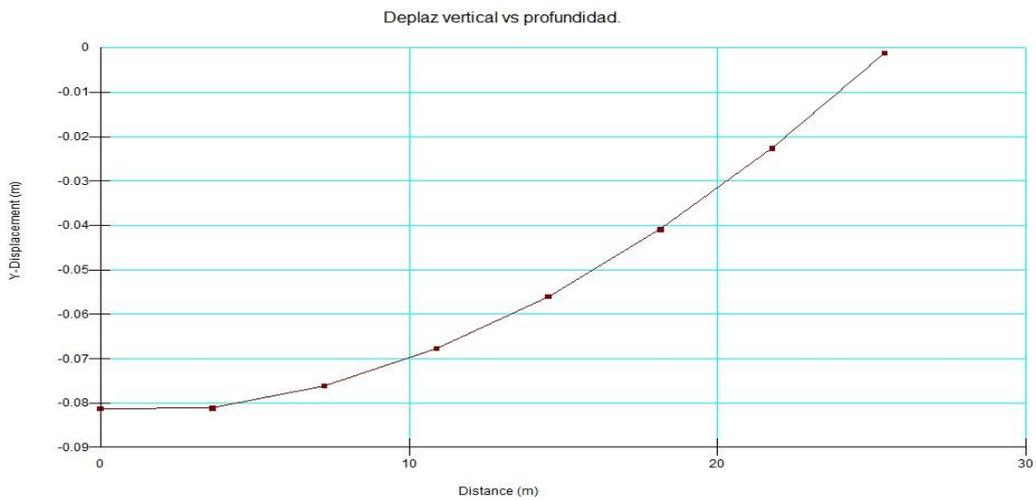


Figura 28. Gráfico del asentamiento por el eje de la cortina vs la profundidad.

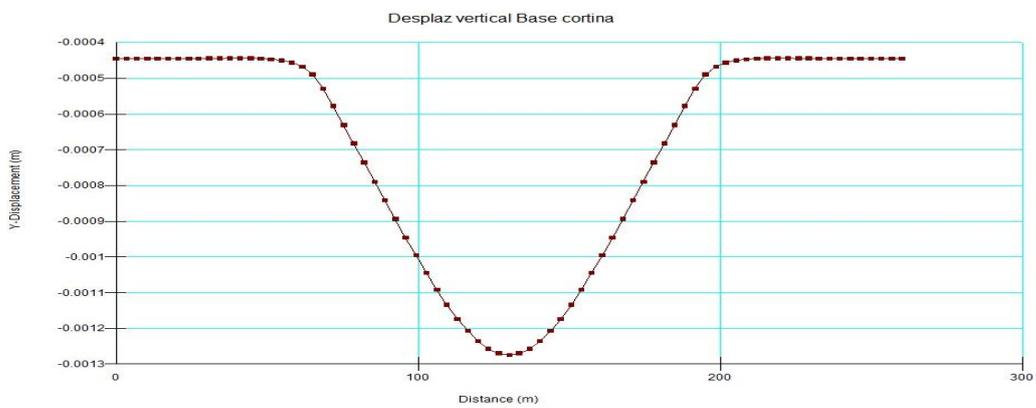


Figura 29. Gráfico de los asentamientos en la línea de la base. (Deformada).

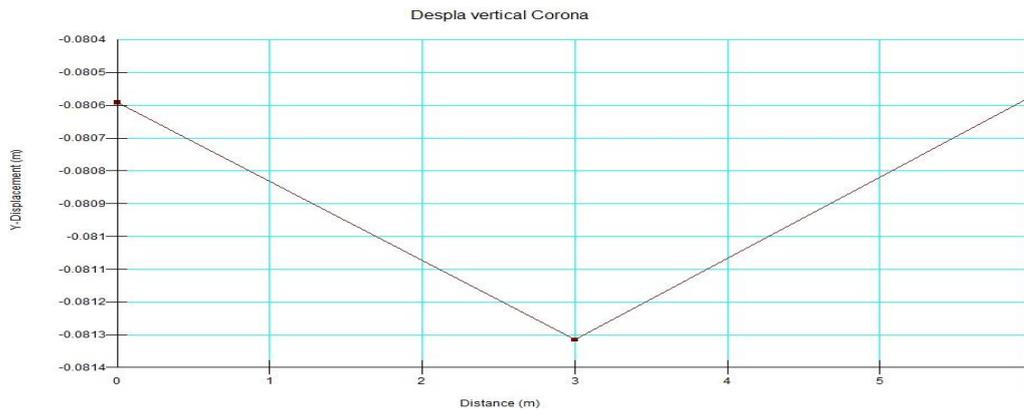


Figura 30. Gráfico de los asentamientos en la línea de la corona.

En la siguiente tabla se coloca un resumen de los asentamientos obtenidos para los distintos métodos.

Tabla 8. Asentamientos para los distintos métodos.

Métodos	Asents.(m)
Met. Σ capas	0.0579
MEF(1 capa)	0.0813
MEF(5capas)	0.0257
Meds. Geods	0.0095

Se puede decir que las diferencias entre cada método de cálculo de asentamiento absoluto están en los rangos permitidos, por tanto la estabilidad de la obra es confiable desde el punto de vista de asentamientos para los métodos de cálculo utilizados de la Mecánica de Suelos. Además los asentamientos y desplazamiento horizontales dan en el orden de milímetros, los cuales son insignificantes.

2.4.2 Cálculo de los asentamientos diferidos en el tiempo.

Método de Airapetian.

Se utilizaron las mediciones de 18 ciclos con sus asentamientos, tabla 1 del anexo 1, es decir de 1990 a 2013 para la comparación con los asentamientos calculados por el Método de Airapetian.

Se cogieron para la fórmula de Airapetian los asentamientos absolutos calculados por el Método de los Elementos Finitos simulando el proceso constructivo con una sola capa, igual a 8.13 cm y valor de $H/B=0.36$, por tanto $\rho=0.8$.

Representativo de las deformaciones obtenidas y sus diferencias

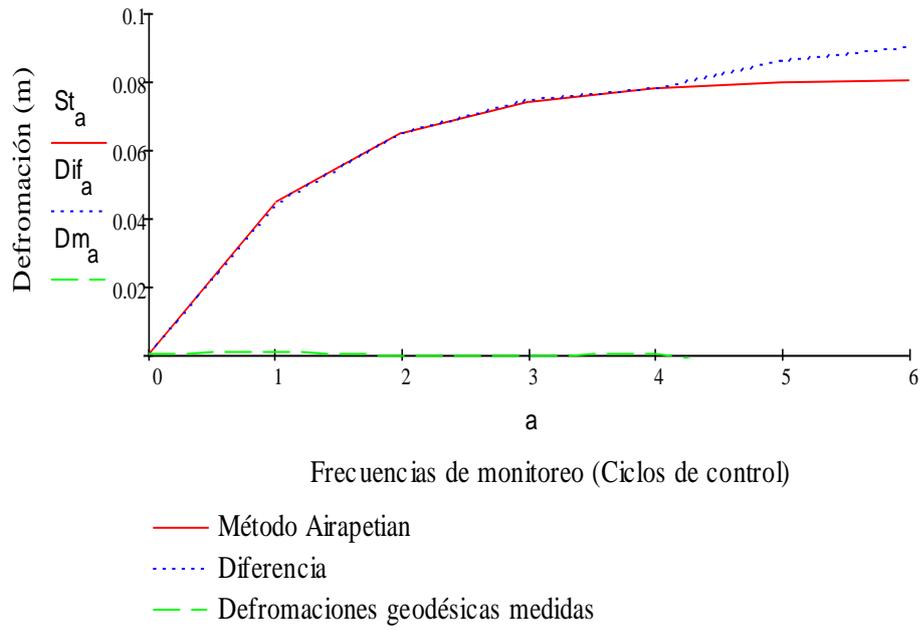


Figura 31. Gráfico de las diferencias de los asents. para las mediciones y el Método de Airapetian.

Como se observa anteriormente a partir del sexto año de medición, no varían los asentamientos teóricos en el tiempo por el Método de Airapetian y se hace innecesario la sistematicidad de los ciclos de mediciones. Se escogen la misma cantidad de mediciones como de años con asentamiento teóricos variables para la comparación de las mediciones, representadas en la figura 31, la cual pretende evaluar de forma gráfica la ocurrencia o no de los asentamientos teóricos esperados por Airapetian en comparación con las mediciones reales.

CAPÍTULO 3. Evaluación del estado técnico de la Presa Manicaragua.

La presa en cuestión se encuentra en el centro de Cuba, provincia de Villa Clara, municipio de Manicaragua y antigua provincia de Las Villas. Construida en colaboración con la Bulgaria socialista.

3.1 Ubicación y visualización del embalse.

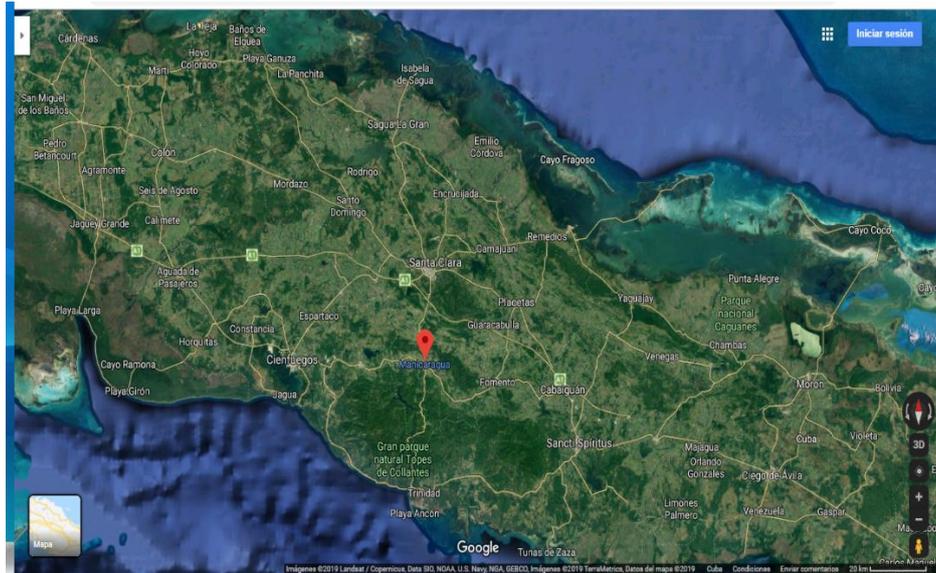


Figura 32. Ubicación geográfica de Manicaragua.

La Cortina del embalse presenta al talud aguas abajo en dirección al poblado de Manicaragua, de ahí su importancia de vigilancia y chequeo para la prevención de alguna rotura, esta se observa en la figura 31.



Figura 33. Vista satelital de la cortina y embalse de la Presa Manicaragua.

En las imágenes siguientes se reflejan algunas imágenes de fotos tomadas en la presa a partes de la obra como: caminos hacia la corona de la cortina, instrumentos de medición de niveles de agua, talud aguas arriba, torre de control, sistema de drenaje de filtros y sistema de bombeo.



Figura 34. Caminos de acceso hacia la cortina.

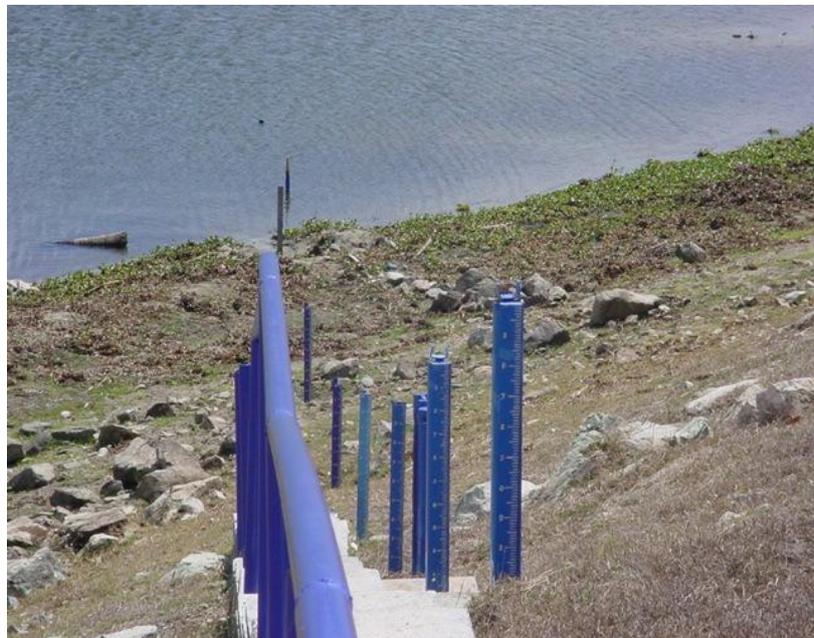


Figura 35. Escalas de medición del nivel de agua del embalse



Figura 36. Talud aguas arriba con escasa protección contra el oleaje.



Figura 37. Partes metálicas (Torre de Control).



Figura 38. Sistema de recolección de filtraciones de la cortina.



Figura 39. Sistema de bombeo (Estación de Bombeo "El Negro").

3.2 Algunas patologías presentadas en las partes de la presa.

Las siguientes patologías presentadas pertenecen a diferentes objetos de obra con todos sus elementos identificados individualmente.

Tabla 10. Patologías de algunos objetos de obra de la Presa Manicaragua.

<p>Talud Húmedo:</p> <p>Deficiente enrocamiento.</p> 	<p>Descripción:</p> <p>Deficiente enrocamiento ya que el material utilizado no tiene calidad por lo que el mismo se desintegra.</p>
<p>Diagnóstico: Producto de la mala calidad de la roca ubicada en el talud esta se ha desintegrado.</p>	<p>Soluciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Utilizar roca de mejor calidad.

<p>Talud Seco:</p> <p>Caminos por el talud.</p> 	<p>Descripción:</p> <p>Existen caminos por la pendiente del talud seco por el área de la puerta de entrada a la Obra hasta la corona.</p>
<p>Diagnostico:</p> <p>Estos caminos fueron provocados por el paso de personas.</p>	<p>Soluciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Eliminar el paso por el área.
<p>Obra de toma y entrega:</p> <p>Deterioro de los pasamanos.</p> 	<p>Descripción:</p> <p>Los pasamanos del puente de servicio están deteriorados por el óxido.</p>
<p>Diagnostico:</p> <p>Producido por estar expuestos al agua, sereno y sol.</p>	<p>Soluciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Sustituir los pasamanos por estructura de hormigón.

<p>Túnel de Inspección:</p> <p>El Túnel de inspección no tiene iluminación.</p> 	<p>Descripción:</p> <p>No existe iluminación en el túnel por lo que no se puede inspeccionar.</p>
<p>Diagnostico:</p> <p>Esto es debido a que los bombillos se fundieron.</p>	<p>Soluciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Colocar bombillos nuevos.
<p>Túnel de Inspección:</p> <p>El Túnel de inspección no tiene iluminación.</p> 	<p>Descripción:</p> <p>No existe iluminación en el túnel por lo que no se puede inspeccionar.</p>
<p>Diagnostico:</p> <p>Esto es debido a que los bombillos se fundieron.</p>	<p>Soluciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Colocar bombillos nuevos.

Otros aspectos que sin constituir patologías, por su importancia requieren ser descritos y atendidos: no existe cerca en el área perimetral de la Obra, existen problemas con las comunicaciones, algunos tramos de canaletas de drenaje necesitan ser reparadas, insuficiente iluminación en la Obra en general y principalmente en la Obra de Toma y faltan tapas a algunas marcas Topográficas.

En este Capítulo se infiere que el Conjunto objeto de obra “El Negrito” funciona correctamente y la cortina de la presa no presenta riesgo de falla desde el punto de vista de las patologías presentadas desde su construcción en el año 1972, ya que estas no afectan el funcionamiento en general del embalse, además de contar con testimonio de técnicos que han monitoreado la presa en estudio.

Conclusiones.

Luego de culminar el presente trabajo investigativo se llega a las siguientes conclusiones:

- Se elaboró un Marco Teórico con la consulta de la bibliografía correspondiente a las presas de materiales sueltos, las características de los SCT y los problemas que pueden presentar en su comportamiento.
- A partir de los resultados de la comparación de las mediciones geodésicas y los métodos de cálculos utilizados, se determina que el cuerpo de la cortina no presenta peligro de falla por asentamientos, ya que la diferencia entre los valores de los asentamientos absolutos (5.3 cm) y los ciclos de mediciones (0.95 cm), dan un valor menor que un 30 por ciento, por lo tanto indica que los valores son menores a los permisibles.
- Las patologías presentadas por la presa de estudio ubicada en la cuenca Arimao, perteneciente al complejo “El Negrito” no han representado peligro de falla, pero deben ser atendidas para el buen estado de la obra.

Recomendaciones.

Se proponen las siguientes recomendaciones:

- Realizar las mediciones geodésicas cada cinco años espaciadas uniformemente en el tiempo a partir de los resultados de este trabajo.
- Dar continuidad a este trabajo con el análisis integral de las variables, como: mediciones geodésicas, filtraciones y niveles de agua en piezómetros, que se monitorean por el SCT y la explotación del embalse a partir de los niveles de agua.
- Valorar la realización de estudios ingeniero geológico para caracterizar los materiales de la cortina y la cimentación en la zona del cierre.

Bibliografía.

- 1) Análisis de los movimientos del terreno producidos por la excavación mecánica del túnel de la L9 en la zona de Santa Coloma de Gramenet.
- 2) Norma: PROYECTOS DE SISTEMA DE CONTROL TÉCNICO.
- 3) 2, S. M. M. O. Á. R., & 3, Y. G. H. (2017). ANÁLISIS Y SOLUCIÓN DE LA PATOLOGÍA EN PRESAS DE CUBA: ESTADO DEL ARTE.
- 4) (INRH), I. N. D. R. H. (2003). PRESAS DE TIERRA METODOLOGÍA. SISTEMA DE CONTROL TÉCNICO (RED PIEZOMÉTRICA, DE MARCAS TOPOGRÁFICAS Y DE HIDROMETRÍA DE FILTRACIONES).
- 5) Álvarez., G. (2009). Diagnóstico de patologías de Presas de Tierra y propuesta de soluciones. Caso de estudio: Presa Minerva y Gramal.
- 6) Barata, T. d. D. d. I. D. (2013). Aplicación de una Pared en Suelo para Solucionar Filtraciones en Presas de Tierra (Caso de Estudio: Presa Zaza).
- 7) Bernal, I. o. MECÁNICA DE LOS SUELOS I.
- 8) Centro de Investigaciones Hidráulicas, D. I. H., Ing. Guedes, Ing. Rodríguez (2017). Monografía "Las fallas en presas de tierra.
- 9) Caso de Estudio: falla por estabilidad de taludes en función de las condiciones de drenaje."
- 10) Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), T., Salazar, Morera, Roa, antillán y Morán). (2013). Interpretación de los datos de auscultación de presas por métodos no convencionales.
- 11) Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), T., Salazar,
- 12) Comisión Nacional del Agua, M. (2012). Manual de Mecánica de Suelos. Instrumentación y Monitoreo del Comportamiento de Obras Hidráulicas.
- 13) Córdova., I. Y. (1997). Problemas especiales relativos a las Presas de Tierra.
- 14) Dr. Ing. Delgado, I. B. (2008). Manual de correlaciones y propiedades geotécnicas requeridos para el diseño de obras civiles.
- 15) EAH-VC. (1999). Ficha Técnica, Presa Manicaragua.
- 16) EMPRESA DE INVESTIGACIONES Y PROYECTOS HIDRÁULICOS VILLA CLARA, I. (2008). Informe Presa Manicaragua.
- 17) Fleitz, I. (2001). AUSCULTACIÓN DE PRESAS.
- 18) Galán, M., Marchamalo, Sánchez, (Universidad Politécnica de Madrid, España). (2010). Control de movimientos en presas mediante DGPS. Aplicación a la presa de La Aceña, España.

- 19)GEARH, E. d. A. H. (2005). FICHA TÉCNICA: Presa Manicaragua.
- 20)GEARH, E. d. A. H. (2016). INFORME ANUAL DEL SISTEMA DE CONTROL TÉCNICO COMPLEJO HIDRÁULICO SUR, (Presa Manicaragua).
- 21)GEARH, E. d. A. H. (2017). INFORME ANUAL DEL SISTEMA DE CONTROL TÉCNICO COMPLEJO HIDRÁULICO SUR, (Presa Manicaragua).
- 22)Álvarez., Gil. (1998). La estabilidad de cortinas de Presas de Tierras mediante la solución de los estados tenso-deformacionales y la aplicación de la teoría de la sequeidad.
- 23)González, I. M. Á. (2018). Pronóstico de deformaciones en cortinas de presas de tierra.
- 24)GRUPO, & GEOCUBA, E. (2004). Metodología para el control de deformaciones de obras a partir de métodos geodésicos.
- 25)INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA Y ESTRUCTURAL, S. L. Sistema Integral de Gestión de Presas y Embalses.
- 26)LAVISTA, M. M. (2017). “Empleo de la modelación para el diseño de terraplenes altos de carretera.”.
- 27)Martín, T. D. d. G. (2015). CONTROL DE MOVIMIENTOS EN PRESAS DE HORMIGÓN MEDIANTE DGPS. COMPARACIÓN CON OTROS MÉTODOS DE AUSCULTACIÓN E IMPLICACIONES PARA LA SEGURIDAD. ESTUDIO DE CASO EN LA PRESA DE LA ACEÑA (ÁVILA).
- 28)MINISTERIO DE VIVIENDA, O. T. Y. M. A. M. (2011). Manual de diseño y construcción de pequeñas presas.
- 29)MSc. Ing. Armas Novoa, P. A., Dpto. de Ing. Civil ISPJAE y, & González, E. d. t. a. I. H. (2003). DESASTRES ORIGINADOS POR FALLOS EN PRESAS DE TIERRA ¿COMO EVITARLOS?
- 30)Novoa, M. I. A. (2002). CRITERIOS PARA DISEÑAR PRESAS DE TIERRA: PRIORIDAD Y SECUENCIA.
- 31)Ortuño, D. I. M. (2012). VIGILANCIA, AUSCULTACIÓN Y SEGURIDAD DE PRESAS Y EMBALSES.
- 32)Pérez, M. D. Acción de capacitación: Introducción al estudio de las presas de tierra, a sus criterios de diseño y de sus patologías.
- 33)Salazar, P., Morera, Fernández, Ángel Toledo, San Mauro Alcoba, Jordán, Morán y Oñate. (2015). Nuevos métodos para el análisis de datos de auscultación de presas: la herramienta Complex.

- 34) Llerena, L. (2017). TRABAJO DE DIPLOMA, Tendencias actuales en el análisis de la integridad de presas de tierra.
- 35) Valdés., G. (2017). TRABAJO DE DIPLOMA, Modelación tenso-deformacional de presas de tierra.
- 36) Álvarez., G. (2009). Diagnóstico de patologías de Presas de Tierra y propuesta de soluciones. Caso de estudio: Presa Minerva y Gramal.
- 37) Armas, Orta. (1987). Presas de Tierra.

Anexos.

Anexo 1: Tablas de mediciones geodésicas.

Tabla 1. Asentamientos relativos de las marcas en la corona (Línea A)

Marcas	PEF-1	MS-1	MS-3	VMS-5	VMS-7	MS-9	VMS-13	VMS-16	MS-18	MS-21	MS-24	VMS-26	VMS-28
Ciclos-Fechas	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1.1 - 26/01/1990	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2 - 08/05/1990	0.3	0.0	-0.4	-0.2	-0.1	0.0	-0.2	-0.2	-0.1	0.0	0.0	0.0	0.1
3 - 15/09/1990	0.4	0.3	0.2	0.9	1.2	1.3	0.6	0.7	0.4	0.6	0.7	0.6	0.9
4 - 15/02/1991	0.4	0.1	-0.4	0.9	0.6	0.9	0.2	0.4	0.4	0.4	0.3	0.0	0.5
5 - 15/06/1991	0.6	-0.1	-0.3	0.5	0.4	0.6	-0.3	0.1	0.1	-0.2	-0.3	-0.3	0.4
6 - 21/10/1991	0.6	-0.5	-0.6	0.2	0.3	0.2	-1.0	-0.5	-0.6	-0.3	-0.2	-0.4	0.2
7 - 18/02/1992	0.8	0.3	-0.3	0.2	0.0	0.3	-1.3	-0.8	-0.7	-0.4	-0.3	-0.5	-0.1
8 - 15/09/1992	0.9	-0.1	-0.3	0.4	-0.1	0.1	-1.5	-1.0	-0.9	-0.7	-0.7	-1.1	-0.1
9 - 22/01/1993	0.7	0.4	-0.1	0.3	0.0	-0.3	-2.0	-1.0	-1.1	-0.6	-0.7	-1.4	-0.7
10 - 02/07/1993	0.6	-0.1	-0.3	0.6	0.2	0.6	-1.0	-0.6	-0.3	-0.1	-0.2	-1.0	-0.3
11 - 03/02/1994	1.1	-0.1	-0.4	0.4	-0.1	0.6	-1.4	-1.0	-0.5	0.0	0.2	-1.0	0.1
12 - 15/06/1996	0.7	-0.8	-1.3	-0.3	-1.3	-1.5	-2.9	-3.5	-2.4	-2.1	-1.9	-4.1	-1.1
13 - 22/05/1998	2.3	0.5	-0.3	-0.2	-1.5	-1.6	-3.2	-4.4	-2.8	-2.1	-1.8	-5.4	-0.8
14 - 11/01/2000	1.4	-0.7	-1.4	-0.9	-1.6	-2.3	-4.2	-5.8	-3.9	-3.4	-3.2	-7.6	-1.8
15 - 15/09/2007	2.1	-1.4	-3.0	-2.0	-3.0	-3.3	-6.2	-10.1	-7.4	-6.3	-6.0	-13.1	-3.5
16 - 15/01/2010	3.6	-0.2	-2.0	-1.3	-2.3	-3.6	-6.0	-10.1	-7.4	-6.3	-6.0	-14.5	-4.2
17 - 15/10/2011	5.6	1.1	-1.5	-0.5	-1.8	-3.0	-5.6	-10.2	-7.8	-9.5	-5.9	-15.3	-3.9
18 - 15/12/2013	2.8	-1.5	-4.3	-2.2	-2.9	-4.3	-6.8	-11.9	-9.4	-8.0	-7.4	-17.3	-4.9

Anexo 1

Tabla 2. Alturas de las marcas en la corona para 5 ciclos de mediciones.

Marcas	PEF-1	MS-1	MS-3	VMS-5	VMS-7	MS-9	VMS-13	VMS-16	MS-18	MS-21	MS-24	VMS-26	VMS-28
Ciclos-Fechas	(mm)												
1- 01/01/1990	159976.40	160370.40	160510.20	160271.00	160075.60	160095.70	160121.70	160094.00	160356.70	160391.70	160376.80	159577.90	160010.60
18- 11/12/2013	159979.20	160368.90	160505.90	160268.80	160072.70	160091.40	160114.90	160082.10	160347.30	160383.70	160369.40	159560.60	160005.70
19- 16/09/2015	159978.25	160367.94	160505.01	160267.68	160071.56	160090.10	160113.58	160081.13	160346.29	160383.03	160368.69	159559.35	160005.40
20- 16/02/2017	159980.00	160369.20	160506.20	160268.40	160072.10	160090.80	160114.70	160082.20	160347.30	160384.20	160369.50	159559.60	160005.30
21- 20/02/2019	159978.44	160367.73	160504.18	160266.76	160070.20	160089.30	160112.97	160080.01	160345.56	160382.18	160367.88	159557.26	1600003.88

Anexo 1

Tabla 3. Asentamientos relativos de las marcas en la berma (Línea B).

Marcas	PEF - III	MS - 2	MS - 4	VMS - 6	VMS - 8	MS - 10	VMS-14	MSC - 33	MS - 15	VMS - 17	MS - 19	MS - 20	MS - 23	MS - 22	MS - 25	VMS - 27
Ciclos -Fechas	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1-(26/01/90)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2-(11/05/90)	0.10	0.20	-0.10	0.00	-0.60	-0.30	0.00	0.00	0.10	0.90	0.90	1.00	0.90	1.10	1.40	1.20
3-(14/09/90)	0.30	0.60	0.70	1.00	0.50	0.90	0.80	1.10	1.00	1.50	1.70	1.60	1.50	1.60	1.80	1.30
4-(15/02/91)	0.30	1.00	0.80	1.20	0.60	0.70	0.70	0.90	1.20	1.90	1.80	2.00	1.90	2.00	2.40	2.00
5-(16/062/91)	0.30	0.90	0.40	1.20	0.70	0.80	0.60	1.00	0.90	1.80	1.90	2.10	2.20	2.20	2.60	2.00
6-(21/10/91)	0.40	-0.10	0.10	0.10	-0.30	0.60	-0.20	0.20	0.10	0.10	0.10	1.80	2.00	2.00	2.50	1.50
7-(19/02/92)	0.40	0.30	-0.10	0.50	0.30	0.20	0.00	0.20	-0.10	0.90	0.60	0.70	0.40	1.20	1.80	1.00
8-(17/09/92)	0.30	0.50	0.40	0.80	0.40	0.50	-0.20	0.40	0.20	1.10	0.70	1.60	1.40	1.60	2.60	1.70
9-(21/01/93)	0.30	-0.10	-0.80	-0.50	-0.70	-1.10	-1.80	-0.90	-1.60	-0.30	-0.40	-0.70	-0.50	0.10	0.80	0.60
10-(24/06/93)	0.30	0.90	0.60	1.50	1.00	1.40	1.20	1.70	1.60	2.60	2.00	2.40	2.10	2.20	3.20	2.50
11-(03/02/95)	0.80	1.00	0.70	1.40	0.70	0.50	0.10	0.90	1.00	1.80	1.60	1.40	1.30	1.80	3.00	2.30
12-(16/16/96)	0.00	-0.40	-2.10	-1.00	-1.50	-1.20	-2.40	-1.00	-1.40	-0.10	-1.70	-0.40	-0.40	0.10	2.10	1.50
13-(22/05/98)	1.70	0.70	-0.10	0.50	-0.80	-0.30	-1.50	-1.00	-0.50	0.90	-1.20	-0.40	-0.20	0.20	2.30	0.80
14-(14/01/2000)	0.50	0.10	-2.10	-1.20	-1.90	-1.10	-2.40	-1.00	-0.40	1.60	-1.10	0.70	1.10	-0.20	2.70	0.30
15-(15/09/907)	0.30	-0.40	-1.00	0.00	-1.00	-0.90	-3.30	-1.00	0.30	-0.30	0.50	-3.30	-1.00	-0.60	-2.00	2.30
16-(15/01/10)	2.00	1.00	0.30	0.60	-1.10	-0.30	-2.40	1.10	0.80	1.30	-3.10	-0.60	0.10	-1.70	2.30	0.00
17-(15/10/11)	2.40	0.70	-0.20	-0.20	-2.10	-1.30	-3.00	0.50	0.80	1.30	-3.60	-0.60	-0.50	-2.90	2.30	0.00
18-(15/12/13)	1.30	-0.50	-1.30	-0.40	-1.20	-0.80	-3.50	0.40	0.20	0.60	-4.50	1.60	-0.80	-3.00	2.32	-0.20

Anexo 1

Tabla 4. Desplazamientos horizontales en la corona (Línea A).

Marcas/	MS - 1	MS - 3	MS - 5	VMS - 7	MS - 9	VS - 13	VMS - 16	MS - 18	MS - 21	MS - 24	VMS - 26	VMS - 28
Ciclos- Fechas	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1- (16/11/89)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2-(16/03/90)	2.7	3.7	-0.3	-2.2	1.1	-3.5	-3.4	-2.4	-2.3	-2.0	-1.9	-0.70
3-(15/07/90)	7.7	11.5	17.1	22.3	20.8	24.3	23.8	19.6	18.0	14.8	16.2	7.10
4-(12/03/91)	-1.8	-1.2	-3.5	-6.1	-3.9	-8.3	-7.3	-5.4	-4.9	-4.8	-2.4	-1.60
5-(05/03/91)	-0.6	-1.5	-4.5	-11.8	-12.3	-14.6	-13.8	-12.6	-11.9	-12.5	-8.4	-4.70
6-(09/07/91)	12.0	15.6	21.4	23.2	25.9	28.5	27.1	26.2	23.6	19.9	15.8	8.30
7-(07/11/91)	0.7	-1.7	-4.0	-6.2	-3.4	-6.4	-4.4	-1.2	-1.6	-2.7	-3.0	-0.90
8-(23/04/92)	5.5	6.2	7.1	6.5	10.8	8.8	9.4	12.1	10.7	9.3	7.5	3.70
9-(15/11/92)	6.8	6.4	7.8	6.6	9.5	6.4	6.2	6.2	4.9	3.9	3.2	1.70
10-(07/04/93)	1.0	-0.1	-0.4	-0.7	1.9	3.9	5.0	7.9	5.9	5.0	4.0	2.50
11-(16/12/93)	0.0	0.5	-1.6	-0.3	4.6	9.6	11.4	12.6	11.4	9.3	7.0	3.60
12-(23/11/95)	4.3	4.0	3.3	3.1	6.3	3.1	2.5	5.3	5.5	2.7	-0.3	0.90
13-(19/11/97)	2.8	3.1	0.6	-0.3	2.5	1.6	2.5	4.0	4.2	0.9	-0.4	0.90
14-(08/05/99)	5.1	5.6	2.5	1.6	5.1	4.9	5.7	7.6	6.7	3.5	0.3	3.10
15-(15/07/06)	-10.4	-11.5	-14.6	-14.2	-18.9	-15.5	-13.2	9.0	-3.0	-4.1	-1.4	4.10
16-(15/01/10)	4.9	6.5	6.1	3.8	4.0	6.1	2.7	8.1	5.5	-2.4	-6.3	0.10
17-(15/10/11)	6.3	6.4	7.3	6.2	6.6	9.2	5.5	11.3	10.2	4.9	-3.0	2.70
18-(15/12/13)	4.5	7.7	9.8	7.8	3.7	12.6	9.1	11.4	7.9	-0.1	-2.4	3.90

Anexo 1

Tabla 5. Desplazamientos horizontales en la berma (Línea B).

Marcas	MS - 2	MS - 4	MS - 6	VMS - 8	MS - 10	VMS - 14	VMS - 17	MS - 19	MS - 22	MS - 25	VMS - 27	PEF - IV	VMS - 29
Ciclos -Fechas	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1- (16/11/89)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2-(16/03/90)	-3.4	0.6	2.9	4.5	9.8	6.0	7.0	6.4	7.0	6.4	5.9	6.2	4.5
3-(15/07/90)	14.0	14.4	19.8	23.1	19.1	23.5	23.2	18.6	17.6	15.8	16.1	10.2	6.1
4-(12/03/91)	9.2	13.6	18.7	20.7	22.4	19.1	18.7	16.0	15.9	14.3	16.2	13.9	9.2
5-(05/03/91)	-2.5	-3.4	-3.9	-3.8	-5.8	-4.3	-4.5	-2.8	-2.3	-1.5	-2.4	-2.5	-2.2
6-(09/07/91)	3.3	3.1	3.8	8.8	12.0	12.7	11.4	12.0	11.2	10.2	9.4	7.5	4.3
7-(07/11/91)	5.0	5.2	6.9	9.4	11.3	11.0	9.9	8.8	9.2	6.2	6.0	4.6	1.9
8-(23/04/92)	0.4	0.4	0.1	3.1	7.0	4.2	3.0	4.5	4.4	2.8	3.8	2.4	-0.2
9-(15/11/92)	5.2	4.9	7.7	9.8	12.1	10.6	8.6	7.3	6.2	3.8	6.0	4.4	0.7
10-(07/04/93)	4.1	4.7	7.8	12.6	13.4	14.0	13.4	12.2	12.4	10.8	12.1	10.9	6.5
11-(16/12/93)	-2.1	-2.8	-4.1	-6.4	-3.2	-7.5	-8.2	-6.6	-6.6	-8.1	-4.0	1.3	-0.5
12-(23/11/95)	3.9	5.7	6.5	8.5	11.3	9.9	8.5	10.5	10.5	7.8	7.9	12.0	5.4
13-(19/11/97)	2.1	2.1	2.4	0.7	3.8	-0.1	-1.5	0.6	0.7	-1.0	2.9	5.1	2.6
14-(08/05/99)	1.7	1.0	1.3	1.2	4.0	3.9	3.7	4.0	2.8	1.8	2.2	7.2	0.4
15-(15/07/06)	4.6	0.2	-0.5	2.1	2.1	3.7	4.9	1.4	3.7	-5.0	2.7	-10.5	1.3
16-(15/01/10)	3.7	1.7	5.9	7.7	10.3	7.7	6.3	3.9	3.7	2.4	1.4	-10.5	3.5
17-(15/10/11)	5.0	5.9	11.1	15.4	19.1	16.5	16.4	15.1	12.6	9.7	5.8	-10.5	5.9
18-(15/12/13)	-0.8	-4.6	-2.2	-3.2	-5.0	-5.2	-4.5	-8.1	-7.5	-7.6	-2.6	-10.5	4.1

Anexo 2: Figuras del diseño de la presa.

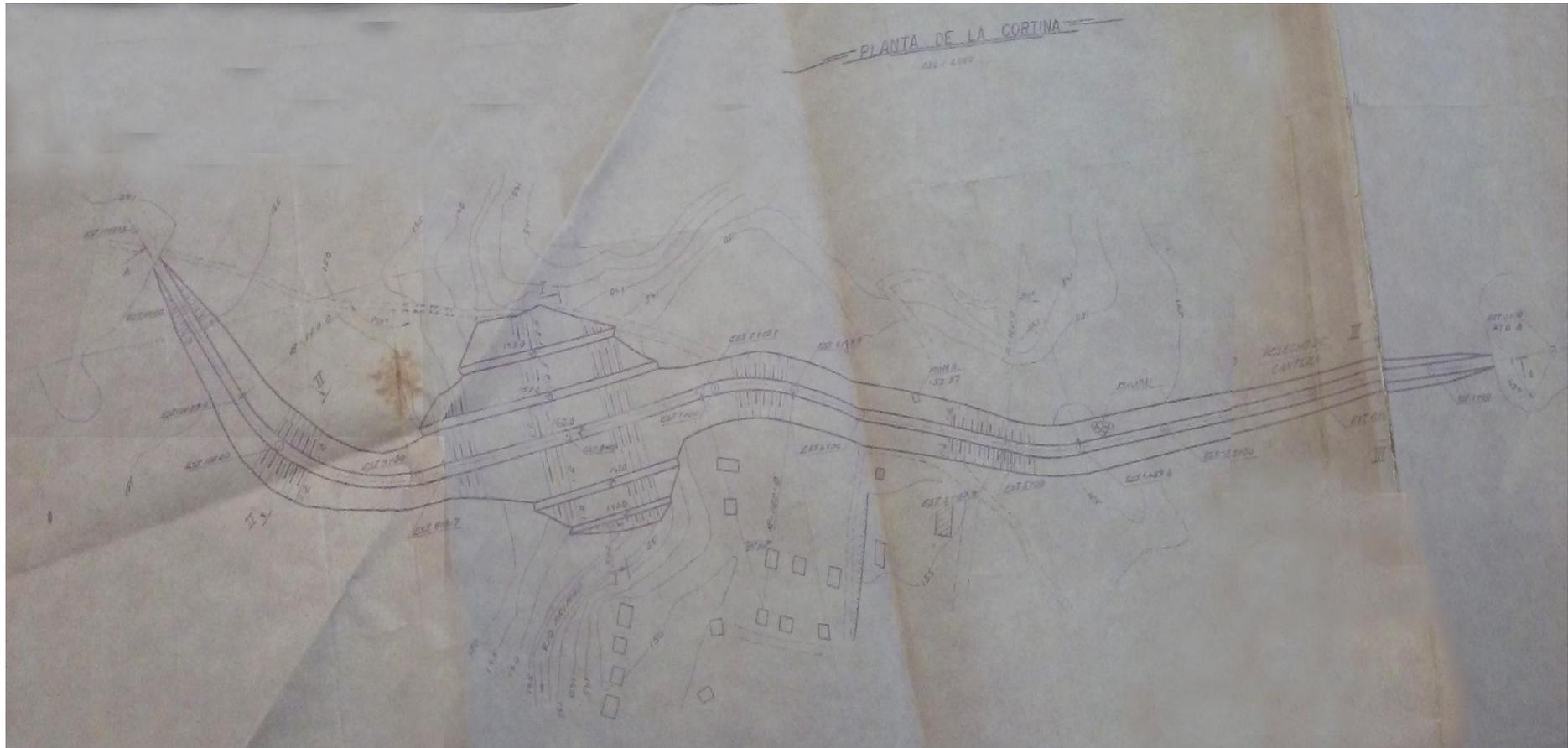


Figura 1. Vista en planta de la cortina de la Presa Manicaragua.

Anexo 2

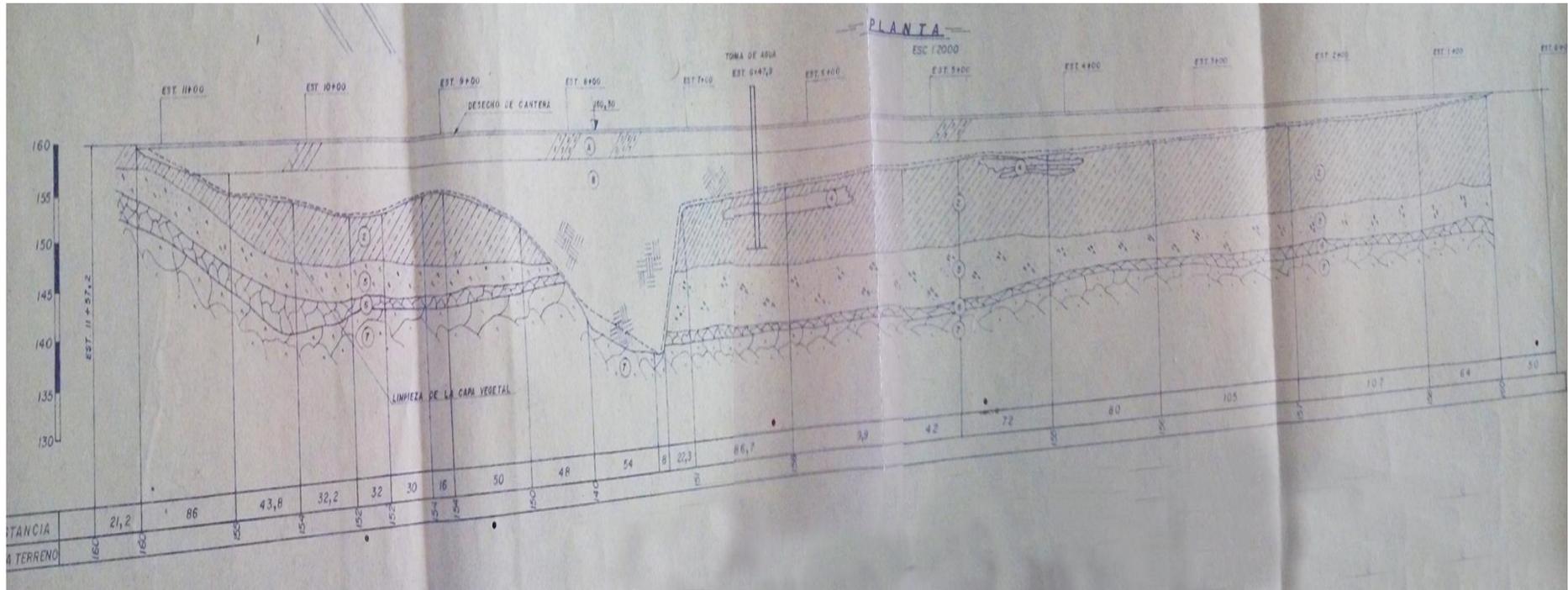


Figura 2: Vista longitudinal de la sección transversal de la cortina y la base de la Presa Manicaragua.

Anexo 2

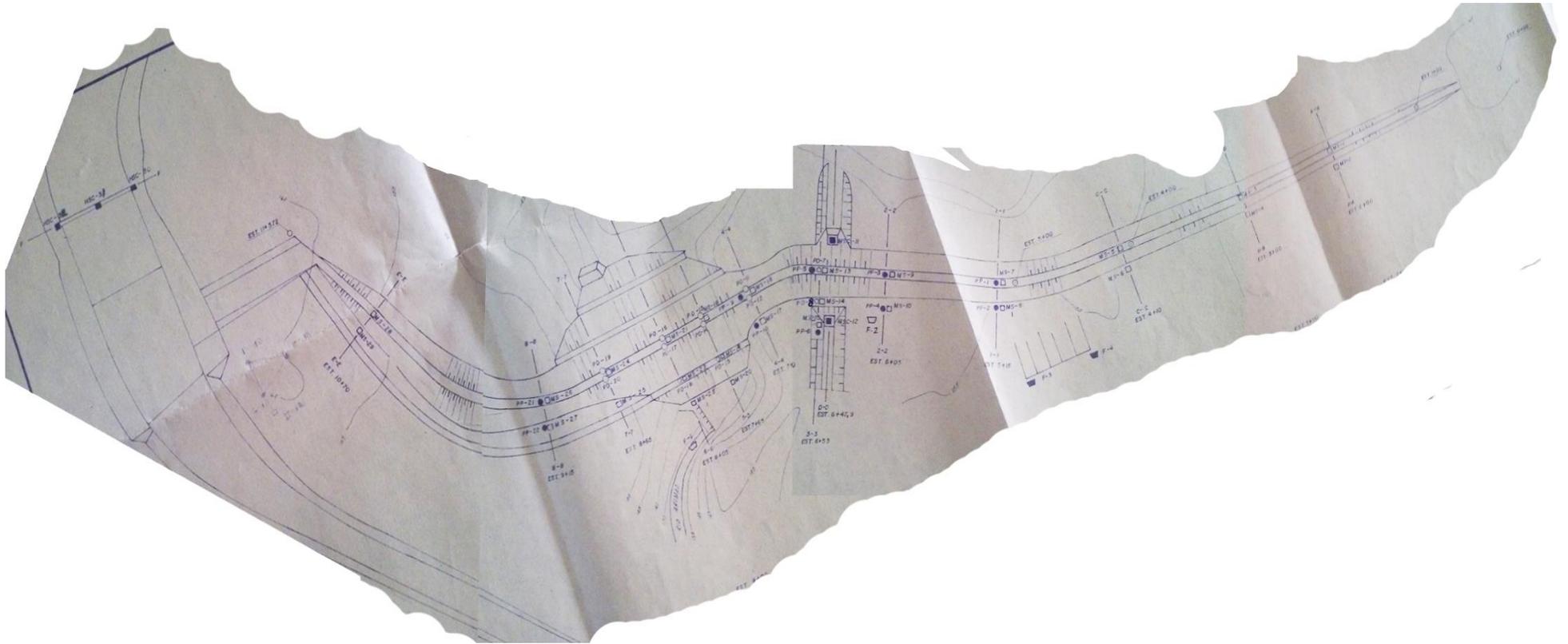


Figura 3: Vista en planta del Sistema de Control Técnico instalado en la cortina de la Presa Manicará.

Anexo 2

<u>S I M B O L O G I A</u>	
●	PIEZOMETRO DE PRESION.
○	PIEZOMETRO DE DEPRESION.
■	MARCA SUPERFICIAL COMPLEMENTARIA.
□	MARCA SUPERFICIAL.
▽	VERTEDOR VOLUMETRICO.
▼	VERTEDOR TRIANGULAR (90°).
②	LOAM ARCILLOSO PARDO OSCURO $k_f = 0,02 \approx 0,04 \text{ m/d}$.
⑤	SUELO ELUVIAL GRANODIORITICO, GRAVOSO, GRAVILLO ANGULOSO $k_f = 0,35 \approx 2,30 \text{ m/d}$.
⑥	SUELO ELUVIAL REPRESENTADO POR GRANODIORITA MUY FRACTURADA $k_f = 0,3 \approx 0,7 \text{ m/d}$.
⑦	SUELO ROCOSO REPRESENTADO POR GRANODIORITA GRIS CLARO, MASIVA, DURA. $k_f = 0,05 \approx 0,07 \text{ m/d}$.
④	ARENA $k_f = 0,864 \approx 86,4 \text{ m/d}$.
Ⓐ	MATERIAL GRAVOSO, ESPALDONES DE LA CORTINA $k_f = 0,2 \text{ m/d}$.
Ⓑ	ARCILLA, NUCLEO DE LA CORTINA $k_f = 0,04 \text{ m/d}$.

Figura 4: Simbología de los planos de la Presa Manicaragua.