

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**SIMULACIÓN HIDRÁULICA BIDIMENSIONAL DE LAS ZONAS
DE INUNDACIÓN AGUAS ABAJO DEL SECTOR HUABALITO -
CHICAMA-2017**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL**

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: HIDRÁULICA

AUTORES: BR. FRÍAS SILVA EDUARDO PAOLO

BR. MOGOLLÓN BORRERO ANGELLO GIANFRANCO

ASESOR: Mg. NARVÁEZ ARANDA RICARDO ANDRÉS

TRUJILLO - PERÚ

2017

JURADO CALIFICADOR

ING. JUAN PABLO GARCIA RIVERA
PRESIDENTE

ING. GUILLERMO CABANILLAS QUIROZ
SECRETARIO

ING. OSWALDO HURTADO ZAMORA
VOCAL

ING. RICARDO NARVAEZ ARANDA
ASESOR

Presentación

Señores Miembros del Jurado:

De conformidad y en cumplimiento de los requisitos estipulados en el reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada Antenor Orrego y el Reglamento Interno de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, ponemos a vuestra disposición el presente Trabajo de Suficiencia Profesional titulado: **“Simulación Hidráulica Bidimensional de las Zonas de Inundación Aguas Abajo del Sector Huabalito-Chicama-2017”**.

Para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil, así como algunas experiencias para el desarrollo de la ingeniería.

Consideramos señores miembros del jurado que con vuestras sugerencias y recomendaciones este trabajo pueda mejorarse y contribuir a la difusión de la investigación de nuestra universidad.

Los Autores.

Bach. Frías Silva Eduardo P.

Bach. Mogollón Borrero Angello G.

Dedicatoria

Primero que todo dedico este proyecto a Dios por todo el apoyo que me ha brindado en toda mi vida universitaria, porque sin su apoyo la universidad hubiese sido más complicada de lo que fue.

A mi padrino Lucho que sin su apoyo yo no sería lo que soy, sé que no te encuentras con nosotros, pero siempre te llevo presente y sé que desde arriba me seguirás apoyando en todo, por eso este triunfo va dedicado a ti.

Este trabajo lo dedico a la persona más importante en mi vida, la persona que más confía en mí, aquella que nunca me dará la espalda, aquella que se merece todo lo bueno, por eso este proyecto va dedicado a ti María Hilda Silva Cruz.

Bach. Frias Silva Eduardo Paolo

La concepción de este proyecto está dedicada en primer lugar a Dios por permitirme llegar hasta este momento tan especial en mi vida, por los triunfos y momentos difíciles que me han enseñado a valorarlo cada día más.

A mis padres, pilares fundamentales en mi vida, su tenacidad y lucha insaciable han hecho de ellos el gran ejemplo a seguir y destacar, no solo para mí, sino para mis hermanos y familia en general, sin ellos jamás hubiese podido conseguir lo que hasta ahora he obtenido.

También dedico este proyecto a mis amigos y compañeros en general, con los cuales he compartido toda mi vida universitaria.

Bach. Mogollón Borrero Angello Gianfranco

Agradecimientos

Agradezco a Dios por brindarme mucha energía para poder lograr todo lo que me propongo.

Agradezco a mis padres porque sin su apoyo no hubiese sido posible lograr la meta de poder estudiar la carrera que me agrada.

Agradezco a mis abuelos, hermano, tíos, primos y demás familiares que sin su apoyo no hubiese sido posible culminar la carrera de ingeniería civil satisfactoriamente.

Agradezco a Adriana, quien fue un apoyo único al momento de realizar este proyecto, agradecido infinitamente contigo.

Bach. Frias Silva Eduardo Paolo

En primer lugar, doy infinitamente gracias a Dios, por haberme dado fuerza valor para culminar esta etapa de mi vida.

Agradezco también la confianza y el apoyo brindado por parte de mi madre, que sin duda alguna en el trayecto de mi vida me ha demostrado su amor, corrigiendo mis faltas y celebrando mis triunfos.

A mi padre, que con sus consejos me ha ayudado a afrontar los retos que se me han presentado a lo largo de mi vida y sé que está orgulloso de la persona en la cual me he convertido.

Agradezco a mis amigos Mónica Esquivel y Eduardo Frias quienes con su ayuda, comprensión y apoyo incondicional han sido parte fundamental de mi vida y carrera universitaria, por compartir momentos de alegría, tristeza y demostrarme que siempre podre contar con ellos.

Finalmente, al Ing. Ricardo Narváez por toda la colaboración brindada, durante la elaboración de este proyecto.

Bach. Mogollón Borrero Angello Gianfranco

Resumen

El presente proyecto se desarrolló en el sector de Huabalito-Chicama, la cual fue una de las zonas más afectadas por el Fenómeno del Niño Costero, al presentarse este tipo de desastres climatológicos, dedujimos un planteamiento a dicho problema el cual es determinar la simulación hidráulica bidimensional de las zonas de inundación aguas abajo del sector Huabalito-Chicama.

La metodología presentada mediante el pre-procesamiento y post-procesamiento de datos obtenidos de campo y procesados mediante la Integración del Modelo Hidráulico Hec-Ras con el Sig-Arcview respectivamente es una alternativa confiable, técnicamente eficiente y económicamente razonable a nuestra realidad nacional y regional. De acuerdo a los resultados obtenidos del modelo podemos deducir que la alternativa planteada para la protección de la vía de acceso hacia Huabalito y áreas agrícolas aledañas viene siendo la más acertada con fines de protección en la margen izquierda. Adicionalmente debemos resaltar que de acuerdo a los valores observados podemos concluir que con el flujo obtenido no se producirán arenamientos ya que contaremos con velocidades de 3 m/s a mayores, las cuales vienen a ser suficientes para el acarreo de materiales suspendidos en el lecho de río. Con el planteamiento dado podemos garantizar la protección adecuada de la vía hacia Huabalito-Puente Punta Moreno, las áreas agrícolas aledañas a los márgenes y también la misma infraestructura de protección empleada ya que contamos con anchos de equilibrio adecuados y estructuras temporales como son los espigones de manera adecuada en puntos específicos del cauce. Por ello, en la actualidad se torna necesario que las autoridades locales y regionales apliquen este método en los diferentes tramos del río Chicama y en otros ríos de la costa, para cuantificar los daños en posibles inundaciones futuras y planificar las medidas correctivas necesarias.

Abstract

The present project was developed in the sector of Huabalito-Chicama, which was one of the zones most affected by the phenomenon of the Coastal Child, this type of climatological disasters, two-dimensional flood zones downstream of the Huabalito-Chicama sector.

The methodology presented through the processing and post-processing of field and processed data by integrating the Hec-Ras Hydraulic model with Sig-Arcview respectively is a reliable, technically efficient and economically reasonable alternative to our national reality and regional level. According to the results obtained from the model can be deduced from the alternative proposed for the protection of the access road to the left margin. In addition, we must point out that according to the observed values, they can conclude that with the flow obtained the sandstones that already have velocities of 3 m / s greater, which are a being for the transport of suspended materials in the bed of river. With the approach given can guarantee the adequate protection of the road to Huabalito-Punta Moreno Bridge, the agricultural areas bordering the banks and also the same protection infrastructure used as we have adequate balance widths and temporary structures such as son the pier appropriate way in the specific points of the channel. For this reason, it is now necessary for local and regional authorities to apply this method in the different stretches of the Chicama River and in other coastal countries, to quantify damages in possible future floods and to plan the necessary corrective measures.

Índice

Presentación	3
Dedicatoria	4
Agradecimientos.....	5
Resumen.....	6
Abstract	7
1. Introducción	10
1.1. Planteamiento del problema	10
1.2. Delimitación del problema	12
1.3. Formulación del problema.....	13
1.4. Formulación de la hipótesis.....	13
1.5. Objetivos del estudio.....	13
1.6. Justificación del estudio	13
1.6.1. Importancia de la Investigación.	13
1.6.2. Viabilidad de la investigación.....	14
2. Marco teórico	14
2.1. Antecedentes.....	14
2.2. Fundamentación teórica de la investigación.....	17
2.3. Definiciones.....	19
3. Material y métodos	21
3.1. Material	21
3.1.1. Población	21
3.1.2. Muestra	21
3.1.3. Unidad de Análisis	22
3.2. Método	22
3.2.1. Tipo de Investigación	22
3.2.2. Diseño de Investigación.....	22
3.2.3. Variables de estudio y operacionalización.....	22
3.2.3.1. Variable Independiente	22
3.2.3.2. Variable Dependiente.....	23
3.2.4. Instrumentos de recolección de Datos	23

3.2.5.	Procedimientos y Análisis de Datos	24
3.2.6.	Técnicas de análisis de datos	25
3.2.7.	Modelos Estadístico.....	27
4.	Resultados	37
4.1.	Obtener información de la Junta de Usuarios de Agua Valle Chicama:	37
4.2.	Realizar un Estudio Hidrológico de la cuenca del rio Chicama para determinar los caudales máximos extraordinarios.	47
4.3.	Realizar la simulación hidráulica bidimensional del tramo en estudio para determinar zonas de inundación a diferentes periodos de retorno cada 2,5,10,25,50 años.....	55
INFORMACIÓN BÁSICA		56
4.4.	Diseño de las estructuras de defensas rivereñas aplicando en hojas de Excel	86
4.5.	Realizar la simulación hidráulica en cauce modificado por estructuras de protección	141
5.	Discusión de Resultados	141
5.1.	Discusión de Resultados de los Datos Básicos.....	141
5.1.1.	Fuerza Tractiva.....	141
	Grava rodada de cuarzo.....	141
5.2.	Discusión de Resultados de la Aplicación de la Metodología	142
5.2.1.	Mapa de Inundación	142
5.2.2.	Mapa de Profundidad del Nivel de Agua	142
5.2.3.	Resultados del Impacto de la Inundación sobre los Mapas Temáticos	143
5.2.4.	Mapa Temático de Suelos.....	144
5.2.5.	Mapa Temático de Uso Actual de la Tierra	146
5.2.6.	Integración del Modelo Hidráulico HE-RAS con el SIG-ARCVIEW.....	146
6.	Conclusiones	147
7.	Recomendaciones	149
8.	Referencias bibliográficas.....	149
9.	Anexos	151

1. Introducción

1.1. Planteamiento del problema

La provincia de Trujillo en el mes de marzo del 2017 se vio afectada por huaicos e inundaciones que azotaron la ciudad, producto del Fenómeno de “El Niño Costero”, estas inundaciones dañaron demasiadas infraestructuras de ingeniería, los distritos más afectados fueron: Trujillo, La Esperanza, Florencia de Mora, El Porvenir, Salaverry, El Milagro ubicados en la provincia de Trujillo. (UPAO TV, 2017)

Las inundaciones en el Perú son un problema recurrente cada año, debido a la estacionalidad de las precipitaciones en la región andina, la cual tiene una época seca y una época de lluvia bien diferenciada, esta última de diciembre a marzo, sumado a los años de presencia del fenómeno del niño hacen que los caudales de los ríos que bajan de la región andina a la costa aumenten varias veces su magnitud, desbordándose y ocasionando daños en ciudades de la costa específicamente en la región norte del país. (AUTORIDAD NACIONAL DEL AGUA, 2008)

En el norte del país, se nota una estrecha relación entre el fenómeno El Niño (los más intensos y catalogados como catastróficos se registraron en 1925, 1982-1983 y 1997-1998), las precipitaciones extremas y las inundaciones, sin embargo, no siempre pueden ser atribuidas a este fenómeno, sino a procesos naturales meteorológicos o acciones antrópicas. En el cauce del río Chicama, las inundaciones catastróficas son ocasionadas por el desbordamiento de una avenida ordinaria o extraordinaria con gran capacidad para erosionar o sedimentar. En este proceso de inundación ocurren pérdidas de cultivos, disminución de tierras de cultivo, deterioro de infraestructura vial, hidráulica y centros poblados; amenazando la vida de los pobladores. Por lo tanto, el valle es considerado muy vulnerable ante la presencia de estos eventos de crecida; como consecuencia de las insuficientes obras de defensa ribereña, cobertura vegetal casi inexistentes, cauces colmatados, etc. (ABANTO, 2010).

Márquez (2009) Dijo que la inundación suele atribuirse a desórdenes climáticos excepcionales que tendrían, de ser así, la extraña característica de ser excepciones que se presentan todos los años. El no reconocer su carácter natural conduce a que se intente controlar las inundaciones por medio de embalses, diques y otras costosas obras de ingeniería. Pero controlar fenómenos naturales de gran escala es casi imposible, y con frecuencia logra el efecto opuesto, al causar inundaciones en sitios

inesperados o propiciar la ocupación de áreas de alto riesgo bajo la protección de muros de contención que terminan por ceder ante las aguas. Pero más grave es que así se elude la responsabilidad que sectores de la sociedad y el Estado tienen en la catástrofe recurrente. Las herramientas inmediatas para mitigar impactos son medidas de equidad social, que permitan reubicar la población en áreas seguras, y en la conservación y restauración de las cuencas, bosques y ciénagas para evitar, al menos, que empeoren inundaciones y sequías.

Vieyra (2010) Dijo que los desastres urbanos asociados a fenómenos naturales han tenido repercusiones diferentes a través de la historia, sin embargo, durante la última década los impactos de amenazas naturales han causado innumerables pérdidas humanas, materiales y económicas, principalmente en ciudades pequeñas y medianas (latinoamericanas), debido a las condiciones humanas y los procesos acelerados de consolidación de suelo que se están llevando a cabo.

Abanto (2010) El ministerio de Agricultura, mediante convenio con el Instituto de Recursos Naturales (INRENA) y posteriormente Autoridad Nacional del Agua (ANA), han ejecutado el encauzamiento de ríos y protección de Estructuras de Captación (PERPEC), en diferentes valles del Perú.

Bajo este convenio, en el valle del río Chicama, se han construido obras estructurales de defensa ribereña, desde el año 1999 hasta 2009; que comprenden limpieza y descolmatación del cauce, construcción de diques enrocados y protección de estructuras.

Un caso reciente fue el estudio de la Zonificación de Áreas inundables Aplicada al último tramo del Río Chillón, para lo cual se hizo el uso del modelo hidráulico IBER para el cálculo de los parámetros necesarios para determinar el grado de amenaza para diferentes periodos de retorno de las avenidas extraordinarias.

Como resultado final se obtuvo los mapas de amenaza de inundación en donde podrá determinarse el área inundada, el volumen de agua que cubra la planicie de inundación y los límites de la misma.

Como todo río de la costa peruana, el río Chicama transporta una gran cantidad de sedimentos, tanto por suspensión como por arrastre, presentando erosiones activas con grandes áreas de inundación. Las evaluaciones del peligro de inundaciones, basadas en mediciones directas, han determinado una superficie afectada perteneciente a la comisión de regantes Sausal,

específicamente a las áreas irrigadas por los canales de derivación Huabalito y pampas de Jaguey que son las afectadas directamente por la erosión e inundación del río Chicama en este sector.

Son trece los puntos críticos del río Chicama debido al excesivo crecimiento de su caudal, en Ascope, de acuerdo a lo detectado por el comité de operaciones que integran representantes de la empresa privada, de las municipalidades y diversas instituciones de la provincia.

Estos puntos son: Huabalito - Pampas, Salinar, Plan - Voladero, Quemazón – Piedra Molino (tres sectores), Víctor y Campo Larco, San Diego – acequia Chichlin, Chicamita – San Diego, puente Nazareno (ambos márgenes), Aluvión – Acope, Potreros, Cepeda, puente Soldado – Roma y Cartavio. (Diario la Industria, 2017)

En el valle Chicama se presentan estos desbordes de su cauce en los meses de lluvias, lo cual afecta a los pobladores y a los agricultores.

El control de inundaciones en el valle del río ha sido manejado en el pasado mediante acciones de limpieza de cauce, y el empleo de muros de defensa ubicados en algunos sectores en forma aislada.

Las áreas de cultivo y la carretera carrozable del tramo comprendido desde el puente Punta Moreno hasta la desembocadura en el mar vienen sufriendo continuamente daños por el discurrir por la margen izquierda del río frente a las cada vez más frecuentes avenidas del río, que originan cuantiosas pérdidas en la actividad económica grandes pérdidas económicamente a los agricultores de la zona, con pérdidas de terrenos agrícolas y erosión de la infraestructura de riego y vial existente con la consiguiente interrupción del tráfico de carga, pasajeros y grandes riesgos de pérdidas de vidas humanas.

En el 2015 Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (Senamhi) declaró el río Chicama en alerta roja, pues superó sus valores históricos en casi 231%, el Gobierno Regional de La Libertad informó que el río Chicama reportó un nivel máximo de riesgo de 298 %.

1.2. Delimitación del problema

La zona de estudio va estar limitada de 3 a 4 Km del Río Chicama, que comprende el sector Huabalito que se ven afectados por el Río Chicama.

1.3. Formulación del problema

¿Cómo determinar la simulación hidráulica bidimensional de las zonas de inundación aguas abajo del sector Huabalito - Chicama-2017?

1.4. Formulación de la hipótesis

Si realizamos la simulación hidráulica bidimensional de un tramo del sector Huabalito del Río Chicama entonces se podrá estimar zonas de inundación.

1.5. Objetivos del estudio

Objetivo General.

Realizar la simulación hidráulica bidimensional de las zonas de inundación aguas abajo del Sector Huabalito-Chicama-2017, para proyectar estructuras de defensa ribereña.

Objetivos Específicos.

- Obtener información de la Junta de Usuarios de Agua Valle Chicama: estudios Topográficos, estudios de Suelos y datos hidrológicos de la cuenca del Río Chicama.
- Realizar un Estudio Hidrológico de la cuenca del río Chicama para determinar los caudales máximos extraordinarios.
- Realizar la simulación hidráulica bidimensional del tramo en estudio para determinar zonas de inundación a diferentes periodos de retorno cada 2, 5, 10, 25 y 50 años.
- Diseño de las estructuras de defensas rivereñas aplicado en hojas de Excel
- Realizar la simulación hidráulica en cauce modificado por estructuras de protección

1.6. Justificación del estudio

1.6.1. Importancia de la Investigación.

El incremento de la vulnerabilidad física, económica y sociocultural ante las inundaciones es una de las características de las grandes áreas urbanas y periurbanas de América latina. La región es, sin duda alguna, la más urbanizada del mundo en desarrollo. Desde mediados de los años '90, ciudades como México DF, San Pablo, Bogotá, Lima, Río de Janeiro y Buenos Aires, todas con

varios millones de habitantes, vienen llevando a cabo proyectos multimillonarios en materia de infraestructura básica para hacer frente a un legado de degradación ambiental y de insuficiencia de obras y medidas para mejorar y ampliar el suministro de agua y redes de alcantarillado existente, como también para el tratamiento de las inundaciones. Aun así, el enfoque con el cual tradicionalmente se abordan los problemas del drenaje pluvial urbano y la gestión de inundaciones en la región muestra aún gran retraso. (Bertoni, 2016).

Por lo que es importante aplicar métodos computarizados para realizar las simulaciones hidráulicas y determinar zonas de inundación en este caso del río Chicama tramo Huabalito

1.6.2. Viabilidad de la investigación.

- Se cuenta con recursos adecuados para el estudio del proyecto.
- Se tiene zonas accesibles.
- Se cuenta con información técnica del Río Chicama.

2. Marco teórico

2.1. Antecedentes

El presente documento tiene por objeto la modelización hidrológica e hidráulica del cauce del Río Antas, estudiando la máxima inundación previsible, para avenidas extraordinarias con periodo de retorno de 500 años, en un tramo de aproximadamente 2 km en la desembocadura del cauce con el Mar Mediterráneo. Definiendo las zonas susceptibles de inundación por las crecidas del curso fluvial.(D. Victorino Martinez Alvarez , 2014)

El manual está organizado en cuatro partes: En la primera, se presenta el panorama referente a la información necesaria y disponible para la atención de una emergencia por inundación, incluyendo información geográfica, meteorológica, hidrológica e hidrométrica, pero también acerca de la información de la infraestructura que permita prevenir daños a la misma o facilitar su reparación en caso necesario, así como de los planes, programas y atlas de riesgo existentes que faciliten la organización de la atención a las emergencias mencionadas.

En la segunda, denominada “Modelos Hidráulicos”, se presentan los estudios necesarios en aquellas zonas detectadas como “inundables”, que proporcionan información sobre las magnitudes

de las lluvias que se pueden presentar y los escurrimientos asociados, su relación con el entorno ecológico, así como los posibles cambios en el comportamiento del escurrimiento de una cuenca cuando se modifican las características de la misma por efecto de la actividad del hombre.

En la tercera parte, se proponen alternativas para el control de las inundaciones, desde las clásicas soluciones estructurales como la construcción de presas, drenado de cauces o la construcción de bordos longitudinales, hasta las no estructurales como la elaboración de sistemas de alerta temprana, planes de desarrollo urbano incluyendo el ordenamiento territorial de las zonas urbanas, etc., todo ello para hacer más efectivo el manejo de las inundaciones.

En la cuarta y última se presentan los diferentes programas que deberían existir en todas las zonas inundables para contar con un mejor control de las inundaciones, que incluyen los programas de seguridad de presas, cauces y otras estructuras, los programas ambientales, programas de comunicación y sistemas de alertamiento, programas de reubicación, de manejo de cuencas, de aseguramiento de las estructuras y probablemente uno de los más importantes de todos, el programa de convivencia con las inundaciones, que pretende enseñar al hombre a convivir con la naturaleza en especial con las zonas inundables, en lugar de tratar de modificar la misma con soluciones complejas y costosas y finalmente, el plan de atención de una emergencia. (Comision Nacional del Agua, 2011)

Las definiciones de los términos utilizados en el presente Manual se describen en la parte final de este documento, asimismo los términos que no se incluyan en él, se encuentran contenidos en el “Glosario de términos de uso frecuente en proyectos de infraestructura vial” aprobado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Las características geográficas, hidrológicas, geológicas y geotécnicas de nuestro país dan lugar a la existencia de problemas complejos en materia de drenaje superficial y subterráneo aplicado a carreteras; debido al carácter muy aleatorio de las múltiples variables (hidrológico-hidráulico, geológico-geotécnico) de análisis que entran en juego, aspectos hidráulicos que aún no están totalmente investigados en nuestro país; el planteamiento de las soluciones respectivas, obviamente estarán afectados por niveles de incertidumbres y riesgos inherentes a cada proyecto. Por lo tanto y dado el carácter general y orientativo del presente Manual, para el tratamiento de los problemas señalados se deberá aplicar los adecuados criterios profesionales. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2012).

El objetivo General es el de Construir un modelo Físico de Fondo Fijo en la Cual determinaremos los niveles máximos que alcanzan el agua para las máximas y los objetivos específicos son el de determinar tipo de estructura para el modelo, las curvas Intensidad Frecuencia y tiempo de duración de las lluvias, determinación de los parámetros hidráulicos del río, etc. El mecanismo para dicha Simulación hidráulica será calibrando primeramente el modelo físico. El proceso de modelación parte desde la construcción del modelo mismo, el registro y toma de datos del mismo prototipo hasta la verificación con programas computacionales de los resultados de la simulación del modelo construido.

Los parámetros hidráulicos encontrados en la simulación del río Vinto para periodos de retornos mayores a 50 años son: 2.5 m de tirante con caudales mayores a 90 m³/s. El puente entra en ahogamiento, con inundaciones a 150 -200 m, aguas arriba del puente, por lo cual se recomienda Elevar los paramentos Mampostería de Piedra a 3.0 m del lecho más bajo del cauce o realizar un canal o en su caso dragar el río a una sección de eficiencia hidráulica. (Canaviri, 2009)

En el proyecto general se ha identificado al Río Yarabamba, perteneciente a la microcuenca del mismo nombre, como uno de los principales elementos a ser estudiados, así como al sector denominado Villa Yarabamba. El río Yarabamba sirve de fuente de recurso hídrico a diferentes Distritos a lo largo de su curso, entre ellos el pueblo de “Villa Yarabamba”. Las precipitaciones que se han dado en los últimos años en la microcuenca Yarabamba han incrementado el caudal del río, específicamente en los meses de diciembre, enero, febrero, marzo y abril. Esto ha originado un posible riesgo en todos los distritos aledaños al río Yarabamba, ya que se esto podría generar inundaciones, afectando a las viviendas de la población y en especial a sus cultivos. A pesar de algunos esfuerzos aislados, el área de estudio aún carece de una estructura adecuada que proteja a la población ante estos riesgos. 2 El proyecto de encauzamiento y defensas ribereñas en el río Yarabamba, se basa en el conocimiento real del análisis del sistema físico e hidrológico, que se desarrolla en los capítulos I, II, III, IV y V. El análisis de esta información nos permite identificar factores hidrológicos y sociales en la zona del proyecto, de esta forma se podrá seleccionar y diseñar adecuadamente la mejor alternativa de solución ante una posible inundación que se desarrolla en los capítulos VI y VII. Seleccionada y diseñada la mejor alternativa, se prosigue con una EIA descrita en el capítulo VIII que ayudará a minimizar los impactos negativos y potenciar los impactos positivos que genera el proyecto, siguiendo con costos, presupuestos y programación

de obra final, para concluir con las especificaciones técnicas con la que deberá ser construida dicha estructura hidráulica, todo esto descrito en los capítulos, IX y X. Se ha empleado el método de Témez modificado para el cálculo de caudales máximos que nos permitirán diseñar el encauzamiento del río con defensas ribereñas. El presente estudio se hace con el fin de mitigar los posibles daños que se pueden presentar en el futuro, garantizar el riego de los cultivos de la zona, infraestructura hidráulica y protección del pueblo de “Villa Yarábamba” (Edwin, 2016)

El uso de gaviones y geosintéticos en las riberas es una de las mejores alternativas para reducir el impacto que ocasiona el flujo de los ríos, pues evita la erosión y mantiene una base estable en las estructuras de contención; además que forma parte del encauzamiento de las riberas. Así lo afirmó el ingeniero Johan Escudero, especialista de CIDELSA en esta tecnología, tras asegurar que las defensas ribereñas con gaviones y geosintéticos son más económicas, resistentes, flexibles y de rápida instalación, comparadas con las que se construyen de concreto.

Un ejemplo de la eficiencia de estos productos lo ubicamos en el distrito cusqueño de San Jerónimo. Ahí se aplicó este sistema de defensa mejorando las condiciones de encauzamiento en el río Huacotomayo, que estaba generando erosión en la zona de curva perjudicando las bases de un puente. “Al impactar la corriente sobre la estructura rígida, se producía una erosión que debilitaba la infraestructura. Por ello, se instaló una defensa ribereña con gaviones y geosintéticos, que alejó la erosión de la base del sistema de contención a un punto más lejano evitando daños” (CIDELSA, 2016)

2.2. Fundamentación teórica de la investigación

• **Defensa Ribereña**

Las defensas ribereñas son estructuras construidas para proteger las crecidas de los ríos las áreas aledañas a estos cursos de agua.

La protección contra las inundaciones incluye, tanto los medios estructurales, como los no estructurales, que dan protección o reducen los riesgos de inundación.

• **HEC RAS**

HEC-RAS (Hydrological Engineering Center - River Analysis System) es un programa de modelización hidráulica unidimensional compuesto por 4 tipos de análisis en ríos:

- Modelización de flujo en régimen permanente
- Modelización de flujo en régimen no permanente
- Modelización del transporte de sedimentos
- Análisis de calidad de aguas

Nos permite simular flujos en cauces naturales o canales artificiales para determinar el nivel del agua por lo que su objetivo principal es realizar estudios de inundabilidad y determinar las zonas inundables.

- **Simulación Hidráulica**

La simulación de los sistemas de distribución de agua puede entenderse, como el uso de una representación matemática del sistema real (denominado modelo matemático), con el que se pretende aumentar su comprensión, hacer predicciones y posiblemente ayudar a controlar el sistema utilizándose como la base en el cálculo hidráulico para simular diferentes estados de carga que se producen en la red de distribución.

- **Modelización hidráulica 1D**

La ecuación fundamental en la modelización es la conservación de la energía entre dos secciones de río, aunque también se utiliza la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento para fenómenos locales, como pueden ser cambios de régimen, y otras ecuaciones más o menos empíricas para otros efectos locales como puentes, azudes, etc.

Cuando se trata de conocer los niveles máximos en avenida, efectuar el estudio a nivel de movimiento unidimensional, régimen permanente y fondo fijo, ofrece resultados que están del lado de la seguridad al obtener láminas de agua que suelen estar por encima de la envolvente de calados máximos que se obtendrían con un modelo en régimen variable y un hidrograma cuya caudal punta fuera el caudal utilizado en el cálculo en régimen permanente.

Son adecuados para el estudio de flujos con un marcado carácter unidimensional, utilizándose básicamente para la modelización de ríos y canales en los cuales la geometría se puede definir por una línea o cauce longitudinal con una sección transversal asociada en cada punto.

- **Modelización hidráulica 2D**

Es un método de modelización hidráulica que no estudia el comportamiento del flujo respecto de unas secciones transversales, si no que, a partir de una malla generada desde información

de Modelos Digitales de Elevaciones del Terreno, estudie celda por celda qué ocurre y cómo se comporta el flujo en ella, es decir, hacia dónde se dirige.

En la modelización de ríos puede ser necesario recurrir a un modelo 2D cuando existen meandros fuertes con llanuras de inundación importantes. En dichas geometrías, para el cálculo de aguas bajas se puede utilizar un modelo 1D, pero para el caudal de avenida la dirección del flujo deja de seguir el cauce principal, inundando las llanuras adyacentes para circular por el cauce de aguas altas, mucho más rectilíneo y ancho que el cauce principal.

Otro caso en el que se debe recurrir a la modelización bidimensional en ríos es en el estudio de tramos cortos en los que existen ensanchamientos y estrechamientos de sección que pueden provocar, en función de las condiciones de calado y caudal, zonas de recirculación importantes, que también suelen aparecer para determinadas condiciones de marea en la desembocadura de ríos en estuarios, y que reducen la sección efectiva de desagüe, provocando un aumento de velocidad en el resto de la sección.

Además, las modelizaciones hidráulicas de propagación de avenidas pueden incluir los siguientes efectos:

Presión hidrostática

Pendiente del fondo

Rozamiento del fondo

Tensiones tangenciales viscosas

Tensiones tangenciales turbulentas

Rozamiento superficial por viento

Fuerza de Coriolis

Aportaciones puntuales o distribuidas de caudal

2.3. Definiciones

Algunas de las definiciones que se mencionan fueron extraídas de la Ley de Recursos Hídricos y su Reglamento N° 29338.

- **Acciones de prevención contra las inundaciones.** Consideran la identificación de puntos críticos de desbordamiento por la recurrencia de fenómenos hidrometeorológicos y de eventos extremos, que hacen necesaria la ejecución de actividades permanentes de

descolmatación de cauces, mantenimiento de las pendientes de equilibrio y construcción de obras permanentes de control y corrección de cauce.

- **Acciones estructurales.** Constituye obras de defensa, embalses de regulación, obras de defensas provisionales, defensas vivas obras de encauzamiento y otras obras afines.
- **Obras de defensa.** Constituyen obras de defensa las que se ejecutan entre las márgenes de los cursos de agua, en una o en ambas riberas. Las obras de defensa ribereñas son las obras de protección de poblaciones, infraestructura de servicios públicos, tierras de producción y otras contra las inundaciones y la acción erosiva del agua.
- **Obras de encauzamiento.** Constituyen obras de encauzamiento las que se ejecutan en las márgenes de los ríos en forma continua para formar un canal de escurrimiento que permita establecer el cauce del río o quebrada dentro de una zona determinada. En principio, las obras de encauzamiento tienen prioridad sobre las de defensa para la solución integral de los problemas creados por las avenidas extraordinarias.
- **Dique con enrocado.** Son medidas estructurales permanentes paralelas al flujo del agua, que se construyen en la margen del cauce del río. Conformado a base de material de río dispuesto en un cuerpo de forma trapezoidal compactado y revestido con roca en su cara húmeda. Permite contrarrestar los efectos erosivos del río.
- **Muro de gaviones.** Estructuras flexibles permanentes y paralelas al flujo del, que se construyen en la margen del cauce del río. Construidos con cajas de malla hexagonal tejida a doble torsión, compuesto de alambre 14 galvanizado. Son colocados uno tras otro y uno sobre otro, llenados con cantos rodados que se encuentran en los cauces de los ríos. Son apropiados en zonas de ríos con pendiente suave y baja velocidad.
- **Espigones.** Son estructuras permanentes y trabajan en conjunto, son empleados, cuando se desee orientar en forma convergente los cursos de agua o existan cauces demasiado amplios y de fácil erosión. Son ubicados en forma transversal al flujo del agua y pueden ser con roca o malla de gaviones.
- **Cauce o álveo.** Continente de las aguas durante sus máximas crecidas, constituye un bien de dominio público hidráulico.

- **Riberas.** Áreas de los ríos, arroyos, torrentes, lagos y lagunas, comprendidas entre el nivel mínimo de sus aguas y el nivel de su máxima creciente. No se consideran las máximas crecidas registradas por eventos extraordinarios, constituye un bien de dominio público hidráulico.

3. Material y métodos

3.1. Material

3.1.1. Población

La población consta de 115 pobladores del Caserío de Huabalito

3.1.2. Muestra

Para obtener nuestra la se recurrió a las formula del muestreo aleatorio simple para estimar proporciones para una población finita.

$$n = \frac{Z^2PQN}{e^2(N - 1) + Z^2PQ}$$

Donde:

- **Z:** Valor de la abscisa de la curva normal para una probabilidad del 95% de confianza.
- **P:** Proporción de funcionarios que manifestaron existe inclusión financiera para los programas sociales (P = 0.5, valor asumido debido al desconocimiento de P)
- **Q:** Proporción de funcionarios que manifestaron existe inclusión financiera para los programas sociales (Q = 0.5, valor asumido debido al desconocimiento de Q)
- **e:** Margen de error 5% (nivel de significancia de 95% y 5% como margen de error).
- **N:** Población.
- **n:** Tamaño óptimo de muestra.

$$n = \frac{95\%^2 \cdot 0.5 \times 0.5 \times 115}{5\%^2 (115-1) + 95\%^2 \cdot 0.5\% \times 0.5\%} = 50.8$$

Lo cual encuestaremos a 50 personas de la población

3.1.3. Unidad de Análisis

Se considera el tramo del Rio Chicama desde el sector Huabalito que comprende aproximadamente 7.5 Km

3.2. Método

3.2.1. Tipo de Investigación

Por el propósito:

Aplicada

Por el nivel de conocimientos que se adquieren:

Descriptiva

3.2.2. Diseño de Investigación

TRANSVERSAL

Para la siguiente investigación se utilizó un esquema del tipo Descriptiva, porque consiste en llegar a conocer las situaciones y actitudes predominantes a través de la descripción de las actividades, procesos y personas de esta manera recolectando datos, analizado la problemática que surge en los poblados aledaños al margen del rio Chicama.

ESQUEMA:

MUESTRA	T1
M	O

Donde:

- M: Muestra
- O: Observación

3.2.3. Variables de estudio y operacionalización

3.2.3.1. Variable Independiente

Características topográficas del Rio Chicama – Sector Huabalito.

3.2.3.2. Variable Dependiente

Zonas de inundación y estructuras de protección.

HIPÓTESIS GENERAL	COMPONENTES METODOLÓGICOS			COMPONENTES REFERENCIALES	
	Variables	Unidad de análisis	Conectores lógicos	El espacio	El tiempo
Si realizamos la simulación hidráulica bidimensional de un tramo del sector Huabalito del Rio Chicama entonces se podrá estimar zonas de inundación.	V.I. Características topográficas del Rio Chicama-Sector Huabalito. V.D. Zonas de inundación y estructuras de protección.	Zonas de Inundación en el sector Huabalito	Determinación	Rio Chicama-Sector Huabalito	2017

3.2.4. Instrumentos de recolección de Datos

El levantamiento topográfico se llevará a cabo con una estación total con una precisión de calidad media.

-Para la obtención de los datos de hidrología se usará como fuente los registros de caudales de la estación el Tambo y Salinar. Los cuales obtendremos de regantes de Chicama.

-Además, es necesario la siguiente información:

-Carta Geográfica de la región Chicama, escala 1/100 000. (Delimitación geométrica de la cuenca del Río Chicama).

-Plano topográfico catastral de Chicama, escala 1/5 000

-Sistema de Información Geográfica (SIG)

-Red de apoyo Geodésico (IGN)

-Estaciones Meteorológicas (SENAMHI)

3.2.5. Procedimientos y Análisis de Datos

Se realizó el siguiente **procedimiento**:

1. Inicialmente se elaborará una entrevista de preguntas abiertas a los habitantes de la zona.
2. Luego se aplicará un cuestionario en función de los datos obtenidos en la entrevista.
3. Luego con ayuda del asesor se realizará estudios geológicos, de suelos, hidrológicos y topográficos, Por último, se validará el modelo a través de un juicio de expertos.

Con la finalidad de obtener una base de datos que recoja información específica de las edificaciones en estudio, y además identificar sus características tanto propias como del entorno, se implementara en esta investigación en planillas que de forma esquemática adjunten los datos necesarios para ser incorporados en la determinación del diseño de defensa ribereña para la construcción de diques y enrocados.

Para el **análisis de los datos** obtenidos se utilizarán los siguientes programas:

- Word 2016: Procesamiento de datos
- Excel 2016: Procesamiento de datos numéricos y de diseño
- AutoCAD Civil 3D: Diseño de planos, tanto planimetría como altimetría.
- HEC- RAS: Modelación hidráulica de causes.
- SIG: Sistema de información geográfico.

- SPSS: Programa estadístico para el procesamiento de datos.

3.2.6. Técnicas de análisis de datos

Observación

Objetivo Específico: Estado Actual de la cuenca y tiempo de avenida y estiaje		
ASPECTOS	SI	NO
Existe referencia de daños causados por la última inundación.	x	
El periodo de avenida es muy seguido.		x
El periodo de avenida es de mayor probabilidad que el periodo de estiaje.		
Aún quedan señales del último desastre causado por el río		
Existieron pérdidas materiales en la última avenida del río.		
Existieron pérdidas humanas en la última avenida del río.		
Las pérdidas económicas fueron elevadas		

Instrumento: Guías de observación

Objetivo Específico: Reacción de la gente frente a este problema natural		
ASPECTOS	SI	NO
El temor de la gente es elevado por la gran consecuencia que deja esta inundación.	x	
Los pobladores de la zona han preferido abandonar sus terrenos e inmigrara otras localidades para una mejor seguridad de vida.		
Temor de la población de perder las cosechas de sus cultivos por avenidas altas		
La municipalidad local (distrital o provincial) viene desarrollando programas para alertar a la población de este fenómeno.		
Existe posibles soluciones para alertar a la población de posibles avenidas en el futuro		

ENCUESTA DIRIGIDA A LOS POBLADORES DE HUABALITO Fecha: __/__/_____

*Le saludo gratamente y a la vez le hago llegar esta encuesta que trata sobre
, por favor ser preciso y explícito.*

Marque con un Aspa (x), en las opciones que considere

1) ¿Se encuentra ubicado geográficamente en una zona de riesgo ante inundaciones?

a) SI b) NO c) TAL VEZ

2) ¿El río Chicama representa una amenaza para la comunidad?

a) SI b) NO c) TAL VEZ

3) ¿El río Chicama representa una amenaza para el centro poblado?

a) SI b) NO c) TAL VEZ

4) ¿Te afecta la contaminación del río?

a) SI b) NO c) TAL VEZ

5) ¿Hay peligro de enfermedades ante las inundaciones?

a) SI b) NO c) TAL VEZ

6) ¿Es peligrosa esta zona?

a) SI b) NO c) TAL VEZ

7) ¿Son los habitantes los mayores afectados?

a) SI b) NO c) TAL VEZ

8) ¿Son las áreas agrícolas las más afectadas?

a) SI b) NO c) TAL VEZ

9) ¿Estaría dispuesto usted a colaborar para la elaboración de este proyecto?

a) SI b) NO c) TAL VEZ

10) ¿Existe responsabilidad de las autoridades para este problema?

- a) SI b) NO c) TAL VEZ

3.2.7. Modelos Estadístico

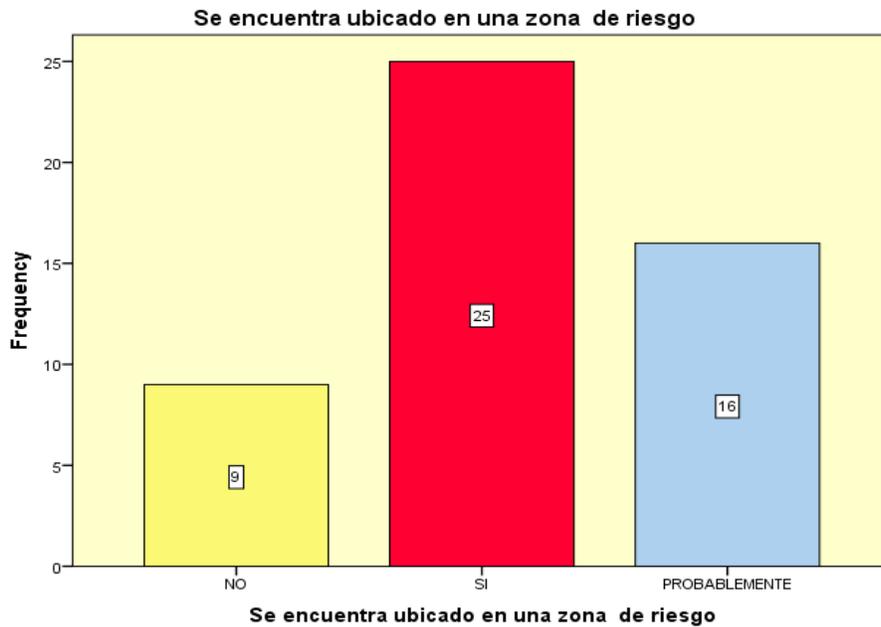
Se realizó un modelo estadístico según los datos obtenidos de la encuesta

TABLA 01

¿Se encuentra ubicado en una zona de riesgo?

		Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje Valido	Porcentaje Acumulado
Valido	NO	9	18.0	18.0	18.0
	SI	25	50.0	50.0	68.0
	PROBABLEME NTE	16	32.0	32.0	100.0
	Total	50	100.0	100.0	

GRAFICO 01



En el grafico N 01 de la encuesta elaborada podemos determinar que el 50%, según los datos de la muestra nos dice que, si están ubicados en una zona de riesgo, el 32% de los encuestados nos

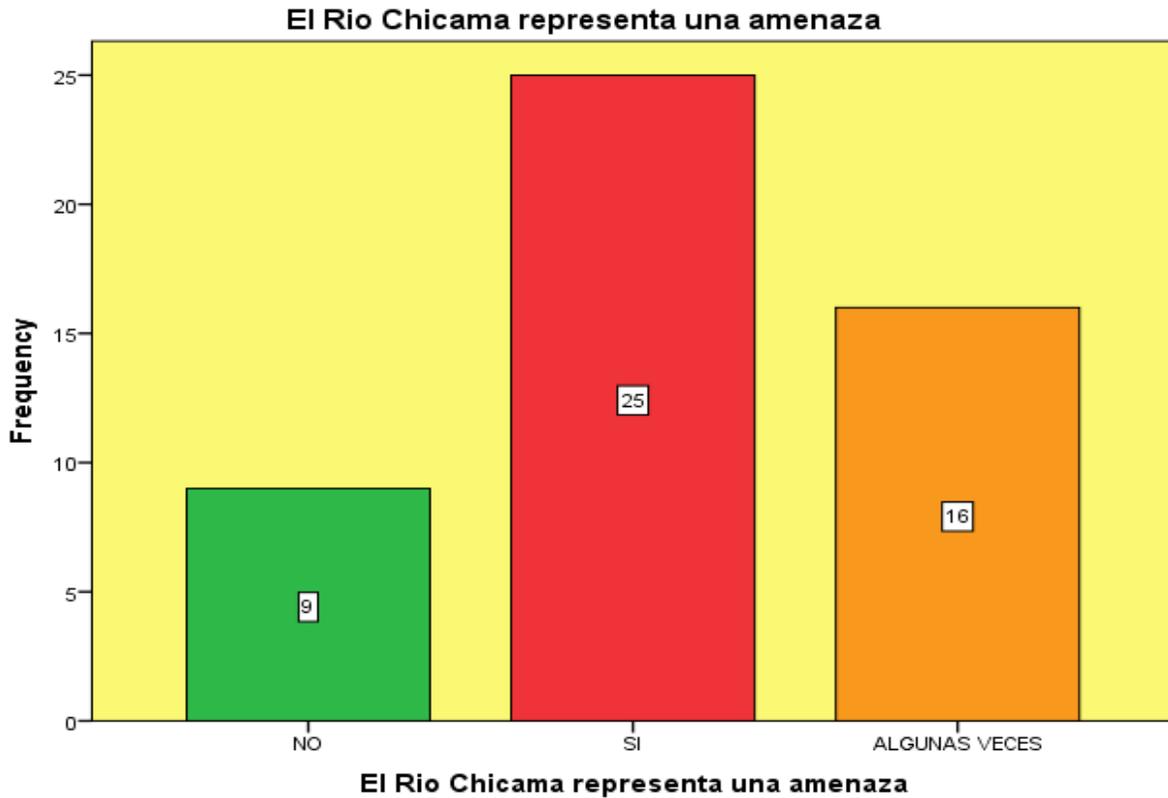
dicen que probablemente están en una zona de riesgo y el 18% nos dice que no están en una zona de riesgo.

TABLA N 02

¿El Río Chicama representa una amenaza?

		Frecuencia	Porcentaje	Valido Porcentaje	Acumulado Porcentaje
Valido	NO	9	18.0	18.0	18.0
	SI	25	50.0	50.0	68.0
	ALGUNAS VECES	16	32.0	32.0	100.0
	Total	50	100.0	100.0	

GRAFICO N 02



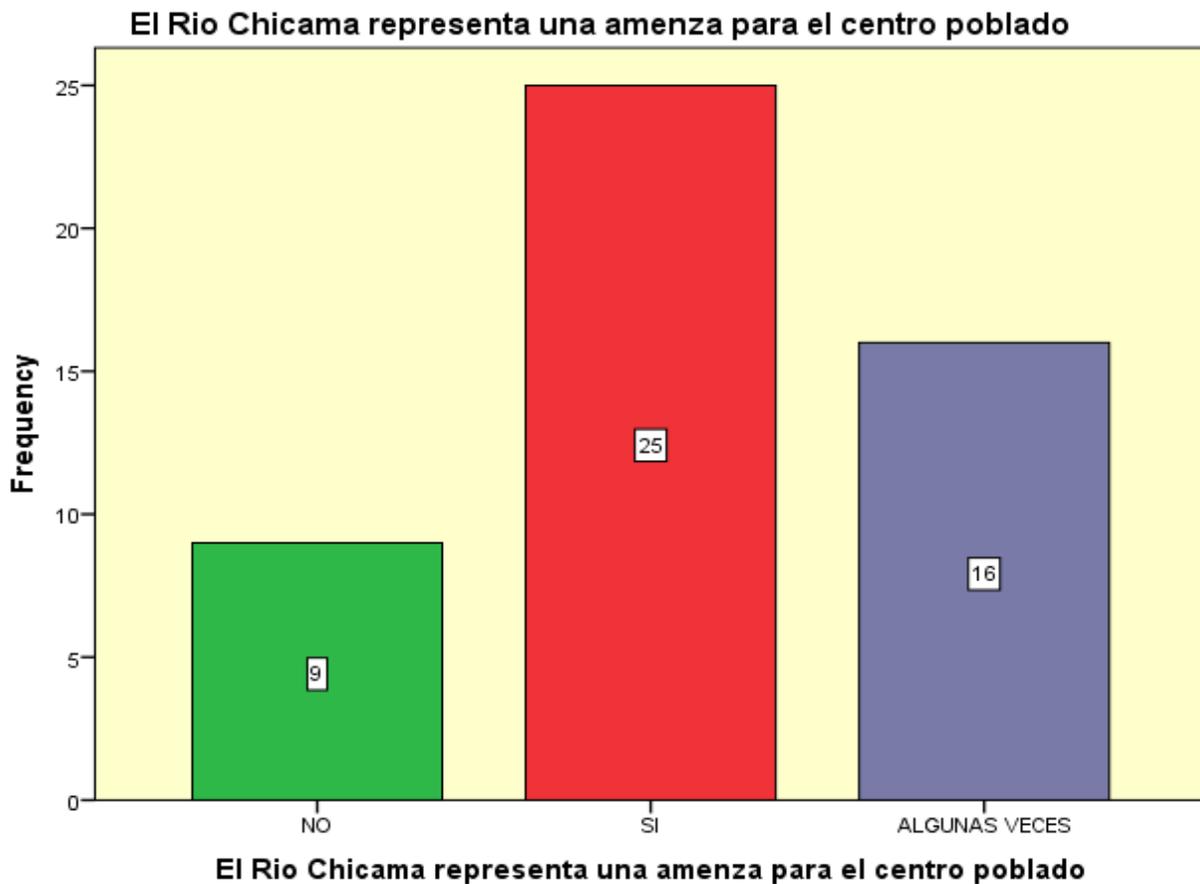
En el grafico N 02 determinamos que el 50% nos dice que el rio Chicama representa una amenaza, el 32% nos dice que algunas veces y el 18% nos dice que no es una amenaza

TABLA N 03

¿El Rio Chicama representa una amenaza para el centro poblado?

		Frecuencia	Porcentaje	Valido Porcentaje	Acumulado Porcentaje
Valido	NO	9	18.0	18.0	18.0
	SI	25	50.0	50.0	68.0
	ALGUNAS VECES	16	32.0	32.0	100.0
	Total	50	100.0	100.0	

GRAFICO N 03



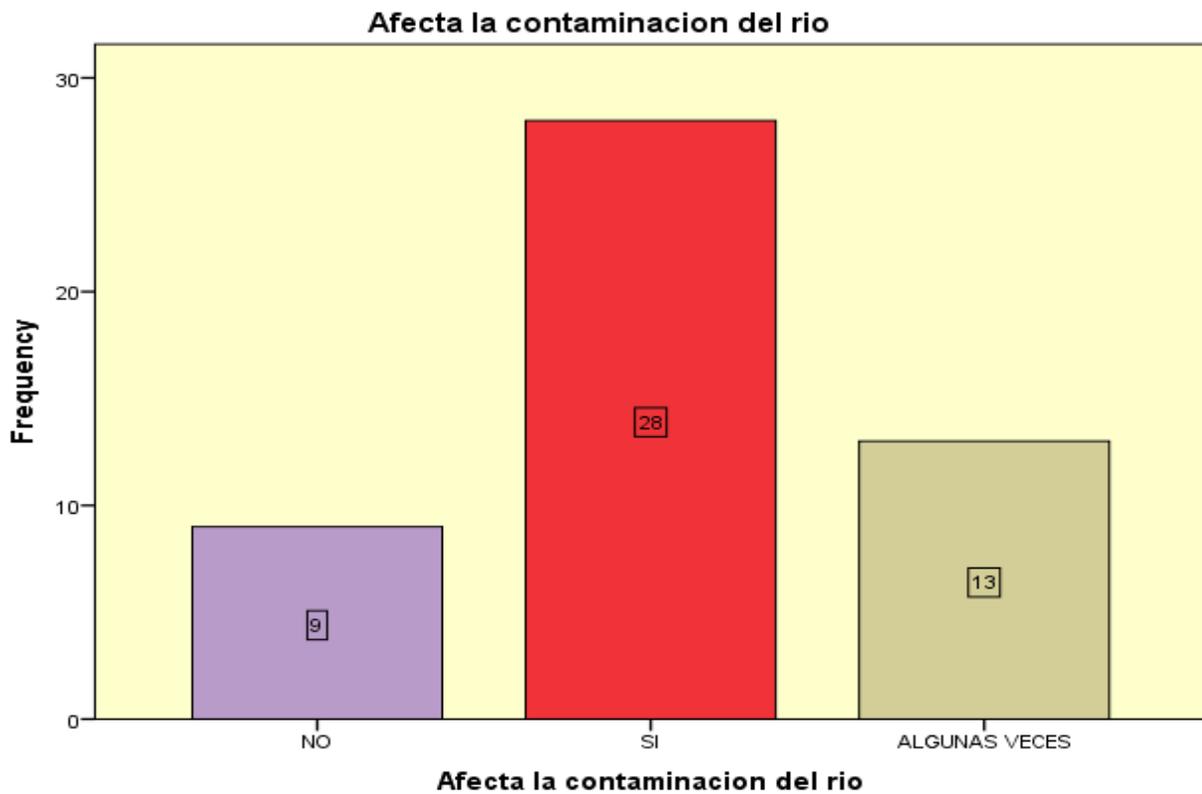
En el grafico N 03 observamos que el 50 % de la muestra dice que el rio Chicama representa una amenaza para el centro poblado, por otro lado, tenemos que el 32% nos dice que algunas veces y el 18% nos dice que el rio no es una amenaza

TABLA N 04

¿Afecta la contaminación del rio?

		Frecuencia	Porcentaje	Valido Porcentaje	Acumulado Porcentaje
Valido	NO	9	18.0	18.0	18.0
	SI	28	56.0	56.0	74.0
	ALGUNAS VECES	13	26.0	26.0	100.0
	Total	50	100.0	100.0	

GRAFICO N 04



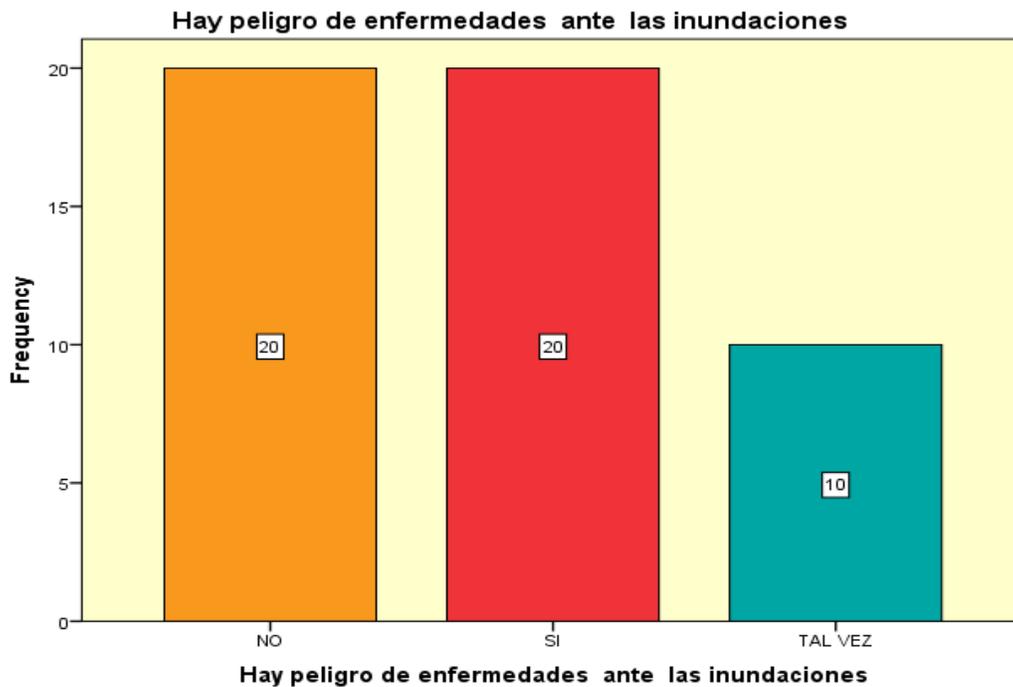
En el Grafico N 04 podemos visualizar que el 56% nos dice que afecta a la contaminación del rio por otro lado tenemos que el 18 % nos dice que no afecta y el 26% nos dice que algunas veces se afecta la contaminación del rio

TABLA N 05

¿Hay peligro de enfermedades ante las inundaciones?

	Frecuencia	Porcentaje	Valido Porcentaje	Acumulad o Porcentaje
Valido NO	20	40.0	40.0	40.0
SI	20	40.0	40.0	80.0
TAL VEZ	10	20.0	20.0	100.0
Total	50	100.0	100.0	

GRAFICO N 05



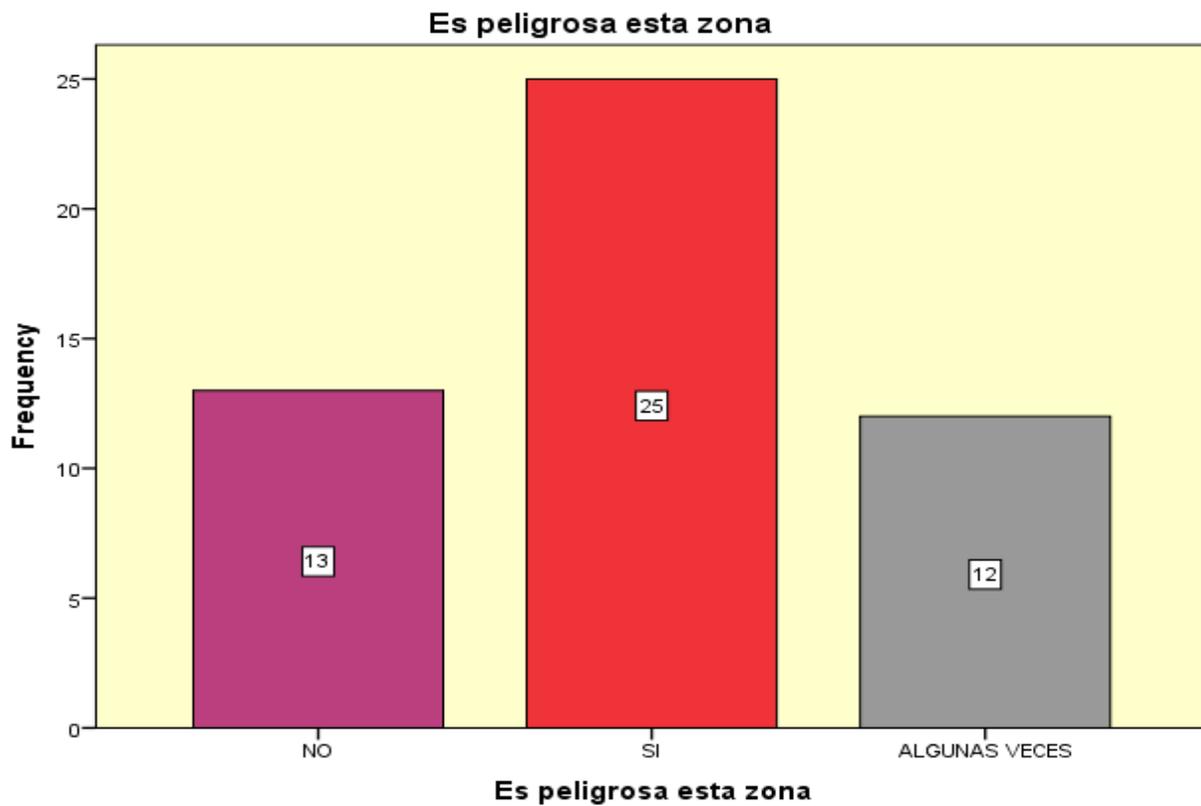
En el grafico N 05 observamos que el 40% nos dice que hay peligro de enfermedades ante las inundaciones, el otro 40% nos dice que no trae enfermedades y el 20% nos dice que tal vez podría producirle enfermedades

TABLA N 06

¿Es peligrosa esta zona?

		Frecuencia	Porcentaje	Valido Porcentaje	Acumulado Porcentaje
Valido	NO	13	26.0	26.0	26.0
	SI	25	50.0	50.0	76.0
	ALGUNAS VECES	12	24.0	24.0	100.0
	Total	50	100.0	100.0	

GRAFICO N 06



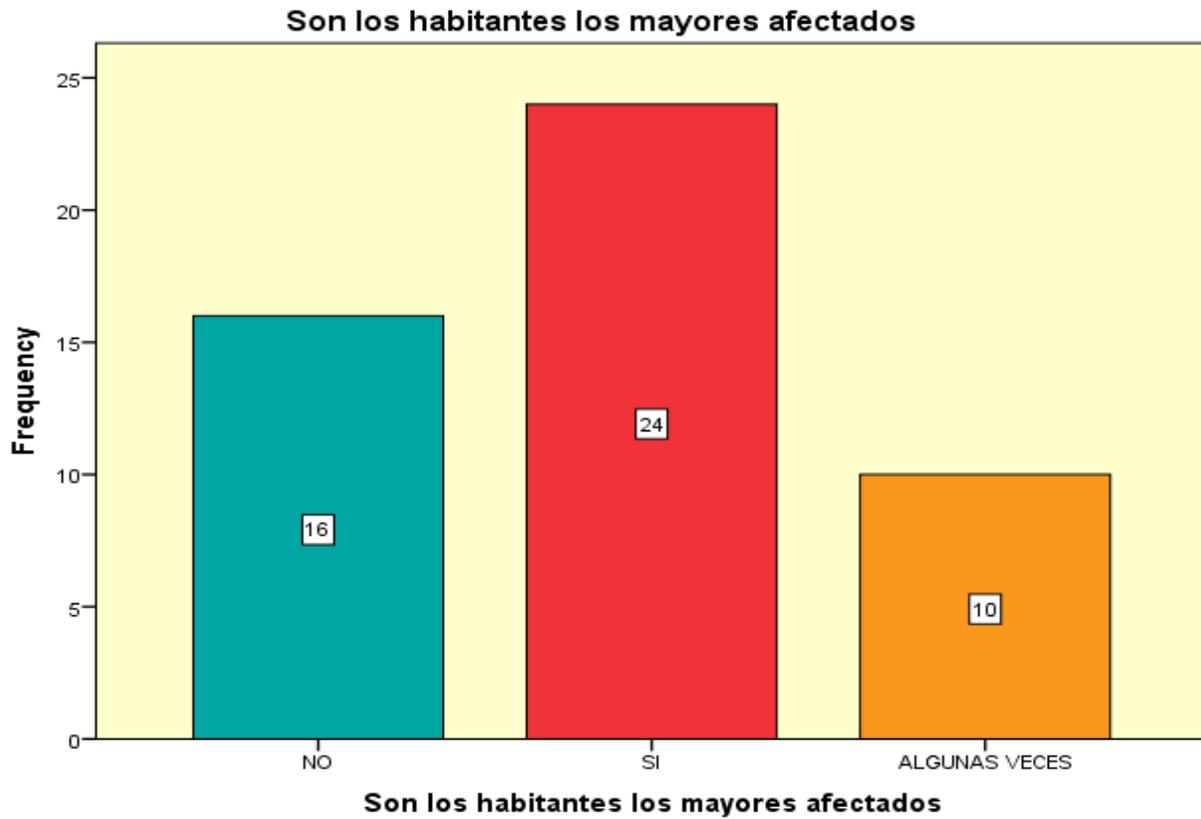
En el grafico N 06 el 50% nos dice que la zona es peligrosa, el 26% nos dice que no y el 24% nos dice que algunas veces

TABLA N 07

¿Son los habitantes los mayores afectados?

		Frecuencia	Porcentaje	Valido Porcentaje	Acumulado Porcentaje
Valido	NO	16	32.0	32.0	32.0
	SI	24	48.0	48.0	80.0
	ALGUNAS VECES	10	20.0	20.0	100.0
	Total	50	100.0	100.0	

GRAFICO N 07



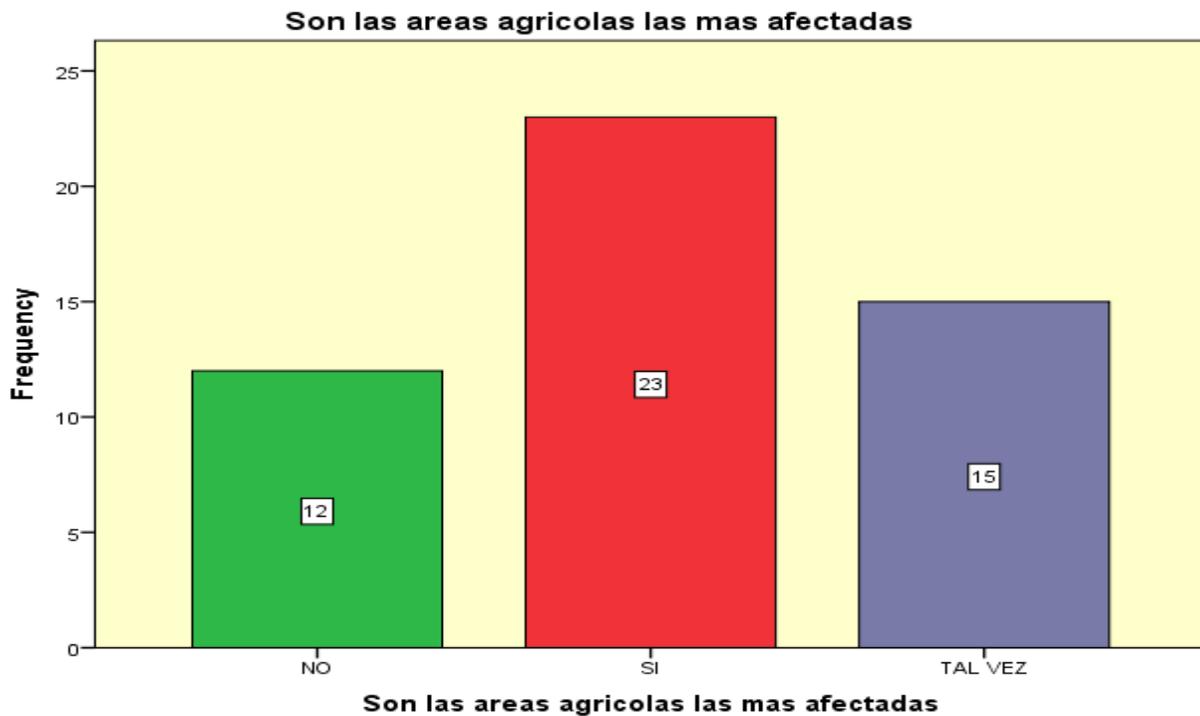
El 48% de la población que respondió la encuesta nos dice que los habitantes son afectados, el 32% nos dice que no se afectan y el 20% nos dice que algunas veces

TABLA N 08

¿Son las áreas agrícolas las más afectadas?

		Frecuencia	Porcentaje	Valido Porcentaje	Acumulado Porcentaje
Valido	NO	12	24.0	24.0	24.0
	SI	23	46.0	46.0	70.0
	TAL VEZ	15	30.0	30.0	100.0
	Total	50	100.0	100.0	

GRAFICO 08



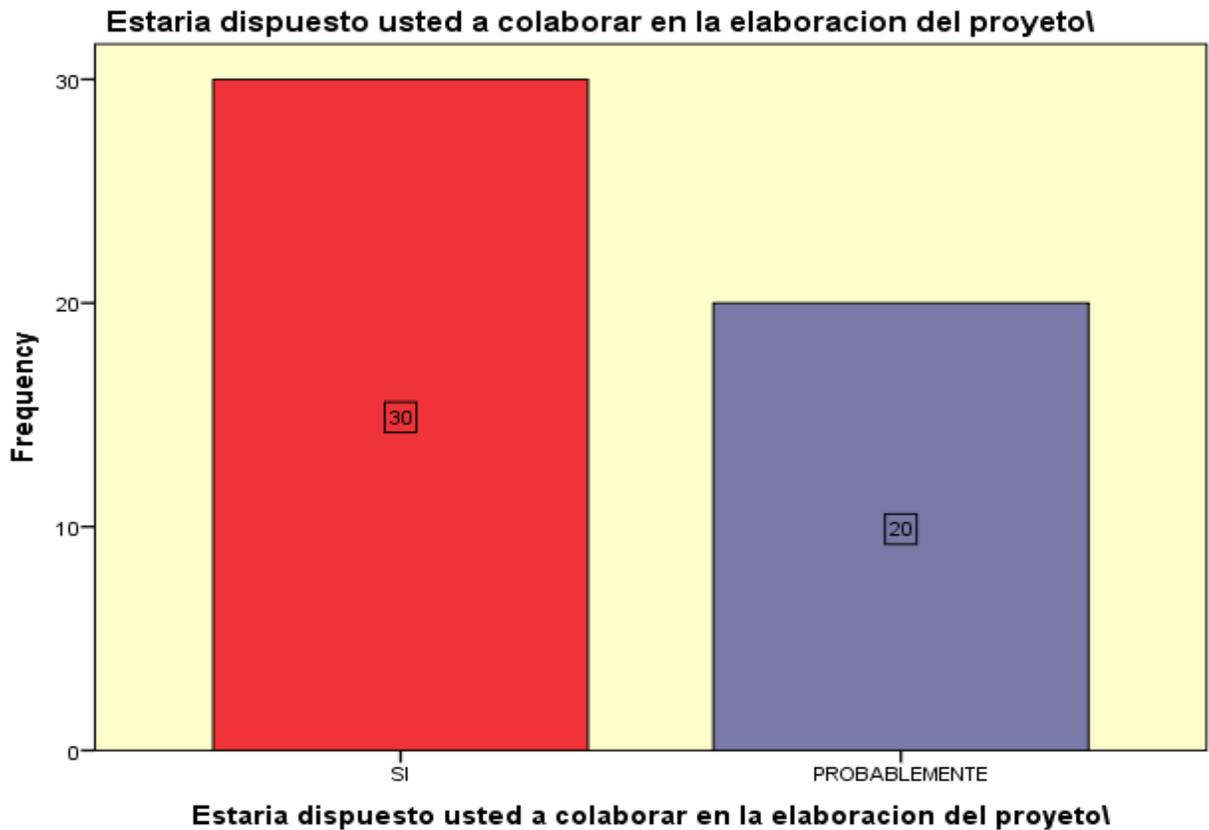
En la figura N 08 podemos visualizar que el 46% de las personas dicen que las áreas agrícolas fueron las más afectadas, el 24% dice que no se vieron afectadas y el 30% nos dice que tal vez se vieron afectados.

TABLA N 09

¿Estaría dispuesto usted a colaborar en la elaboración del proyecto?

	Frecuencia	Porcentaje	Valido Porcentaje	Acumulado Porcentaje
SI	30	60.0	60.0	60.0
Valido PROBABLEMENTE	20	40.0	40.0	100.0
Total	50	100.0	100.0	

GRAFICO 09

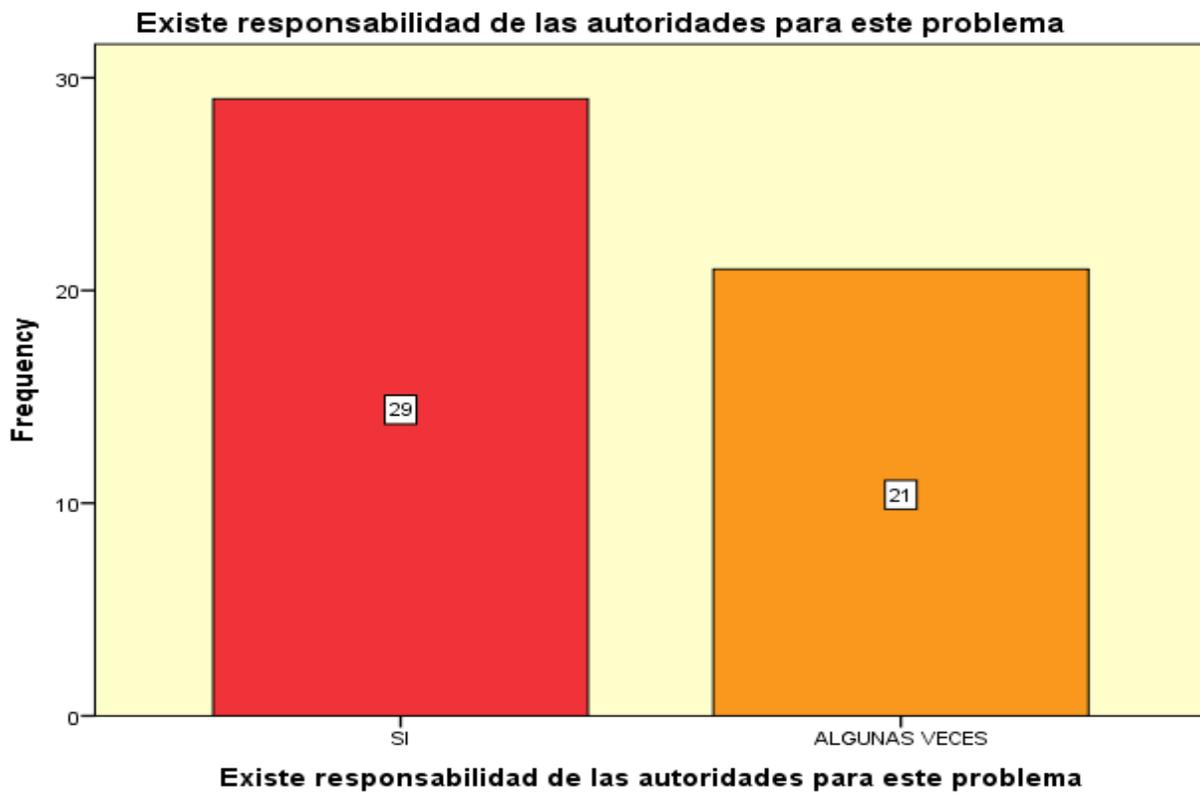


El 60% de los habitantes nos dice que están dispuestos a colaborar con el proyecto y el 40 % nos dice que probablemente nos pueden colaborar con el proyecto

TABLA N 10

¿Existe responsabilidad de las autoridades para este problema?					
		Frecuencia	Porcentaje	Valido Porcentaje	Acumulado Porcentaje
Valido	SI	29	58.0	58.0	58.0
	ALGUNAS VECES	21	42.0	42.0	100.0
	Total	50	100.0	100.0	

GRAFICO 10



El 58% nos dice que, si existe una responsabilidad por las autoridades, y el 42% nos dice que algunas veces hay responsabilidad por parte de las autoridades

4. Resultados

En este punto se dará a conocer la solución de todos los objetivos, con la finalidad de obtener resultados favorables, los cuales fueron:

4.1. Obtener información de la Junta de Usuarios de Agua Valle Chicama: Estudios Topográficos, estudios de Suelos y datos hidrológicos de la cuenca del Rio Chicama.

En este Objetivo se ha efectuado la recopilación de información básica disponible tanto en gabinete como en campo, relacionada a aspectos hidrometeorológicos, hidráulicos, topográficos, morfológicos y otros, que permitan plantear la metodología de trabajo apropiada, con la finalidad de determinar los procesos hidráulicos del río.

La visita y recopilación de información de campo es importante pues ha permitido apreciar en el mismo lugar la probabilidad de ocurrencia de diversos caudales en función a indicadores físicos presentes, tales como marcas o huellas de máximos niveles de agua ocurridos, variación de cauce del río y otros. De igual manera, se ha observado las características favorables del lecho del río ante procesos de mecánica fluvial y erosión.

Informacion Cartografica y Geografica

La cuenca de interés se ubica geográficamente entre los paralelos $7^{\circ}21'$ y $7^{\circ}59'$ de latitud sur, y los meridianos $78^{\circ}14'$ y $79^{\circ}20'$ de longitud oeste.

Políticamente la cuenca comprende parte de las provincias de Ascope, Gran Chimú, Otuzco y Santiago de Chuco de la región Libertad y de las provincias de Cajamarca y Contumazá en la región Cajamarca.

Hidrográficamente la cuenca limita con:

Norte	:	Cuenca del rio Jequetepeque
Este	:	Cuenca del rio Marañón
Sur	:	Cuenca del rio Moche
Oeste	:	Vertiente del Océano Pacifico
Sureste	:	Cuenca del rio Santa

El área que encierra la cuenca desde sus nacientes hasta su entrega en el océano Pacífico, es de 4,814.3 Km².

La información cartográfica obtenida corresponde a Cartas Nacionales a escala 1:100,000 y Planos Departamentales del Atlas Geográfico del Perú, ambos del IGN, se determina que la cuenca del río corresponde a una cuenca de forma semi alargada denotado por el tiempo de concentración han de producir en el río, hidrogramas de avenidas con caudales pico agudos y de carácter torrencioso debido a la pendiente del curso principal.

La cuenca en estudio se ubica entre los niveles topográficos 4,200 msnm y 440 msnm, tiene un área de 4,814.3 Km². El cauce principal de la cuenca recorre en dirección noroeste desde las nacientes del río Huancay, hasta su confluencia con el río Chuquillanqui, a partir de la cual, cerca de la localidad de Panana a 700 msnm, se desplaza en dirección sureste hasta llegar a nuestro punto de interés y posteriormente llegar al Océano Pacífico.

También indicar que nuestra cuenca de interés, está conformada por el río Huancay y Chuquillanqui son los principales afluentes del río Chicama que además se encargan de abastecerlo en época de estiaje. En su recorrido, luego de la confluencia de los principales afluentes, recibe los aportes por la margen derecha, del río Ochape a 550 msnm, Santanero a 400 msnm y por la margen izquierda los aportes del río Quirripaño a 350 msnm. Estos últimos ríos no tienen capacidad de abastecer al río Chicama en épocas de estiaje, pero que sin embargo cubren algunas necesidades propias de las comunidades ubicadas en sus orillas.

Está cubierto por un bosque húmedo de montañas (2.9%), bosque seco de montañas (19.8%), cultivos agropecuarios (17%), matorrales (42.6%), pajonal (3%), césped de puna (1.2%) y planicies costeras y estribaciones andinas sin vegetación (13.6%). La subcuenca del río Santanero, se extiende desde el cerro del Angulo y Amanchaloc a un nivel de 3250 msnm, recorriendo por el río Santa Ana hasta la confluencia con el río San Benito, en las cercanías de la localidad El

generación de las curvas de nivel, perfiles longitudinales, secciones transversales, y alineaciones en planta del cauce principal.

Los planos producidos a partir de la información adquirida son:

- Los planos del levantamiento topográfico a curvas de nivel a sido desarrollado a escala mediana con clase de terreno casi llano, escala 1:25000 con una equidistancia de 1.00m como se muestra en la figura 3.1
- Secciones Transversales a escala 1/200, el seccionamiento se hizo cada 50m las cuales nos dan una configuración aproximada de la sección del cauce.

PLANO TOPOGRAFICO RIO CHICAMA



Figura: PLANO TOPOGRAFICO

ESTUDIO GEOTÉCNICO:

Por información técnica de la JUNTA DE USUARIOS DE AGUA VALLE CHICAMA, indican que los estudios geológicos – geotécnicos obtenidos a lo largo de toda zona de estudio es como se indica a continuación:

- **METODOLOGÍA DE TRABAJO**

El presente estudio será realizado en etapas las cuales detallaremos de la siguiente manera:

- ***RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN***

En este caso tenemos los estudios realizados por terceros en la zona del proyecto los cuales consisten en descripciones tanto detalladas como a grandes rasgos del terreno y materiales presentes en el área en su conjunto, a fin de tener una adecuada comprensión del terreno de fundación de la estructura en su conjunto.

- ***TRABAJOS DE CAMPO***

En este caso realizaremos reconocimientos a detalle de la zona en estudio para la posterior elaboración de un mapa geológico, para ello se plantea realizar estudios y reconocimientos de campo plasmados en los respectivos levantamientos topográficos, donde se han de detallarse las zonas de los suelos de fundación más adecuados a fin de determinar, los sistemas de protección más apropiados.

- ***TRABAJO DE GABINETE***

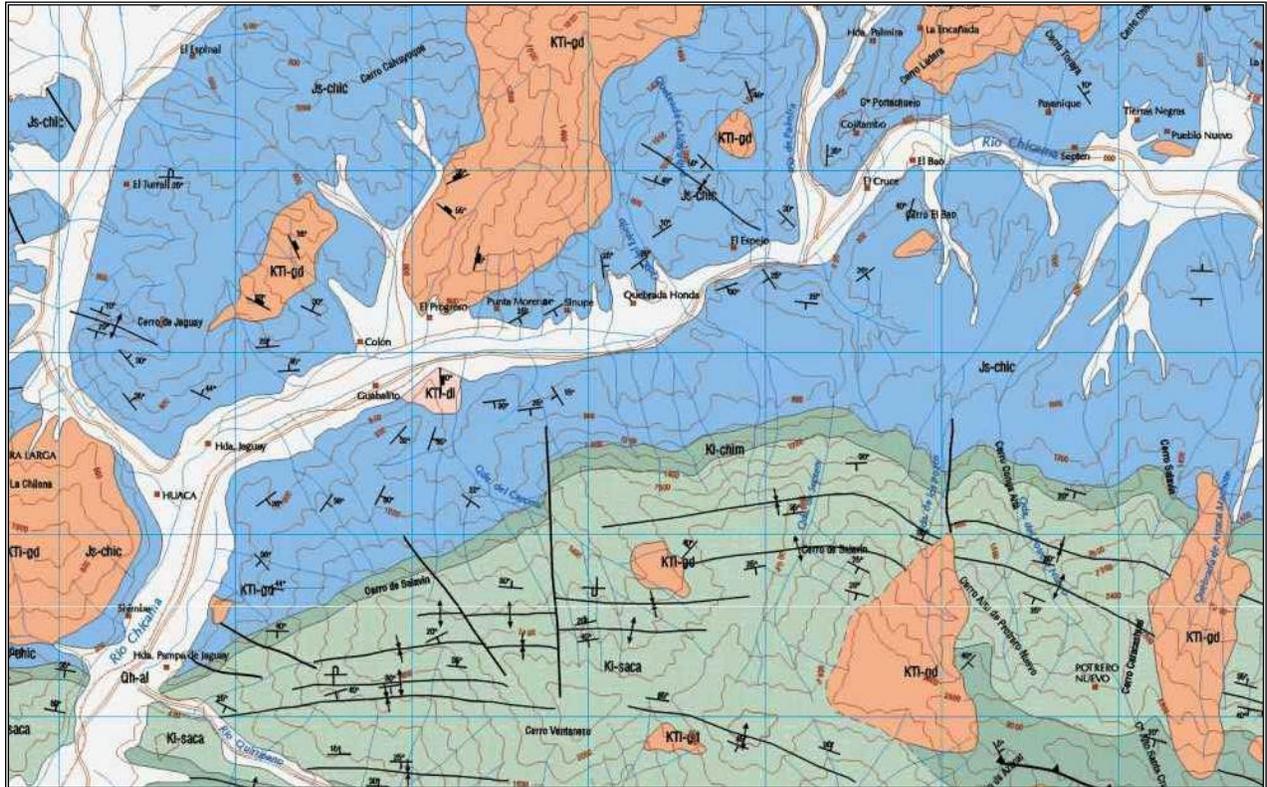
Teniendo la información obtenida en el campo se procederá al análisis visual y de laboratorio para la posterior elaboración de los respectivos mapas y perfiles de la zona.

Luego de ello tendremos la etapa de análisis y posteriormente la interpretación de los resultados de laboratorio y campo para finalmente elaborar el presente informe de manera más detallada.

- **CARTOGRAFIA REGIONAL**

La cartografía geológica viene dada por el INGEMMET en el cuadrángulo de Chocope codificada por 16 F, donde se tienen las diferentes formaciones sobre las cuales han de fundarse las estructuras de contención del presente proyecto.

CUADRO N 03: DETALLE DE LA GEOLOGÍA REGIONAL DE LA CUENCA DEL RIO CHICAMA



LEYENDA

EDAD		UNIDADES ESTRATIGRÁFICAS	ROCAS SEDIMENTARIAS Y VOLCÁNICAS	ROCAS INTRUSIVAS
CUATERNARIO	RECIENTE	Depósitos eólicos Depósitos aluviales	Q-e Q-al	
	TERCIARIO	INFERIOR		 
CRETACEO	SUPERIOR	Fm. Huaylas	Kti-vca	
	INFERIOR	Fms. Inca-Chulec-Pariatambo Fm. Farrat Fms. Santa-Carhuaz Fm. Chímú	Ks-h Ki-ichp Ki-f Ki-saca Ki-chim	
JURÁSICO	SUPERIOR	Fm. Chicama	Js-chic	

FUENTE: Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMMET)

- **EXPLORACIONES REALIZADAS**

En la exploración de campo, se contempló la ejecución de calicatas a cielo abierto en lugares estratégicos como a cada 500 m del eje proyectado, lo cual sumado a las trincheras y cortes naturales realizados por el río Chicama, así como una inspección visual del cauce del río, donde ha de llevarse a cabo la materialización del proyecto.

Se tomaron muestras disturbadas (alteradas), de los diferentes estratos que se encontraban en cada una de las calicatas excavadas

DESCRIPCION DE CALICATAS Y TRINCHERAS AUSCULTADAS GAVION Y ENROCADO			
TIPO DE SONDAJE	UBICACION (PROG)	PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCION DEL MATERIAL
Calicata (gavión)	0+100	1.50	Cobertura de material limo arenoso con incrustaciones de gravas de diferentes tamaños, bajo las cuales tenemos cantos rodados de tamaño medio intercaladas con arenas sueltas, nivel freático a 0.20 de profundidad.
Calicata	0+500	1.50	Cobertura de material gravo limoso, con escasa o nula plasticidad, materiales de arenas alternados con gravas redondeadas de tamaños medianos. nivel freático a una profundidad de 0.70m
Calicata	1+000	1.50	Materiales limosos de tonalidades oscuras en un espesor de 0.20m bajo la cual tenemos boleos y arenas hasta potencias indefinidas. Presencia de napa freática a 0.75m
Calicata	1+500	1.20	Cobertura de materiales areno limosos bastante finos en una potencia de 0.40m, bajo las cuales tenemos materiales gravosos menores a 2", nivel freático a 0.80m
Trinchera	2+000	1.20	Presencia de cobertura vegetal típica de la zona sobre manto limo arenoso, bajo las cuales tenemos la presencia de

			materiales gravosos y boleos de buen tamaño, presencia de agua a 0.80 m
Calicata	2+500	1.10	Configuración similar a la anterior con presencia de materiales gruesos y cantos rodados, nivel freático a 0.85m
Calicata	3+000	1.20	Cobertura vegetal típica de la zona con presencia de material limo arenoso sobre alternancia de arenas y gravas sub angulosas de tamaños considerables, napa freática a 0.80m

Todas estas muestras fueron extraídas para ser procesados y determinar sus características Físicos Mecánicas en el Laboratorio de Mecánica de Suelos

Se consideró el tipo de muestras extraídas, en función de las exigencias que deberán atenderse en cada caso, respecto del terreno que representan.

Observación: Cabe señalar que las muestras observadas en su mayoría constan de conglomerados sueltos compuestos por cantos rodados y boleos de buen tamaño que no pueden ser ensayados mediante tamizados por tratarse de diámetros bastante grandes, motivo por el cual se tienen únicamente porciones pequeñas del material ensayable dejando los mayores porcentajes de lado pero que son tomados en cuenta al momento de la descripción de calicatas.

- **RESULTADOS DE LOS ENSAYOS OBTENIDOS EN LABORATORIO**

A continuación, se tiene el cuadro siguiente en el cual puede apreciarse el resultado de los porcentajes aproximados de materiales componentes de los suelos estudiados y de los suelos en general del área del proyecto, así como los resultados de los ensayos obtenidos en laboratorio practicados a las porciones en análisis.

PROG.	PROF.	% GRAVA	% ARENA	% FINOS	LL	LP	IP	CLASIF. SUCS	CLASIF. AASHTO	DESCRIPCION
0+100	1.50	76.00	23.30	0.70	15.34	NP	NP	GP	A-1-a(0)	Gravas pobremente gradadas con poca presencia de finos
0+500	1.50	68.82	30.94	0.24	21.84	NP	NP	GW	A-2-4(0)	En su mayoría gravas bien gradadas alternada con regular cantidad de arenas de diferentes tonalidades y escasa presencia de finos en su composición
1+00	1.50	73.38	26.25	0.37	18.21	NP	NP	GW	A-2-7(0)	Gravas bien gradadas con regular cantidad de arenas y escasa presencia de finos
1+500	1.50	57.65	42.24	0.11	16.46	NP	NP	GP	A-1-b(0)	Gravas pobremente gradadas alternada con regular cantidad de arenas y nula presencia de finos
2+00	1.50	70.38	29.38	0.24	18.62	NP	NP	GW	A-1-a(0)	Gravas bien gradadas con poca presencia de arenas angulosas de varias tonalidades, nula presencia de finos
2+500	1.50	79.44	20.44	0.12	21.07	NP	NP	GW	A-2-4(0)	Configuración similar a la anterior
3+00	1.50	62.89	36.89	0.22	19.36	NP	NP	GP	A-2-4(0)	Gravas pobremente gradadas con poca presencia de arenas angulosas y escasa presencia de materiales finos en su composición

De acuerdo a lo observado podemos decir que los suelos en su mayoría vienen siendo compuestos por materiales gravosos redondeados y sub redondeados de tonalidades blanco grisáceas en su mayoría, mezclado en con regular o poca cantidad de arenas de diferentes tonalidades y escasa presencia de finos compuesta en su totalidad por limos de tonalidades oscuras y nulas propiedades plásticas producto del lavado de las arcillas por el mismo río Chicama.

ESTUDIO HIDROLOGICO:

REGISTROS HIDROMETRICOS:

Se brindó la información de caudales máximos de 24 horas desde el año 1971 al 2017.

CAUDALES MAXIMOS EN 24 HORAS:

Es necesario identificar un período común de análisis, siendo este 1971 – 2017 en cuanto a caudales máximos en 24 horas, de acuerdo a la información disponible y que se requiere para efectos de cálculo.

CUADRO N° 01 ESTACIÓN HIDROMÉTRICA PARA CAUDAL MÁX. 24 HORAS

<i>ESTACION</i>	<i>LATITUD</i>	<i>LONGITUD</i>	<i>ALTITUD</i>
<i>Salinar - El Tambo</i>	<i>07°40'00"S</i>	<i>78°58'00"W</i>	<i>350 msnm</i>

CUADRO N° 02 REGISTRO DE DESCARGA MÁXIMA DIARIA DEL RÍO CHICAMA (M3/S).

REGISTROS DE DESCARGA MAXIMA DIARIA DEL RIO CHICAMA(m3/s)														
AÑO 1971-2017														
Estacion: Salinar-El Tambo			Latitud:7°40'00" S						Departamen			La Libertad		
Tipo			Longitud:78°58'00" W						Provincia		Ascope			
			Altitud: 350 msnm						Distrito		Chicama			
AÑOS	CAUDAL(m3/s)												MAXIMO	
	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre		
1971	26.04	101.72	427.09	286.43	32.62	12.43	7.31	5.79	7.02	10.48	8.58	26.69	427.09	
1972	43.89	81.98	556.72	86.96	37.09	19.10	10.13	5.24	5.58	6.08	9.36	25.15	56.72	
1973	118.22	100.05	161.79	466.69	97.09	26.83	15.55	9.84	10.83	2.23	14.90	25.51	466.69	
1974	60.62	189.74	192.40	50.99	20.86	9.26	8.59	4.52	4.80	9.38	4.92	6.90	192.40	
1975	38.04	245.94	406.90	212.75	43.20	18.59	8.98	10.00	10.12	32.50	12.03	6.20	405.90	
1976	71.04	125.95	256.02	70.86	26.10	13.11	6.53	4.99	3.81	3.01	3.40	4.56	256.02	
1977	35.92	382.00	184.00	149.00	43.70	13.30	8.00	5.95	5.12	7.49	4.90	4.90	382.00	
1978	6.03	14.26	49.44	35.58	22.14	7.47	3.41	2.12	1.71	1.65	2.69	4.67	49.44	
1979	6.78	37.50	181.52	36.20	9.69	6.60	3.10	2.38	2.21	1.29	0.96	0.89	181.52	
1980	2.04	1.80	9.92	25.39	1.16	0.83	0.68	0.46	0.37	7.48	10.32	58.20	58.20	
1981	17.87	289.00	326.50	30.33	13.71	6.70	4.12	2.64	1.88	6.86	19.71	34.88	325.50	
1982	24.83	53.79	25.69	84.62	13.12	6.83	3.00	1.72	2.20	11.50	16.01	66.22	84.62	
1983	112.35	81.80	900.00	600.00	400.00	72.00	15.60	9.00	9.12	11.80	9.06	36.32	900.00	
1984	23.10	334.00	510.00	63.00	80.00	26.00	14.00	8.00	5.80	14.60	26.80	44.50	510.00	
1985	9.30	24.46	71.00	24.40	10.52	4.86	2.99	1.94	4.14	2.70	1.40	7.32	71.00	
1986	163.70	41.50	47.28	99.00	36.34	10.32	4.03	2.75	2.00	1.08	7.64	22.02	163.70	
1987	123.42	153.78	72.61	59.04	46.29	7.19	3.73	4.34	2.24	2.99	7.27	3.40	153.78	
1988	49.52	45.44	45.81	77.86	35.02	8.64	3.06	1.98	1.42	3.26	9.41	6.34	77.86	
1989	32.13	178.21	137.04	116.08	46.86	9.95	6.98	4.02	2.96	18.12	13.38	1.69	178.21	
1990	9.34	30.53	17.63	13.08	6.78	3.75	2.50	0.89	0.38	6.44	31.00	35.00	35.00	
1991	8.88	21.63	79.51	36.89	18.25	4.76	1.59	0.63	0.30	3.04	3.10	12.51	79.51	
1992	18.24	8.04	48.77	123.70	26.34	8.79	2.40	0.98	0.40	4.20	2.03	1.37	123.70	
1993	7.69	78.40	297.94	177.18	47.44	20.30	6.99	4.04	9.09	23.34	57.91	47.06	297.94	
1994	57.36	94.84	123.06	167.57	51.00	18.60	8.69	4.43	2.94	3.06	7.87	15.51	167.57	
1995	15.78	77.27	43.46	61.85	13.54	6.40	3.46	2.73	1.14	0.88	6.76	24.29	77.27	
1996	54.46	117.67	158.82	99.90	28.10	10.90	5.42	2.96	1.78	5.97	7.70	0.80	156.82	
1997	2.46	33.39	23.14	24.18	20.21	3.36	1.84	0.43	0.18	3.46	16.53	112.42	112.42	
1998	433.25	1500.00	806.53	496.67	89.94	28.58	14.96	9.47	7.23	14.11	8.88	9.71	1500.00	
1999	38.67	313.15	155.57	69.87	78.18	20.43	13.79	7.34	9.38	13.87	7.94	29.68	313.15	
2000	21.39	147.82	309.98	176.90	136.27	20.83	13.01	7.31	6.67	7.38	4.06	24.75	309.96	

2001	71.55	93.30	328.94	255.60	29.76	20.22	11.10	7.22	6.75	5.39	27.41	21.54	326.94
2002	17.36	62.96	146.08	157.76	36.70	15.84	8.82	6.59	3.55	12.93	20.24	31.03	157.75
2003	26.72	44.27	44.45	40.11	27.22	8.93	5.22	2.78	1.74	1.30	1.81	28.78	44.45
2004	10.30	32.78	43.76	32.38	10.32	5.58	2.38	0.88	0.86	12.00	19.70	9.50	43.76
2005	25.25	39.74	63.81	51.25	14.42	3.94	2.46	1.01	0.45	3.02	0.90	18.70	63.81
2006	28.80	80.58	168.10	108.40	31.90	12.18	5.85	3.12	2.37	1.81	11.49	35.25	168.10
2007	39.34	47.46	112.53	120.94	43.66	14.94	6.24	4.27	2.90	8.58	14.46	10.88	120.94
2008	66.85	196.50	135.42	160.94	40.55	18.50	11.28	6.37	5.38	16.66	23.47	13.92	196.50
2009	65.15	131.38	186.21	95.68	45.44	20.67	11.26	7.04	4.82	9.89	29.36	51.94	186.21
2010	23.12	58.46	59.60	82.94	0.06	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.01	0.01	82.94
2011	49.15	57.18	72.32	114.42	49.04	10.42	5.50	3.02	1.52	1.49	3.57	32.56	114.42
2012	68.24	185.12	111.36	69.50	43.73	18.54	9.53	4.91	2.93	10.64	25.23	15.23	185.12
2013	29.46	79.18	226.38	85.60	23.39	1.25	6.45	4.00	2.50	8.46	8.46	22.66	226.38
2014	21.73	68.27	85.66	50.69	65.50	15.36	5.58	3.14	3.22	4.40	8.94	14.54	85.66
2015	60.64	78.40	298.22	131.02	38.59	20.50	6.72	4.64	2.27	4.27	7.78	9.14	298.22
2016	10.53	102.26	109.81	112.50	20.11	6.83	4.14	2.26	1.06	1.33	0.86	4.28	112.50
2017	33.84	102.24	647.95	544.26	-	-	-	-	-	-	-	-	647.95
N>Data	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	
Promedio(m	48.52	135.44	201.42	132.70	44.61	13.49	6.67	4.13	3.59	7.44	11.74	22.16	237.78
Maxima(m3/	433.25	1500.00	900.00	600.00	400.00	72.00	15.55	10.00	10.83	32.50	57.91	112.42	1500.00
Desv.Estand	66.88	221.53	203.42	136.31	59.45	11.45	4.24	2.74	2.94	6.53	10.85	21.18	255.03
Prom. de de	36.14	105.96	148.06	90.49	28.40	7.52	3.38	2.19	2.38	4.89	7.84	15.20	161.73

4.2. Realizar un Estudio Hidrológico de la cuenca del río Chicama para determinar los caudales máximos extraordinarios.

En este objetivo realizamos cálculos de Ingeniería Hidráulica Fluvial, ya que es necesario conocer el comportamiento temporal de las crecidas anuales, por lo que se debe conocer los valores de las descargas máximas anuales, con la información obtenida en la Junta de Usuarios de Agua de Valle Chicama se estima el caudal de avenidas extraordinarias llamado caudal de diseño.

Método de Log – Pearson Tipo III

Los cálculos se muestran en cuadro:

CUADRO: CALCULO DE VALORES EXTREMOS METODO DE LOG-PEARSON TIPO III

Nº	AÑOS	Qmax	Log Q	(Log Q - Log Qm)	(Log Q - Log Qm) ²	(Log Q - Log Qm) ³
1	1971	437.77	2.6412	0.4113	0.16916	0.06957
2	1972	505.59	2.7038	0.4738	0.22452	0.10639

3	1973	607.03	2.7832	0.5532	0.30609	0.16934
4	1974	180.09	2.2555	0.0255	0.00065	0.00002
5	1975	481.36	2.6825	0.4525	0.20476	0.09266
6	1976	235.1	2.3713	0.1413	0.01996	0.00282
7	1977	357.91	2.5538	0.3238	0.10485	0.03395
8	1978	32.19	1.5077	-0.7222	0.52163	-0.37674
9	1979	239.61	2.3795	0.1495	0.02236	0.00334
10	1980	15.23	1.1827	-1.0473	1.09676	-1.14859
11	1981	302.28	2.4804	0.2504	0.06272	0.01571
12	1982	64.58	1.8101	-0.4199	0.17628	-0.07402
13	1983	778.46	2.8912	0.6613	0.43729	0.28917
14	1984	450.84	2.6540	0.4241	0.17983	0.07626
15	1985	66.59	1.8234	-0.4066	0.16528	-0.06720
16	1986	145.26	2.1621	-0.0678	0.00460	-0.00031
17	1987	158.69	2.2005	-0.0294	0.00087	-0.00003
18	1988	93.81	1.9722	-0.2577	0.06642	-0.01712
19	1989	237.98	2.3765	0.1466	0.02149	0.00315
20	1990	34.39	1.5364	-0.6935	0.48098	-0.33357
21	1991	79.53	1.9005	-0.3294	0.10852	-0.03575
22	1992	109.2	2.0382	-0.1917	0.03676	-0.00705
23	1993	260.96	2.4166	0.1866	0.03482	0.00650
24	1994	178.32	2.2512	0.0212	0.00045	0.00001
25	1995	83.33	1.9208	-0.3092	0.09558	-0.02955
26	1996	263.71	2.4211	0.1912	0.03654	0.00699

27	1997	125.75	2.0995	-0.1305	0.01702	-0.00222
28	1998	1860.95	3.2697	1.0398	1.08113	1.12413
29	1999	188.56	2.2754	0.0455	0.00207	0.00009
30	2000	400.62	2.6027	0.3728	0.13896	0.05180
31	2001	408.4	2.6111	0.3811	0.14526	0.05536
32	2002	157.76	2.1980	-0.0320	0.00102	-0.00003
33	2003	44.45	1.6479	-0.5821	0.33883	-0.19723
34	2004	43.76	1.6411	-0.5889	0.34678	-0.20422
35	2005	63.81	1.8049	-0.4251	0.18069	-0.07680
36	2006	168.10	2.2256	-0.0044	0.00002	0.00000
37	2007	120.94	2.0826	-0.1474	0.02172	-0.00320
38	2008	196.50	2.2934	0.0634	0.00402	0.00025
39	2009	186.21	2.2700	0.0400	0.00160	0.00006
40	2010	82.94	1.9188	-0.3112	0.09684	-0.03014
41	2011	114.42	2.0585	-0.1715	0.02940	-0.00504
42	2012	185.12	2.2675	0.0375	0.00141	0.00005
43	2013	226.38	2.3548	0.1249	0.01560	0.00195
44	2014	85.66	1.9328	-0.2972	0.08831	-0.02624
45	2015	298.22	2.4745	0.2446	0.05982	0.01463
46	2016	112.50	2.0511	-0.1788	0.03198	-0.00572
47	2017	647.95	2.8115	0.5816	0.33824	0.19671
SUMA			104.8081		7.51989	-0.31984
LogQm			2.2300			

$$\bar{x} = \log Q_m = \frac{\sum \log Q}{n} = \frac{104.8081}{47} = 2.2299$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (\log Q - \log Q_m)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{7.51989}{47-1}} = 0.4043$$

$$G = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \times \frac{\sum (\log Q - \log Q_m)^3}{\sigma^3} = \frac{47}{(47-1)(47-2)} \times \frac{-0.31984}{0.4043^3} = -0.1098$$

Hallamos el Periodo de retorno y la probabilidad de que el Fenómeno de El Niño ocurra una vez en años, teniendo como datos:

R = 0.25 (riesgo de falla) recomendado para obras de defensas ribereñas de los ríos del Perú.

n = 50 años de vida útil (para estructuras de defensas ribereñas)

Reemplazando en las fórmulas se tiene:

$$tr = 50 \text{ años}$$

$$P = 99.43\%$$

$$k = 2.0116$$

Enseguida reemplazamos los datos obtenidos en la fórmula general:

$$X = \log Q_{\max} = \bar{x} + k\sigma$$

$$\log Q_{\max (50 \text{ años})} = 2.2299 + 2.0116(0.4043) = 3.0431$$

Aplicando antilogaritmo para obtener el Caudal máximo se tiene:

$$Q_{\max (50 \text{ años})} = \text{anti log}(3.0431) = 1104.33 \text{ m}^3/\text{s}$$

Método de Gumbel

Los cálculos se muestran en el cuadro:

CUADRO

CALCULO DE VALORES EXTREMOS METODO DE GUMBEL

N°	AÑOS	Qmax
1	1971	437.77
2	1972	505.59
3	1973	607.03
4	1974	180.09
5	1975	481.36
6	1976	235.1
7	1977	357.91
8	1978	32.19
9	1979	239.61
10	1980	15.23
11	1981	302.28
12	1982	64.58
13	1983	778.46
14	1984	450.84
15	1985	66.59
16	1986	145.26
17	1987	158.69
18	1988	93.81
19	1989	237.98
20	1990	34.39

21	1991	79.53
22	1992	109.2
23	1993	260.96
24	1994	178.32
25	1995	83.33
26	1996	263.71
27	1997	125.75
28	1998	1860.95
29	1999	188.56
30	2000	400.62
31	2001	408.4
32	2002	157.76
33	2003	44.45
34	2004	43.76
35	2005	63.81
36	2006	168.10
37	2007	120.94
38	2008	196.50
39	2009	186.21
40	2010	82.94
41	2011	114.42
42	2012	185.12
43	2013	226.38
44	2014	85.66

45	2015	298.22
46	2016	112.50
47	2017	647.95
X=		257.84723
σ=		296.3173

Con el $tr = 50$ años, hallaremos el Caudal máximo.

$$y = -\ln(-\ln(1 - \frac{1}{50})) = 3.901$$

$$k = 0.78(3.901) - 0.45 = 2.593$$

Reemplazando en la fórmula general: $X = \bar{x} + k\sigma$

$$Q_{\max} = 257.84 + 2.593 \times 296.31 = 1026.17 \text{ m}^3/\text{s}$$

Resumen:

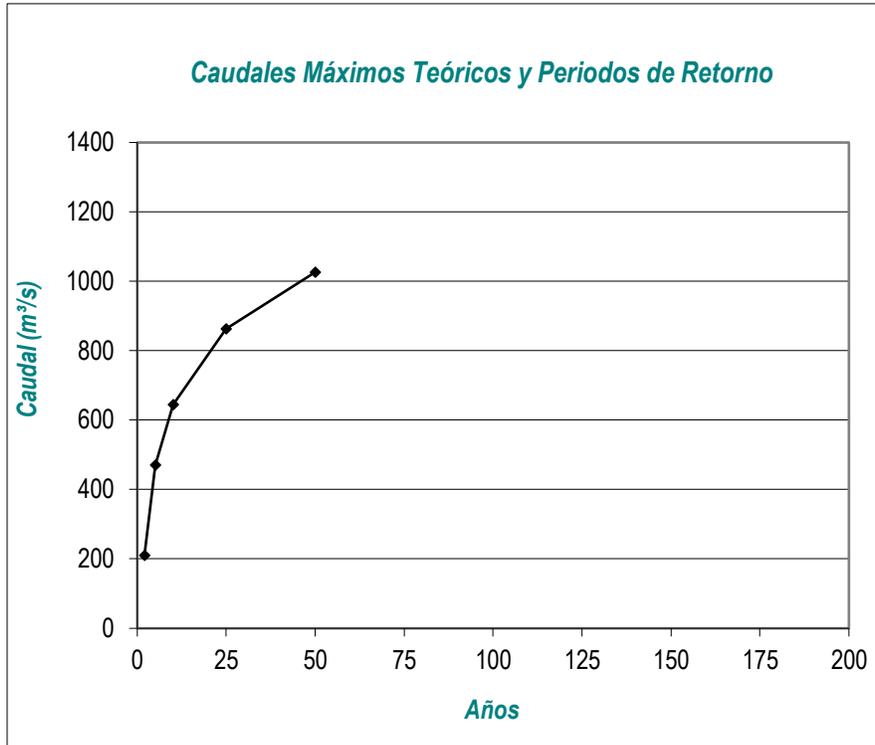
$$Q_{\max} = 1104.33 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{Log - Pearson Tipo III})$$

$$Q_{\max} = 1026.17 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{Gumbel})$$

A continuación, se determinan las máximas avenidas anuales con periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 años aplicando Gumbel, y sus resultados se muestran en el cuadro y figura siguiente:

CUADRO: CAUDALES EXTREMOS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

Tr	Probabilidad de que	y	k	Q (m³/s)
	el caudal sea igualado o excedido (%)			
2	49.98	0.367	-0.164	209.2096
5	20.02	1.500	0.720	471.1693
10	10.00	2.250	1.305	644.6094
25	3.99	3.199	2.045	863.7514
50	1.99	3.902	2.594	1026.3235



FIGURA

CURVA DE CAUDALES MÁXIMOS VS. PERIODOS DE RETORNO

Análisis de la Distribución de caudales

Los eventos hidrológicos ocurridos y registrados en un determinado instante en la estación hidrométrica del Tambo, es necesario verificar su distribución hidrológica de caudales para comprobar si cumplen algunos parámetros estadísticos y comparar los datos registrados con los proyectados o calculados, para poder asumir un determinado método para su cálculo.

Luego de realizar los cálculos correspondientes a la distribución hidrométrica de caudales se ha verificado una buena proyección de los caudales calculados (Q_{calc}) con los observados (Q_{obs}) como se muestra en las figuras correspondientes a las distribuciones, Gumbel y Log - Pearson III respectivamente, siendo los cuales confiables para nuestro estudio.

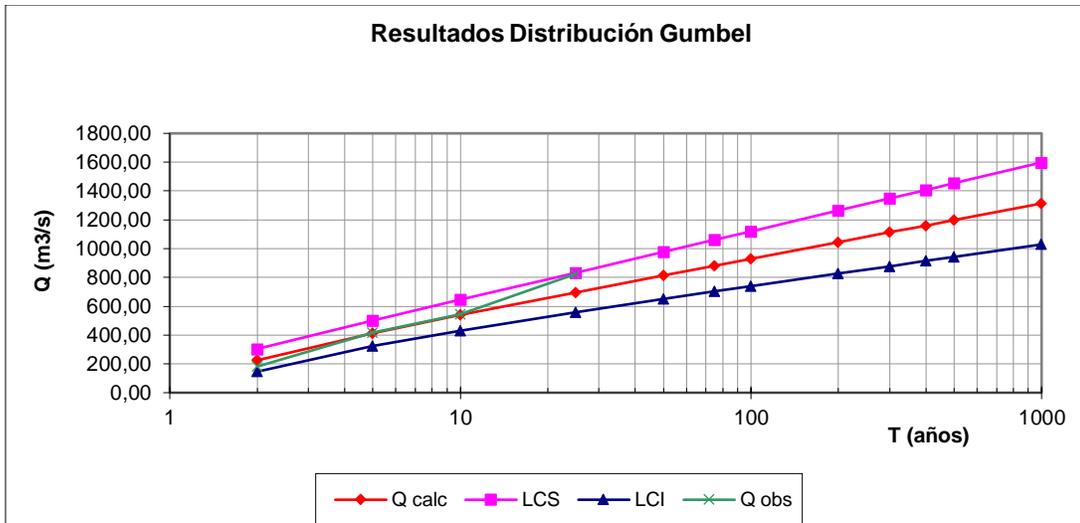


FIGURA
RESULTADOS DE LA DISTRIBUCIÓN GUMBEL

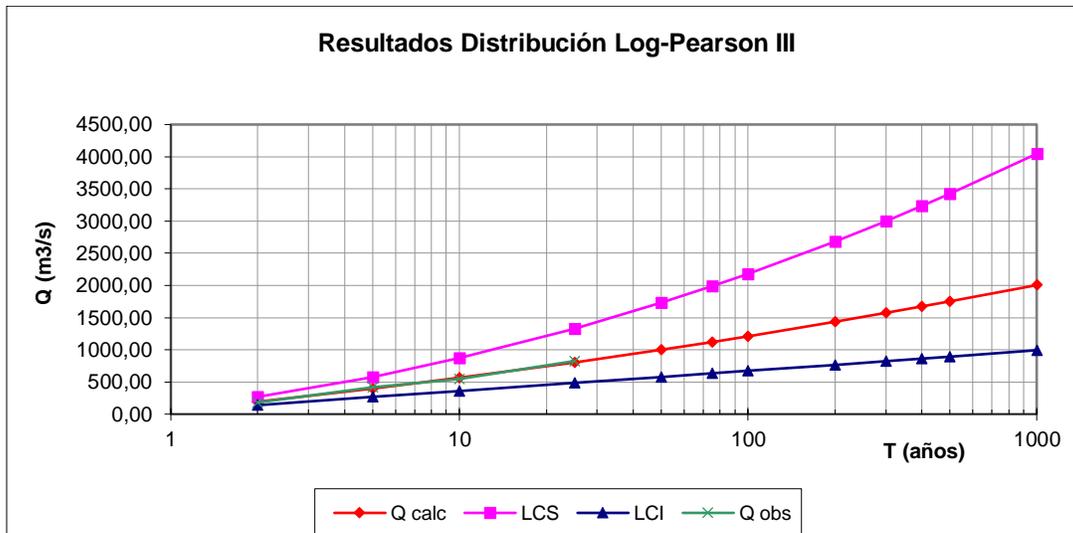


FIGURA
RESULTADOS DE LA DISTRIBUCIÓN LOG -PEARSON III

4.3. Realizar la simulación hidráulica bidimensional del tramo en estudio para determinar zonas de inundación a diferentes periodos de retorno cada 2,5,10,25,50 años.

SIMULACIÓN HIDRÁULICA

La simulación se ha realizado con cauce natural y modificado. Primero para determinar criterios para el diseño de los diques de contención propuestos, donde inicialmente tendremos que recabar

los datos de altura de dique y profundidades de socavación para la cimentación de las estructuras de contención a emplear en el presente estudio, considerando todo el ancho

METODOLOGÍA

El modelamiento viene realizado con la ayuda del programa HEC – RAS, con el cual se tendrá el tránsito fluvial por el río Chicama en sus periodos de máximas avenidas, así como la incidencia de las estructuras de contención propuestas, con lo cual podremos observar el comportamiento del río ante la presencia de dicha estructura.

En cuanto a los puntos relacionados con la hidráulica que utiliza el programa, es necesario mencionar que las fórmulas y la base teórica que se usaron corresponden a los métodos clásicos de cálculo de eje hidráulicos en ríos. Finalmente, toda la metodología y base teórica que se utiliza se refiere a un análisis unidireccional del escurrimiento

INFORMACIÓN BÁSICA

Los estudios relativos a la zona de estudio, que ha servido de referencia son:

- Información topográfica (secciones)

Tenemos el seccionamiento respectivo del eje del río Chicama a cada 100m, desde el Puente Punta Moreno al sector Huabalito, contando con un total de 78 secciones de estudio en todo el tramo.

- Información Hidrometeorología

Contamos con información disponible y generada de la estación el Tambo y Salinar de donde obtenemos los caudales de diseño

En base a las estaciones tenemos la obtención de los caudales máximos instantáneos, tanto recopilados como generados y completados con un registro total de caudales desde 1971 hasta el 2017, para posteriormente obtener los caudales de diseño respectivamente para diferentes distribuciones detalladas en el estudio en referencia.

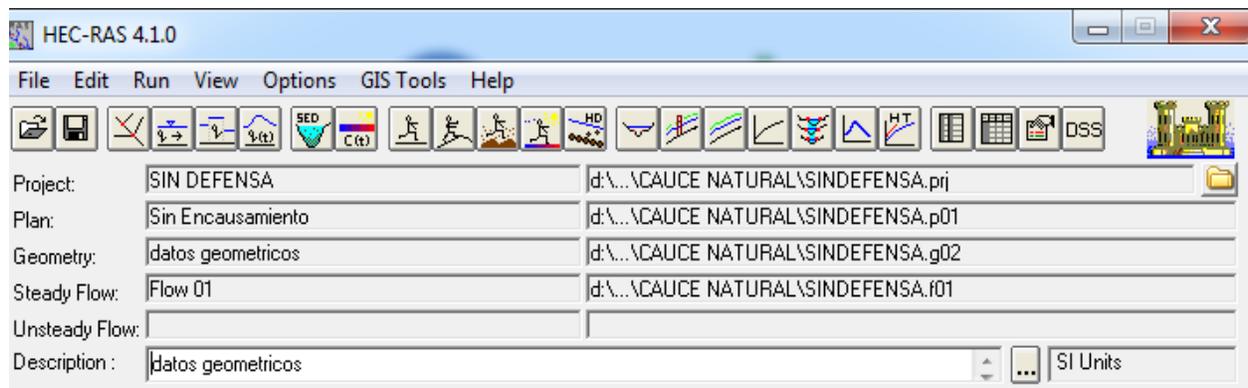
La distribución que mejor se ajusta es la distribución Log-Pearson Tipo 3. El caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años, es $1104.30 \text{ m}^3/\text{s} = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$

Se consideró esta distribución estadística porque es muy utilizada con buenos resultados en otras cuencas ubicadas en la parte norte de la costa peruana.

Datos a utilizar en el Modelamiento Hidráulico

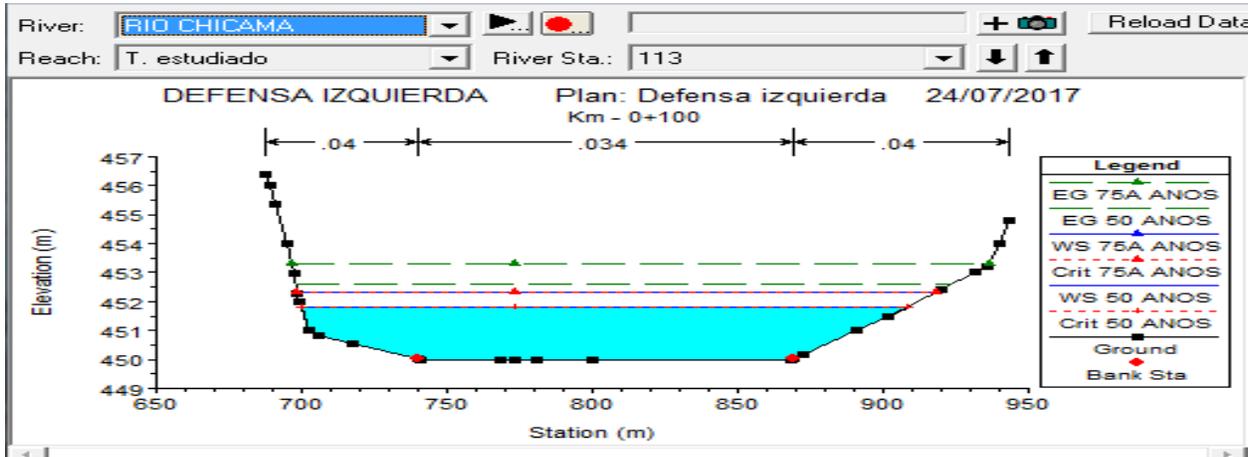
- Secciones transversales a cada 100m del Puente Punta Moreno con propiedades topográficas diversas como una pendiente menores o iguales a 1% 0 menos, lecho de rio con diámetro medio de material igual 33.9
- Caudal de diseño de 1200 m³/s medida en la estación el Salinar (al final del tramo en estudio) con lo cual podemos garantizar que se tienen en cuenta adicionalmente todas las quebradas aportantes en el tramo en estudio.
- Coeficientes de Manning y coeficientes de expansión y contracción para las diferentes secciones del rio, de acuerdo a la información de campo observada. Coeficientes en el lecho principal igual a 0.034 y en lecho exterior de avenidas igual a 0.040.
- Inicialmente se tendrá un modelamiento sin protección, donde se verán las áreas propensas a ser inundadas ate una avenida de diseño, posteriormente se tiene un dique de contención en la Margen izquierda únicamente donde se pueden apreciar las áreas perjudicadas en la parte derecha, finalmente se tiene el modelamiento asumido en la margen izquierda y el ficticio propuesto en la derecha a fin de obtener las alturas reales del dique de contención ante una eventual protección de esta. Se toma esta alternativa por ser la más desfavorable para nuestro estudio.

Modelamiento en cauce Natural (situación Actual)

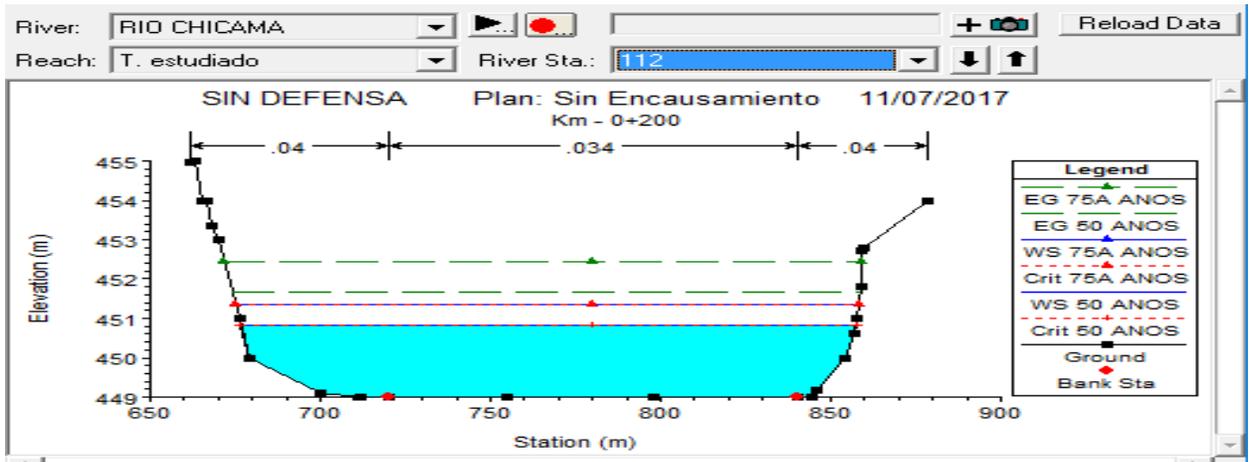


SE OBSERVAN LAS SECCION DEL TRAMO TRABAJADO:

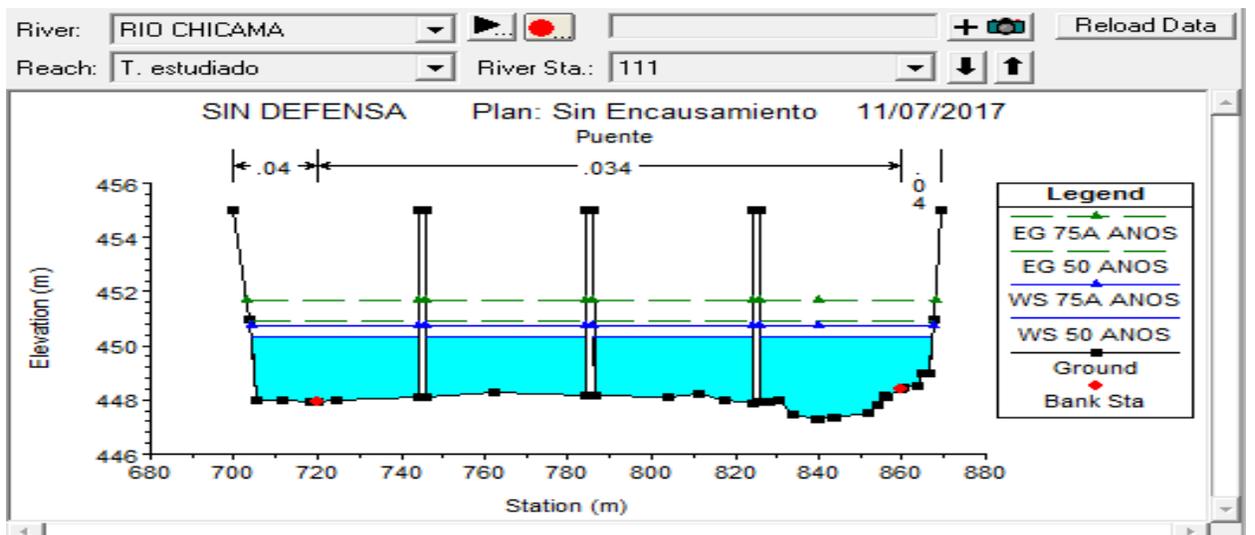
SECCION 113 (64+000)}



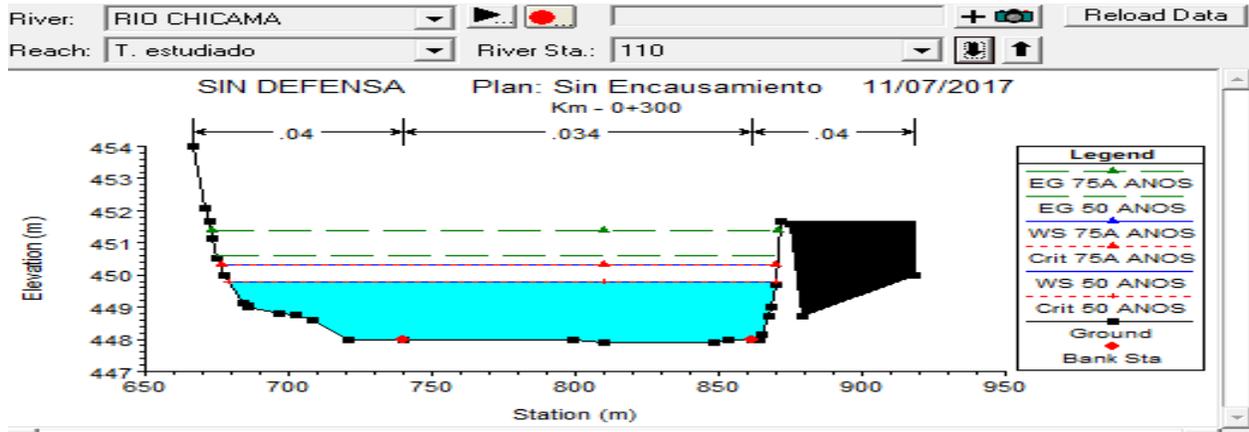
SECCION 112 (63+900)



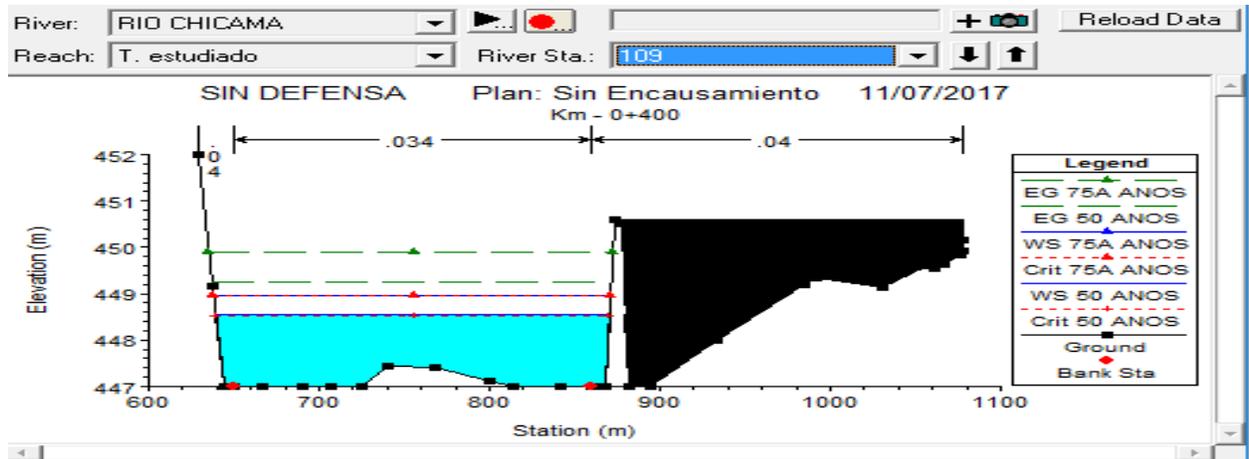
SECCION 111 (63+860.725)



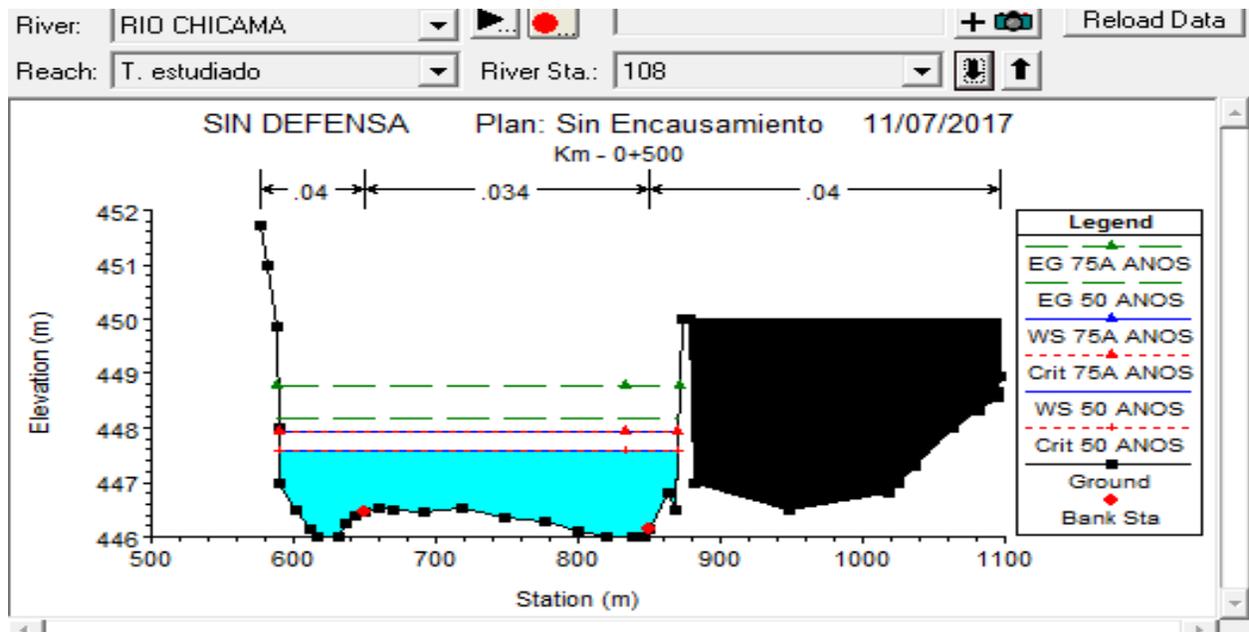
SECCION 110 (63+700)



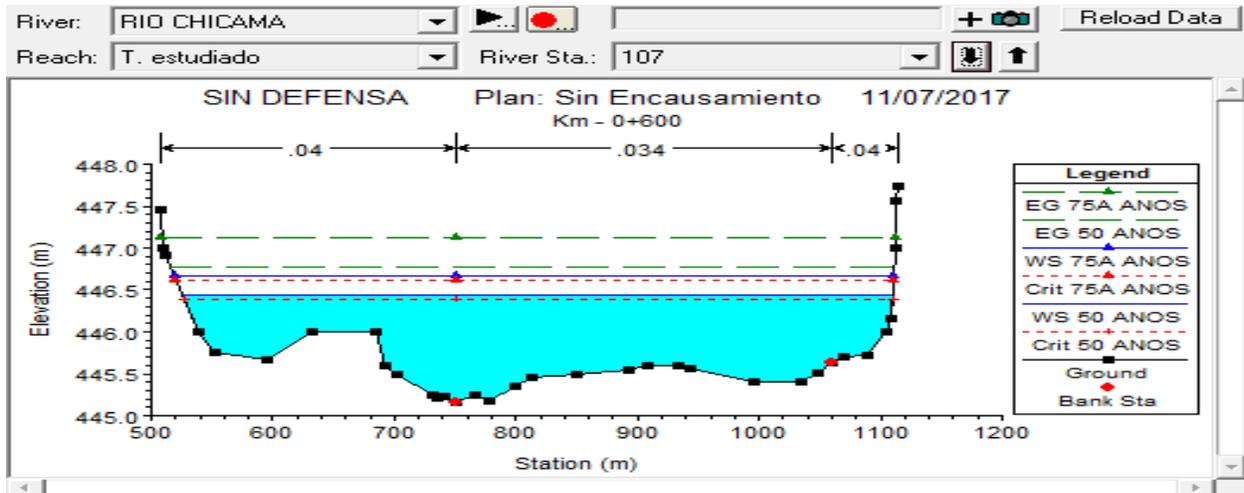
SECCION 109 (63+600)



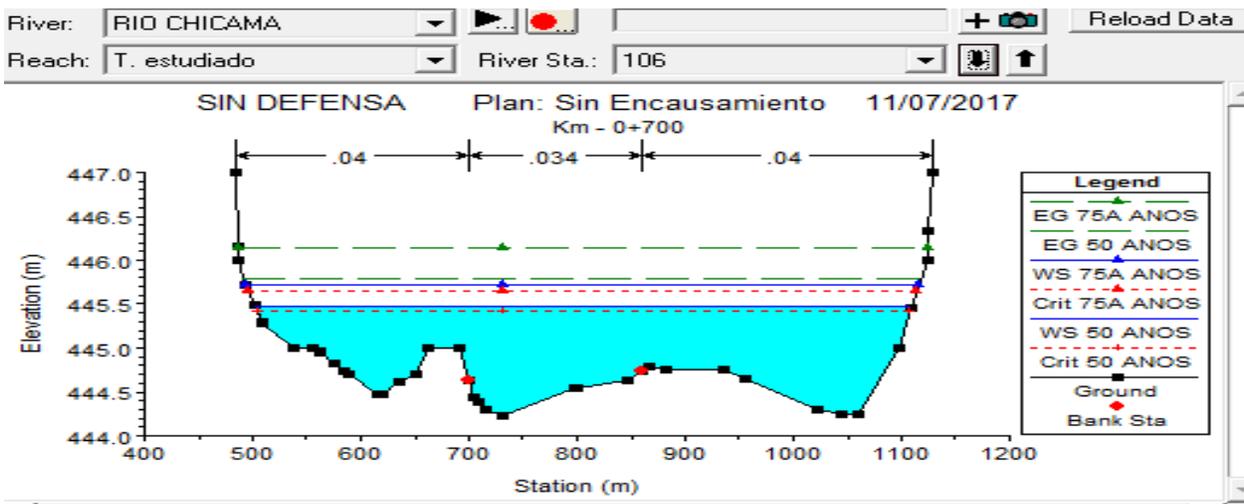
SECCION 108 (63+500)



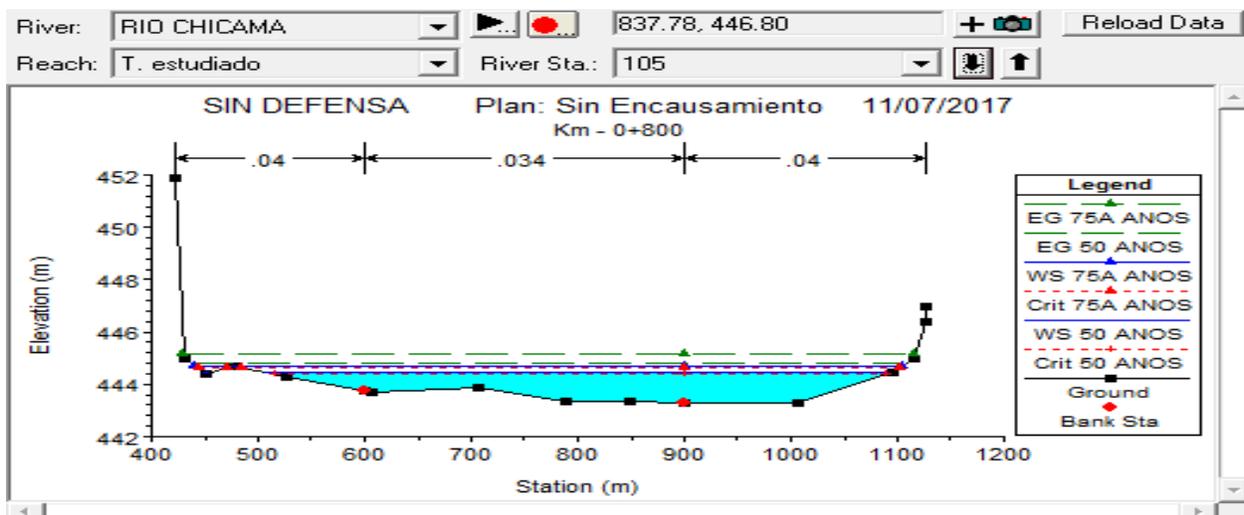
SECCION 107 (63+400)



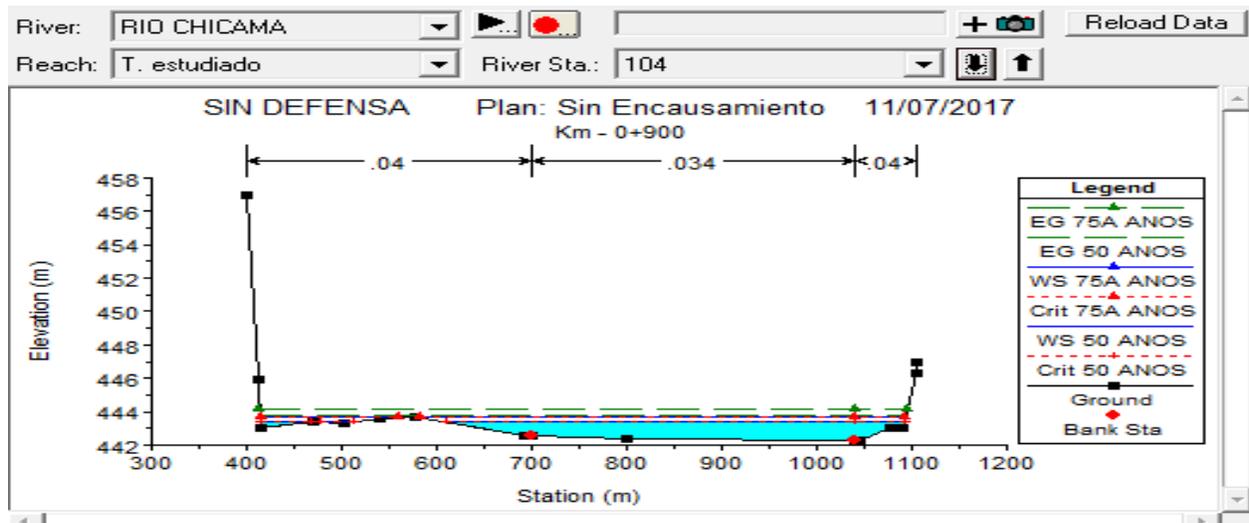
SECCION 106 (63+300)



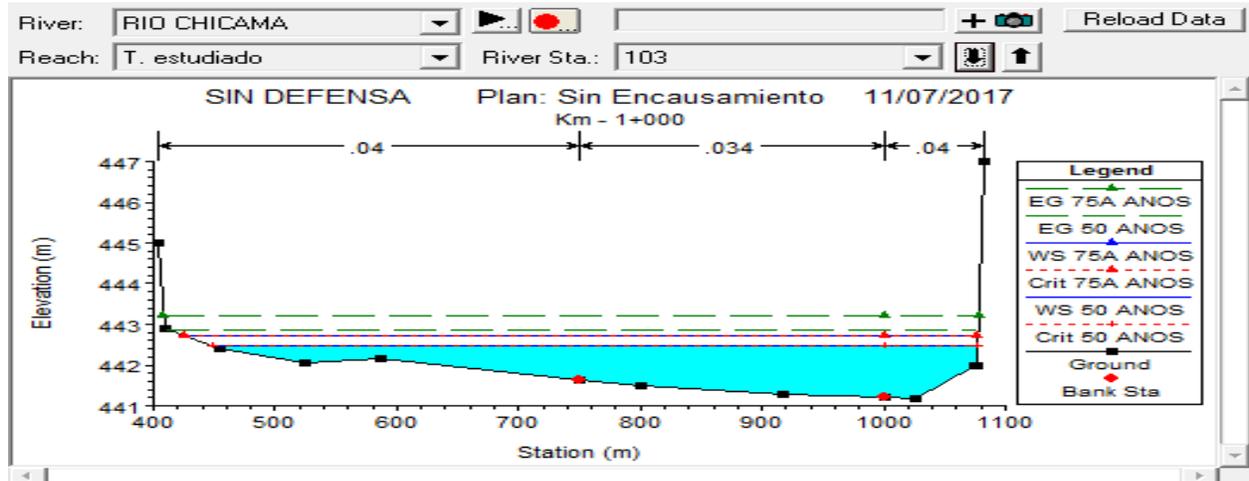
SECCION 105 (63+200)



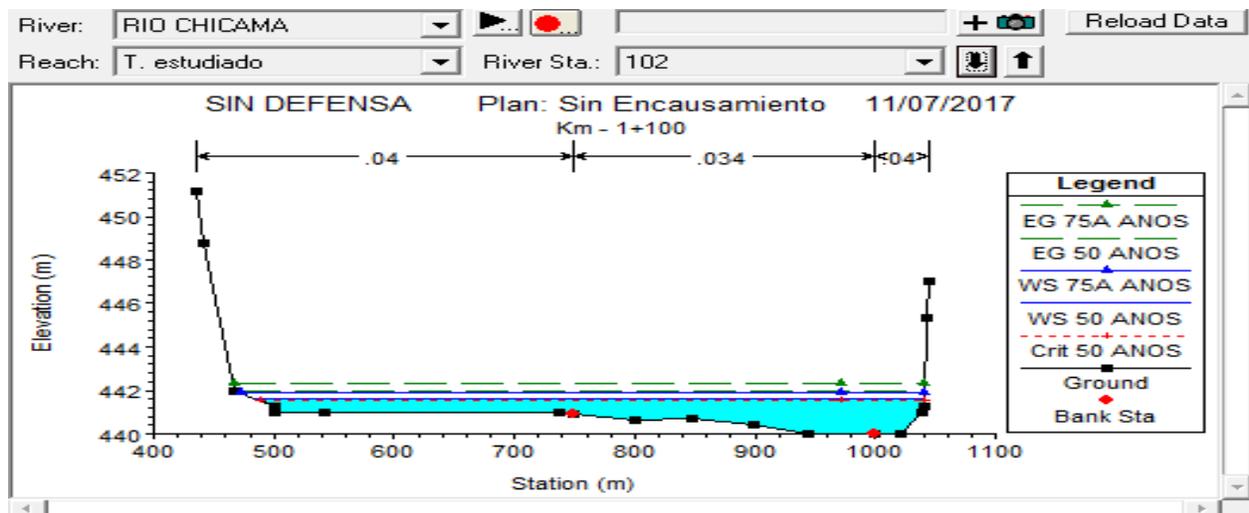
SECCION 104 (63+100)



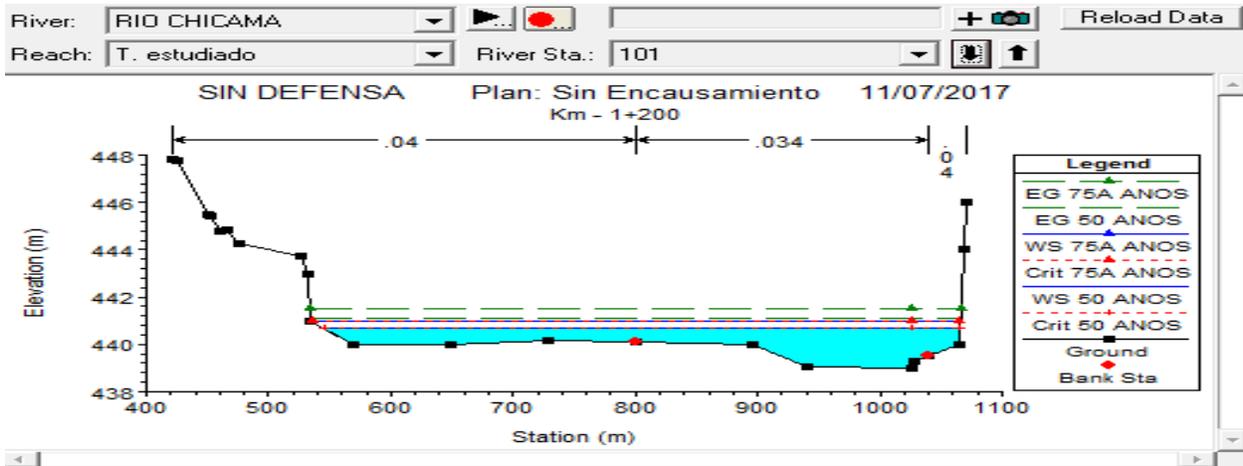
SECCION 103 (63+000)



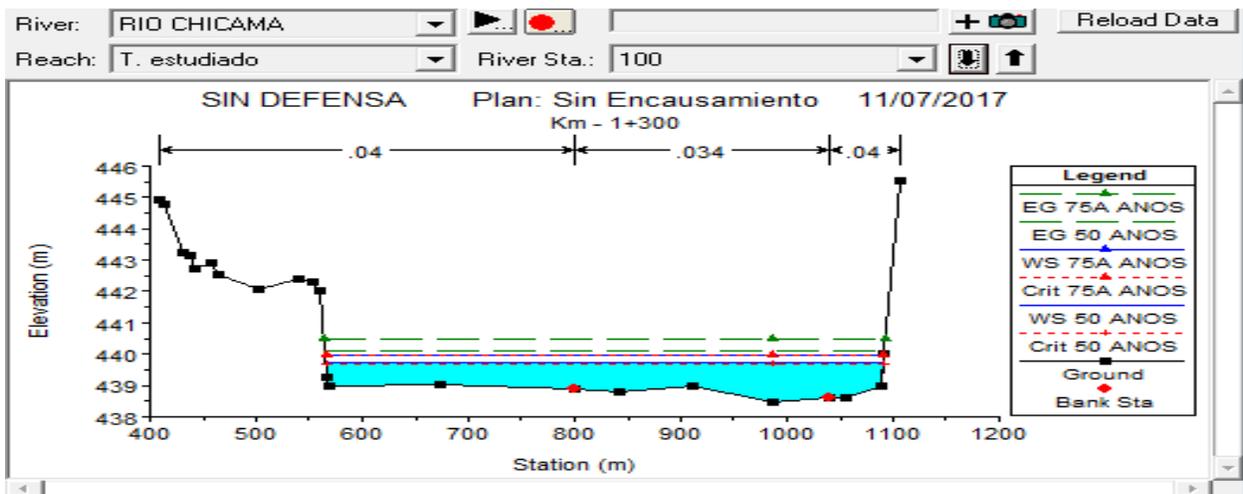
SECCION 102 (62+900)



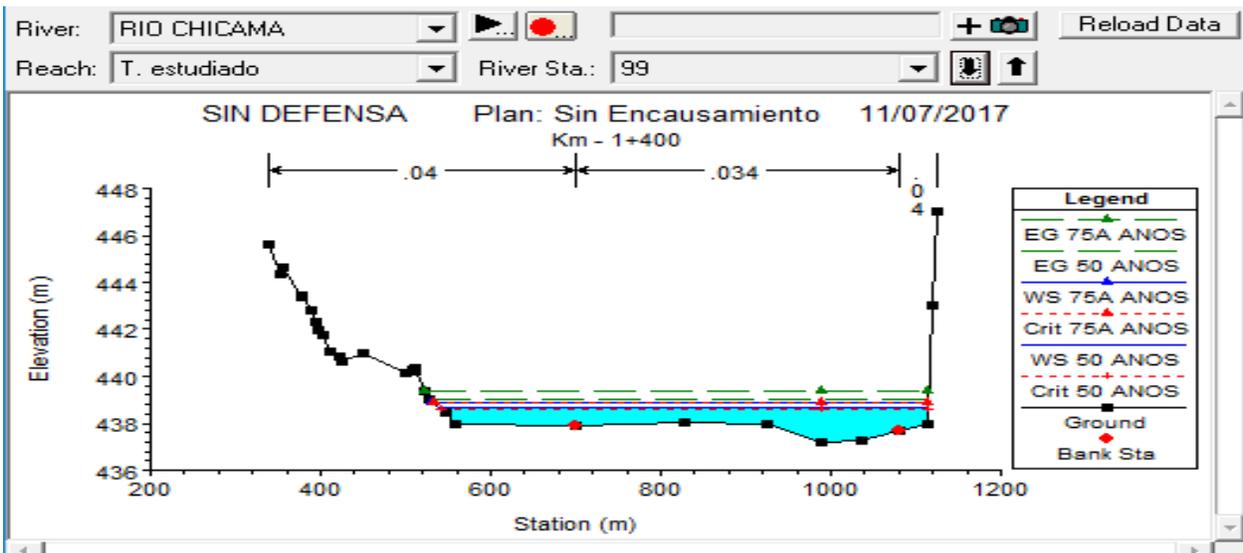
SECCION 101 (62+800)



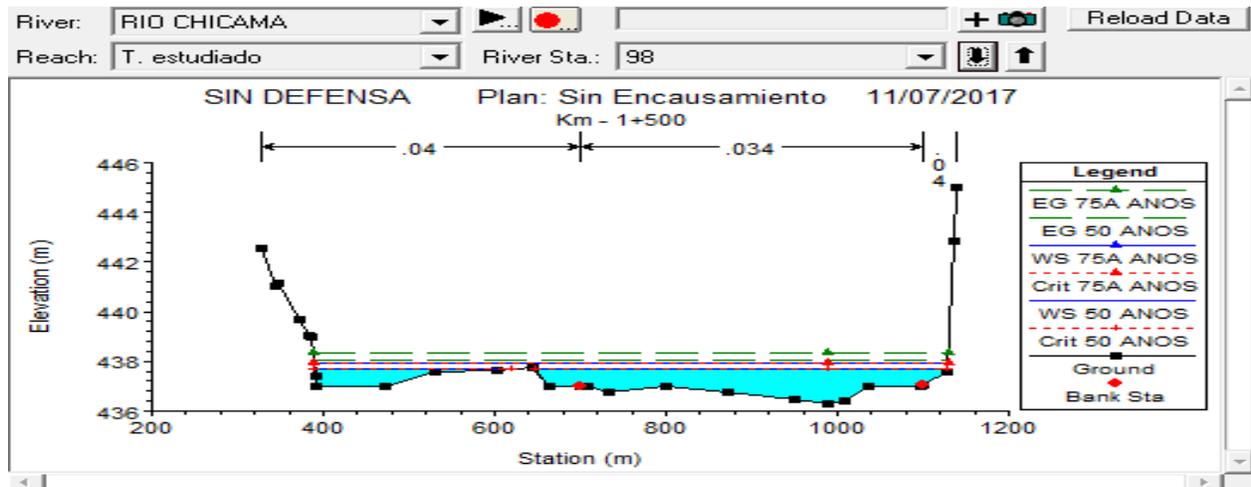
SECCION 100 (62+700)



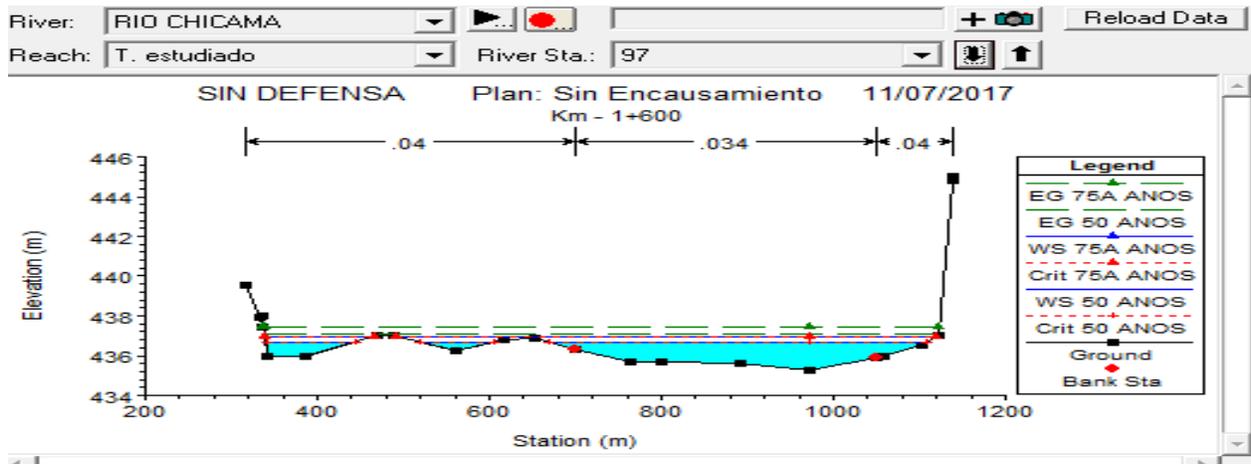
SECCION 99 (62+600)



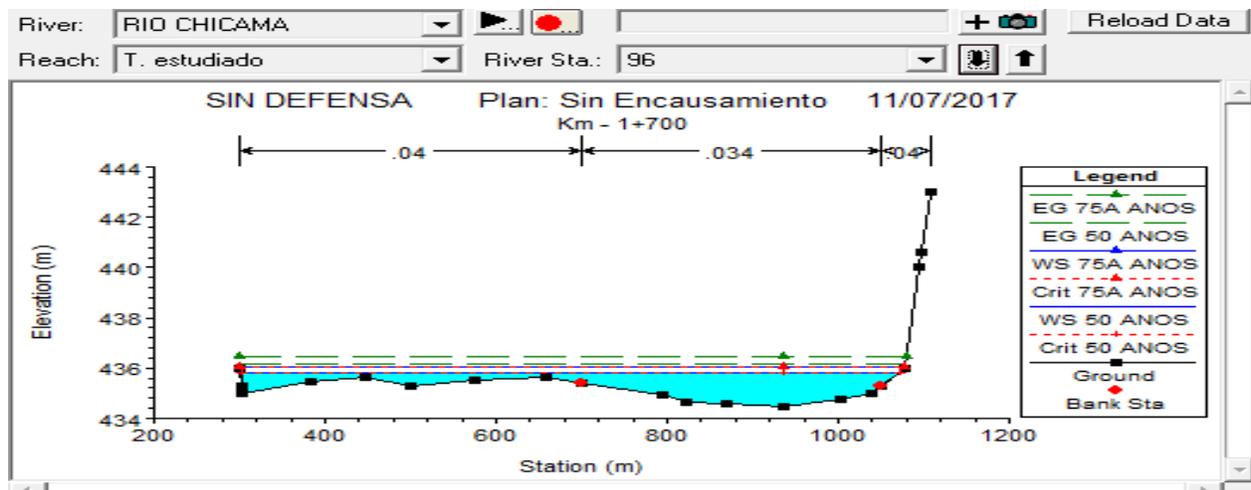
SECCION 98 (62+500)



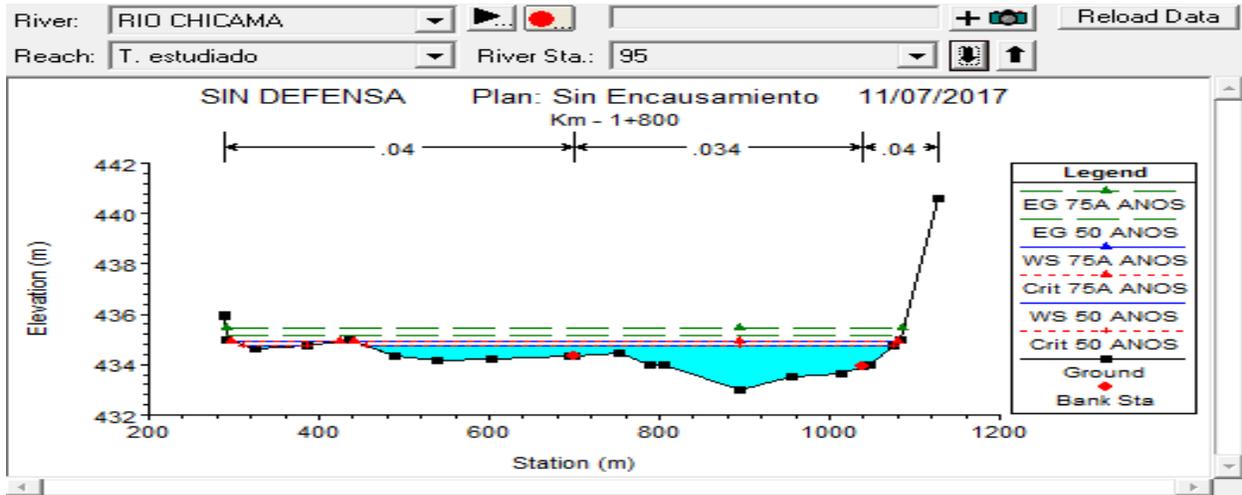
SECCION 97 (62+400)



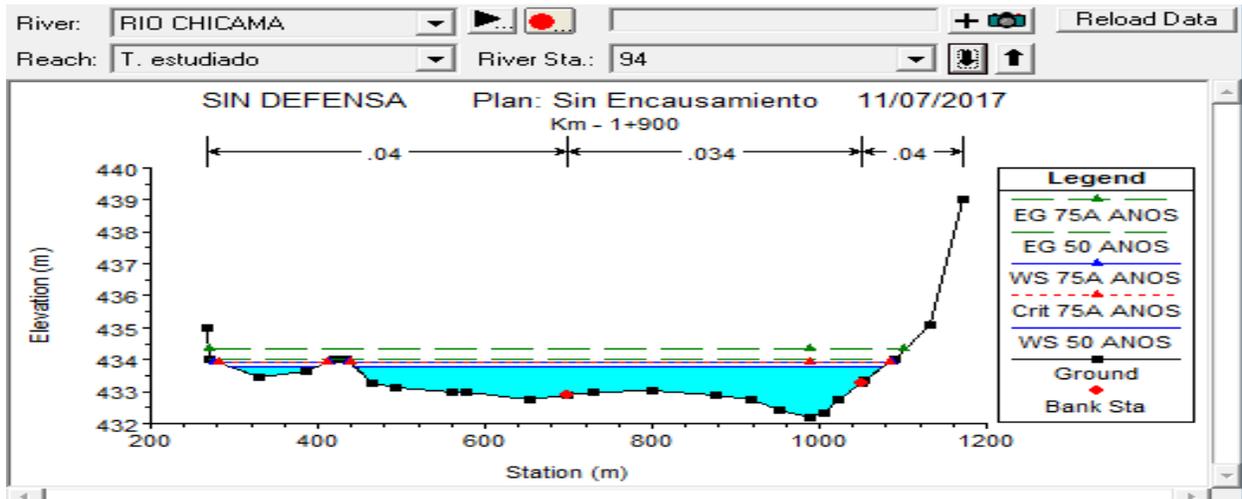
SECCION 96 (62+300)



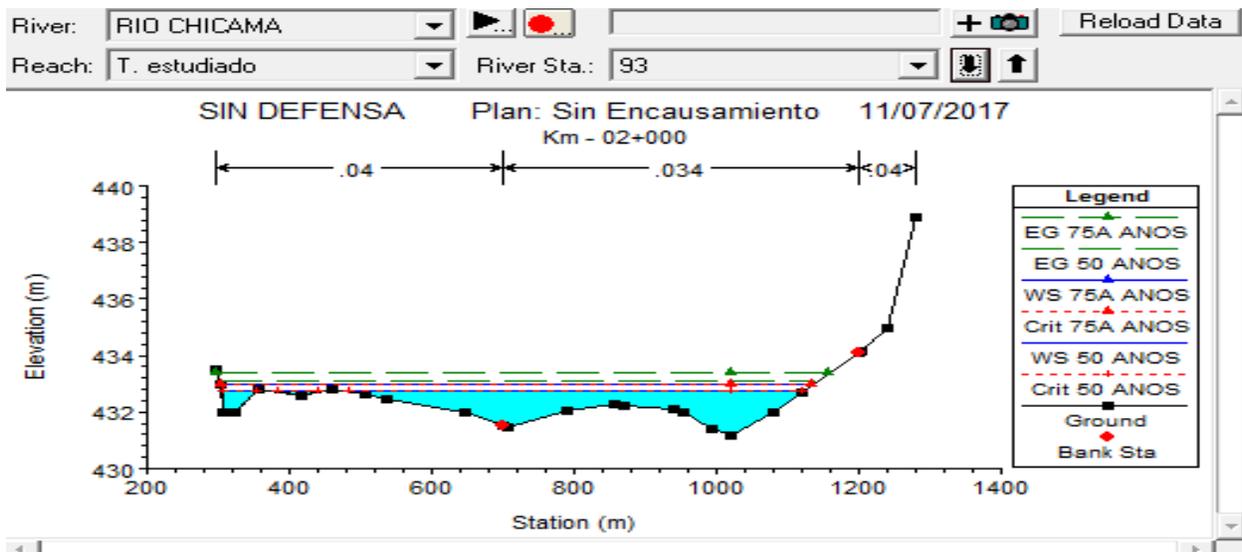
SECCION 95 (62+200)



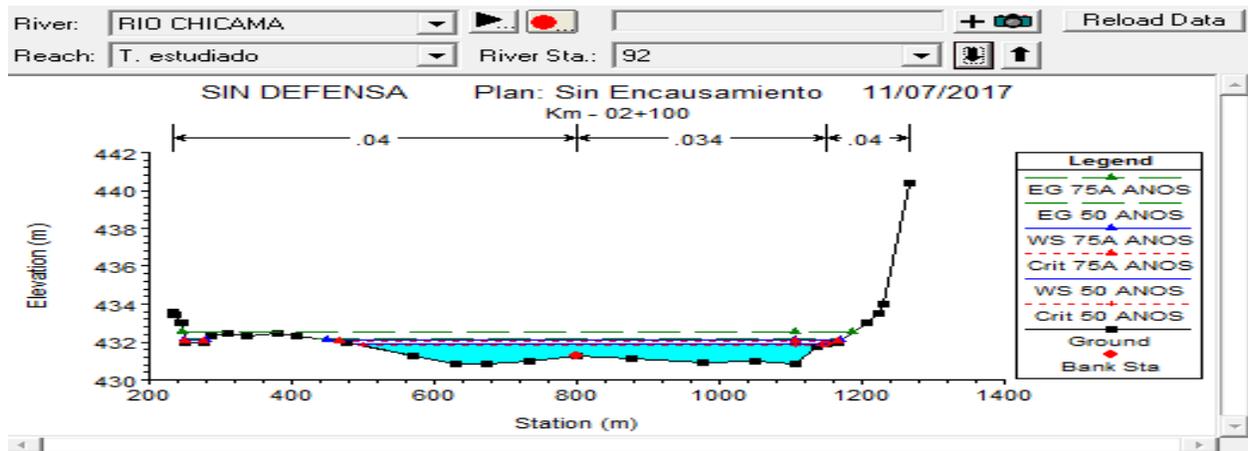
SECCION 94 (62+100)



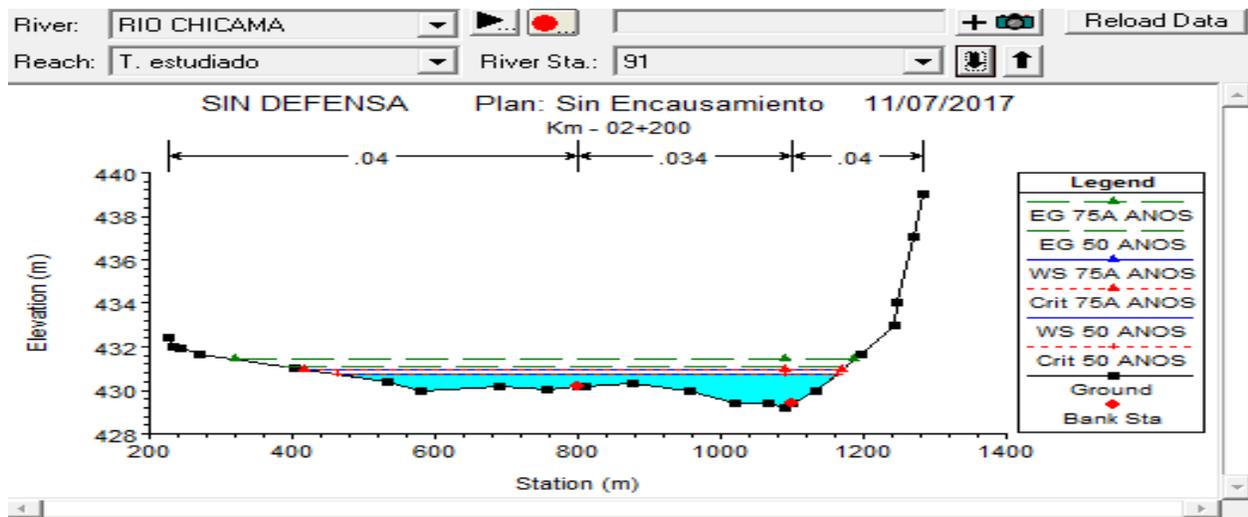
SECCION 93 (62+00)



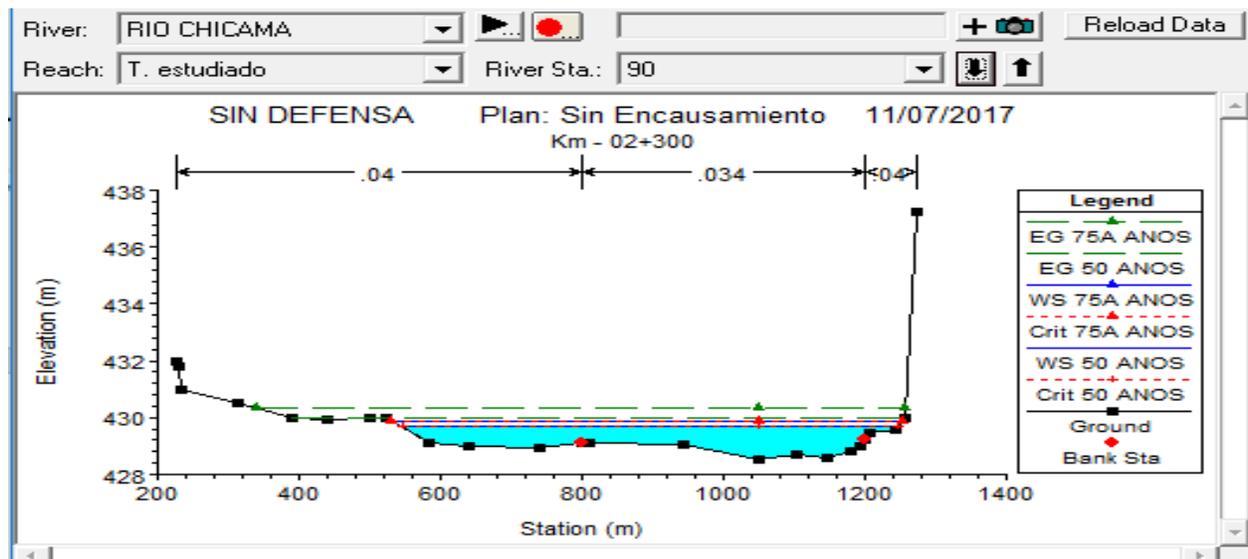
SECCION 92 (61+900)



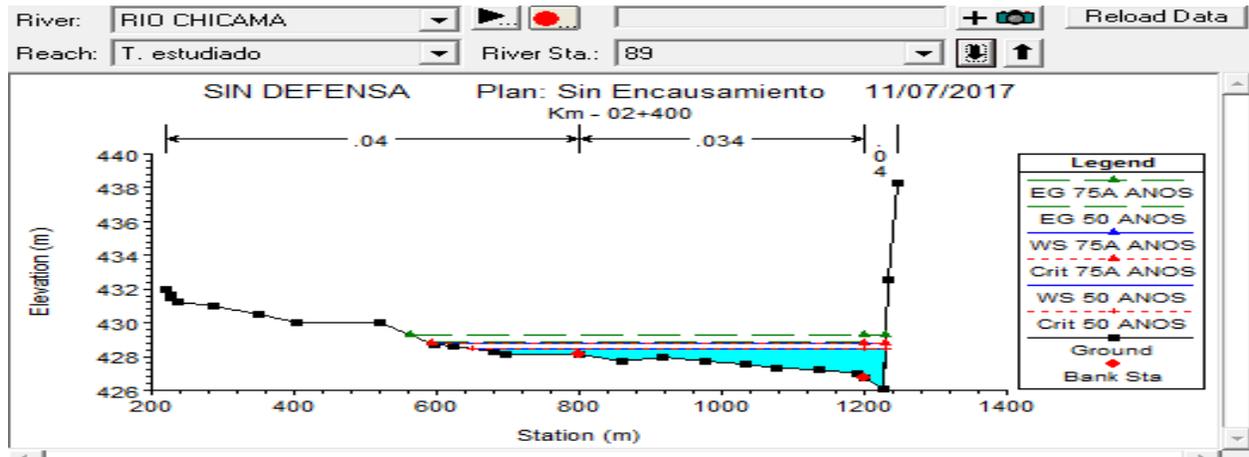
SECCION 91 (61+800)



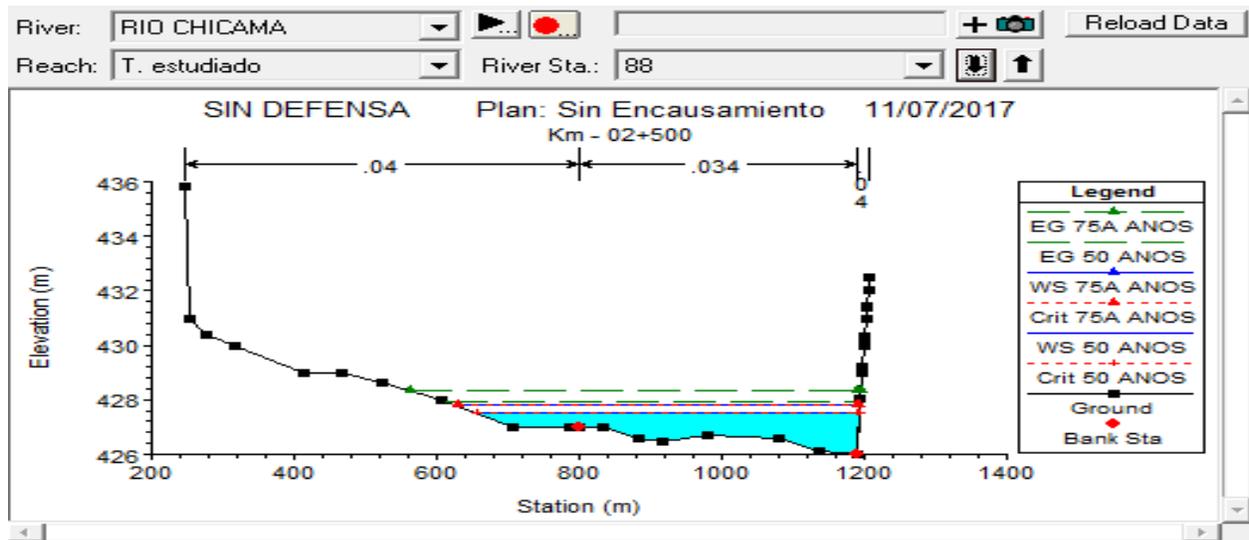
SECCION 90 (61+700)



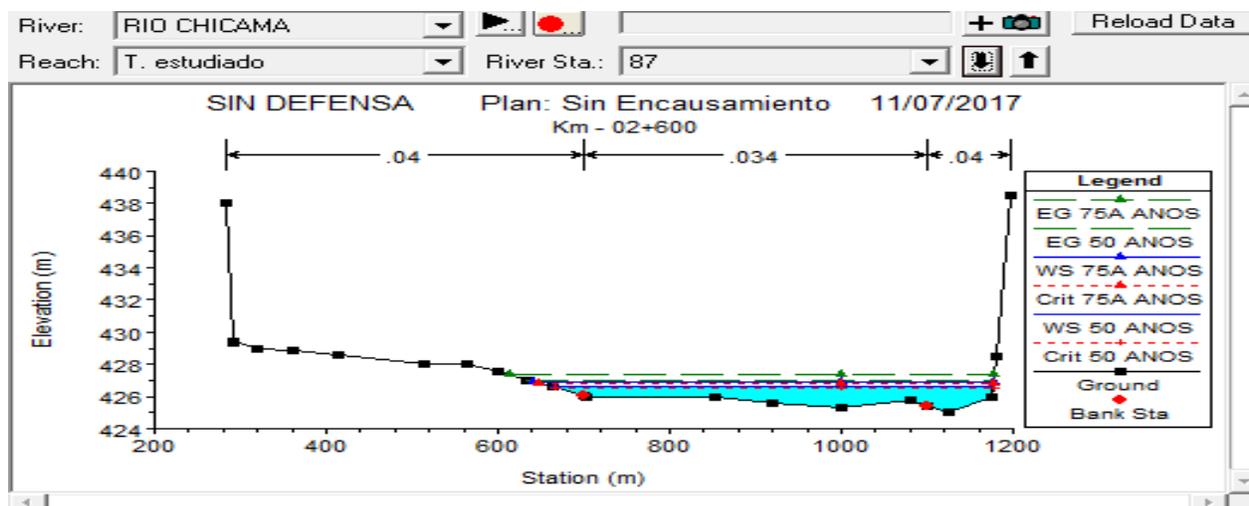
SECCION 89 (61+600)



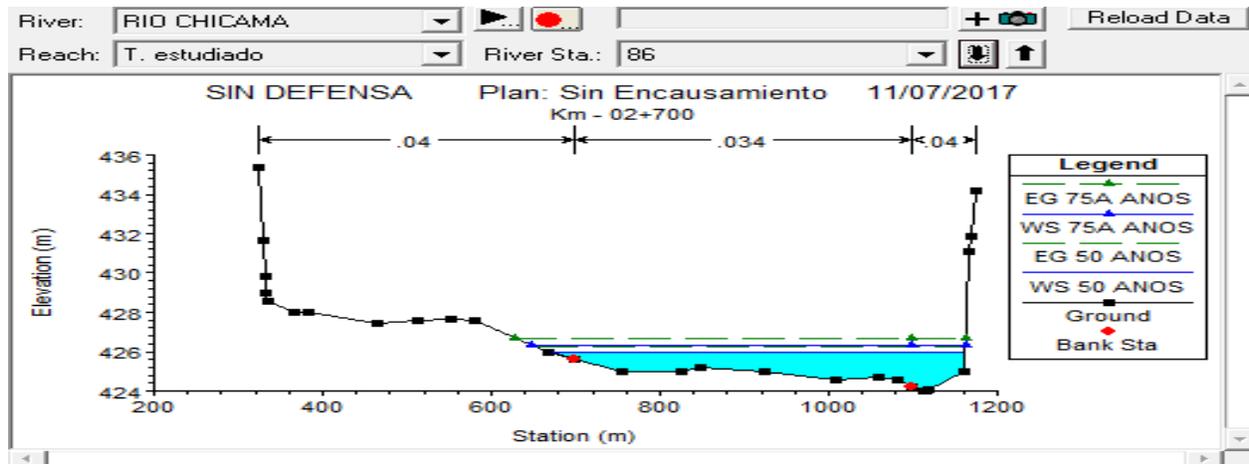
SECCION 88 (61+500)



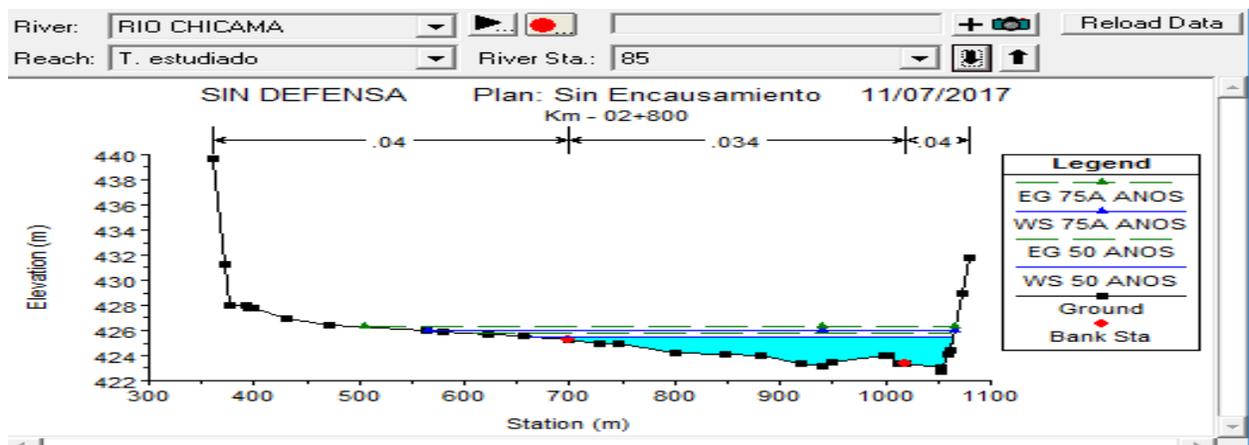
SECCION 87 (61+400)



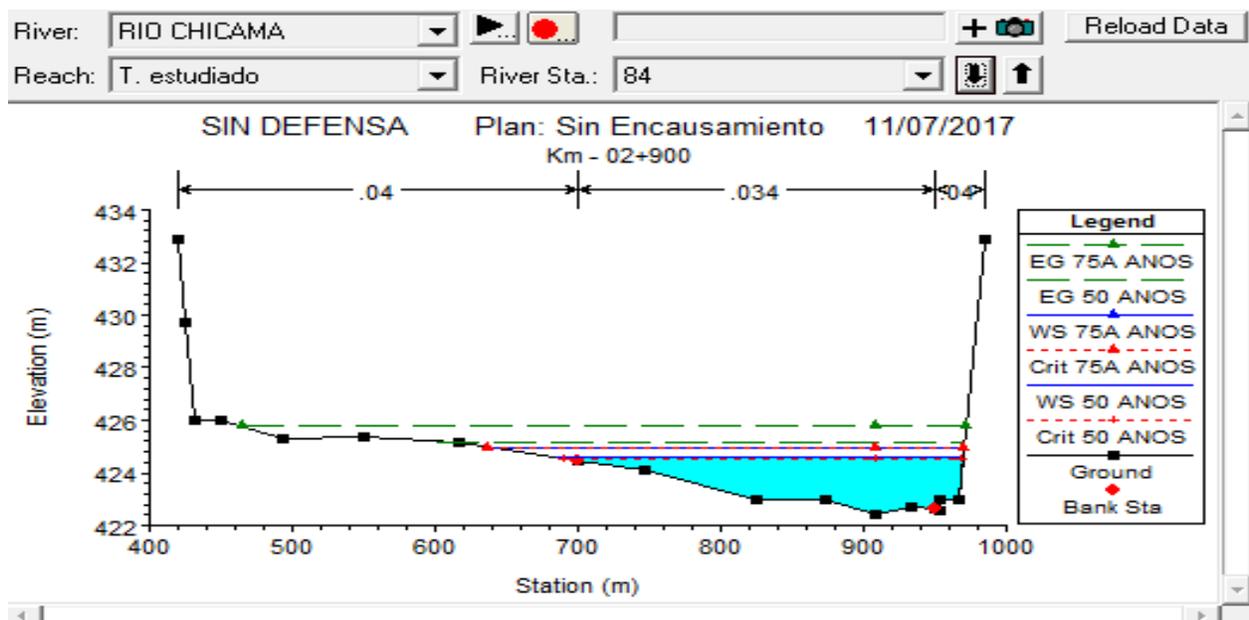
SECCION 86 (61+300)



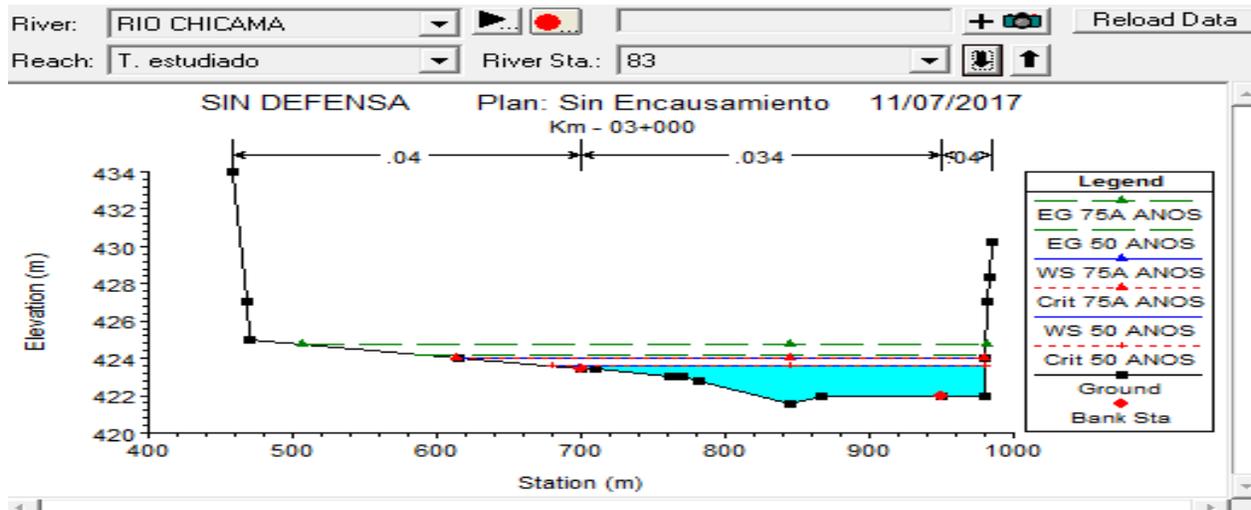
SECCION 85 (61+200)



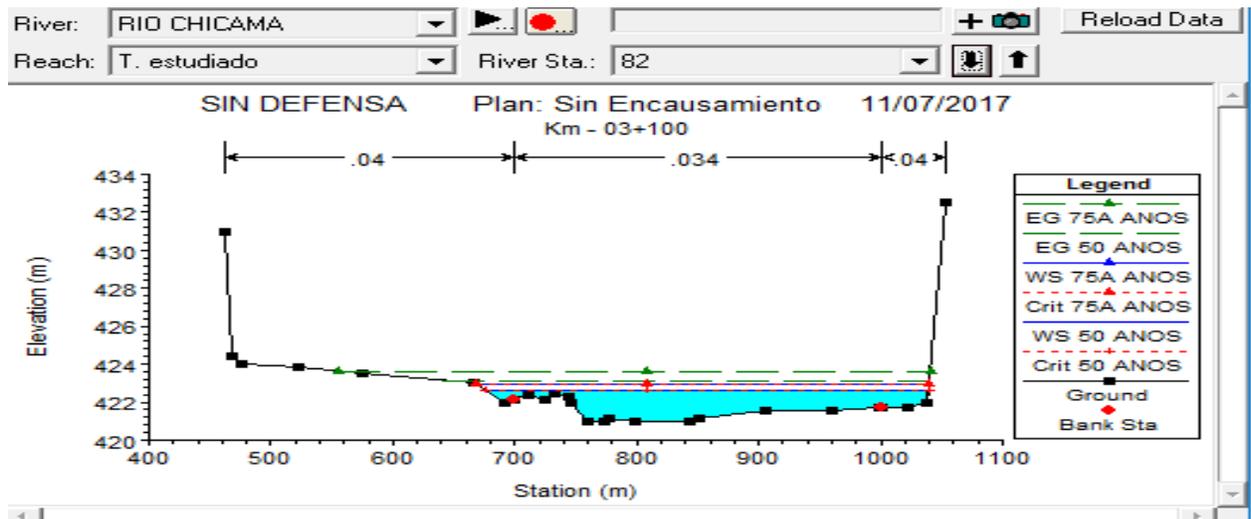
SECCION 84 (61+100)



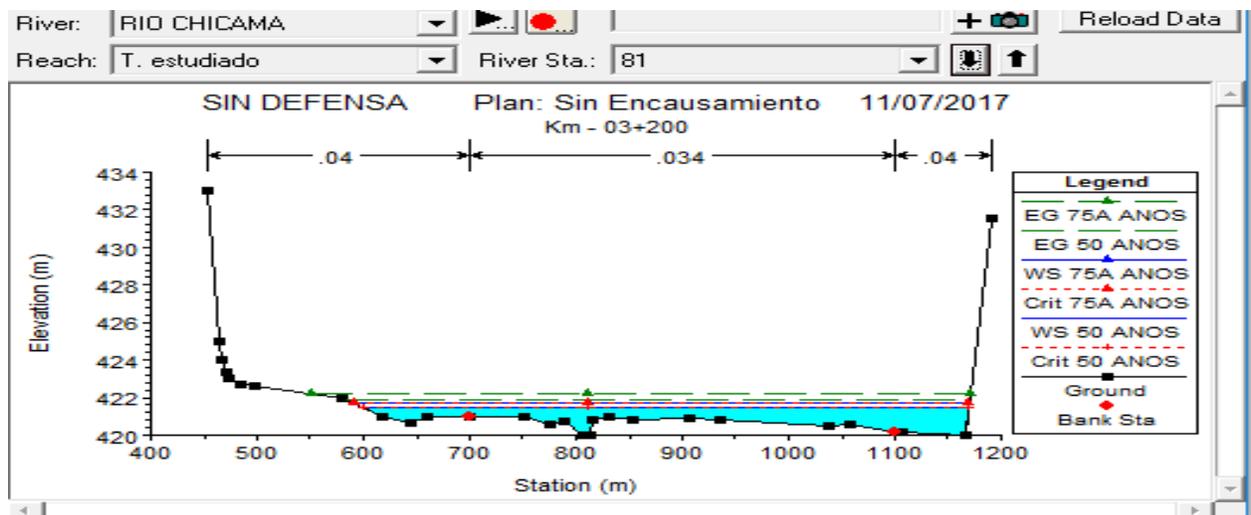
SECCION 83 (61+000)



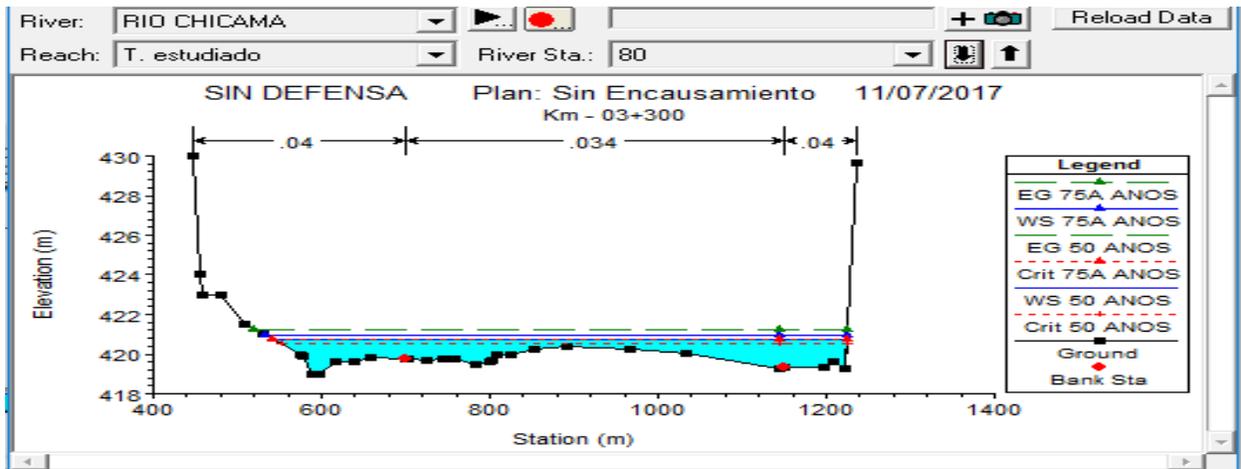
SECCION 82 (60+900)



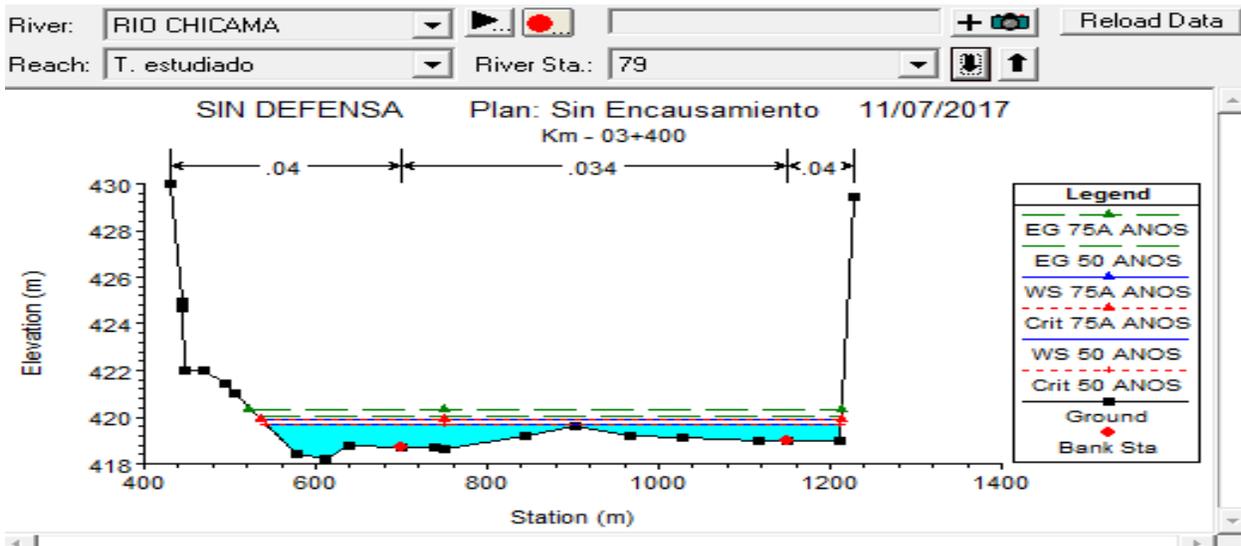
SECCION 81 (60+800)



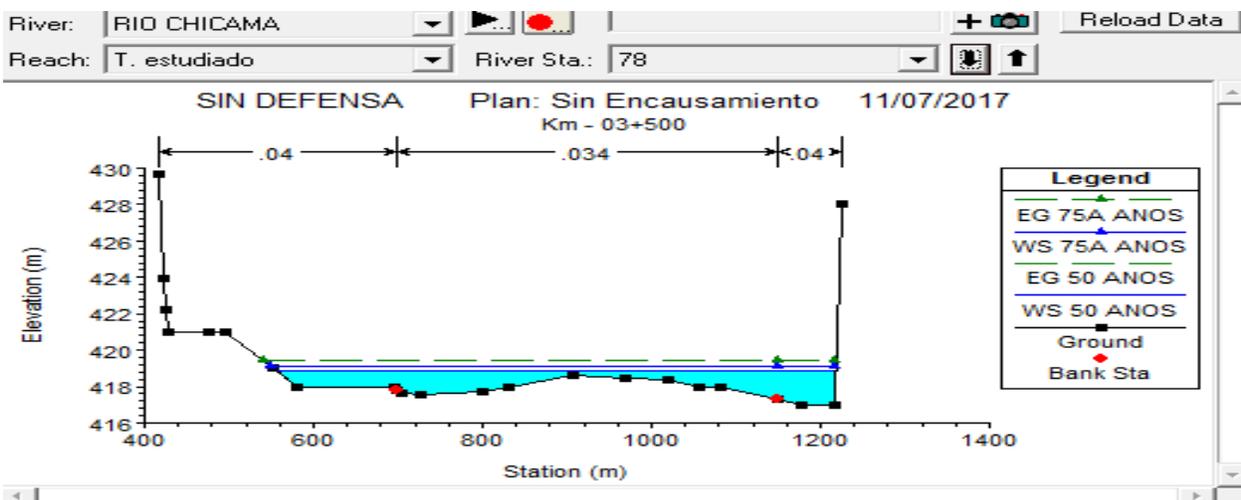
SECCION 80 (60+700)



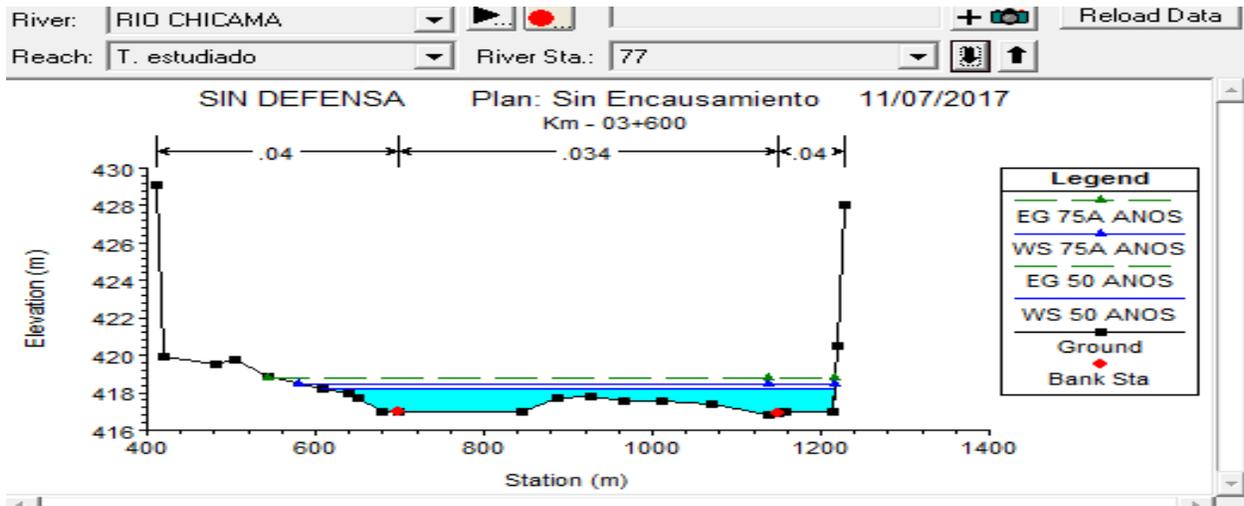
SECCION 79 (60+600)



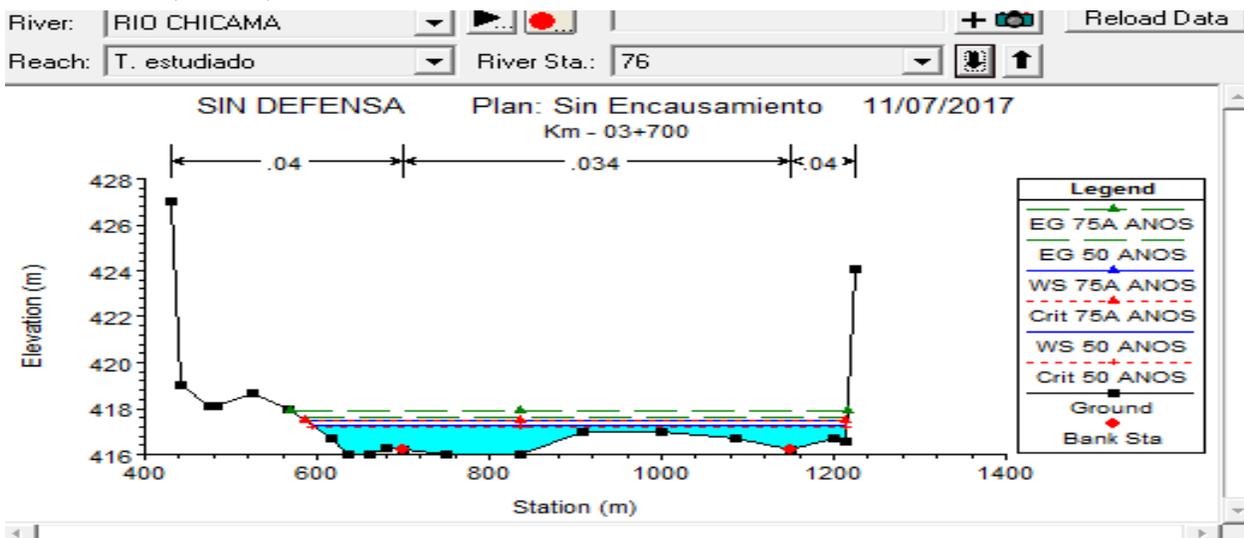
SECCION 78 (60+500)



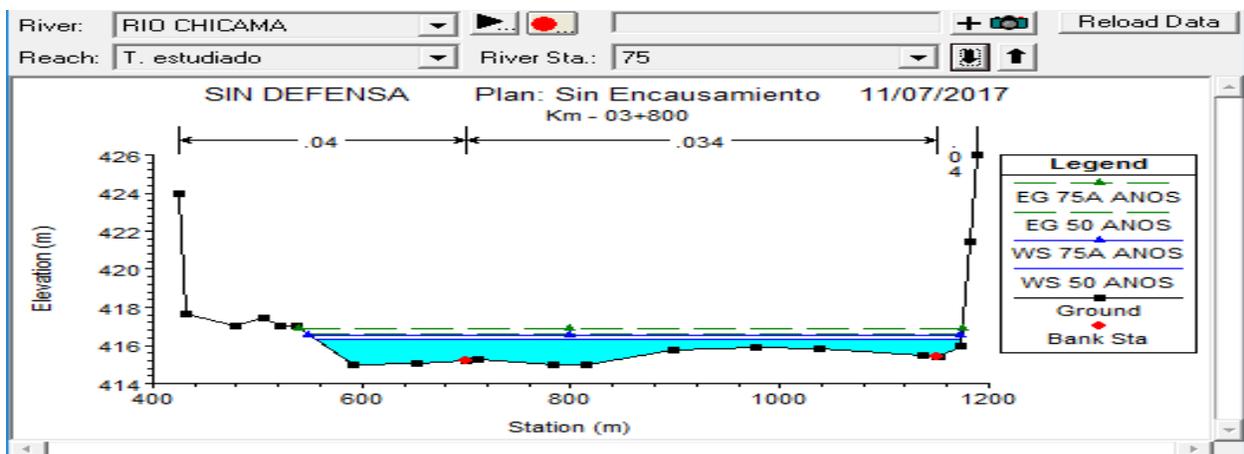
SECCION 77 (60+400)



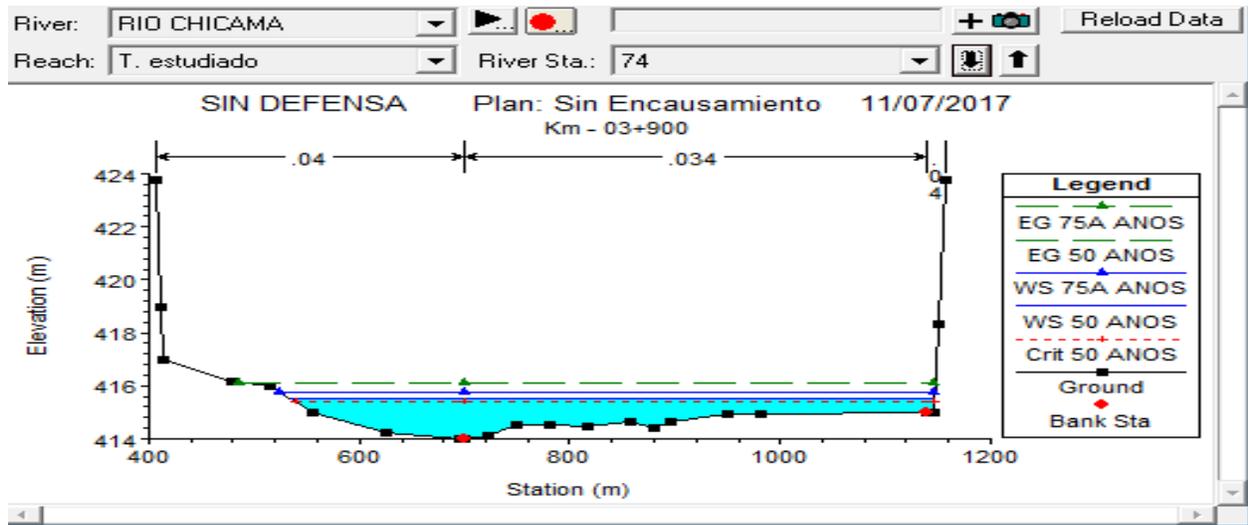
SECCION 76(60+300)



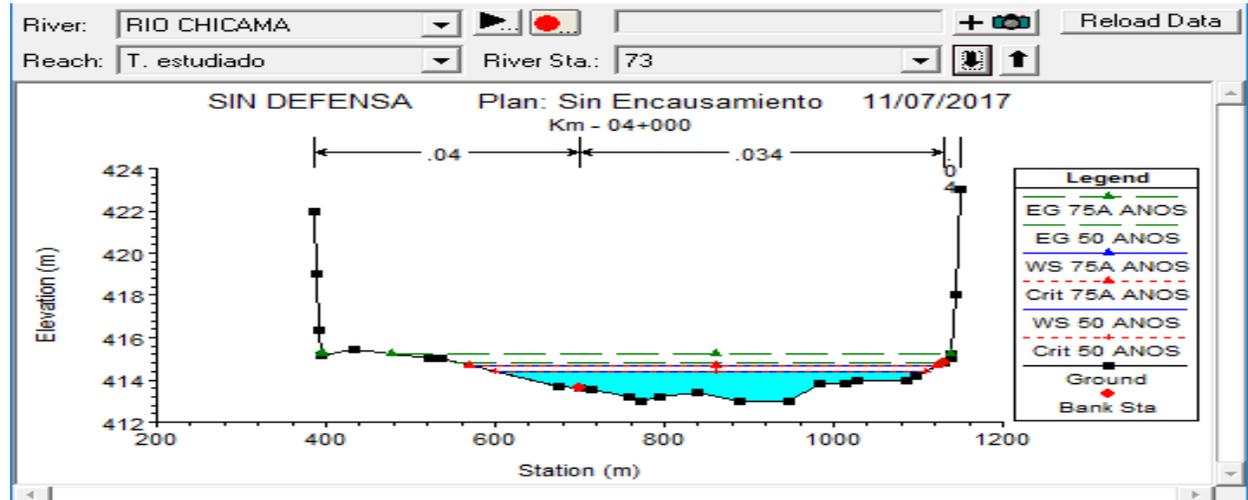
SECCION 75 (60+200)



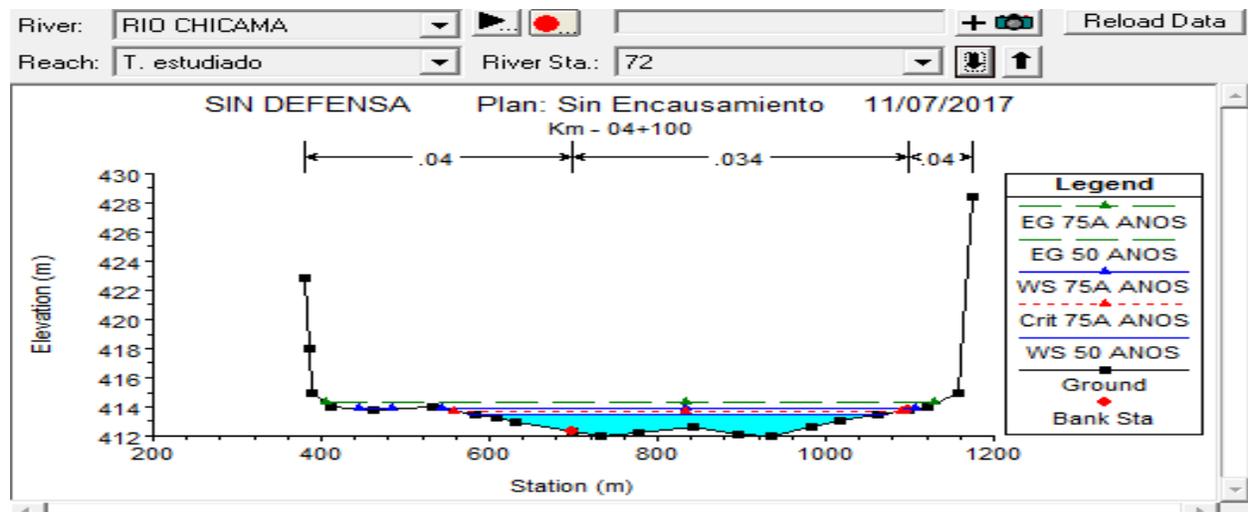
SECCION 74 (60+100)



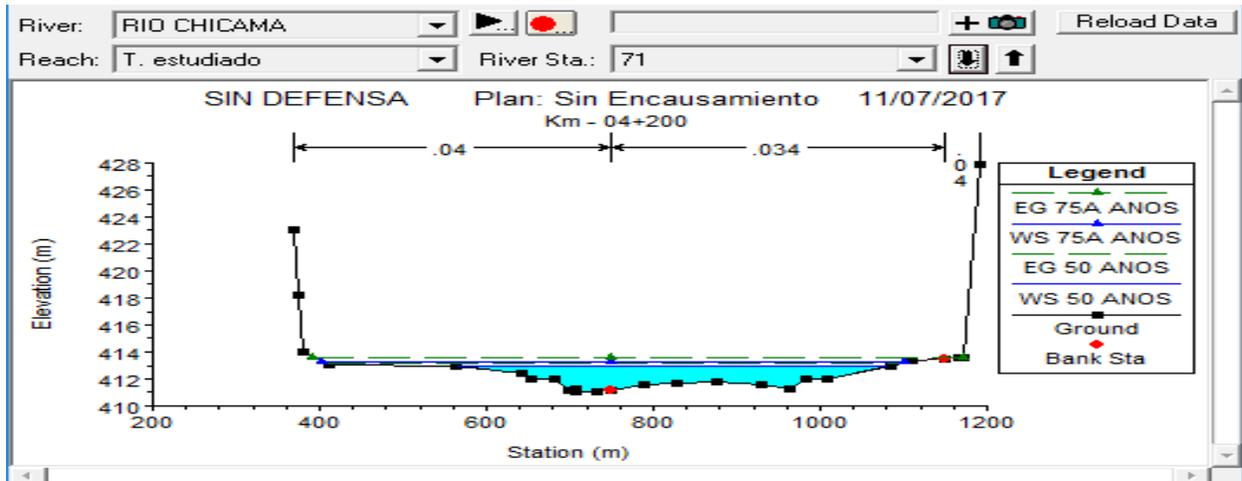
SECCION 73 (60+000)



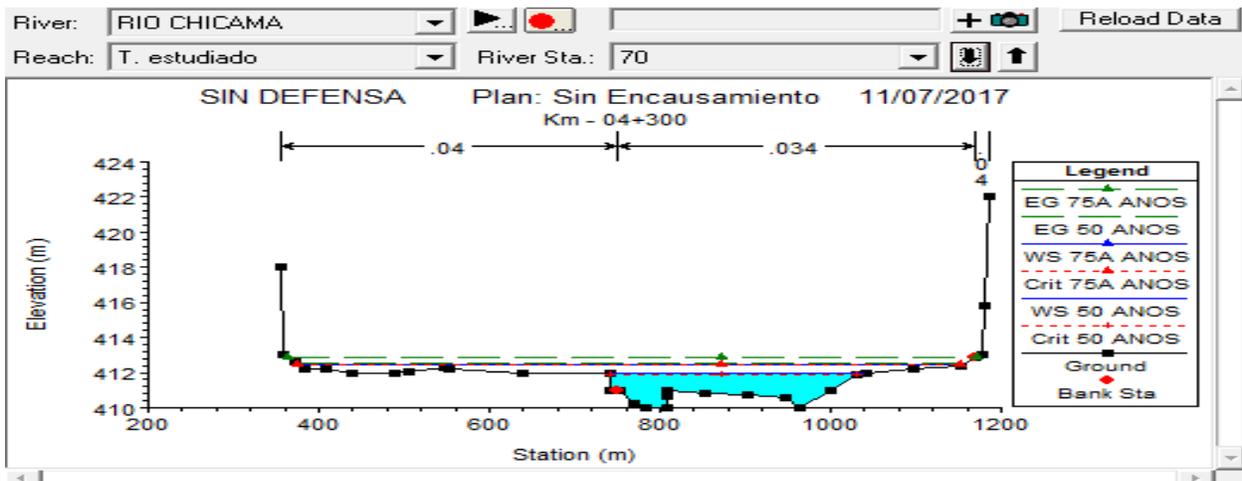
SECCION 72 (59+900)



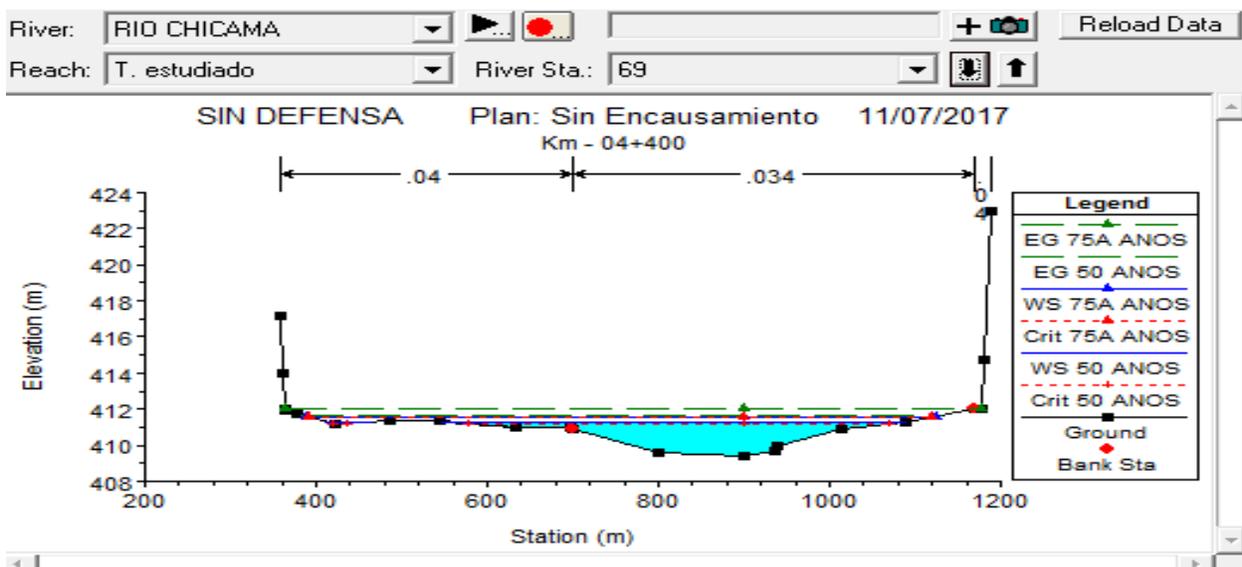
SECCION 71 (59+800)



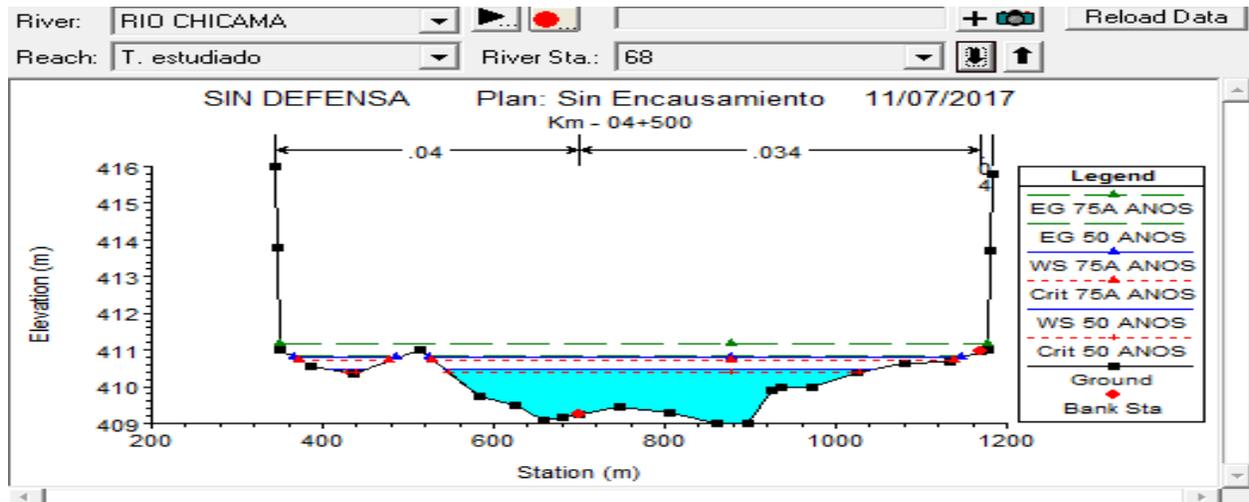
SECCION 70 (59+700)



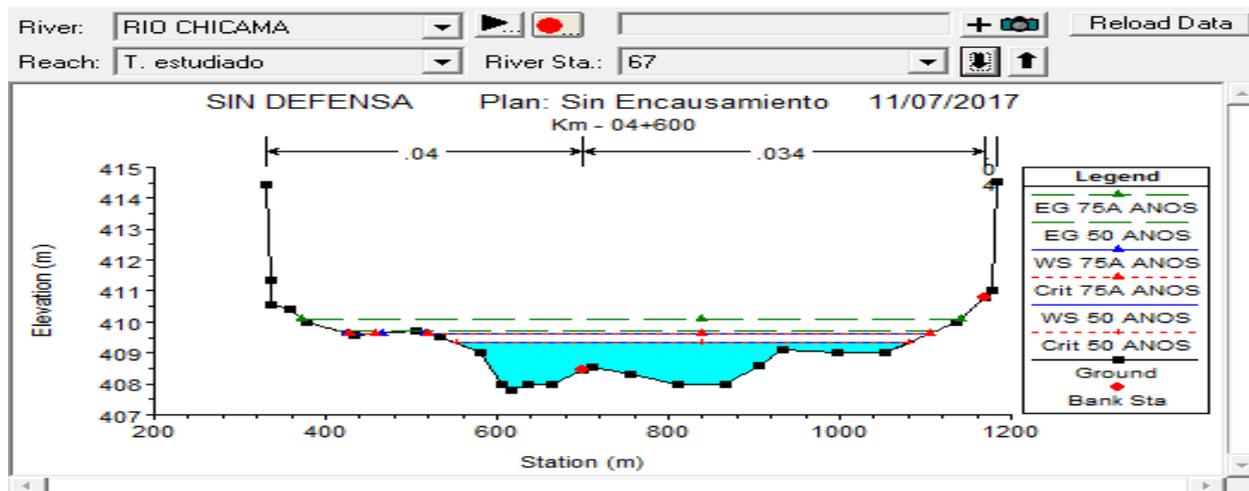
SECCION 69 (59+600)



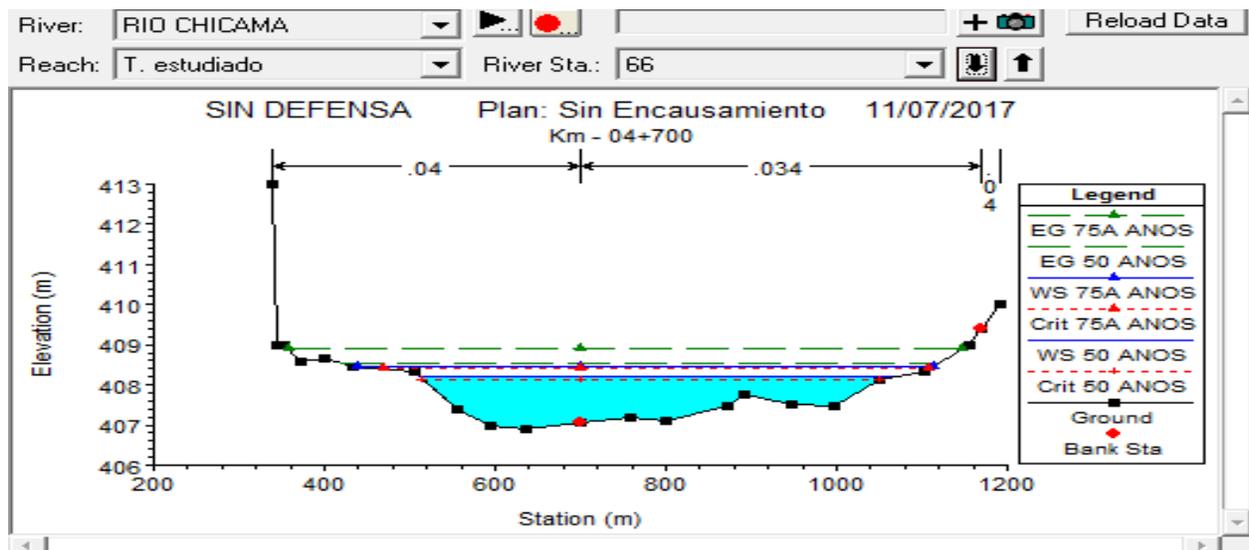
SECCION 68 (59+500)



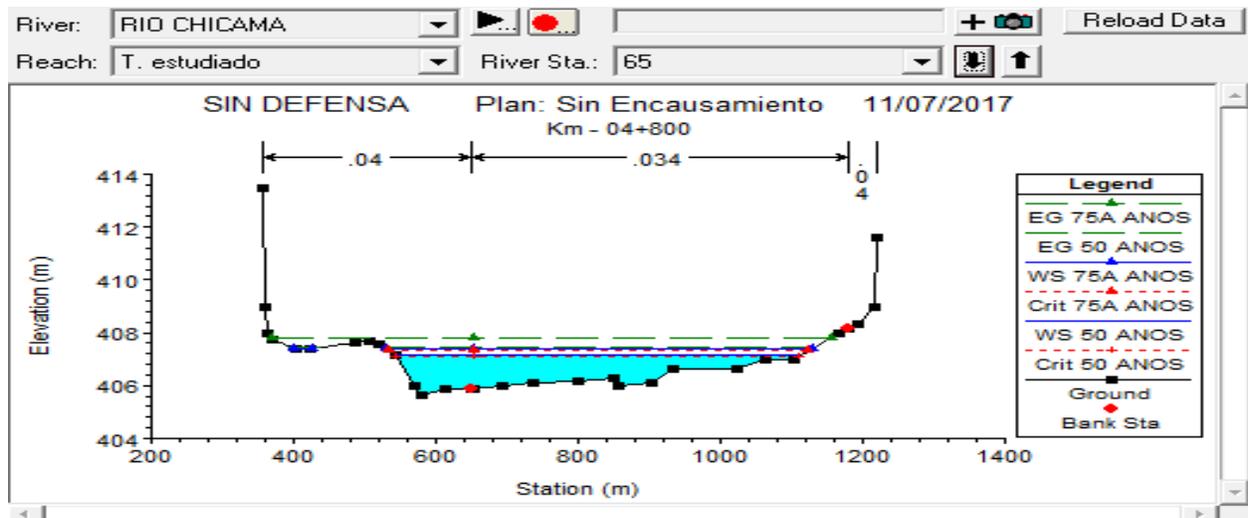
SECCION 67 (59+400)



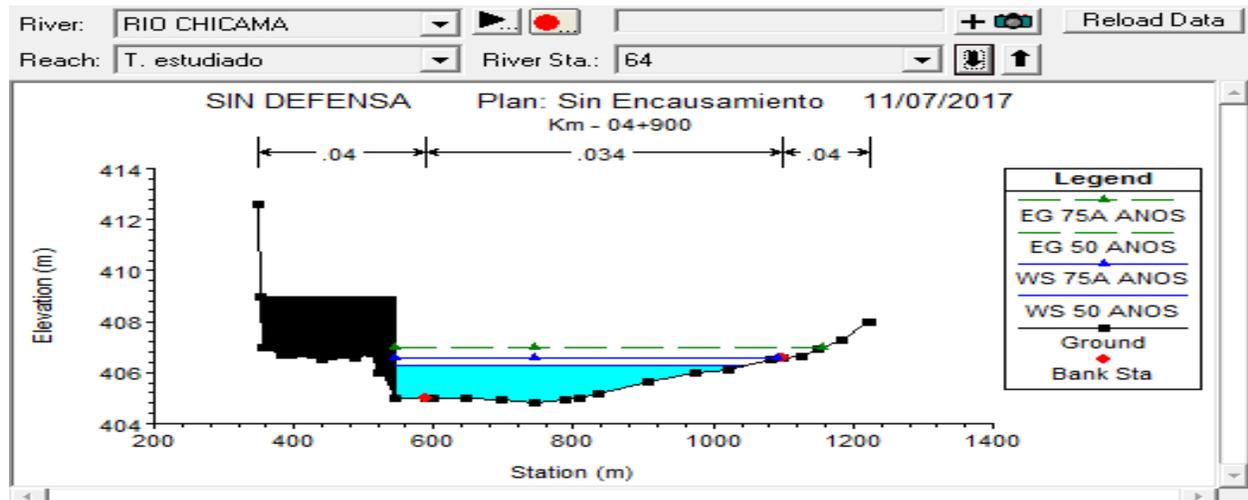
SECCION 66 (59+300)



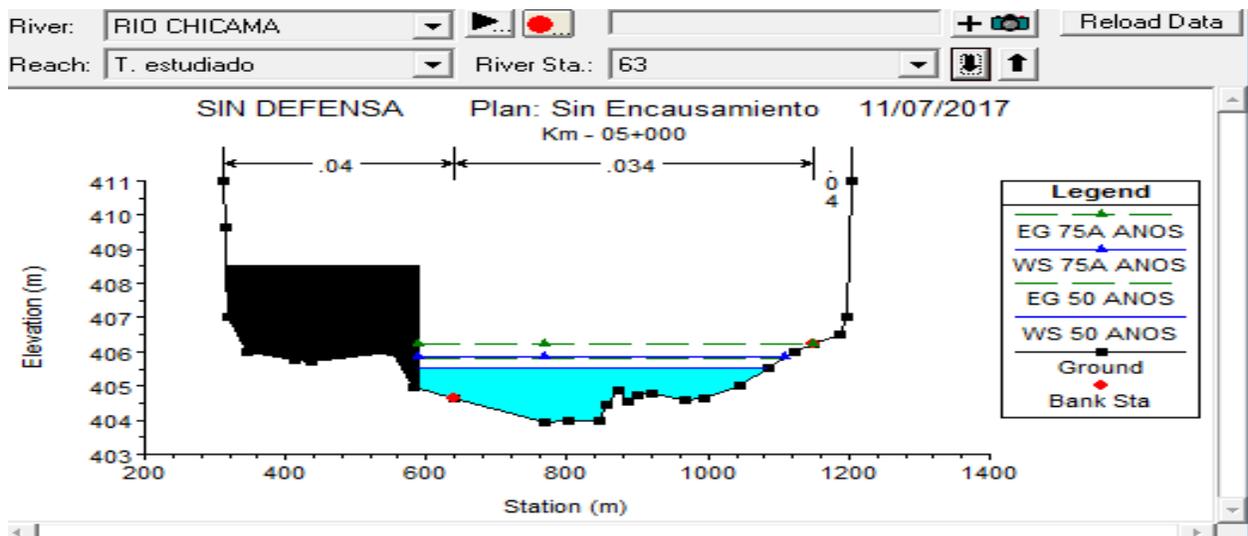
SECCION 65 (59+200)



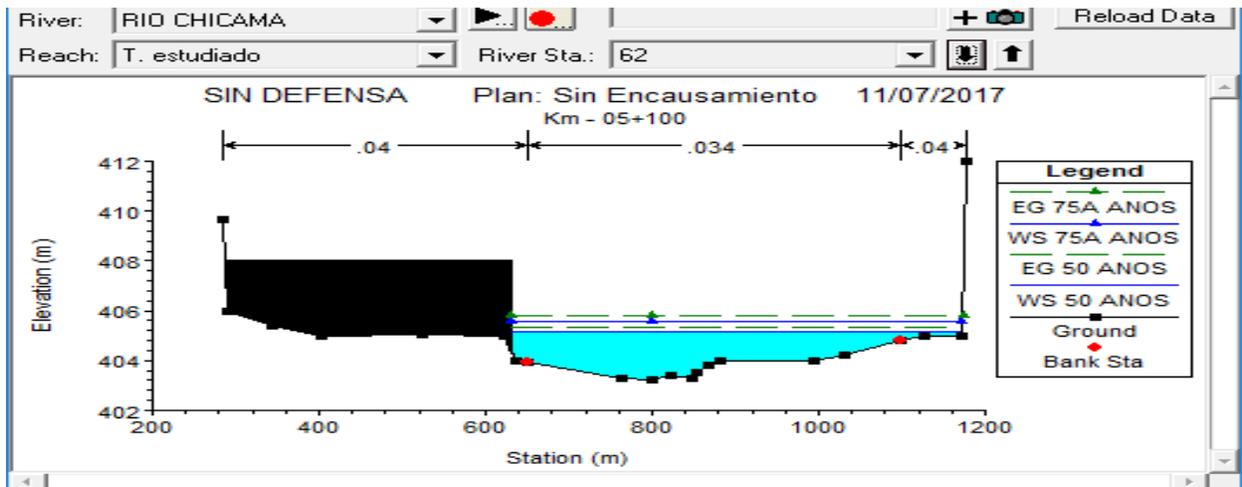
SECCION 64 (59+100)



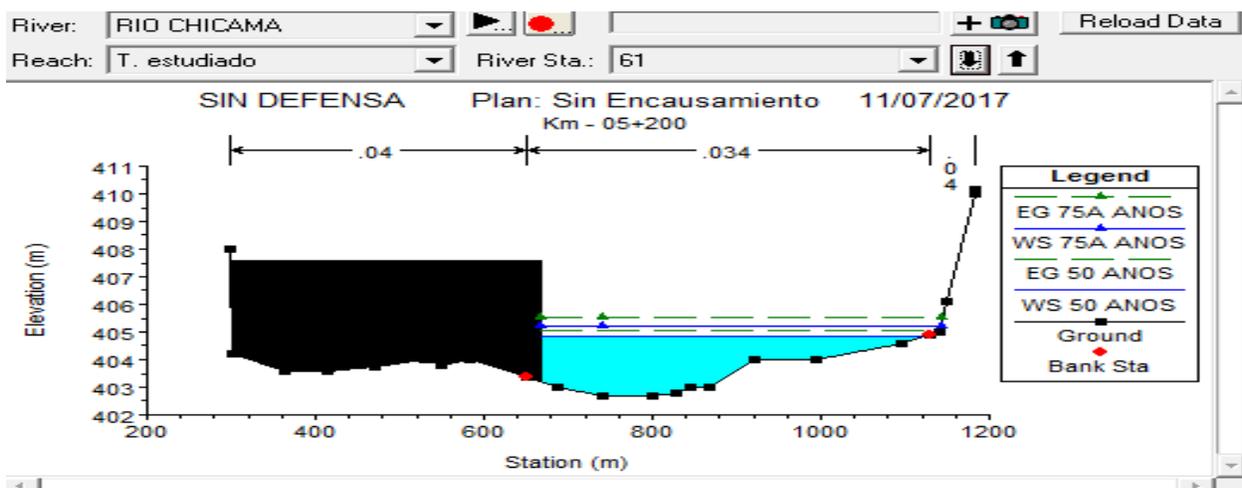
SECCION 63 (59+000)



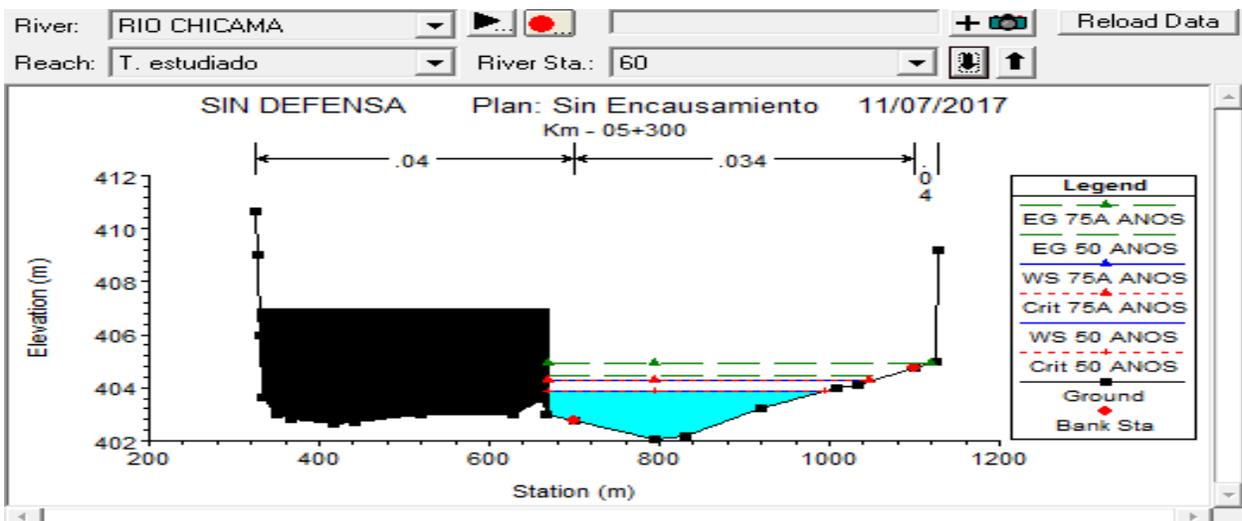
SECCION 62 (58+900)



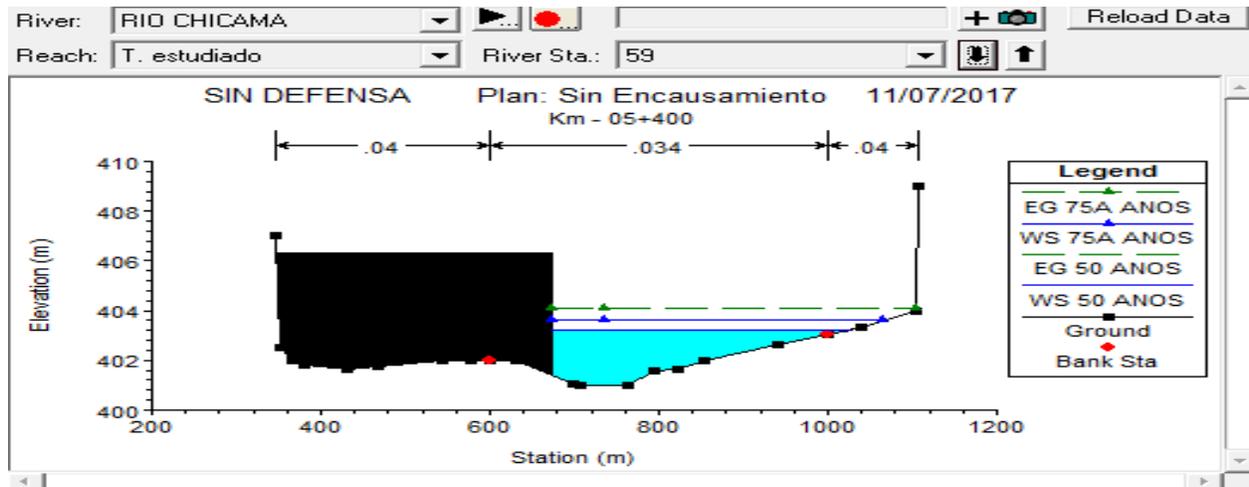
SECCION 61 (58+800)



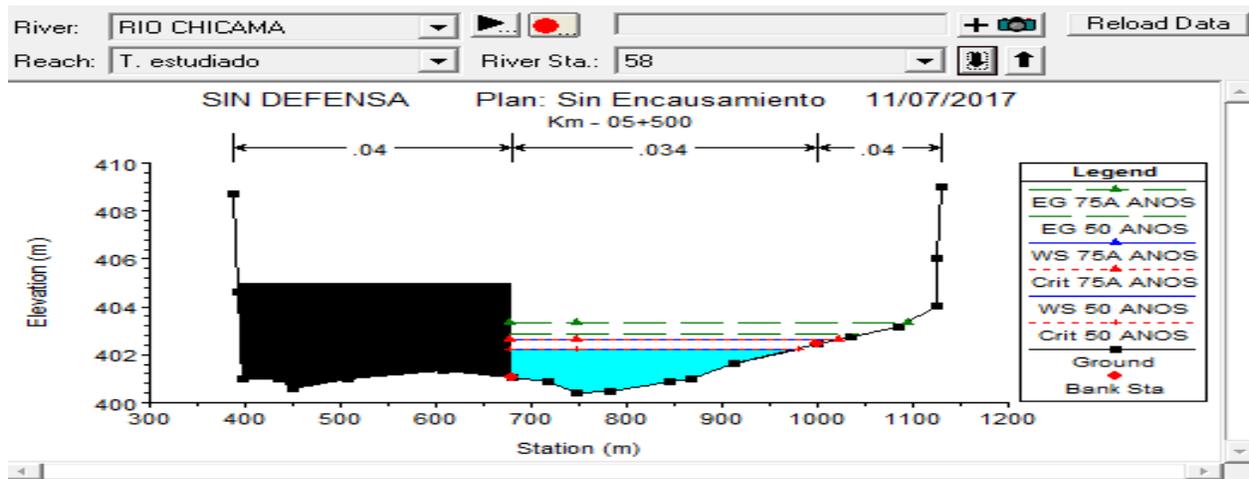
SECCION 60 (58+700)



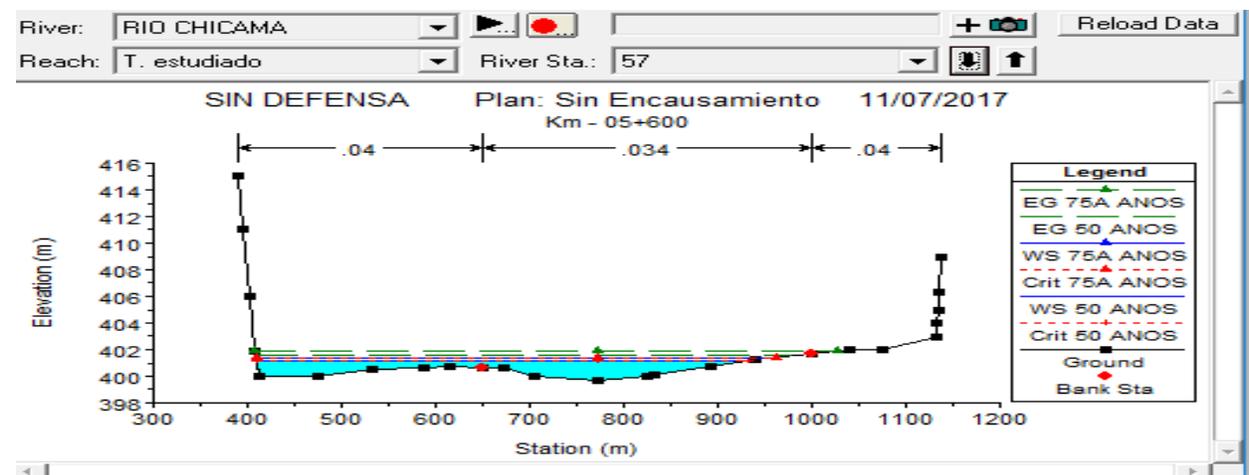
SECCION 59 (58+600)



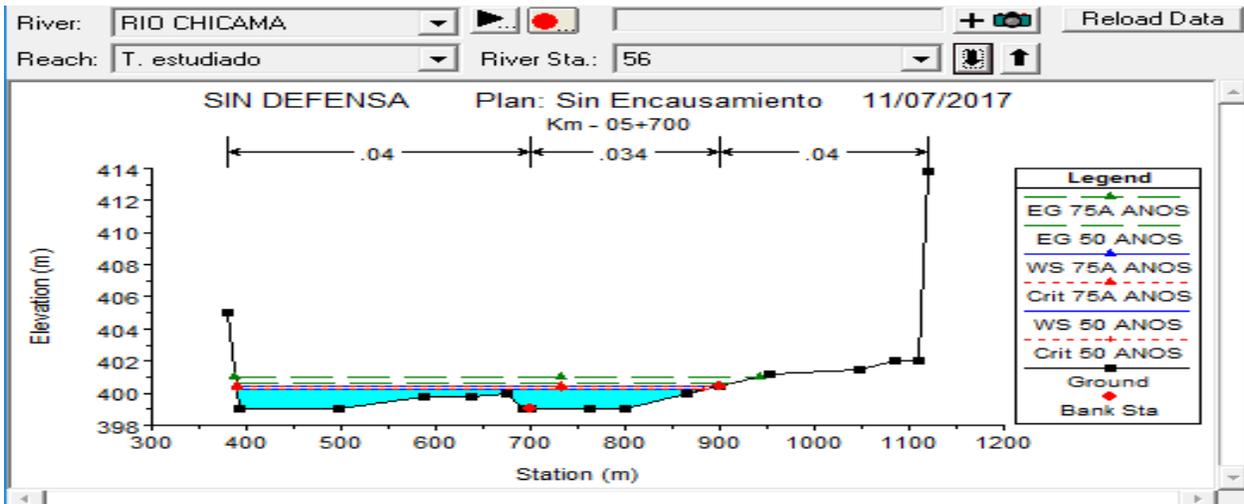
SECCION 58 (58+500)



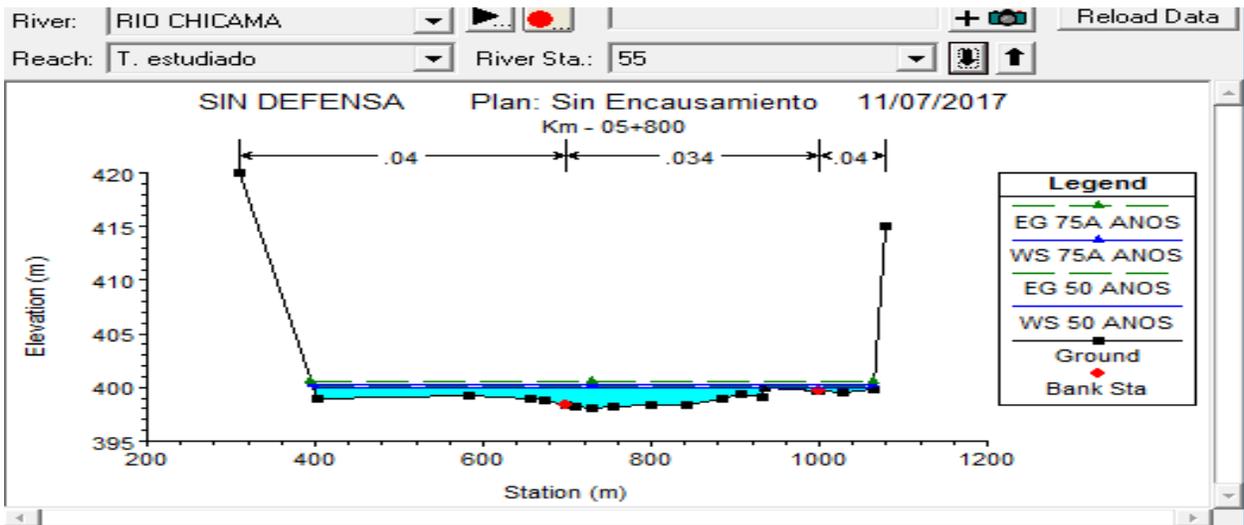
SECCION 57 (58+400)



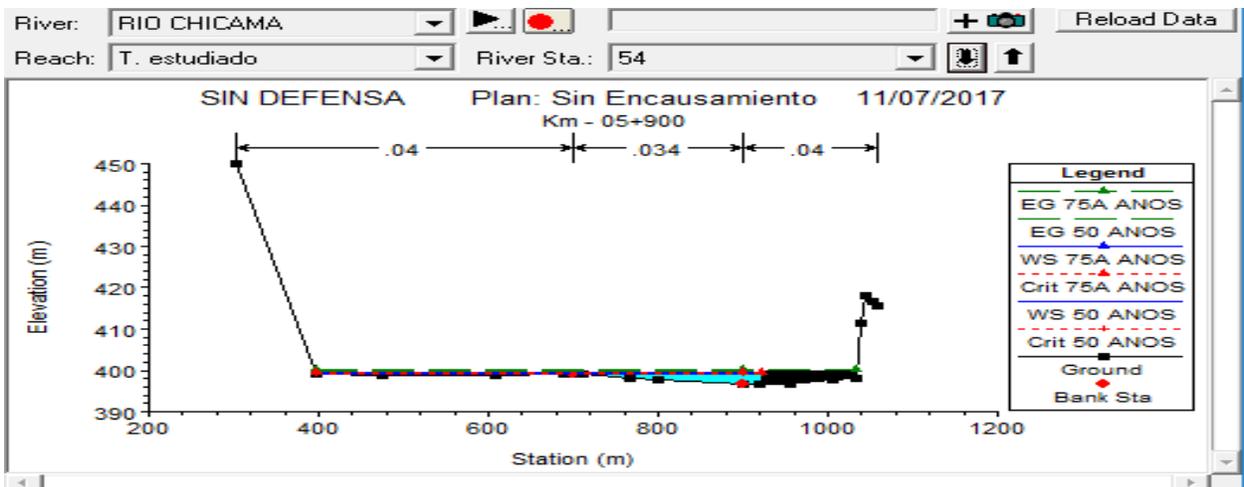
SECCION 56 (58+300)



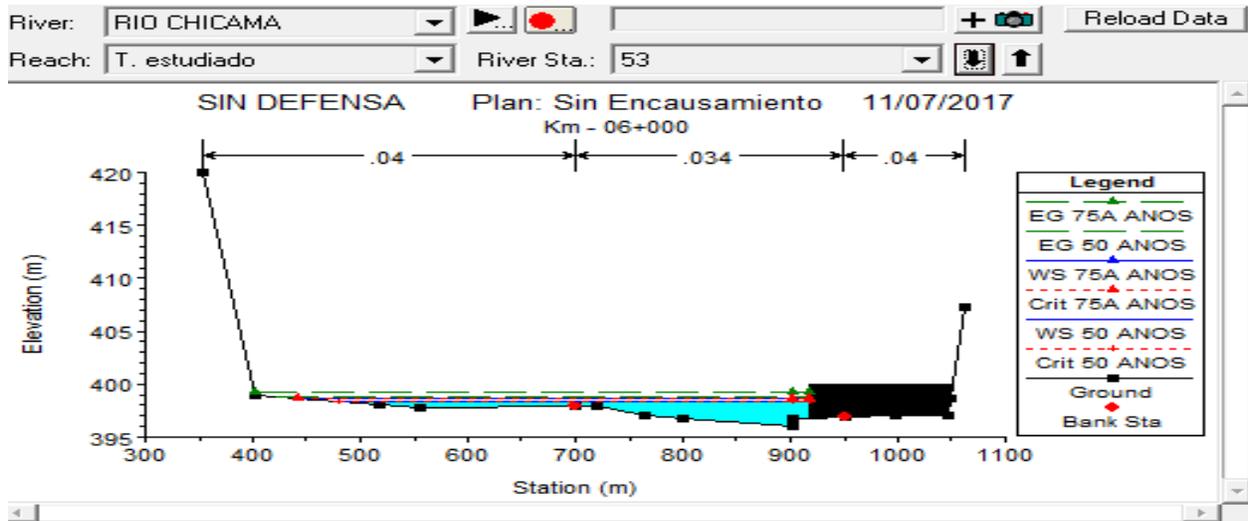
SECCION 55 (58+200)



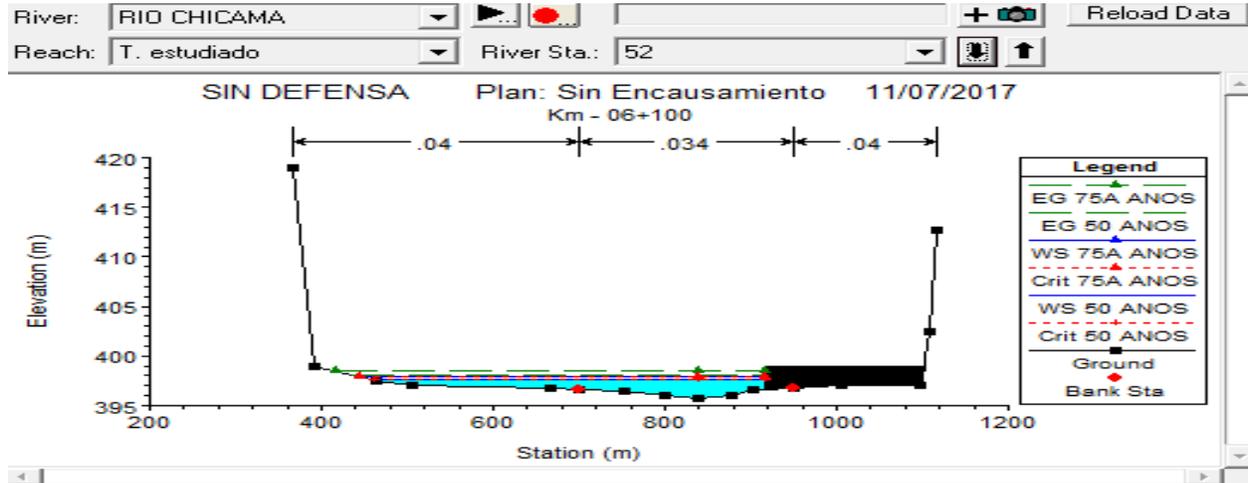
SECCION 54 (58+100)



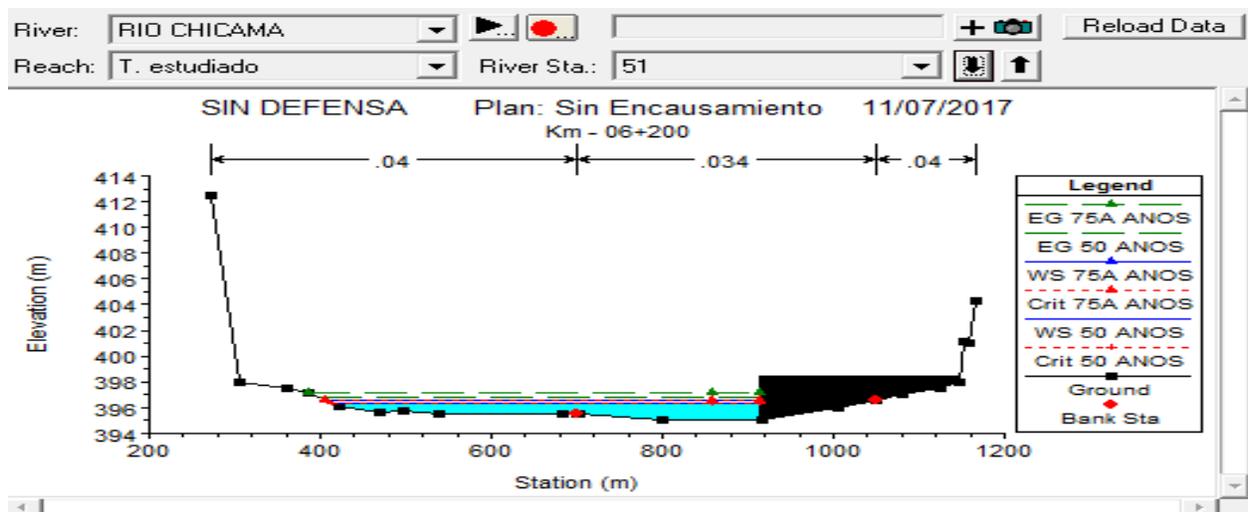
SECCION 53 (58+000)



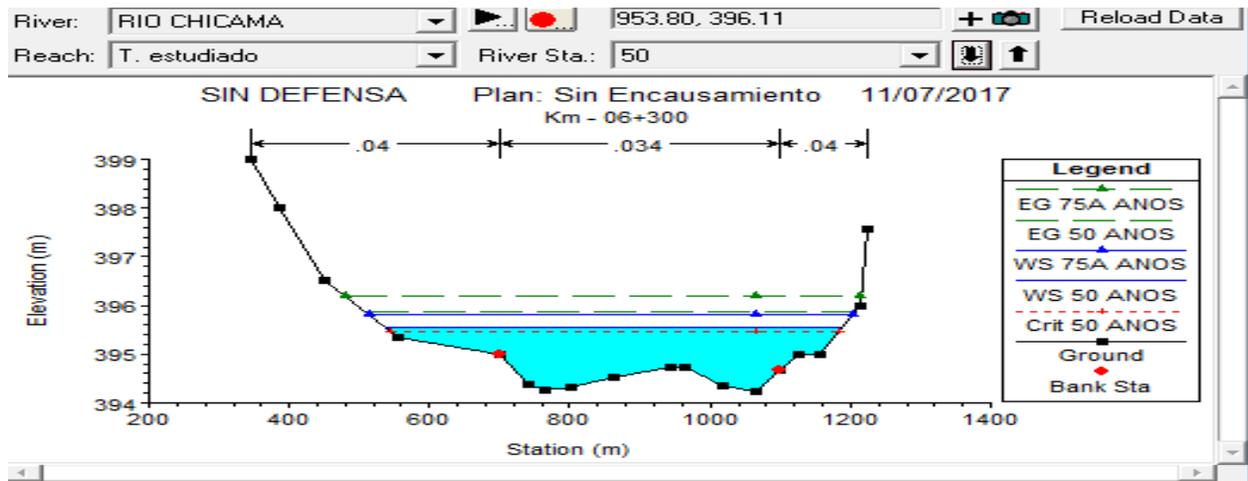
SECCION 52 (57+900)



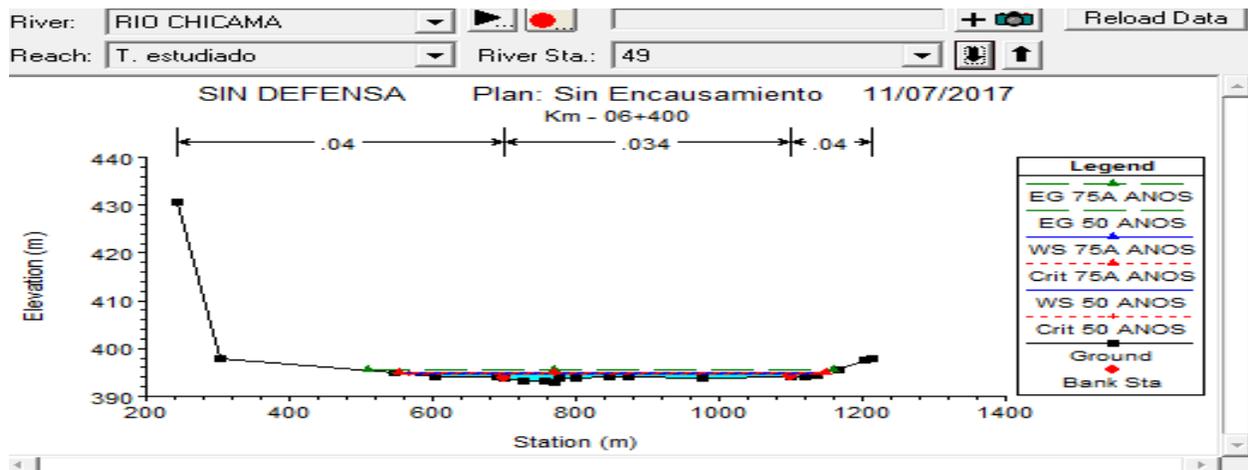
SECCION 51 (57+800)



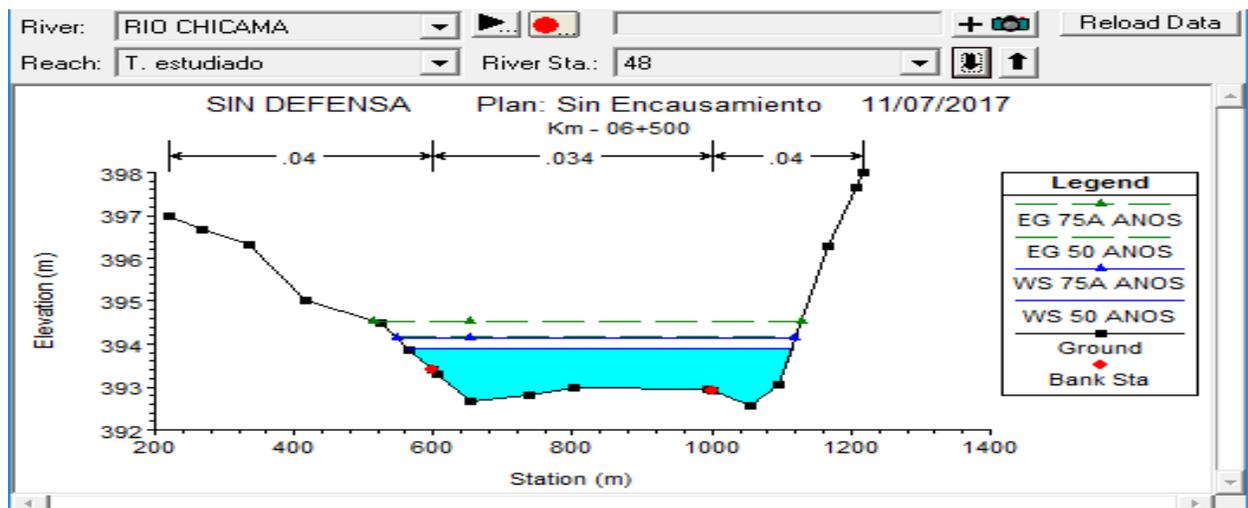
SECCION 50 (57+700)



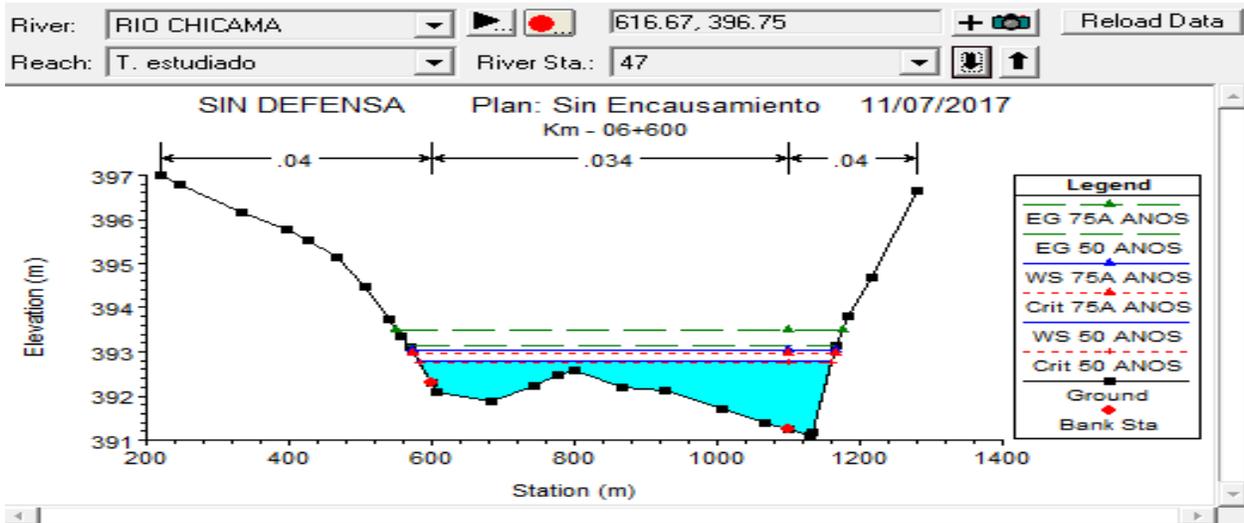
SECCION 49 (57+600)



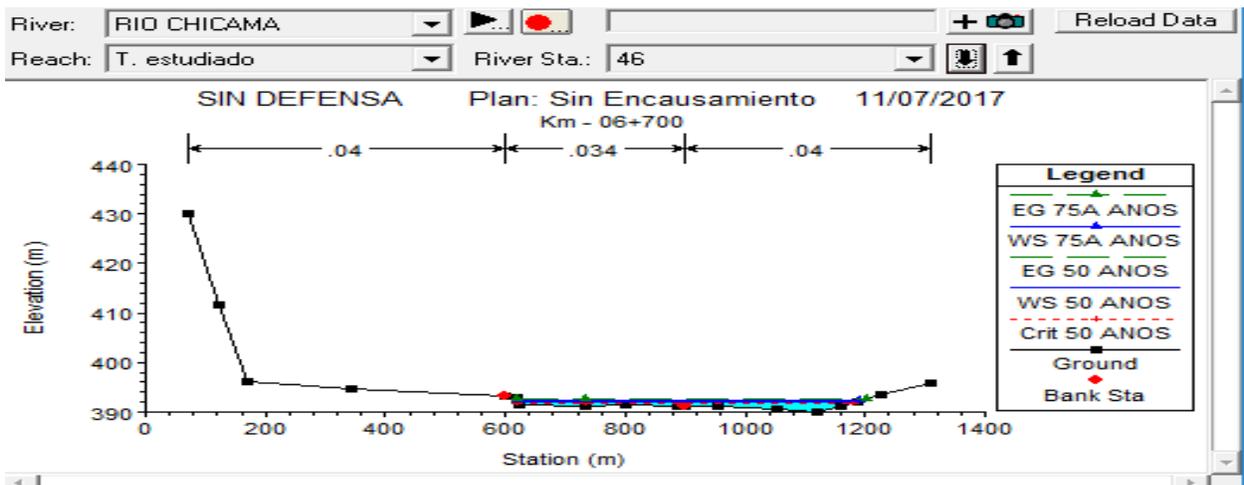
SECCION 48 (57+500)



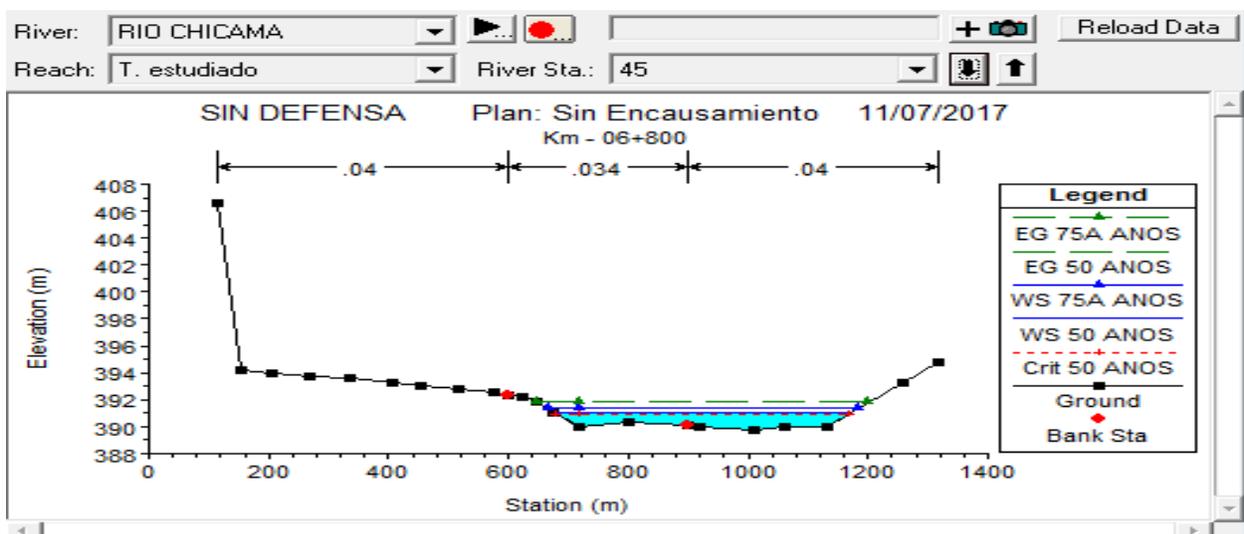
SECCION 47 (57+400)



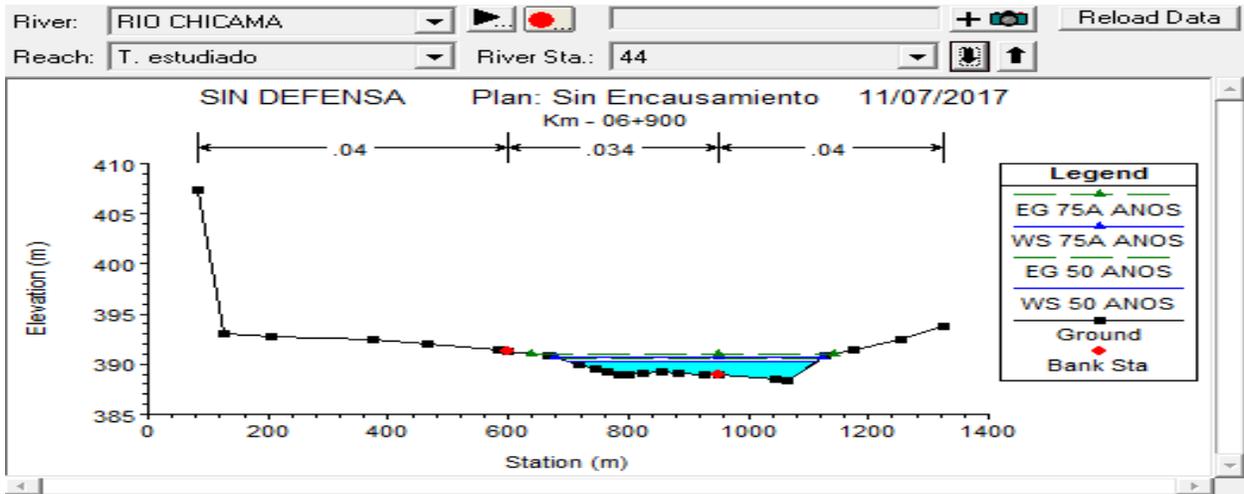
SECCION 46 (57+300)



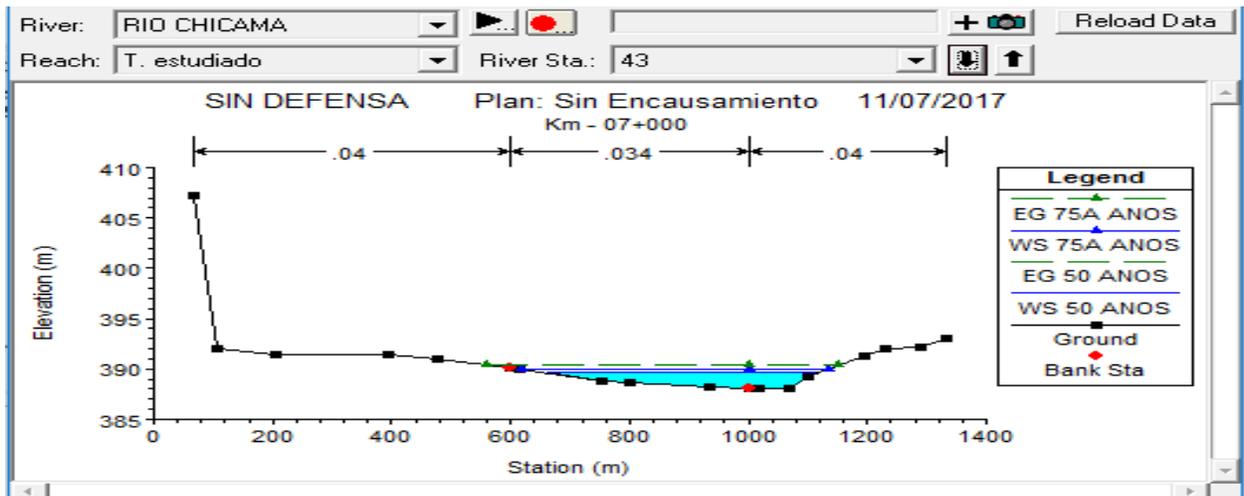
SECCION 45 (57+200)



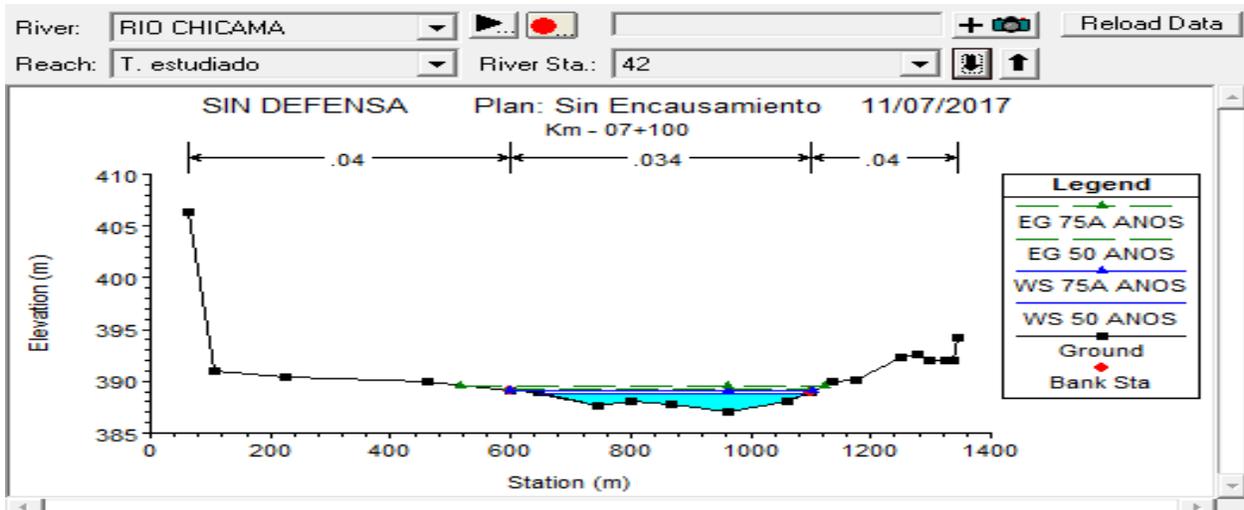
SECCION 44 (57+100)



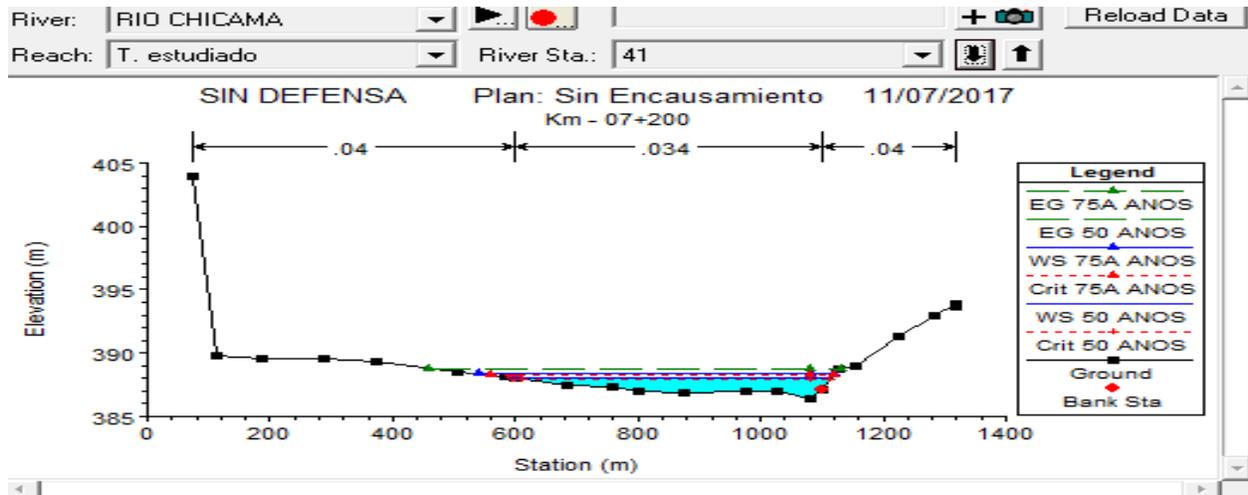
SECCION 43 (57+000)



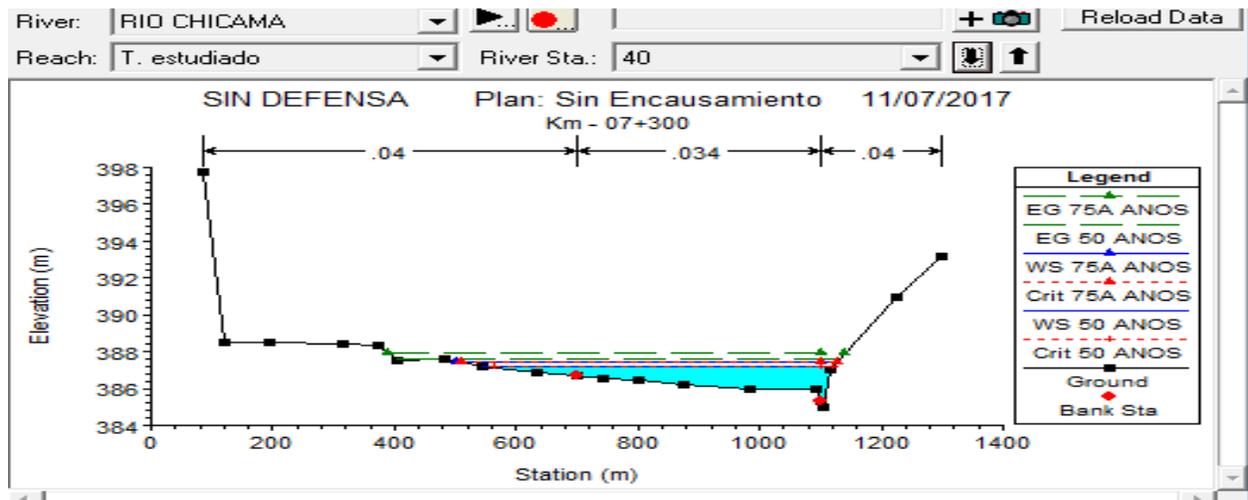
SECCION 42 (56+900)



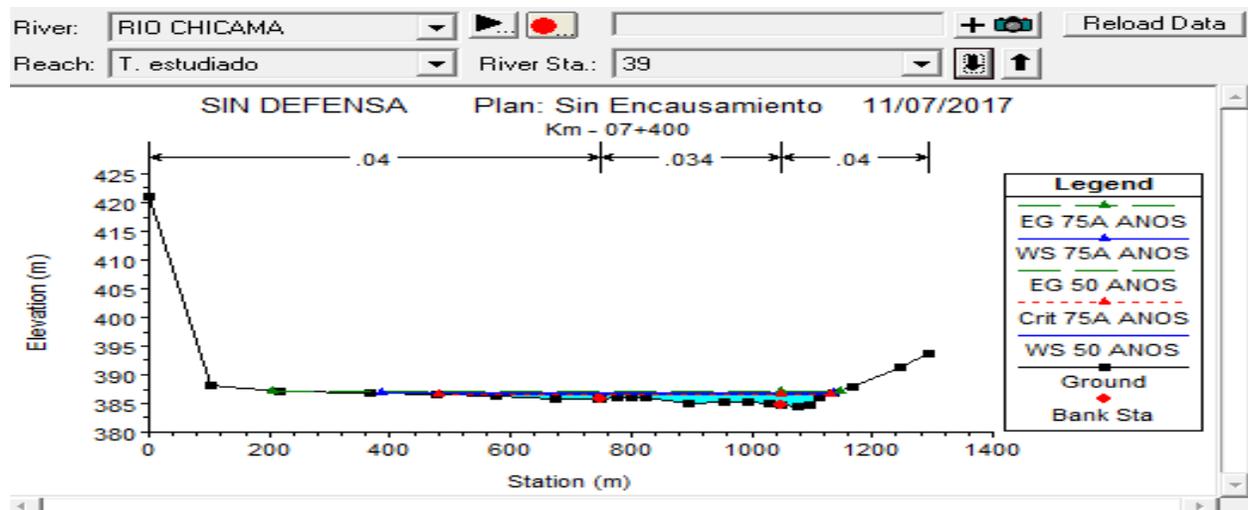
SECCION 41 (56+800)



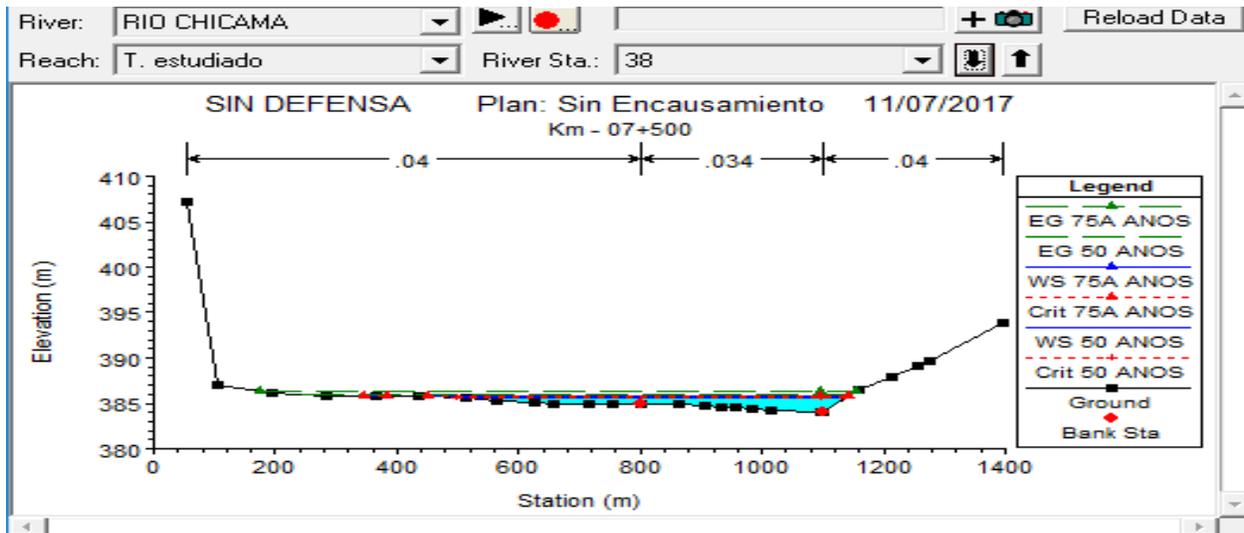
SECCION 40 (56+700)



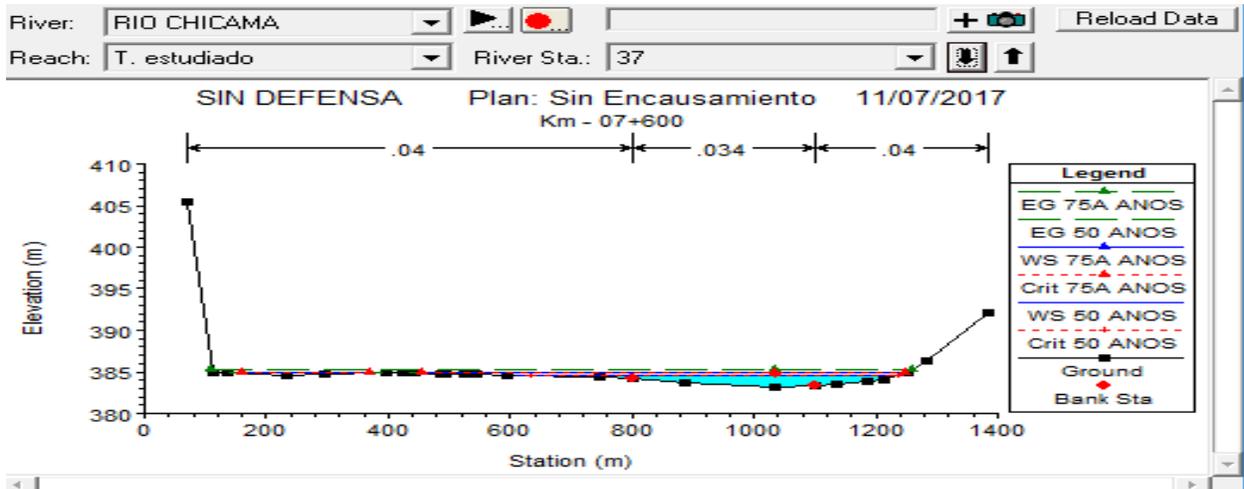
SECCION 39 (56+600)



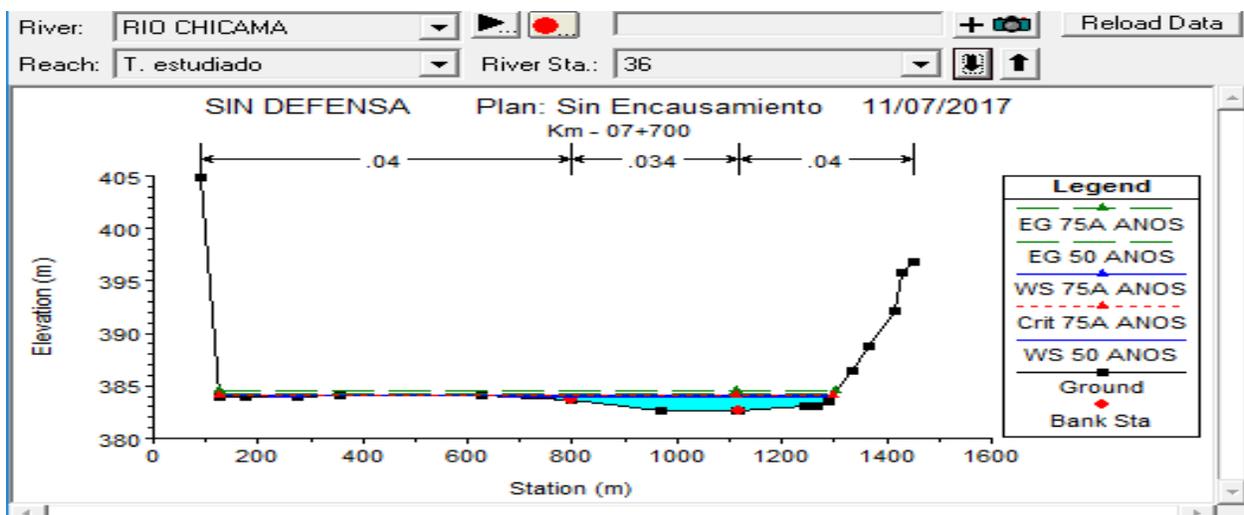
SECCION 38 (56+500)



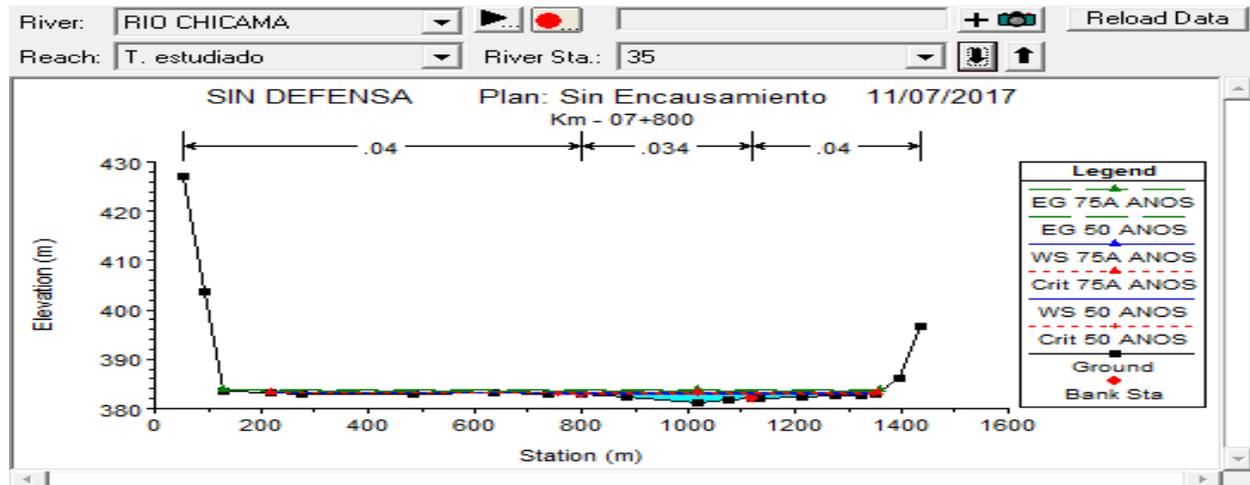
SECCION 37 (56+400)



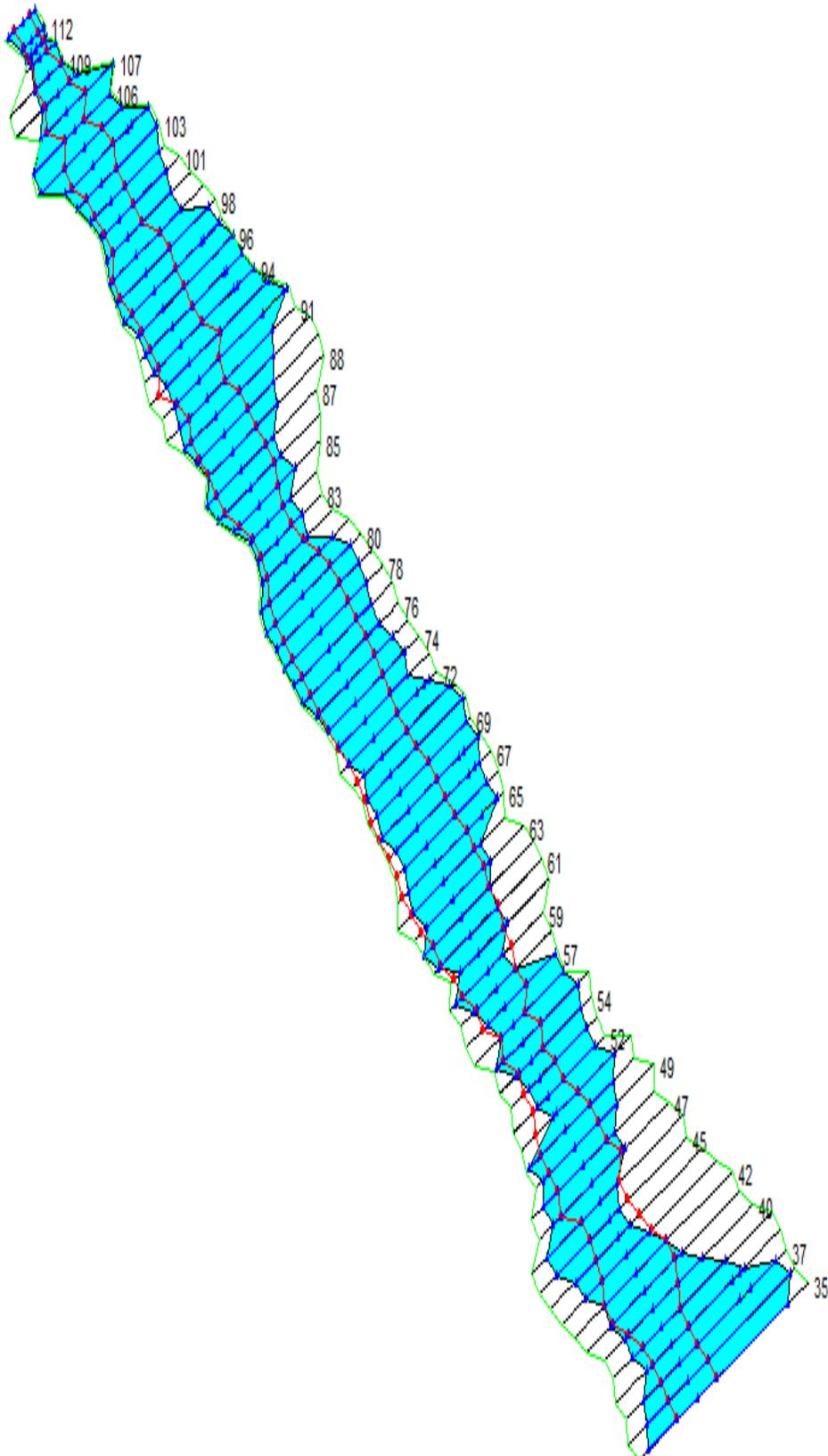
SECCION 36 (56+300)



SECCION 35 (56+200)



De acuerdo a las secciones podemos ver que el nivel de inundación hacia las áreas agrícolas viene siendo bastante elevado teniendo anchos de hasta 600 – 700m metros en áreas nada protegidas, las cuales involucran zonas agrícolas y vía a proteger.



Legend	
	WS 50 ANOS
	WS 75A ANOS
	Ground
	Bank Sta

4.4. Diseño de las estructuras de defensas rivereñas aplicando en hojas de Excel

En este objetivo se realizó el diseño de estructuras de defensas ribereñas el cual fue realizado mediante hojas de Excel, en donde calcularemos los siguientes datos:

➤ **Condiciones para el encauzamiento**

Dentro de las condiciones hidráulicas fluviales del cauce tenemos:

$$\text{Pendiente} = 8\text{‰}$$

$$\text{Coeficiente de rugosidad en el lecho del río} \quad n = 0.050$$

$$\text{Coeficiente de rugosidad lateral del cauce} \quad n = 0.045$$

➤ **Transporte de Sólidos de Fondo (Tf)**

Datos: Peso específico del material hallado en el laboratorio:

$$\gamma_s = 2.68 \text{ gr/cm}^3 = 2680 \text{ Kg/m}^3$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$n = 0.050$$

$$S = 8\text{‰} = 0.008$$

Calculo del D_m :

Se tomó la Calicata C1 – M1 (borde) por ser la mayor de todas al realizar la suma respectiva de ellas para hallar el $\sum \Delta P_i D_i$

$$\sum \Delta P_i D_i = 3.55\text{E-}03 + 0.01675 + 0.0383 + 0.06145 + 0.1115 + 0.163 + 0.237 + 0.361 + 0.5075 = 0.1350$$

$$D_m = \frac{9}{100} (0.1350) = 0.1350 \text{ mm} \approx 0.000135 \text{ m}$$

Se determina el D_{90} de cada muestra, cuadro:

CUADRO

VALORES AL D_{90} DE LAS MUESTRAS

CALICATA	(mm)
C1 - M1	0.15
C1 - M2	0.15
C1 - M3	0.05
C1 - M4	60
C2 - M1	0.15
C2 - M2	0.10
C2 - M3	0.07
C3 - M1	60
C3 - M2	60
C3 - M3	60
C4 - M1	50
C5 - M1	60

De todas estas tomamos el 0.15mm ya que el diámetro de la arena se considera $\leq 2\text{mm}$ puesto que es muy fácil de transportar como elemento en suspensión, esto está en función de la Mineralogía.

$$D_{90} = 0.15\text{mm} \approx 0.00015\text{m}$$

Enseguida se calculara el n' , Δ y el T_o

$$n' = \frac{(D_{90})^{1/2}}{26} = \frac{0.00015^{1/2}}{26} = 0.00887$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a} = \frac{2680 - 1000}{1000} = 1.68$$

$R_h = Y$ (tirante promedio que se tomó cuando el cauce es muy ancho)

$$R_h = Y = 1.7\text{m} = 2\text{m}$$

$$T_o = \frac{R_h S}{\Delta D_m} = \frac{2 \times 0.008}{1.68 \times 0.000135} = 70.54$$

Finalmente se hallará el Transporte de Sólidos de fondo Tf

$$Tf = 8 \times 2670 \times 9.81^{1/2} \times 1.67^{1/2} \times 0.000135^{3/2} \left[\left(\frac{0.00887}{0.040} \right)^{3/2} \times 70.54 - 0.047 \right]^{3/2}$$

$$Tf = 2.69 \text{ Kg/s-m}$$

➤ **Velocidad de Sedimentación** (w)

Determinando la velocidad de sedimentación de partículas naturales con tamaños entre limos y gravas, para una temperatura de 20°C, según Rubey, 1993. De las muestras extraídas del cauce del río se hallara en función del diámetro medio D_{50} la velocidad de sedimentación utilizando, los valores de la velocidad de sedimentación se indican en el cuadro 3.7.

CUADRO N°3.7 VELOCIDAD DE SEDIMENTACION

CALICATA	D50 (mm)	w (cm/s)	w (m/s)
C3 - M1	26.0	65	0.65
C3 - M2	28.0	68	0.68
C3 - M3	26.5	66	0.66
C5 - M1	26.0	65	0.65

Fuente: Rubey, 1993.

➤ **Fuerza Tractiva (T)**

Tenemos:

$$T = \text{Fuerza tractiva (Kg/m}^2\text{)}$$

$$\gamma = \text{Peso específico del agua (1000 Kg/m}^3\text{)}$$

R_h = Radio medio hidráulico (m)

S = Pendiente = 0.008

Cuando se trata de un cauce muy ancho con respecto al tirante se puede considerar:

$R_h = Y$ (profundidad del flujo)

$T = 1000 \times 2 \times 0.008$

$$T = 16 \text{ Kg/m}^2$$

➤ **Sección estable o amplitud de cauce (B)**

En este cálculo aplicaremos varios métodos para obtener el valor de la amplitud de cauce(B) para ello requerimos del $Q_{\text{DISEÑO}}$, pendiente y otros datos obtenidos por algunas tablas.

1. Método de Simons y Henderson

$$B = K_1 * Q^{1/2}$$

DONDE:

$$Q = Q_{\text{DISEÑO}}$$

$$Q = 1104.33$$

K_1 = Condiciones de río

SE OBTIENE DEL SIGUIENTE CUADRO:

Condiciones de Fondo de río	K_1
Fondo arena y orillas de material cohesivo	4.20
Fondo y orillas de material cohesivo	3.60
Fondo y orillas de grava	2.90
Fondo arena y orillas material no cohesivo	2.80

La condición del río es Fondo arena y orillas no cohesivo el valor de **K1=2.80**

Se obtiene la amplitud de cauce:

$$\mathbf{B_{METODO DE SIMONS Y HENDERSON=93.05}}$$

2. Método de Pettis

$$\mathbf{B = 4.44 Q^{0.5}}$$

DONDE:

$$Q=Q_{\text{DISEÑO}}$$

$$Q=1104.33$$

Se obtiene la amplitud de cauce:

$$\mathbf{B_{METODO DE PETTIS=147.55}}$$

3. Método de Altunin y Manning

$$\mathbf{B = (Q^{1/2}/S^{1/5}) (n K^{5/3})^{3/(3+5m)}}$$

DONDE:

$$Q= Q_{\text{DISEÑO}}$$

$$Q=1104.33$$

S=Pendiente Zona del Proyecto(m/m)

$$S=0.008$$

n=Valor de rugosidad de Manning

SE OBTIENE DEL SIGUIENTE CUADRO

Valores rugosidad de Manning (n)	
Descripción	n
Cauce con fondo sólido sin irregularidades = 0.025	0.025
Cauces de río con acarreo irregular = 0.030 - 0.029	0.03

Cauces de Ríos con Vegetación = 0.033 - 0.029	0.029
Cauces naturales con derrubio e irregularidades = 0.033	0.033
Cauces de Río con fuerte transporte de acarreo = 0.035	0.035
Torrentes con piedras de tamaño de una cabeza = 0.040 - 0.036	0.04
Torrentes con derrubio grueso y acarreo móvil = 0.045 - 0.050	0.05

n=0.03

K=Coficiente Natural del Cauce

SE OBTIENE DEL SIGUIENTE CUADRO:

Coficiente Material del Cauce (Tabla)	
Descripción	K
Material de cauce muy resistente = 3 a 4	3
Material fácilmente erosionable = 16 a 20	16
Material aluvial = 8 a 12	12
Valor practico = 10	10

K=16

m=Coficiente de Tipo de Rio

SE OBTIENE DEL SIGUIENTE CUADRO:

Coficiente de Tipo de Río (Tabla)	
Descripción	m
Para ríos de montaña	0.5
Para cauces arenosos	0.7
Para cauces aluviales	1.0

m=0.7

B_{METODO DE ALTUNIN-MANNING}=156.75

4. Método de Blench

$$B = 1.81(Q F_b/F_s)^{1/2}$$

DONDE:

$$Q = Q_{\text{DISEÑO}}$$

$$Q = 1104.33$$

F_b = Factor de Fondo

SE OBTIENE DEL SIGUIENTE CUADRO:

Factor de Fondo	F_b
Material Fino	0.80
Material Grueso	1.20

$$F_b = 1.20$$

F_s = Factor de Orilla

SE OBTIENE DEL SIGUIENTE CUADRO:

Factor de Orilla	F_s
Materiales sueltos	0.10
Materiales ligeramente cohesivos	0.20
Materiales cohesivos	0.30

$$F_s = 0.10$$

$$B_{\text{METODO DE BLENCH}} = 208.36$$

Cuadro resumen de los cálculos de amplitud de cauce (B)

MÉTODO	B (m)
MÉTODO DE SIMONS Y HENDERSON	93.05
MÉTODO DE PETTIS	147.55
MÉTODO DE ALTUNIN - MANNING	156.75
MÉTODO DE BLENCH	208.36
RECOMENDACIÓN PRACTICA	104.17
=====> PROMEDIO B :	141.98
=====> SE ADOPTA B :	172.00

B ADOPTADO PARA NUESTRO DISEÑO=172.00

➤ **Altura del Dique**

En este cálculo obtendremos el valor de la altura del dique para nuestra estructura de protección, la cual la obtendremos hallando lo siguiente:

1. CALCULO DEL TIRANTE METODO DE MANNING-STRICKLER (B >30M)

$$t = ((Q / (Ks * B * S^{1/2}))^{3/5}$$

DONDE:

$$Q = Q_{\text{DISEÑO}}$$

$$Q = 1104.33$$

Ks=Valores para Ks para Cauces Naturales

SE OBTIENE DEL SIGUIENTE CUADRO:

Valores para Ks para Cauces Naturales

Descripción	Ks
Cauce con fondo sólido sin irregularidades = 40	40
Cauces de río con acarreo irregular = 33 - 35	33
Cauces de Ríos con Vegetación = 30 - 35	35
Cauces naturales con derrubio e irregularidades = 30	30
Cauces de Río con fuerte transporte de acarreo = 28	28
Torrentes con piedras de tamaño de una cabeza = 25 - 28	25
Torrentes con derrubio grueso y acarreo móvil = 19 - 22	20

$K_s=33$

B =Amplitud del cauce adoptado para nuestro diseño

$B=172.00$

S =Pendiente Zona del Proyecto (m/m)

$S=0.008$

$t=1.59$

2. FORMULA DE MANNING-VELOCIDAD MEDIA (m/s)

$$V = R^{2/3} * S^{1/2} / n$$

DONDE:

R =RADIO HIDRAULICO

R =AREA/PERIMETRO

DONDE:

$$AREA= ((B-2*(Z*y)) + (Z*y)) * y$$

$$\text{PERIMETRO} = ((B - 2 * y * Z) + 2 * y * (1 + Z^2)^{1/2})$$

DONDE

B=Amplitud del cauce adoptado para nuestro diseño

B=172.00

Z=Taluz de Borde

Z=2

y=Tirante Medio

y=1.59

$$\text{AREA} = 268.42$$

$$\text{PERIMETRO} = 172.75$$

$$R = 1.55$$

S= Pendiente Zona del Proyecto (m/m)

$$S = 0.008$$

n=Valores de Rugosidad de Manning

SE OBTIENE DEL SIGUIENTE CUADRO:

Valores rugosidad de Manning (n)	
Descripción	n
Cauce con fondo sólido sin irregularidades = 0.025	0.025
Cauces de río con acarreo irregular = 0.030 - 0.029	0.03
Cauces de Ríos con Vegetación = 0.033 - 0.029	0.029
Cauces naturales con derrubio e irregularidades = 0.033	0.033
Cauces de Río con fuerte transporte de acarreo = 0.035	0.035
Torrentes con piedras de tamaño de una cabeza = 0.040 - 0.036	0.04
Torrentes con derrubio grueso y acarreo móvil = 0.045 - 0.050	0.05

n=0.035

$$V = 3.42 \text{ m/s}$$

3. Numero de Froude

$$F = V / (g * y)^{1/2}$$

DONDE:

V=Velocidad Media de la Corriente(m/s)

$$V=3.42$$

g=Aceleración de la Gravedad

$$g= 9.81$$

y=Profundidad Hidráulica Media

y=AREA/AMPLITUD DEL CAUCE

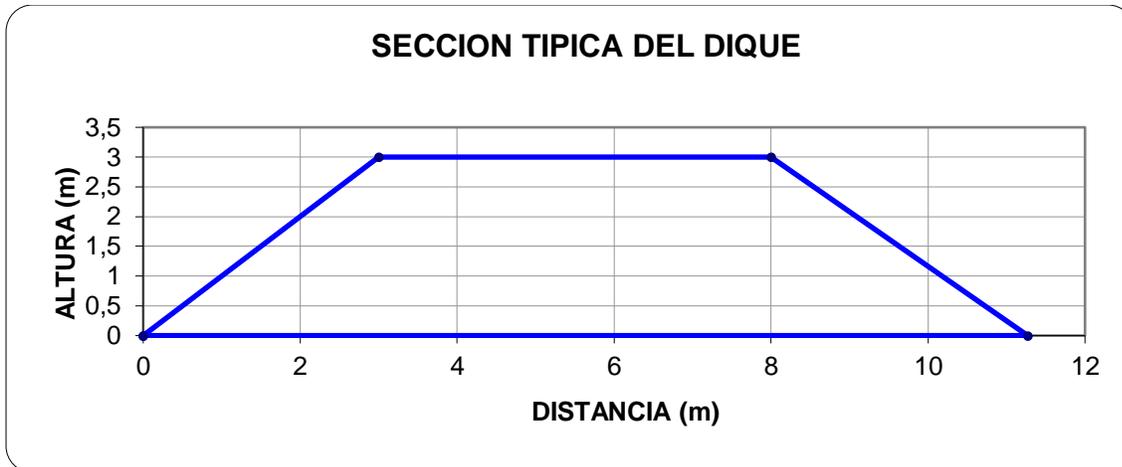
$$y=1.56$$

Froude(F)=0.87

4. Calculo de la altura del Dique

Bordo Libre (BL) = ζe					ALTURA DE MURO (H _D)
Caudal máximo m ³ /s	ζ	ζ	$e = V^2/2g$	BL	H _M = y + BL
3000.00	4000.00	2	0.60	0.84	y : Tirante de diseño (m)
2000.00	3000.00	1.7			y = 1.59
1000.00	2000.00	1.4			>>>>>> H _M
500.00	1000.00	1.2			= 2.43
100.00	500.00	1.1			Por Procesos Constructivos
					>>>>>> H _M
					= 3.00

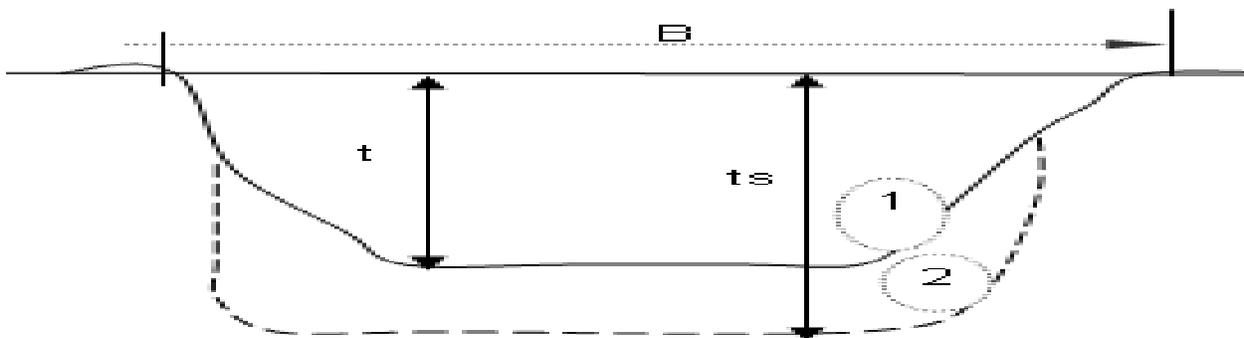
H_AADOPTADO PARA NUESTRO DISEÑO=3.00



➤ **CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION(Hs)**

Para realizar el cálculo de profundidad de socavación realizaremos los siguientes pasos:

1. Perfil antes de la erosión
2. Perfil de equilibrio tras la erosión



1. Coeficiente(α)

$$\alpha = Q / (tm^{5/3} B \mu)$$

DONDE:

$$Q = Q_{\text{DISEÑO}}$$

$$Q = 1104.33$$

tm = Tirante Medio A/B

$$tm = 1.59$$

B = Amplitud del cauce adoptado para nuestro diseño

$$B = 172.00$$

μ = Coeficiente de Contracción

SE OBTIENE DEL SIGUIENTE CUADRO:

$V_m =$	3.467
$B =$	172.000
$\mu =$	0.990

$\mu=0.99$

$\alpha = 3.08$

2. TIRANTE DE SOCAVACION SUELOS GRANULARES - NO COHESIVOS

$$ts = ((\alpha t^{5/3}) / (0.68 D_m^{0.28} \beta))^{1/(x+1)}$$

DONDE:

α =Coeficiente

$\alpha = 3.08$

t=tirante sin socavación

t=1.62

β =Coeficiente por Tiempo de Retorno

SE OBTIENE DEL SIGUIENTE CUADRO:

Tabla n° 02 : Valores del Coeficiente β		
Periodo de Retorno (Años)	Probabilidad de Retorno (%)	Coeficiente β
	0.00	0.77
2.00	50.00	0.82
5.00	20.00	0.86
10.00	10.00	0.90
20.00	5.00	0.94
50.00	2.00	0.97
100.00	1.00	1.00
300.00	0.33	1.03
500.00	0.20	1.05
1,000.00	0.10	1.07
Periodo de Retorno (Años) =====>		50.00
$\beta =$		0.97

$\beta = 0.97$

D_m =Diámetro Medio de las Partículas

SE OBTIENE DEL SIGUIENTE CUADRO:

Tabla N° 03			
CLASIFICACION SEGÚN EL TAMAÑO DE PARTICULAS			
Tamaño (mm)		Tipo de material	
4000	-	2000	Canto rodado muy grande
2000	-	1000	Canto rodado grande
1000	-	500	Canto rodado medio
500	-	250	Canto rodado pequeño
250	-	130	Cascajo grande
130	-	64	Cascajo pequeño
64	-	32	Grava muy gruesa
32	-	16	Grava gruesa
16	-	8	Grava media
8	-	4	Grava fina
4	-	2	Grava muy fina
2	-	1	Arena muy gruesa
1	-	0.500	Arena gruesa
0.500	-	0.250	Arena media
0.250	-	0.125	Arena fina
0.125	-	0.062	Arena muy fina
0.062	-	0.031	Limo grueso
0.031	-	0.016	Limo medio
0.016	-	0.008	Limo fino
0.008	-	0.004	Limo muy fino
0.004	-	0.002	Arcilla gruesa
0.002	-	0.001	Arcilla media
0.001	-	0.0005	Arcilla fina
0.0005	-	0.00024	Arcilla muy fina

Fuente : UNION
GEOFISICA
AMERICANA (AGU)

Diámetro medio (D₅₀)
=

9.525

=====>

Grava media

Peso Específico (Tn/m³)
=

Material :
1.93

=====>

NO COHESIVO

D_m= 9.525

X=SELECCIÓN DE x EN SUELOS COHESIVOS (Tn/m³) o SUELOS NO
COHESIVOS (mm)

SE OBTIENE DEL SIGUIENTE CUADRO:

Tabla N° 04					
SELECCIÓN DE x EN SUELOS COHESIVOS (Tn/m ³) o SUELOS NO COHESIVOS (mm)					
Peso específico Tn/m ³	X	1/(X +1)	D (mm)	X	1/(X +1)
0.80	0.52	0.66	0.05	0.43	0.70
0.83	0.51	0.66	0.15	0.42	0.70
0.86	0.50	0.67	0.50	0.41	0.71
0.88	0.49	0.67	1.00	0.40	0.71
0.90	0.48	0.68	1.50	0.39	0.72
0.93	0.47	0.68	2.50	0.38	0.72
0.96	0.46	0.68	4.00	0.37	0.73
0.98	0.45	0.69	6.00	0.36	0.74
1.00	0.44	0.69	8.00	0.35	0.74
1.04	0.43	0.70	10.00	0.34	0.75
1.08	0.42	0.70	15.00	0.33	0.75
1.12	0.41	0.71	20.00	0.32	0.76
1.16	0.40	0.71	25.00	0.31	0.76
1.20	0.39	0.72	40.00	0.30	0.77
1.24	0.38	0.72	60.00	0.29	0.78
1.28	0.37	0.73	90.00	0.28	0.78
1.34	0.36	0.74	140.00	0.27	0.79
1.40	0.35	0.74	190.00	0.26	0.79
1.46	0.34	0.75	250.00	0.25	0.80
1.52	0.33	0.75	310.00	0.24	0.81
1.58	0.32	0.76	370.00	0.23	0.81
1.64	0.31	0.76	450.00	0.22	0.82
1.71	0.30	0.77	570.00	0.21	0.83
1.80	0.29	0.78	750.00	0.20	0.83
1.89	0.28	0.78	1,000.00	0.19	0.84
2.00	0.27	0.79			
Ps (T/m³)			D_m (mm)		
-	X	1/(X +1) =	9.53	X	1/(X +1) =
				0.3424	0.74

X=0.74

ts=3.58m

3. Profundidad de Socavación (Hs)

$$H_s = t_s - t$$

DONDE:

t_s = Tirante de Socavación de Suelos Granulares-No Cohesivos

$$t_s = 3.58\text{m}$$

t = Tirante sin Socavación

$$t = 1.62\text{m}$$

$$H_s = 1.96\text{m}$$

➤ CALCULO ESTRUCTURAL: PROFUNDIDAD DE UÑA

Para el cálculo de Profundidad de Uña se aplicará la siguiente formula:

$$\text{Profundidad de Uña}(P_{UÑA}) = F_s * H_s$$

DONDE:

F_s = Factor de Seguridad

$$F_s = 1.2$$

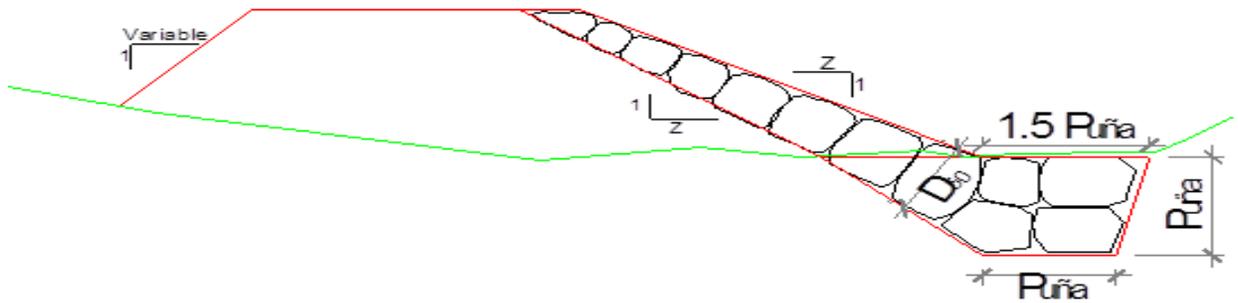
H_s = Profundidad de Socavación

$$H_s = 1.96$$

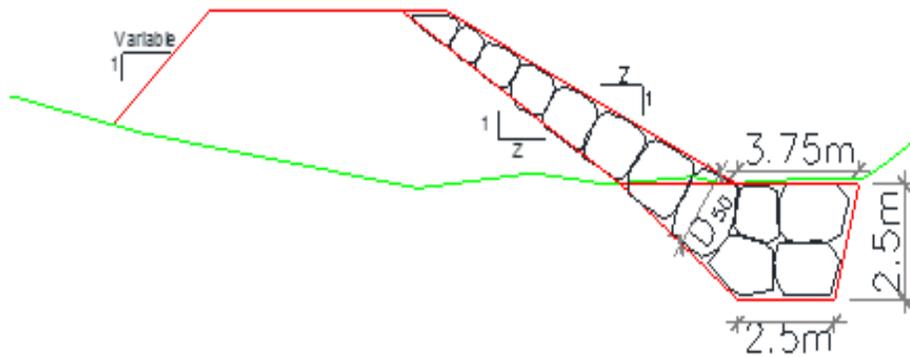
$$P_{UÑA} = 2.50\text{m}$$

Con el dato obtenido de la Profundidad de Uña calculamos las medidas exactas de la protección del pie de Talud.

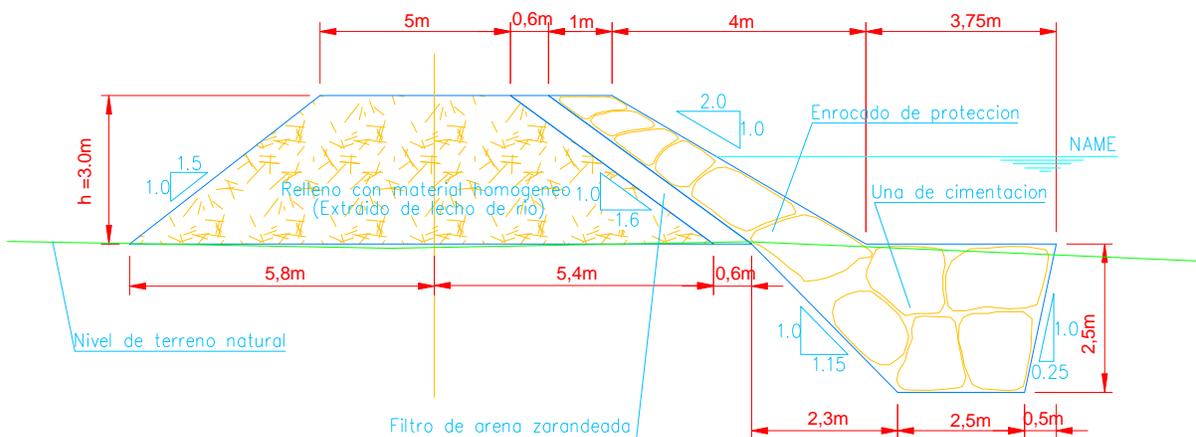
MEDIDAS PARA PIE DE TALUD:



MEDIDAS ESTABLECIDAS CON LA PROFUNDIDAD DE UÑA:



FINALMENTE, EL DIQUE VIENE DADO POR LAS SIGUIENTES MEDIDAS:



SECCION TIPICA DE DIQUE

➤ **VERIFICACION SI EL REVESTIMIENTO DEL ENROCADO ES ESTABLE**

Se obtiene la verificación mediante el siguiente proceso:

1. Estabilidad del Terraplén

Se tiene que verificar el análisis de estabilidad:

$$\rightarrow R = \text{Fuerza Resistente (Kg/m)}$$

$$R = W * \text{Tag}\theta$$

DONDE:

$$W = \text{Peso del Terraplén}$$

$$W = \text{área del dique} * \text{peso específico del material (kg/m}^3\text{)}$$

$$W = 16.91 * 1930.00$$

$$W = 32636.30$$

$$\Theta = 35$$

$$\text{Tag}\theta = 0.70$$

$$\rightarrow R = 22852.18$$

$$\rightarrow P = \text{Presión de Agua (kg/m}^2\text{)}$$

$$P = P_w * (t^2 / 2)$$

DONDE:

$$P_w = 1000$$

$$t = \text{tirante}$$

$$t = 1.62$$

$$\rightarrow P = 1312.20$$

**R > P, El dique es estable
a la presión del agua**

2. Probabilidad de Movimiento de la Roca

En este paso calcularemos el porcentaje que puede tender a fallar el diseño realizado, se calculara mediante los siguientes pasos:

$$F_{roca}(D50) = 0.56 * (V^2/2g) * (1/D50) * (1/\Delta)$$

DONDE:

V= Velocidad

$$V=3.47$$

g= gravedad

$$g= 9.81$$

Δ = (Peso específico de la Roca-Peso específico del agua) / Peso específico del agua

Nota: Peso específico de la Roca se halla del cálculo de rocas, obtenido con la fórmula de R.A. LOPARDO, el cual se obtendrá en los siguientes pasos.

$$\Delta = (2680 - 1000) / 1000$$

$$\Delta = 2.68$$

D50= Diámetro medio de la roca en un periodo de retorno de 50 años

$$D50 = 1.00$$

$$F_{roca}(D50) = 0.20$$

$$F_{ROCA}(\%) = 0.20$$

3. Estabilidad del Revestimiento del Enrocado

En este proceso comprobaremos si el revestimiento del enrocado es estable o no, lo hallaremos calculando lo siguiente:

→ **Esfuerzo máximo cortante actuante**

E= Esfuerzo máximo cortante actuante

$E = \text{Peso específico del agua} * \text{Tirante de Diseño} * \text{Pendiente tramo de estudio}$

DONDE:

Peso específico del agua=1000.00

Tirante de Diseño=1.62

Pendiente del tramo de estudio=0.008

$$E = 12.96$$

→ **Esfuerzo Cortante Críticos**

E_c = Esfuerzo Cortante Críticos

$E_c = (\text{Peso específico de la roca} - \text{Peso específico del agua}) * C * K * D_{50}$

DONDE:

Peso específico de la roca=2680.00

Nota: Peso específico de la Roca se halla del cálculo de rocas, obtenido con la fórmula de R.A. LOPARDO, el cual se obtendrá en los siguientes pasos.

Peso específico del agua= 1000.00

C= Coeficiente de Shields

C=0.1

K=Factor de Talud

K=0.775

D₅₀= Diámetro medio de la roca en un periodo de retorno de 50 años

D₅₀=1.00

$$E_c = 130.20$$

ENTONCES:

SI: $E_c > E$, El revestimiento del enrocado es “ESTABLE”

4. Calculo para determinar el Uso de Filtros

En este proceso determinaremos si se recomienda utilizar el filtro de geotextil, el cual lo hallaremos obteniendo los valores V_a y V_e , los cuales se calculan a continuación:

→ Determinación de Velocidad en el espacio entre el enrocado y material base (V_a)

V_a = velocidad del agua entre el enrocado y el fondo

$$V_a = \left(\left(\frac{D_{50}}{2} \right)^{2/3} * (S^{1/2}) \right) / n_f$$

DONDE:

D_{50} = Diámetro medio de la roca en un periodo de retorno de 50 años

$$D_{50} = 1.00$$

S = Pendiente Zona del Proyecto (m/m)

$$S = 0.008$$

n_f =Rugosidad de Fondo

SE OBTIENE DEL SIGUIENTE CUADRO:

Condición	n_f
Sin filtro o hay filtro de Geotextil	0.020
Si hay filtro de grava	0.025

Condición: Sin filtro o hay filtro de Geotextil

$n_f=0.020$

$$V_a=2.817$$

→ Determinación de velocidad que puede soportar el suelo sin ser erosionado (V_e)

V_e =velocidad que puede soportar el suelo sin ser erosionado

$$V_e=((D_m)^{1/2}) * 16.1$$

DONDE:

D_m =Diámetro de partículas del suelo base (m)

D_m = Diámetro medio / 1000

$$D_m=9.525/1000$$

$$D_m=0.009525$$

$$V_e=2.817$$

→ Determinación del tipo de filtro

$$V_{a1}=V_a/4$$

$$V_{a1}=0.704$$

VERIFICACIONES:

Como: $V_{a1} < V_e$, Se recomienda utilizar un filtro de geotextil

➤ CALCULO DEL DIAMETRO DE ROCA

En este proceso usaremos 3 métodos para hallar el cálculo de diámetro de roca los cuales son:

1. FORMULA DE MAYNORD

$$d_{50} = t C_1 F^3$$

DONDE:

t=Altura Hidráulica

t=tirante

t=1.62(m)

C1= Coeficiente

C1=0.32

$$F = C_2 V / (g y)^{0.5}$$

DONDE:

C2=Coeficiente por Ubicación de Roca

SE OBTIENE DEL SIGUIENTE CUADRO:

C2 =Coeficiente por ubicación de Roca	
Tramos en curva	1.50
Tramos rectos	1.25

NOTA: EL TRAMO TRABAJADO VA EN LINEA RECTA

C2=1.25

V=Velocidad en el centro del Cauce

V=3.47(m/s)

g=gravedad=9.81

y=altura hidráulica

y=1.62(m)

F=1.09

$$D_{50}=0.67m$$

2. FORMULA DE R.A. LOPARDO

$$D_s = \left(\frac{6 * W}{\pi * \lambda_s} \right)^{1/3}$$

DONDE:

	Diámetro de volumen esférico
Ds =	equivalente, ft
W =	Peso de roca, lb
$\gamma\sigma$ =	Peso específico de la roca, lb / ft ³

$$W = \frac{0.011314 * \frac{\gamma_s}{\gamma} * V^6}{\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) * \text{SENO}^3(\phi - \theta)}$$

Nota: W= Peso en Kg

γ_s	Peso específico de las partículas, Kg/cm ³ , Tn/m ³	2.68	Tn/m ³
γ	Peso específico del fluido, Kg/cm ³ , Tn/m ³	1.00	Tn/m ³
V	Velocidad media, m/s	3.47	m/s
ϕ	Angulo de reposo del material	45°	(°)
θ	Ángulo del talud respecto a la horizontal	26.57°	(°)

Calculamos W en Kg:

$$W=991.45\text{Kg}$$

Transformamos de Kg a Lb

$$W_{\text{LIBRA}}= W_{\text{kg}}/0.45359237$$

$$W_{\text{LIBRA}}=2185.77 \text{ Lb}$$

Transformamos de Tn/m³ a Lb/pies³

$$\gamma\sigma=2.68 \text{ Tn/m}^3$$

$$\gamma\sigma=167.307 \text{ Lb/pies}^3$$

Calculamos Ds en pies

$$D_s=2.922 \text{ pies}$$

Transformamos de pies a m y se obtiene el valor:

$$D_s=0.891\text{m}$$

$$D_{\text{calculado}}=0.89\text{m}$$

3. FORMULA DE LA CALIFORNIA DIVISIÓN OF HIGHWAYS

$$d_{50} = \frac{b}{\Delta} * \frac{V^2}{2g} * \frac{1}{f}$$

DONDE:

b	factor para condiciones de mucha turbulencia, piedras redondas, y sin que permita movimiento de piedra, se adopta un valor	1.40
\square_s	Densidad de la roca	2.63
\square	Densidad del agua	1.00
V	Velocidad media, m/s	3.47

g	Aceleración Gravedad	9.81
Δ	Densidad Relativa del Material $\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$	1.63

Calculamos el factor de Talud:

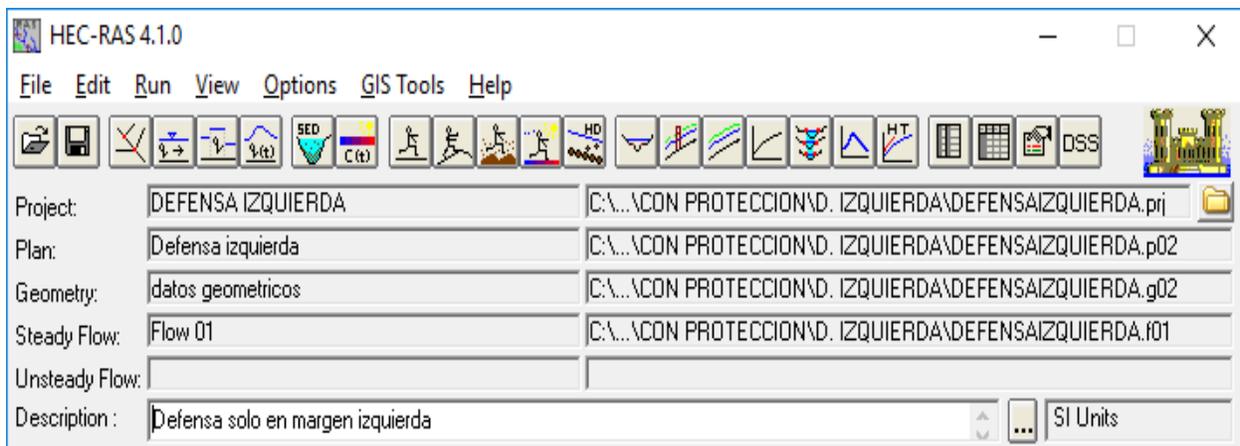
$$f = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 \phi}}$$

f=	Factor de talud	0.687
$\theta =$	Angulo del Talud	26.57°
$\phi =$	Angulo de Fricción Interna del material.	38.00°

D₅₀=0.77m

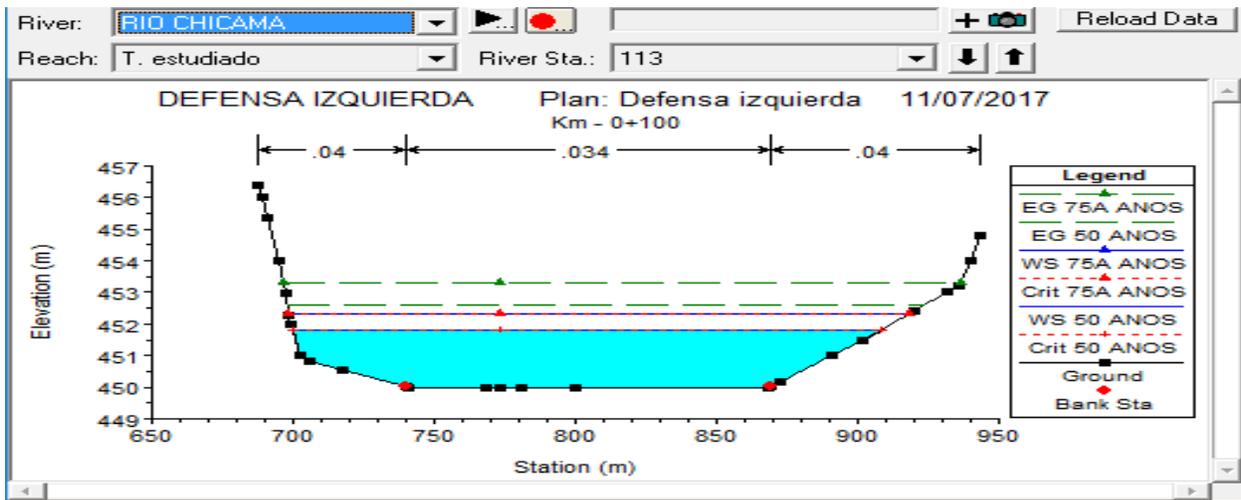
4.5. Realizar la simulación hidráulica en cauce modificado por estructuras de protección

MODELAMIENTO EN CAUCE MODIFICAD CON PROTECCIÓN MARGEN IZQUIERDA

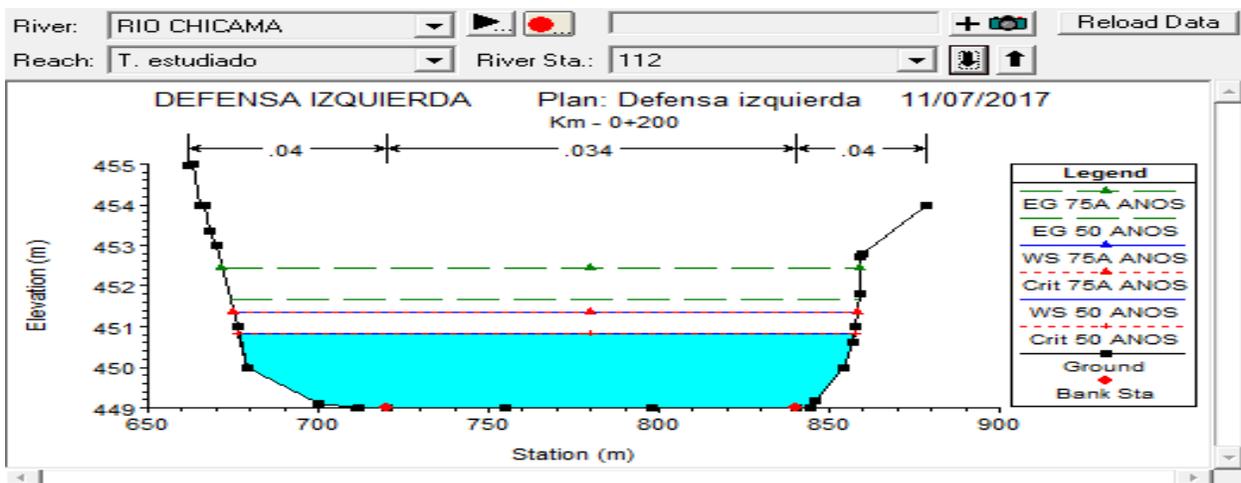


SE OBSERVAN LAS SECCION DEL TRAMO TRABAJADO:

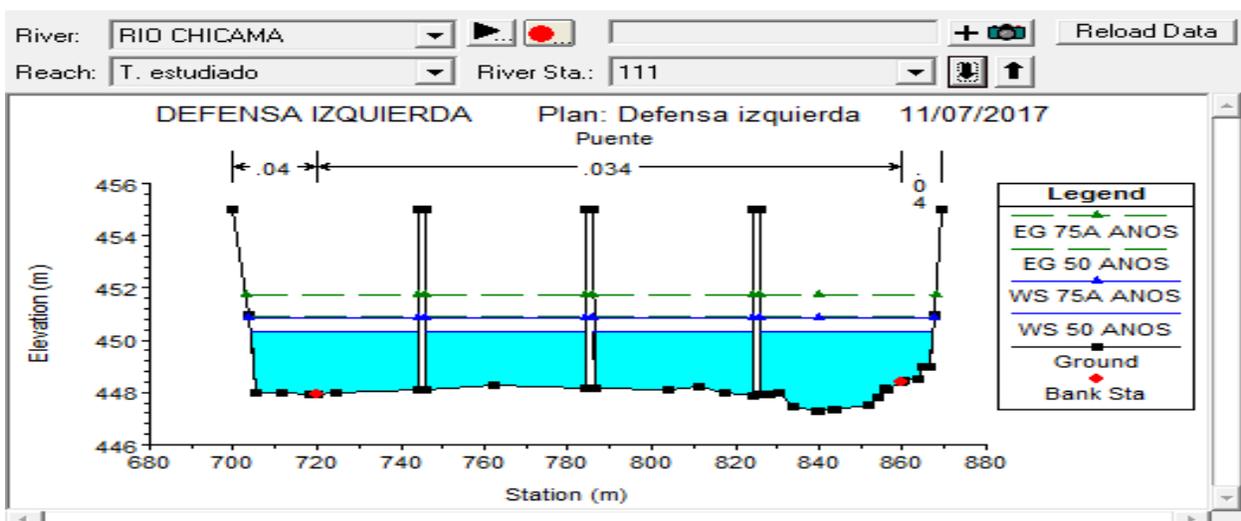
SECCION 113 (64+000)



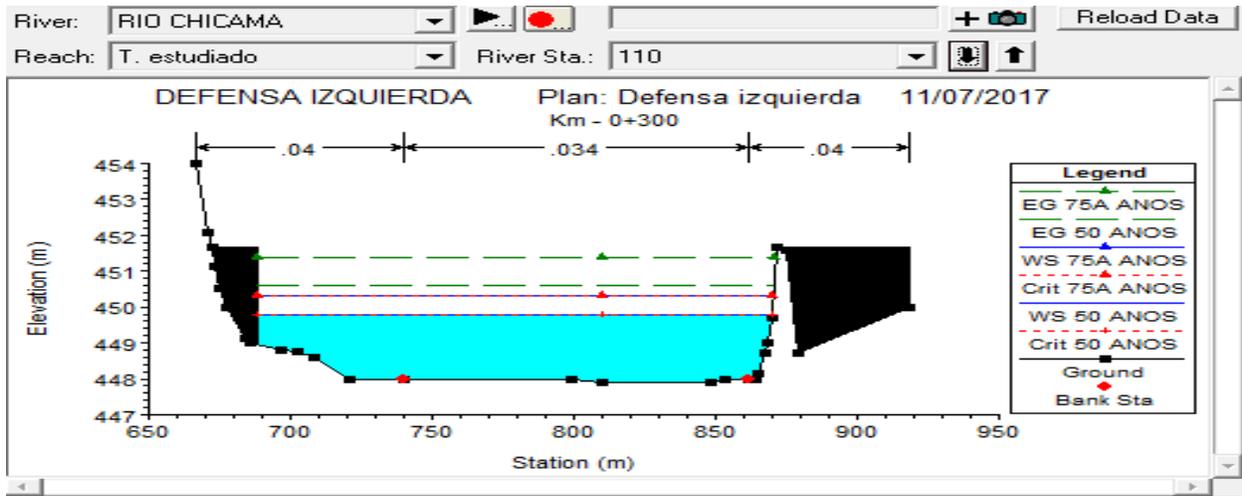
SECCION 112 (63+900)



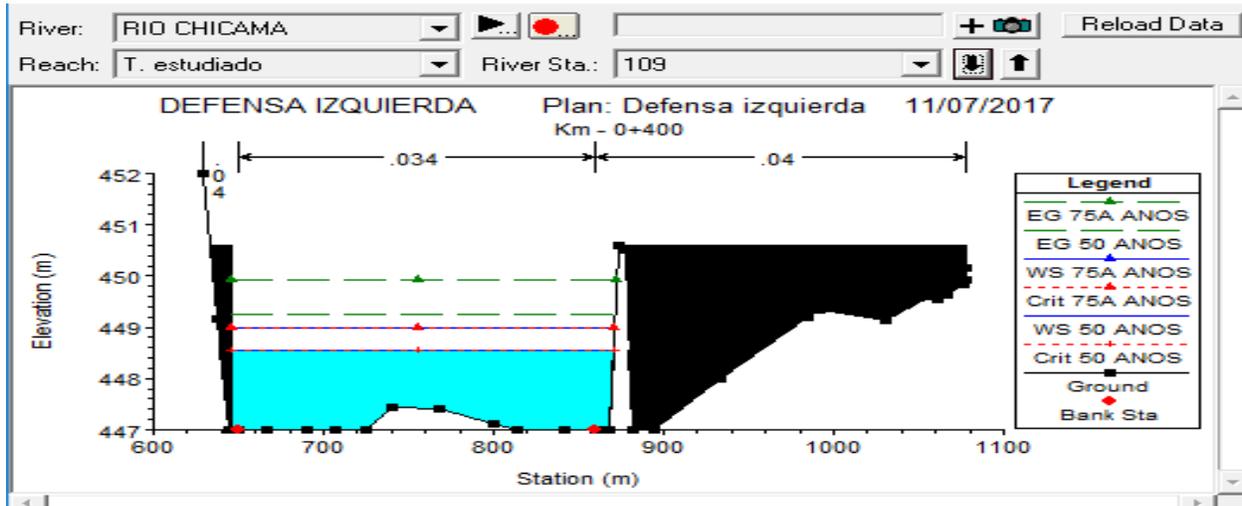
SECCION 111 (63+860.725)



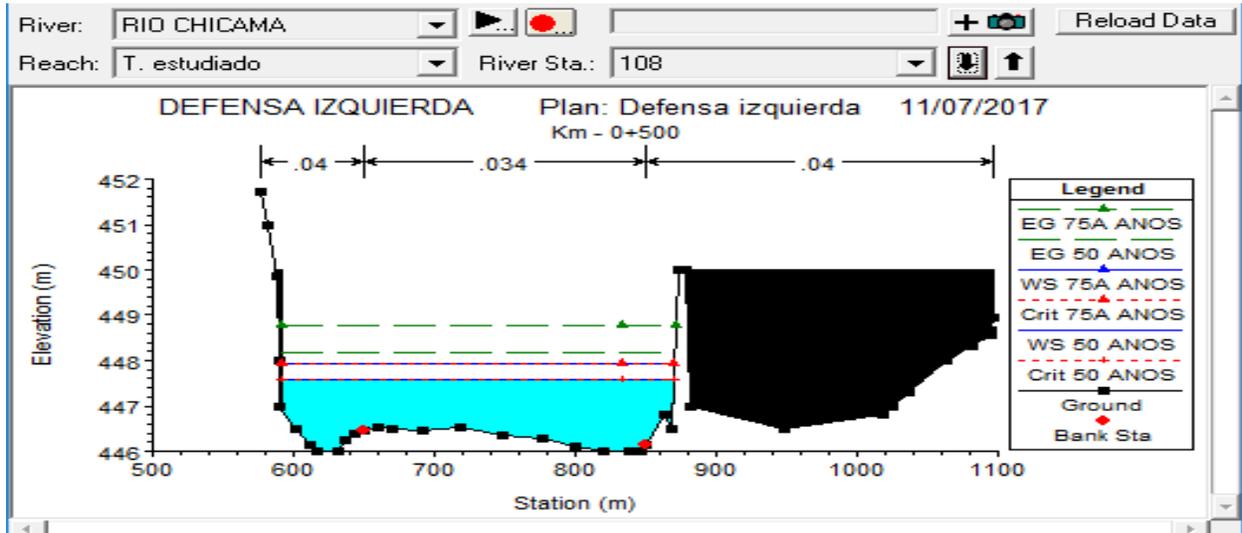
SECCION 110 (63+700)



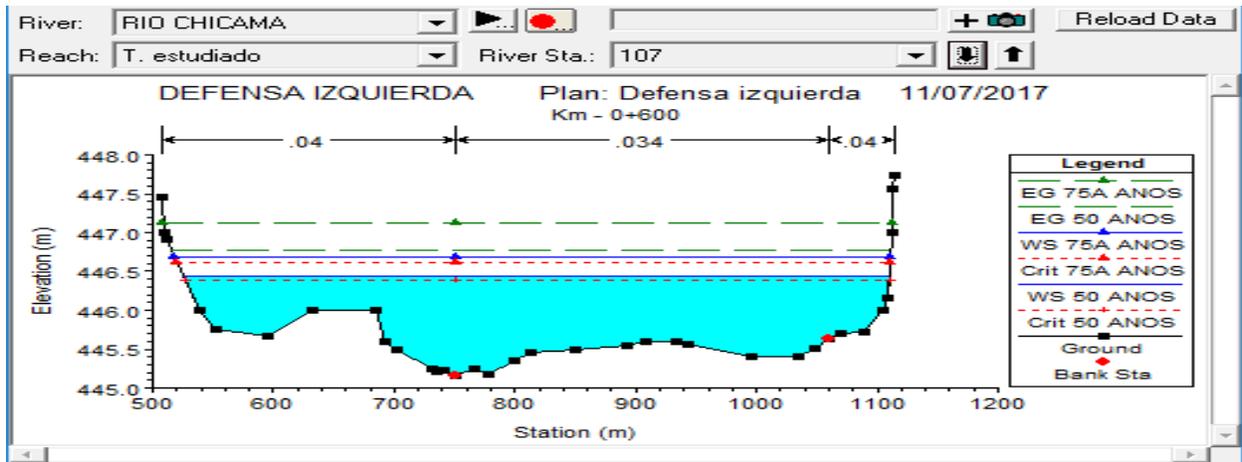
SECCION 109 (63+600)



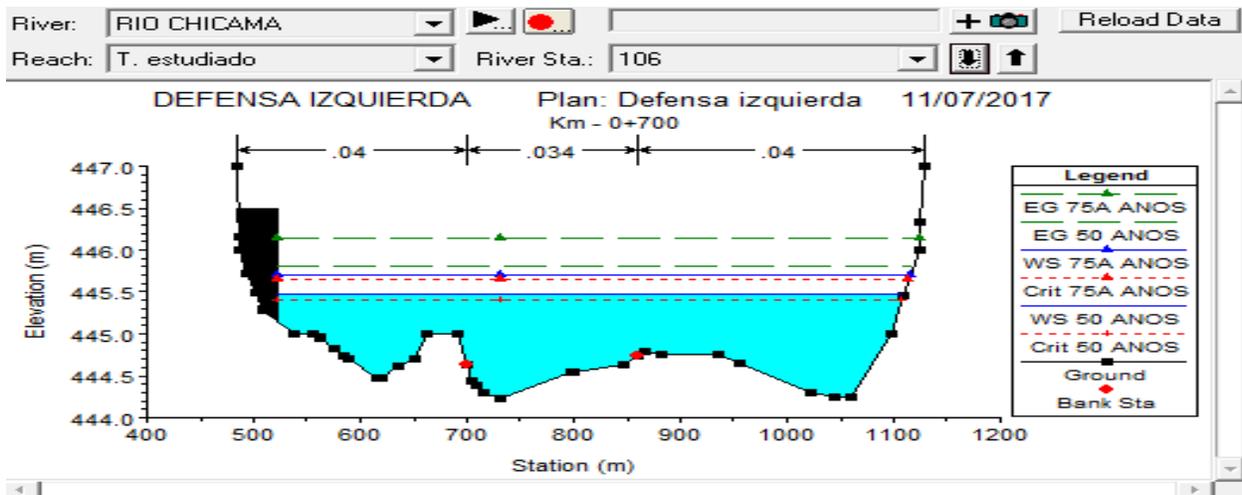
SECCION 108 (63+500)



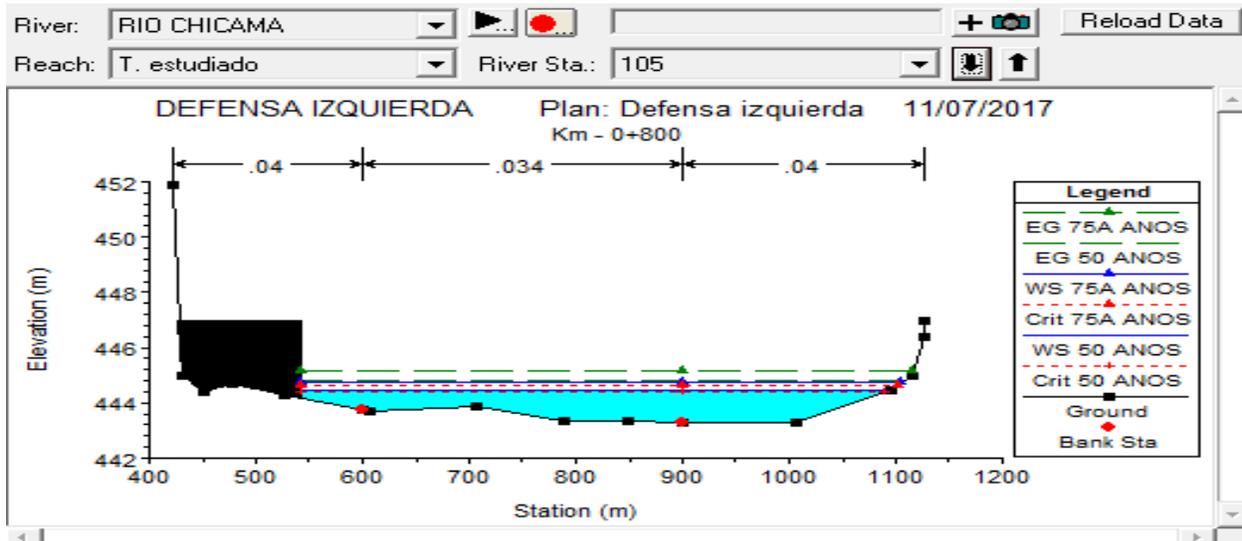
SECCION 107 (63+400)



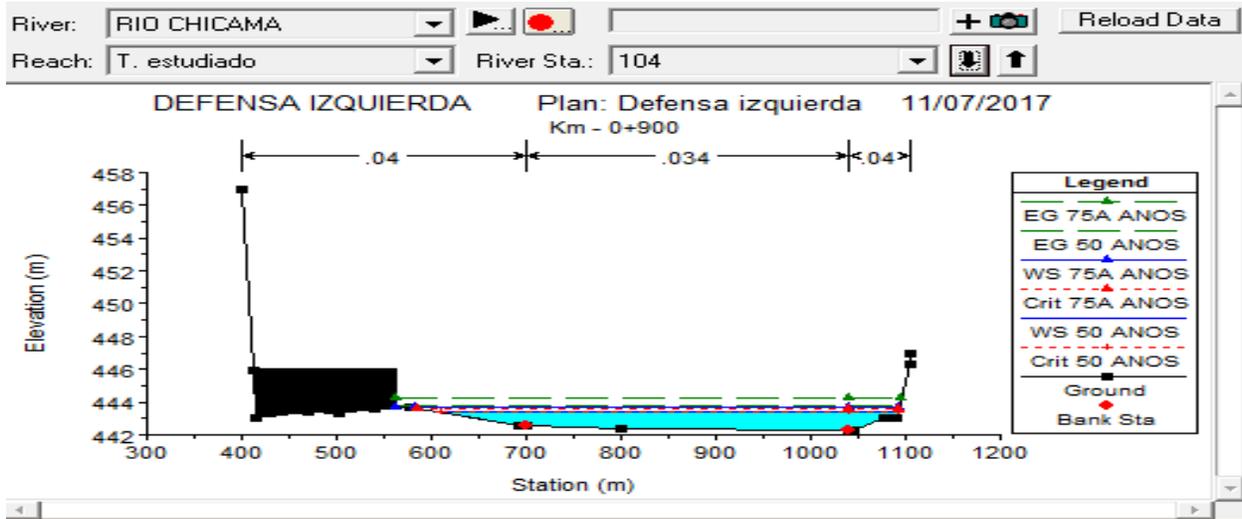
SECCION 106 (63+300)



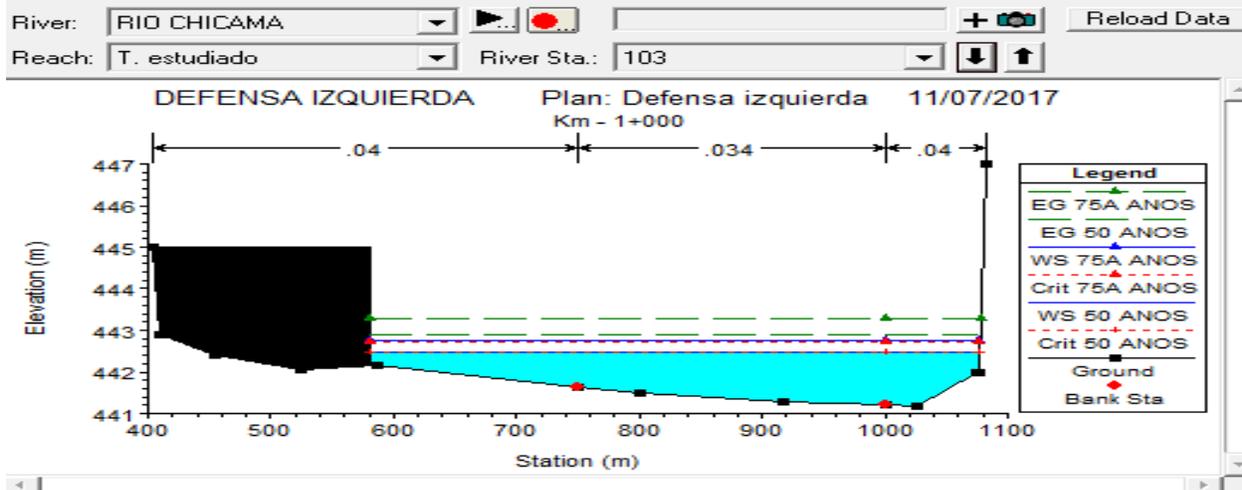
SECCION 105 (63+200)



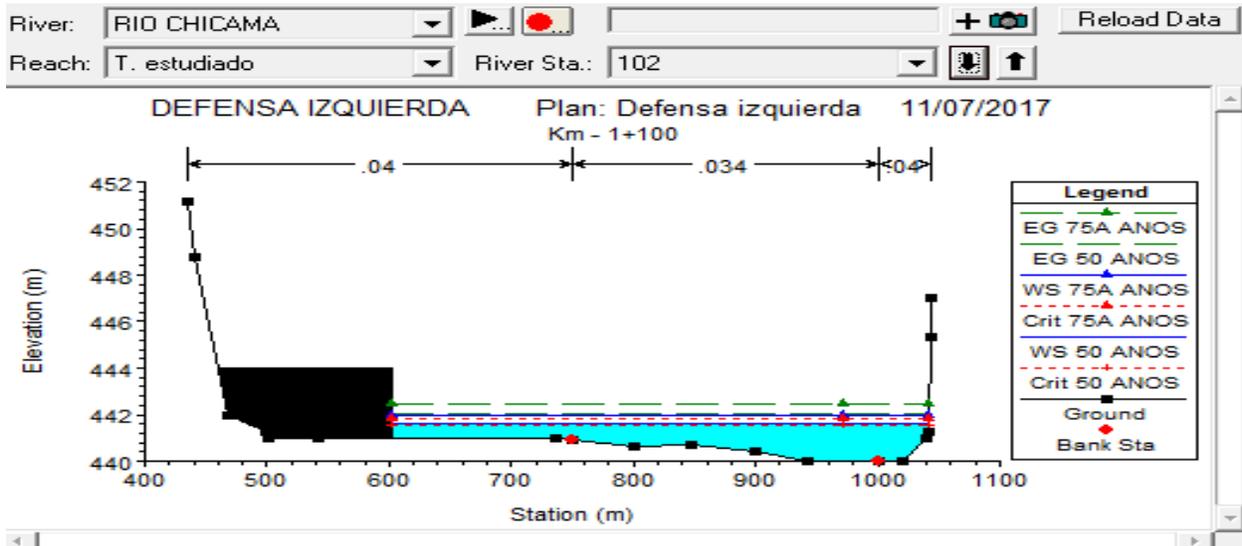
SECCION 104 (63+100)



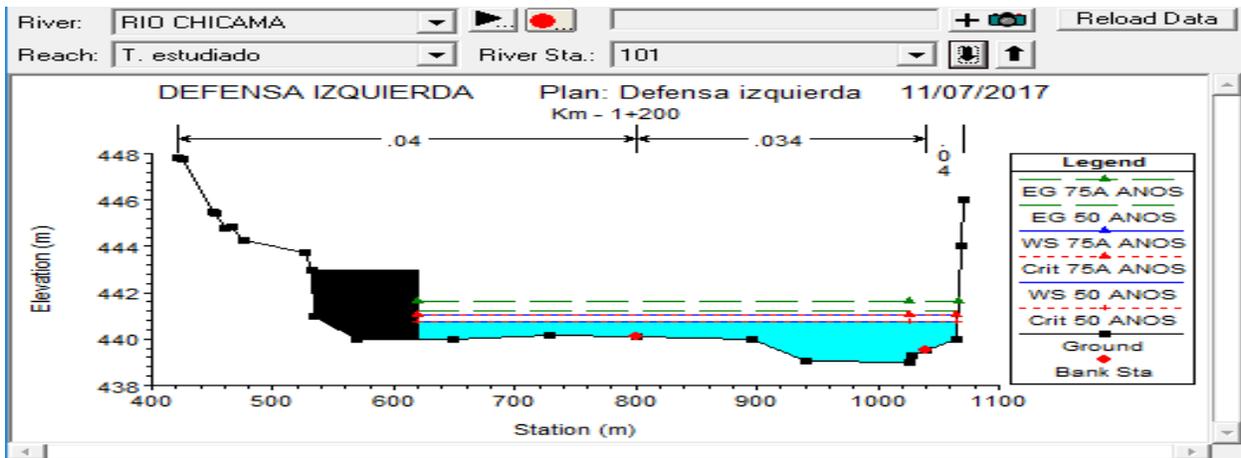
SECCION 103 (63+000)



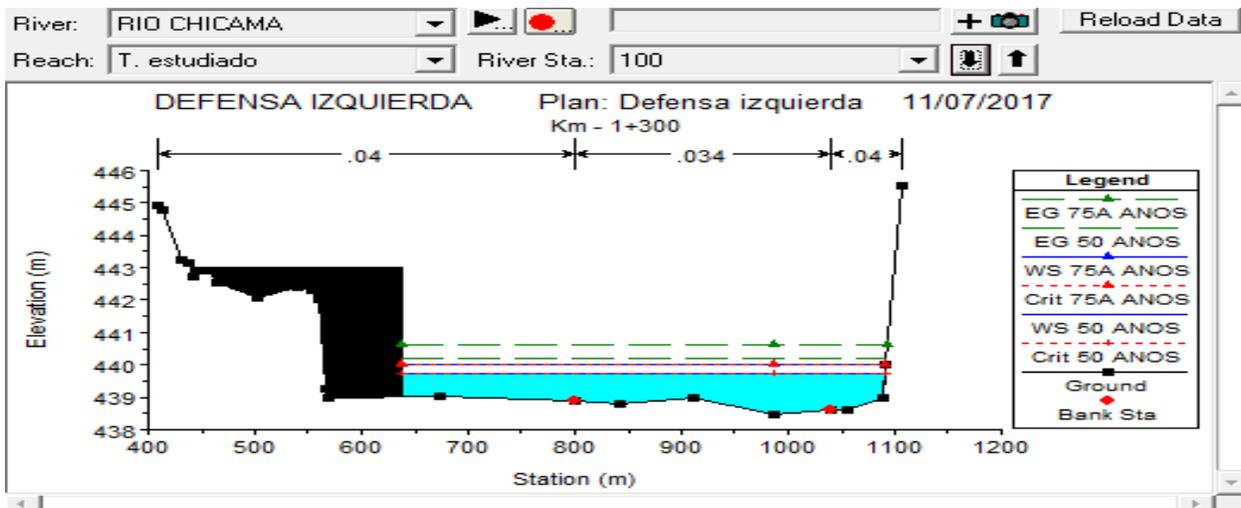
SECCION 102 (62+900)



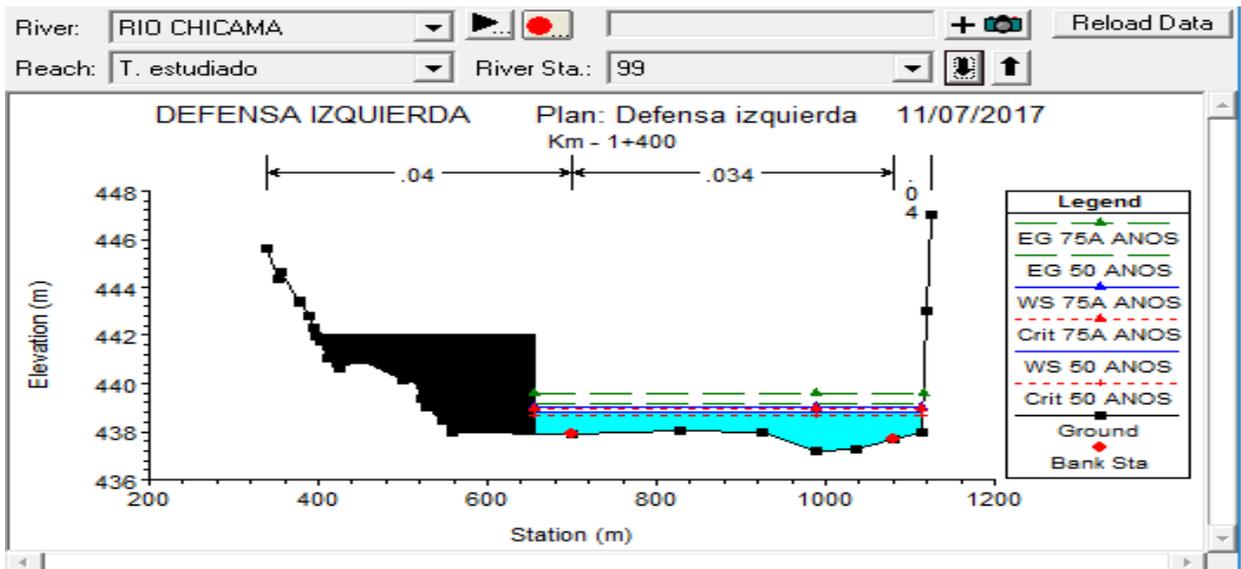
SECCION 101 (62+800)



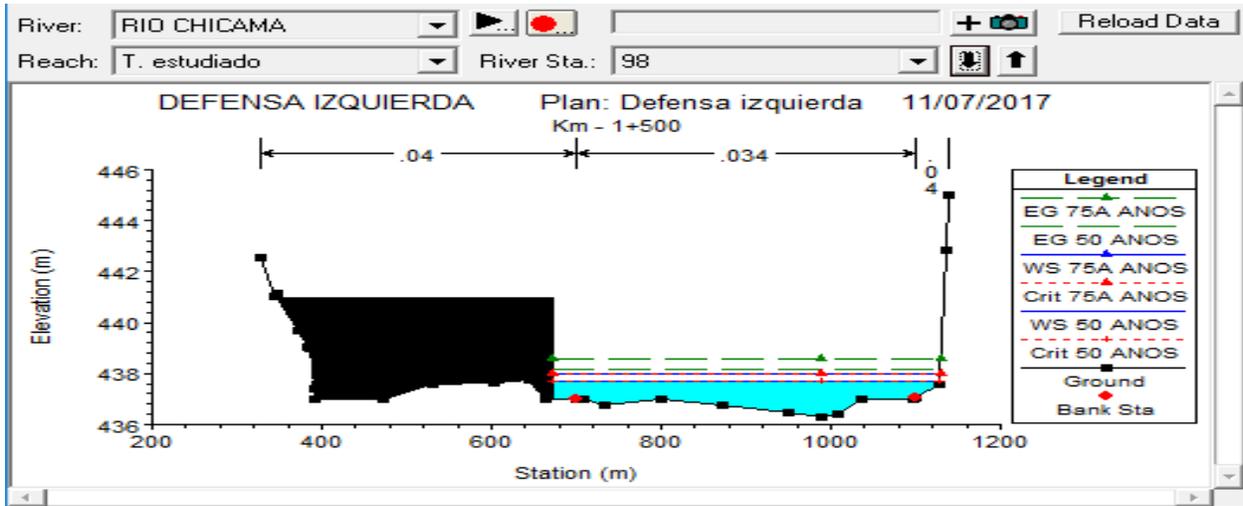
SECCION 100 (62+700)



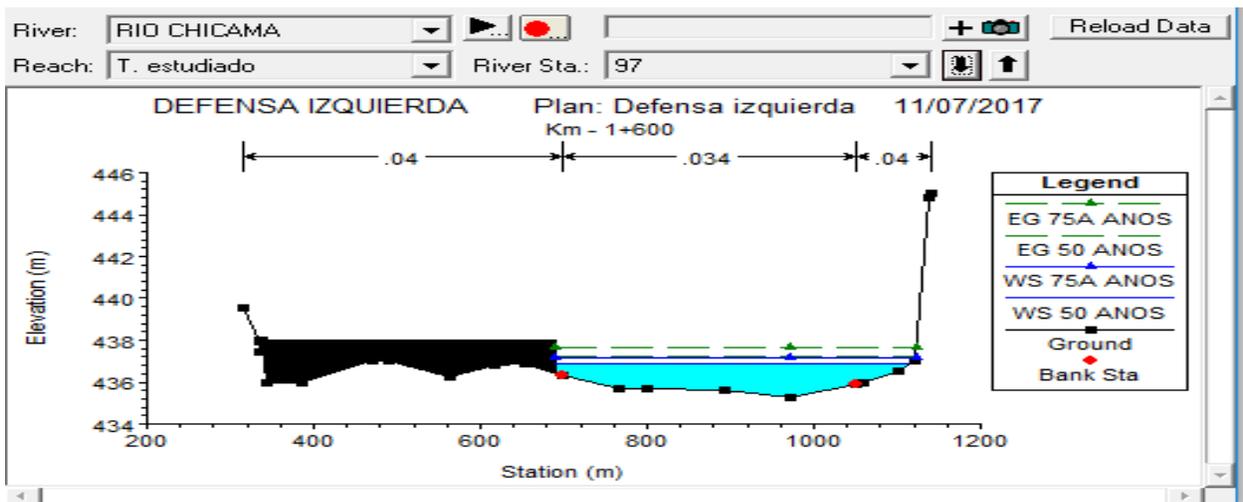
SECCION 99 (62+600)



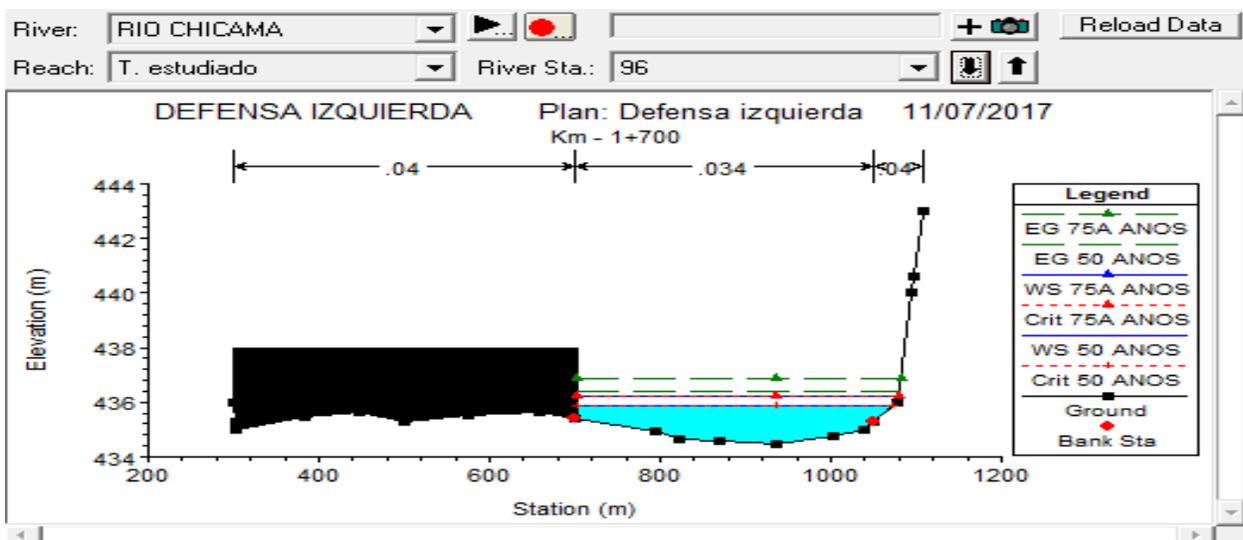
SECCION 98 (62+500)



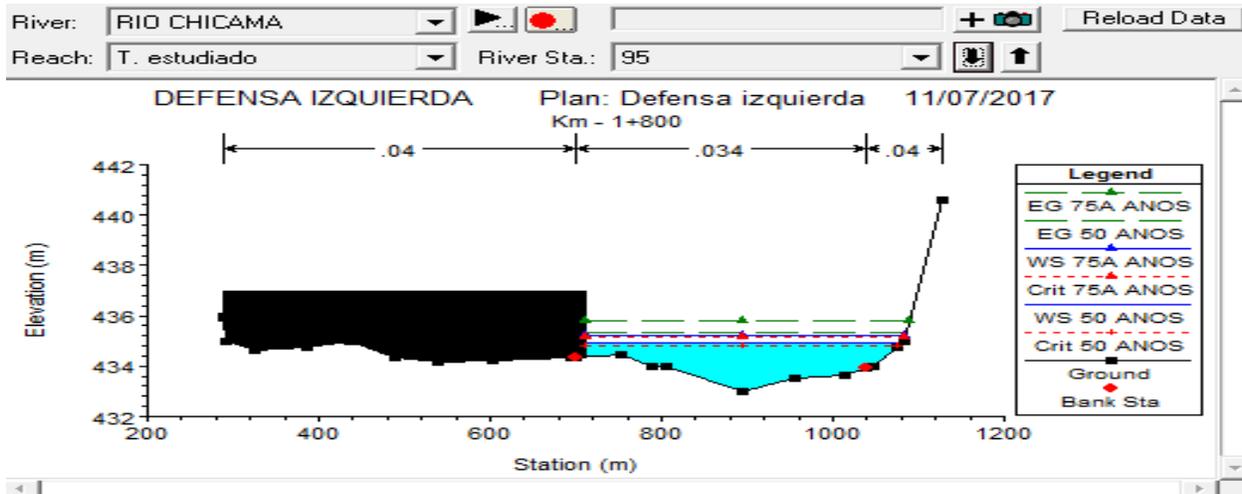
SECCION 97 (62+400)



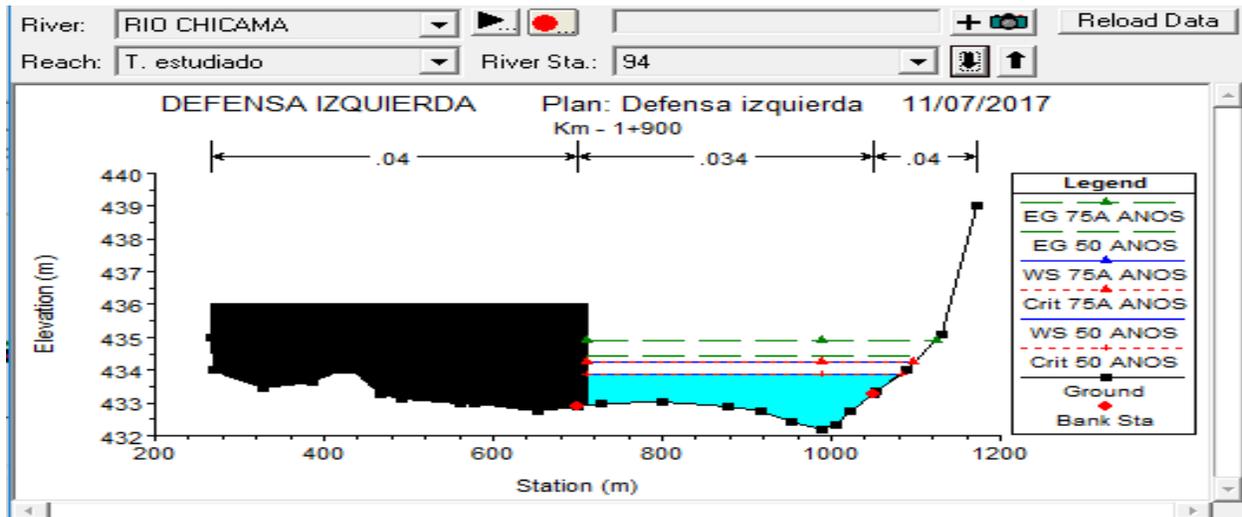
SECCION 96 (62+300)



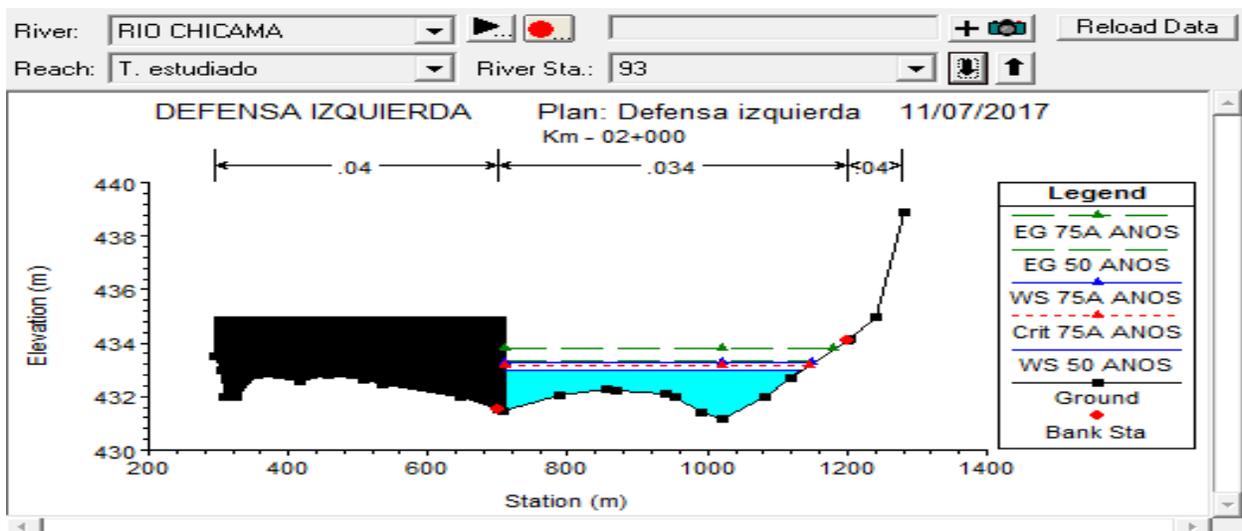
SECCION 95 (62+200)



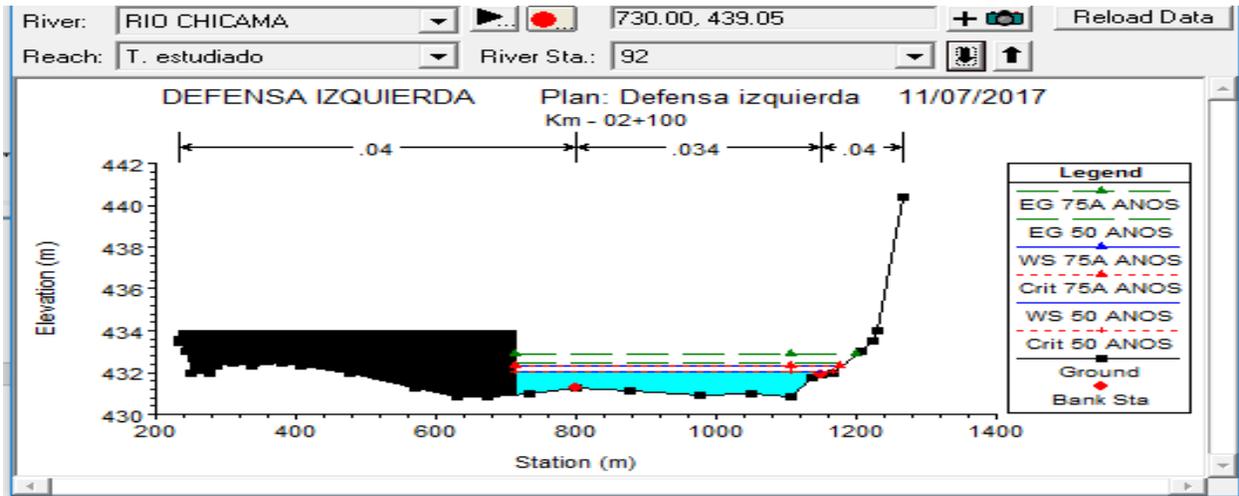
SECCION 94 (62+100)



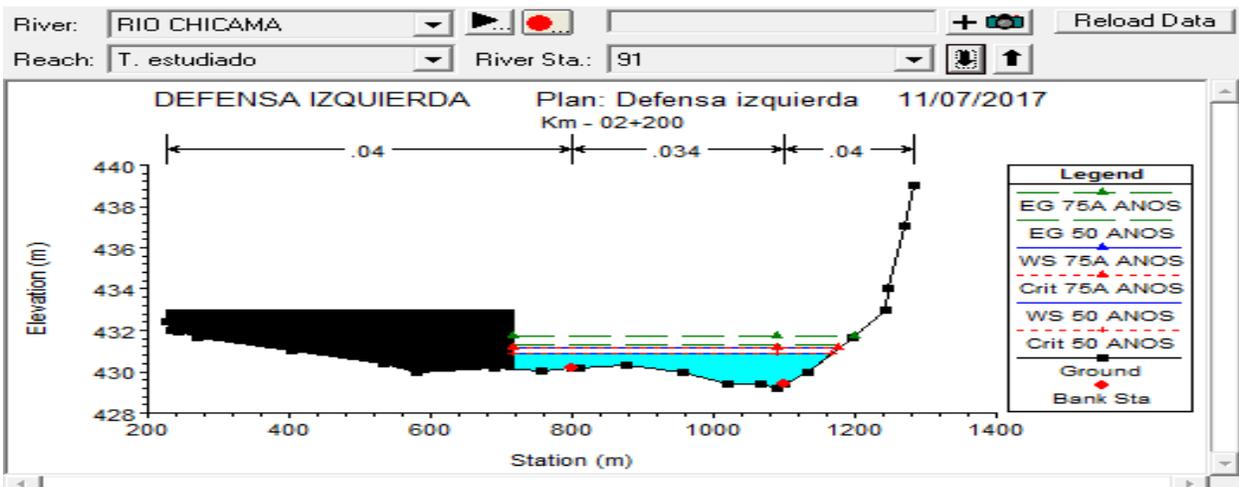
SECCION 93 (62+000)



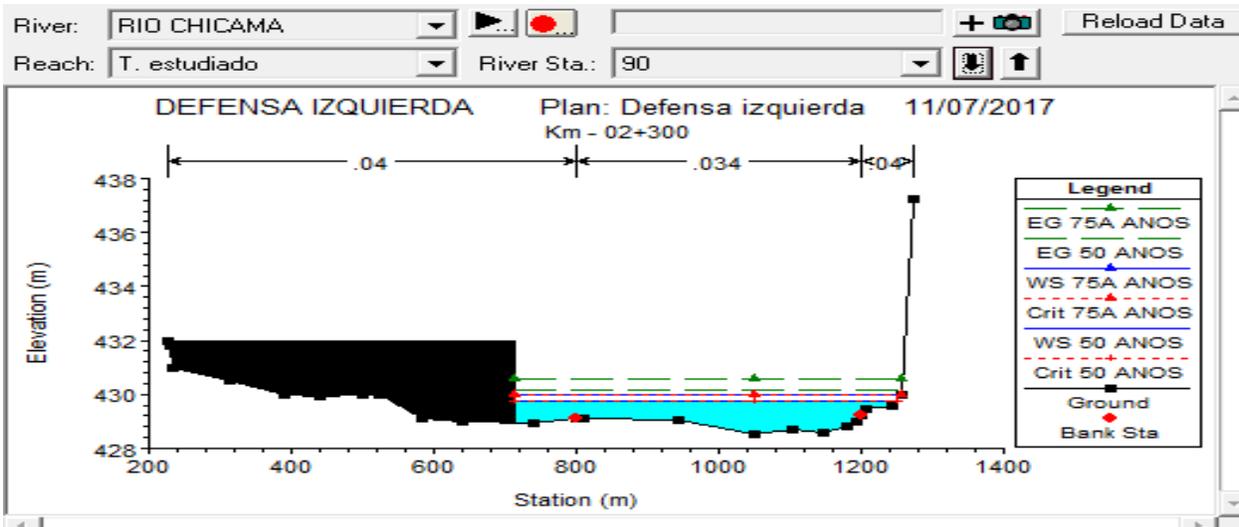
SECCION 92 (61+900)



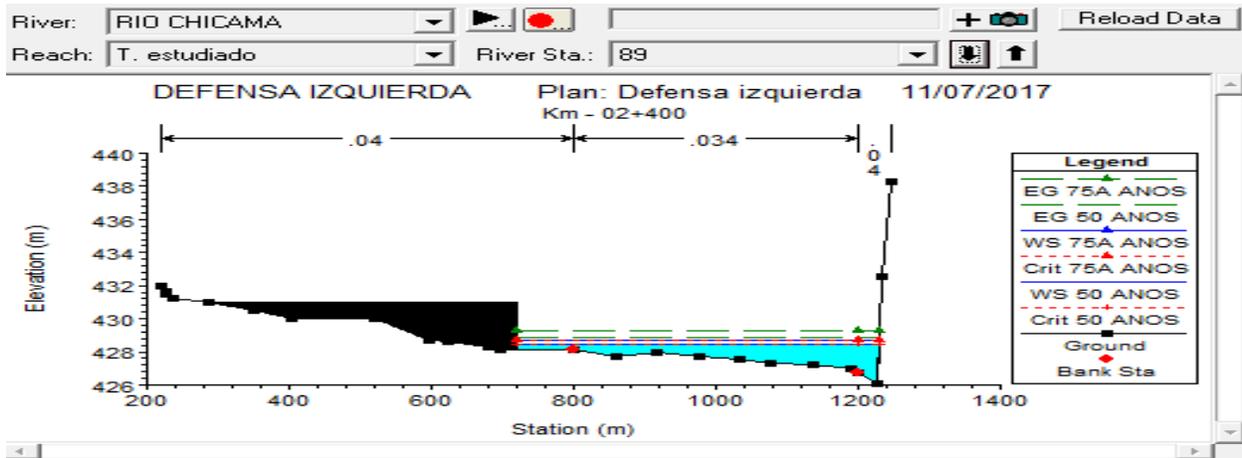
SECCION 91 (61+800)



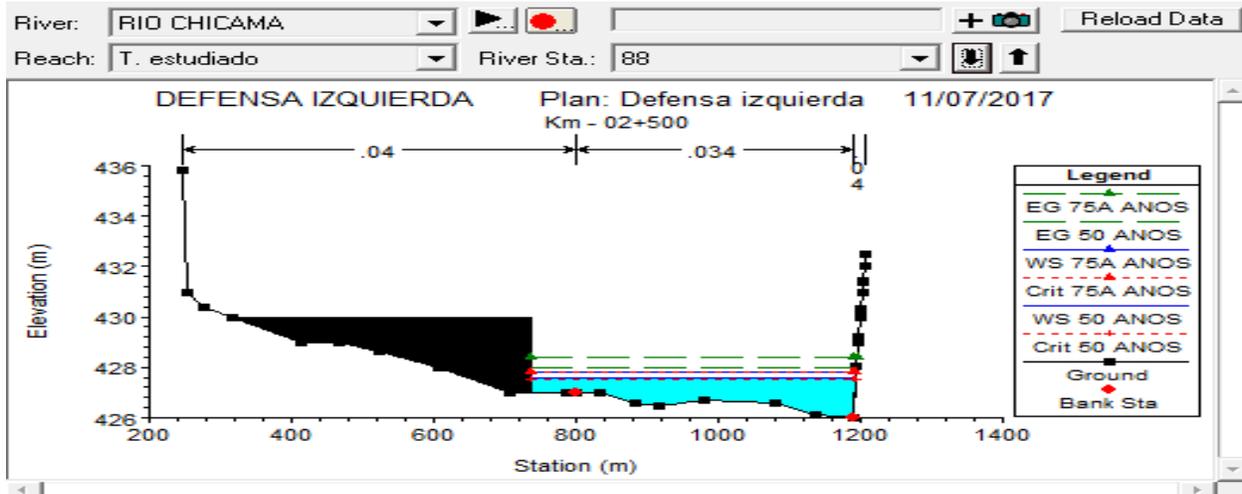
SECCION 90 (61+700)



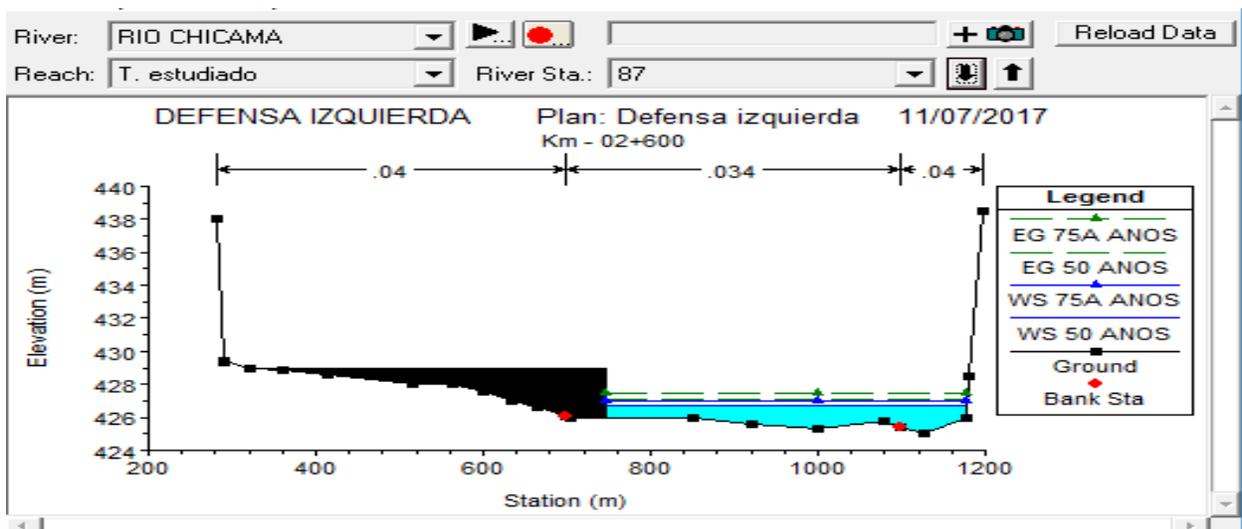
SECCION 89 (61+600)



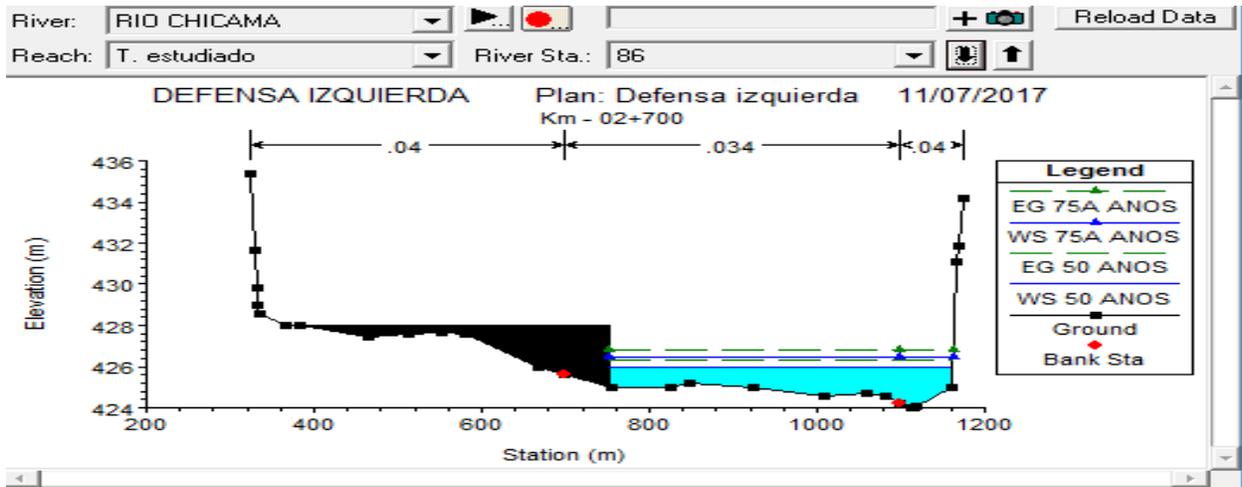
SECCION 88 (61+500)



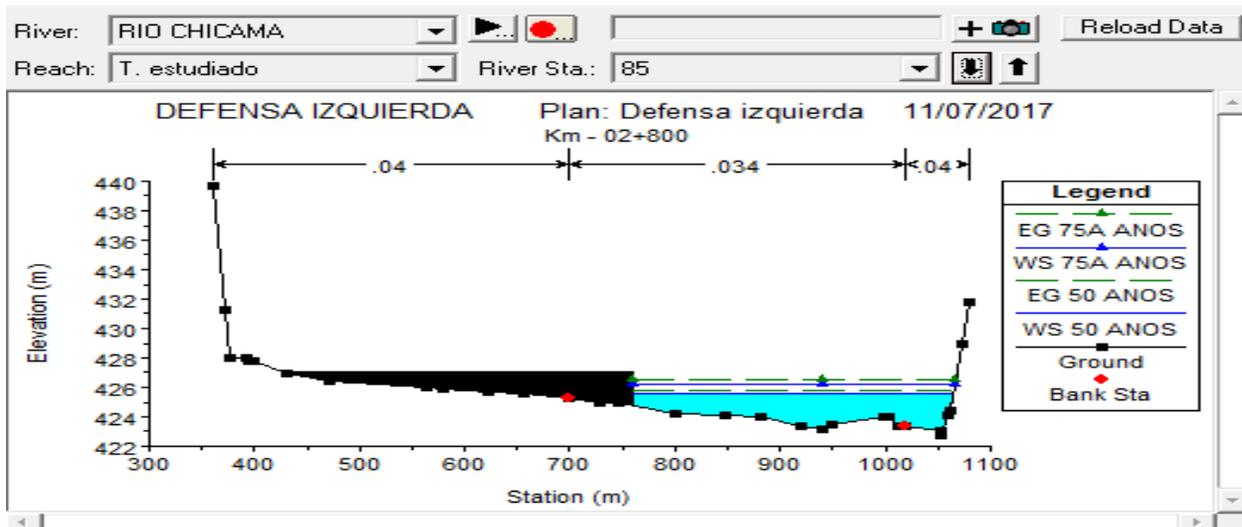
SECCION 87 (61+400)



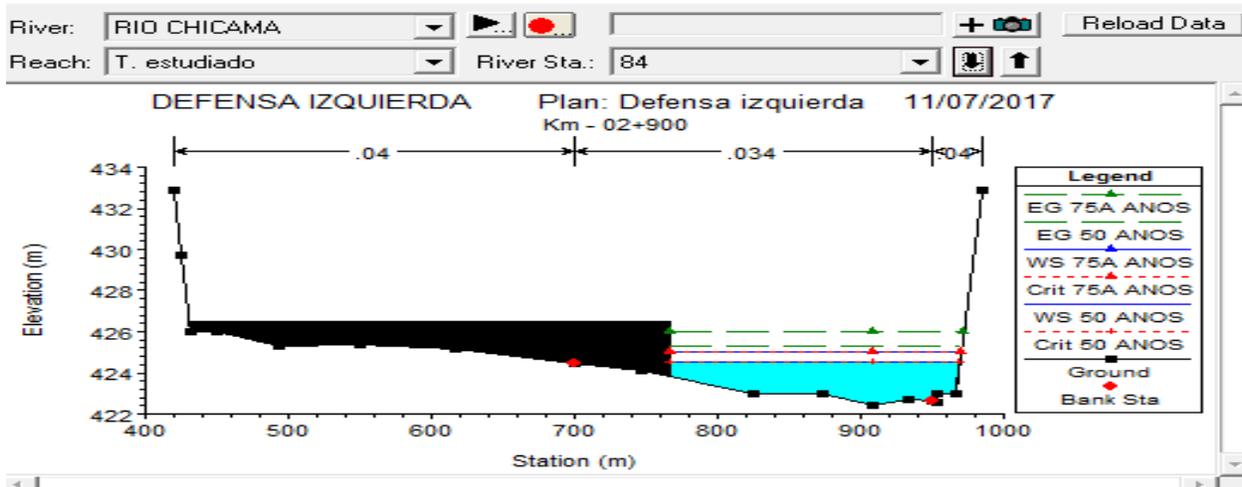
SECCION 86 (61+300)



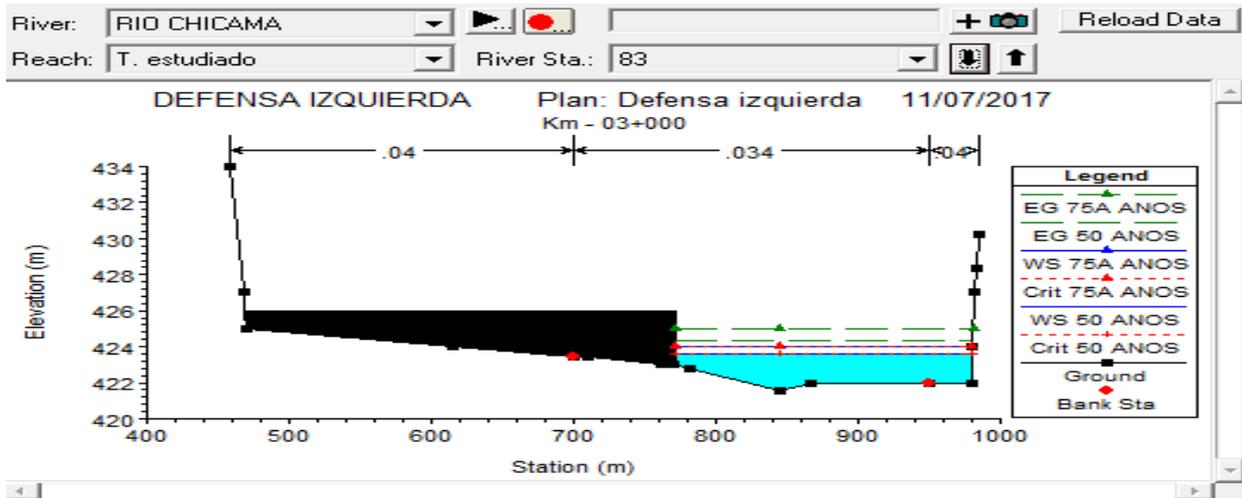
SECCION 85 (61+200)



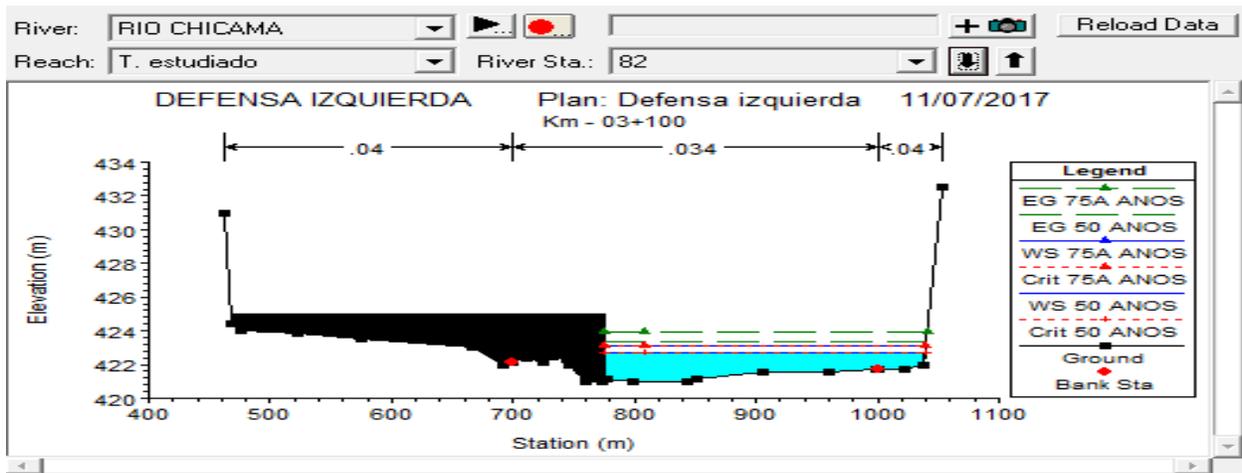
SECCION 84 (61+100)



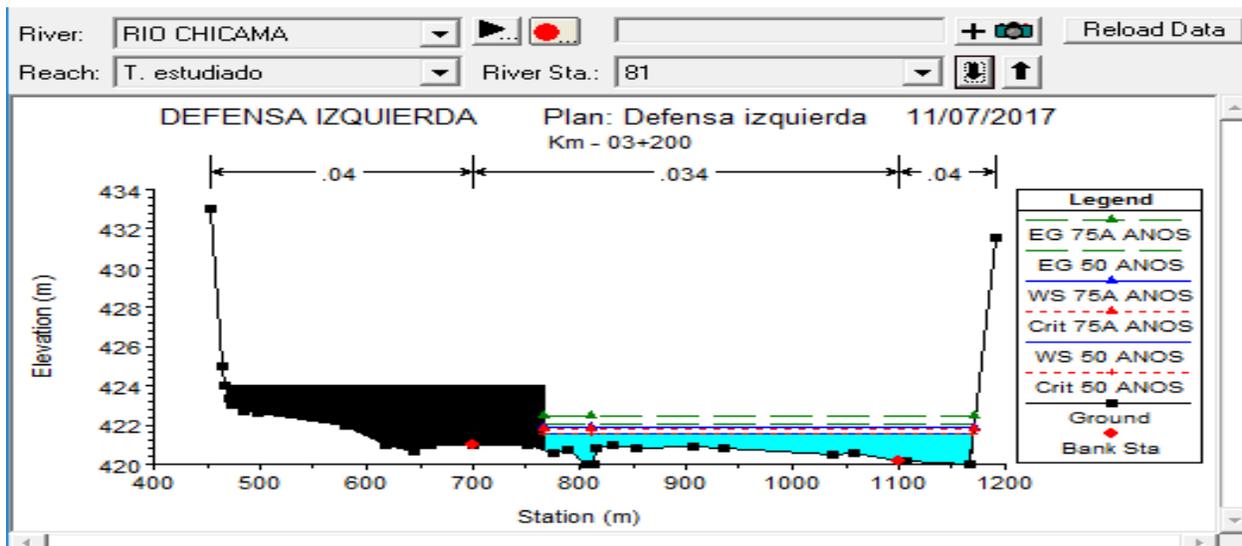
SECCION 83 (61+000)



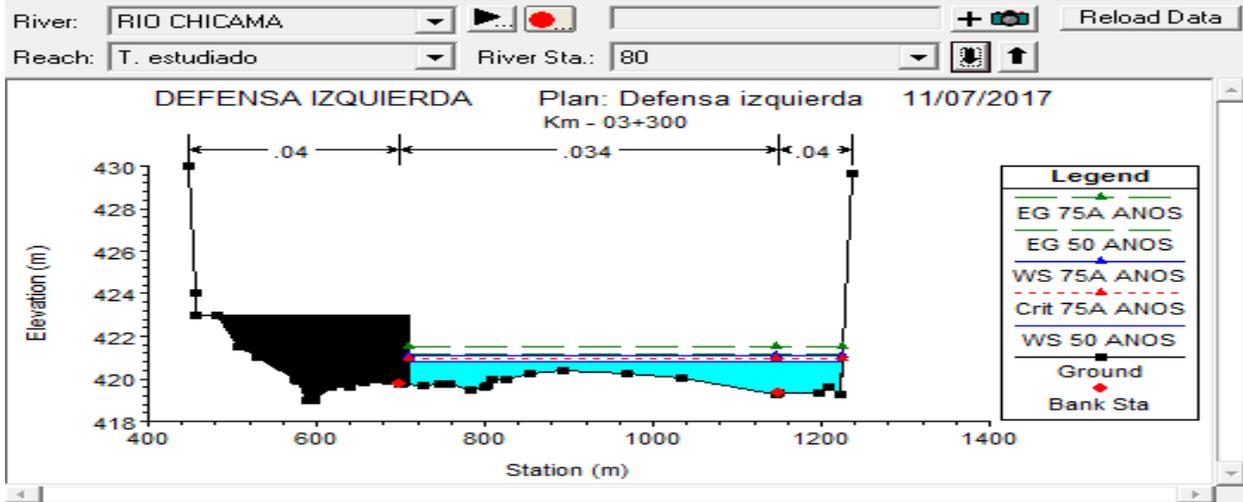
SECCION 82 (60+900)



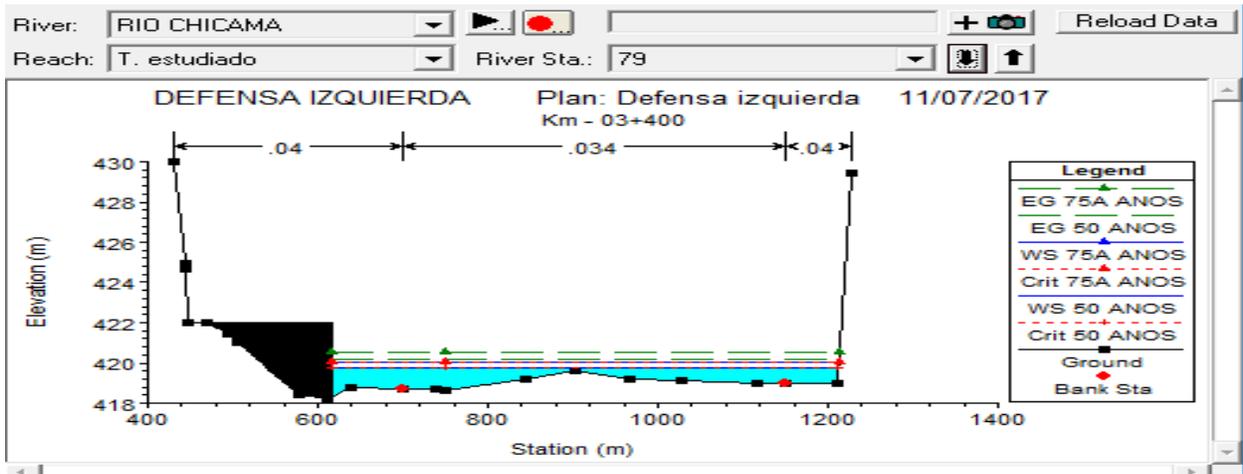
SECCION 81 (60+800)



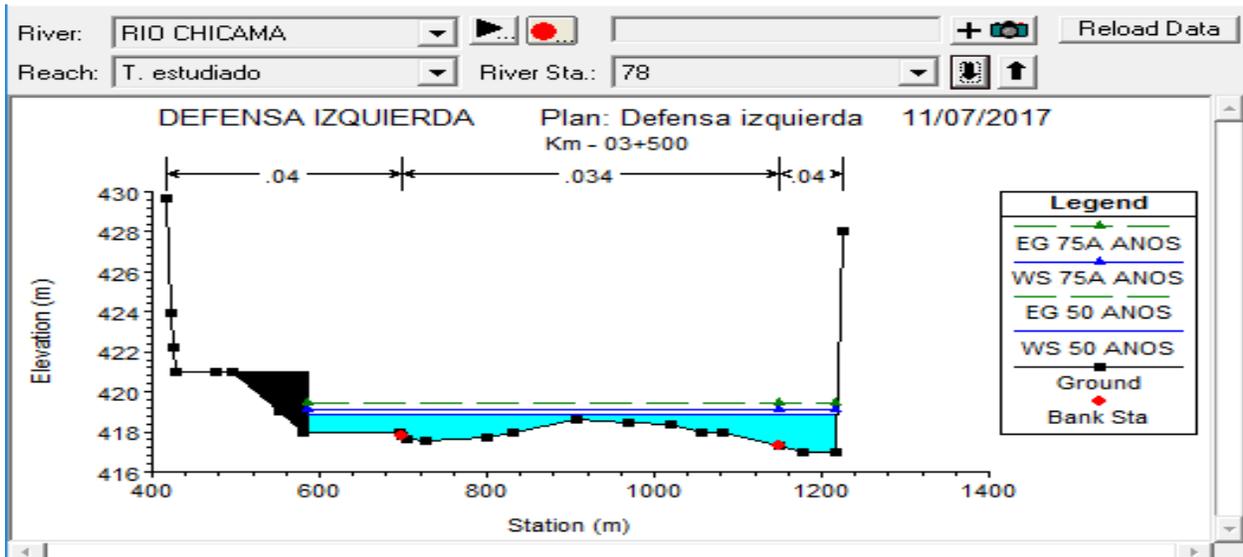
SECCION 80 (60+700)



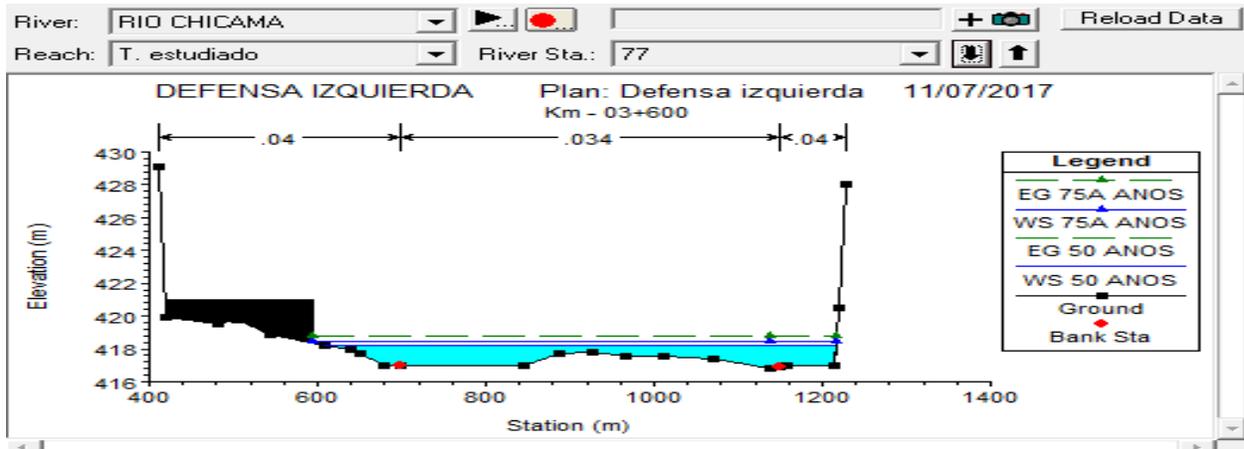
SECCION 79 (60+600)



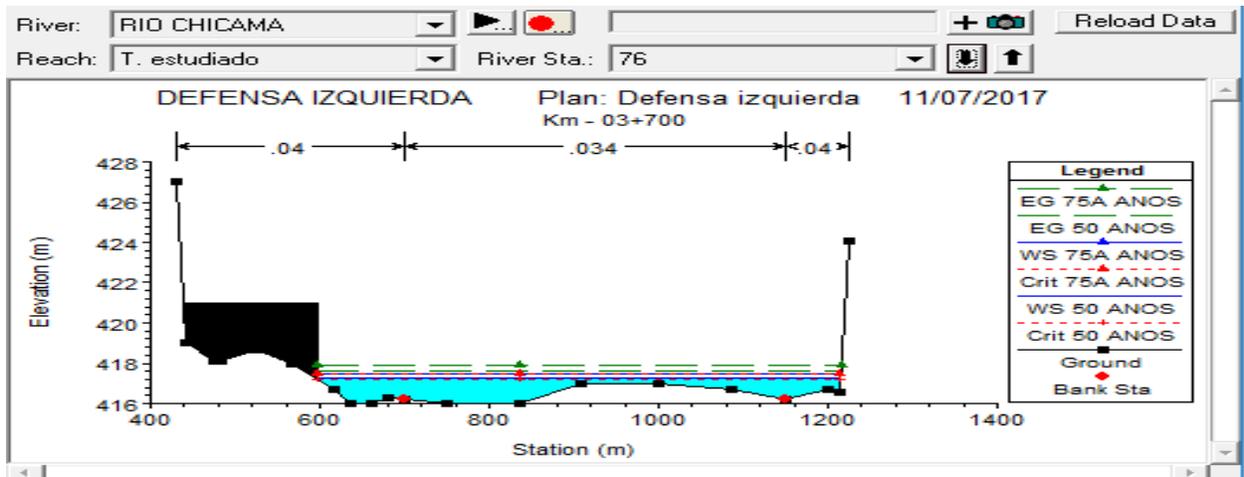
SECCION 78 (60+500)



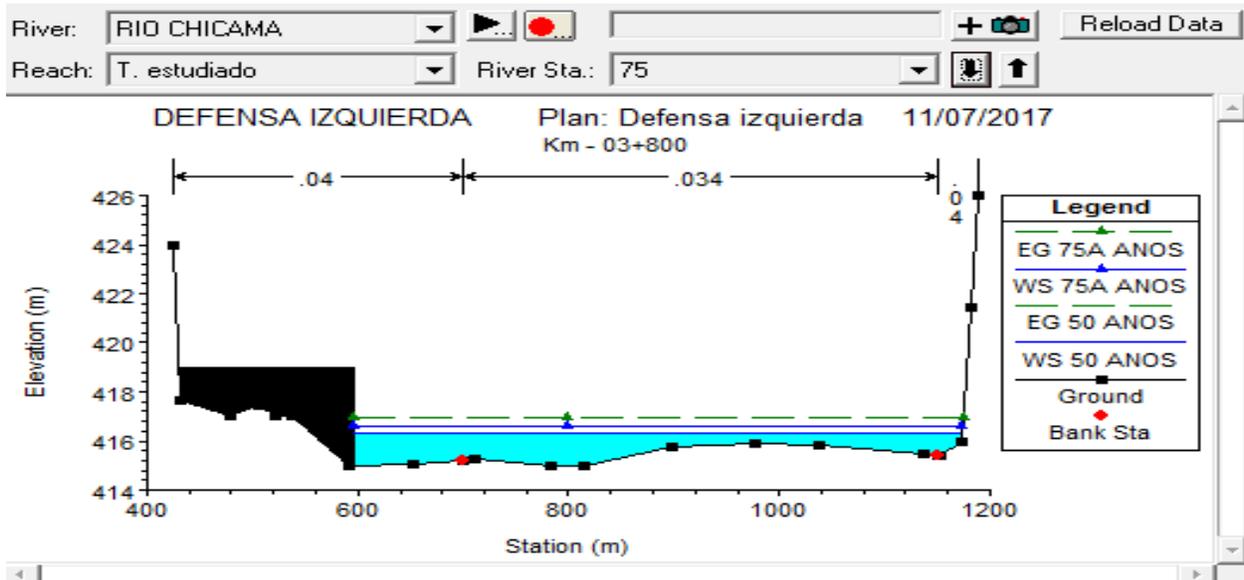
SECCION 77 (60+400)



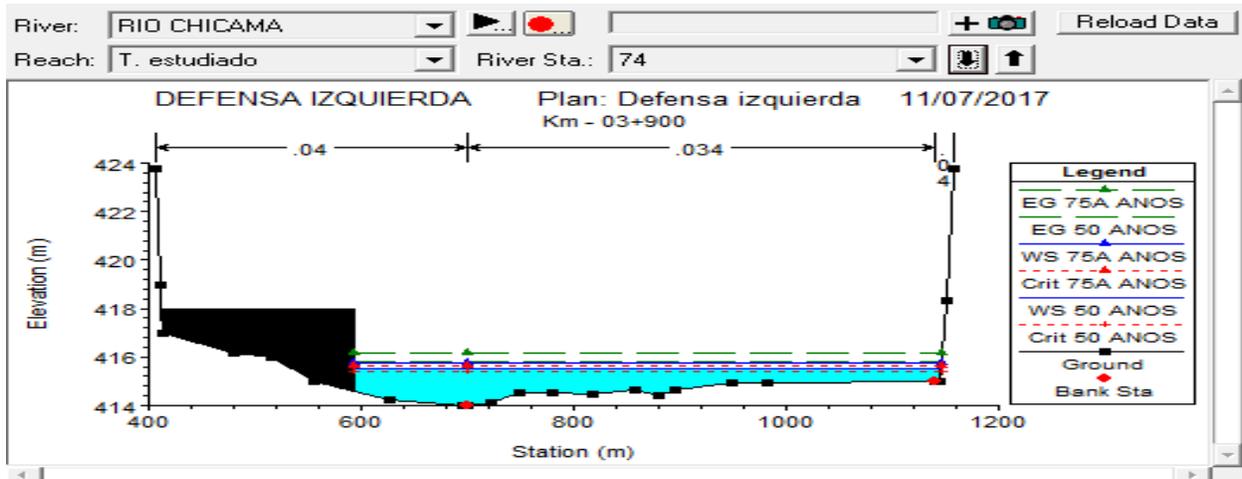
SECCION 76(60+300)



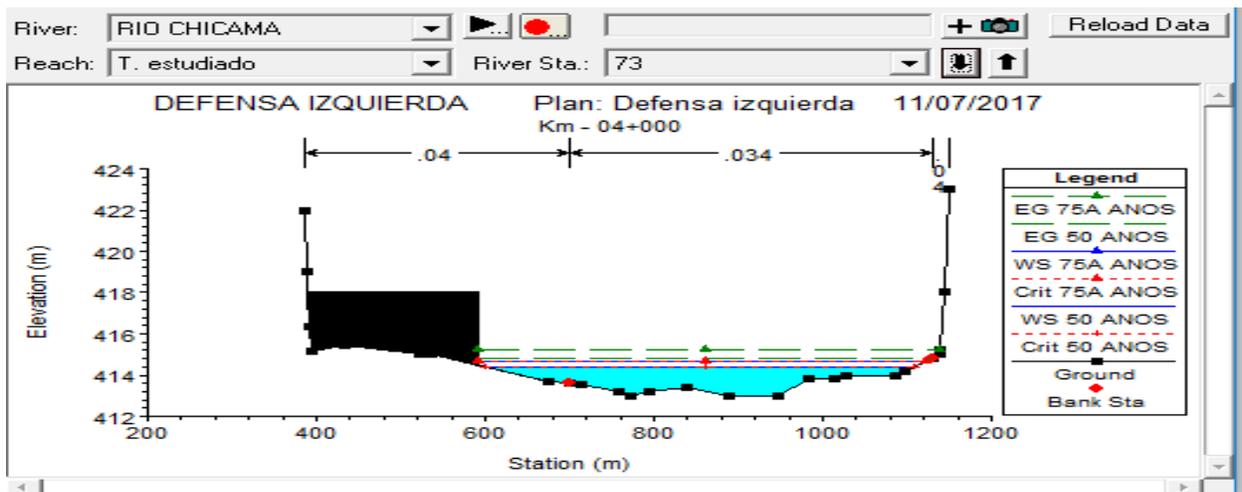
SECCION 75 (60+200)



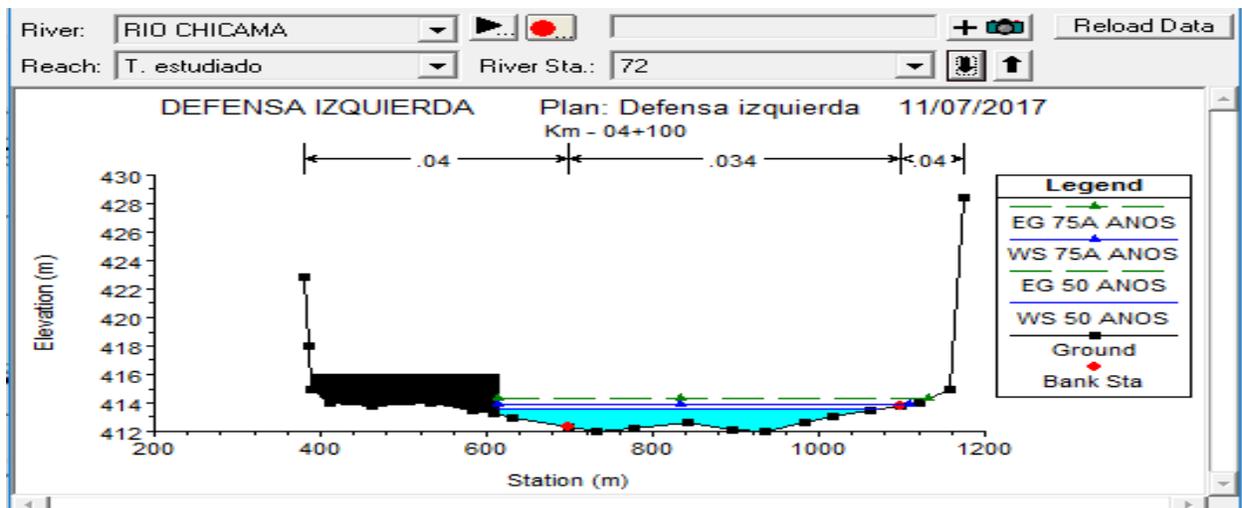
SECCION 74 (60+100)



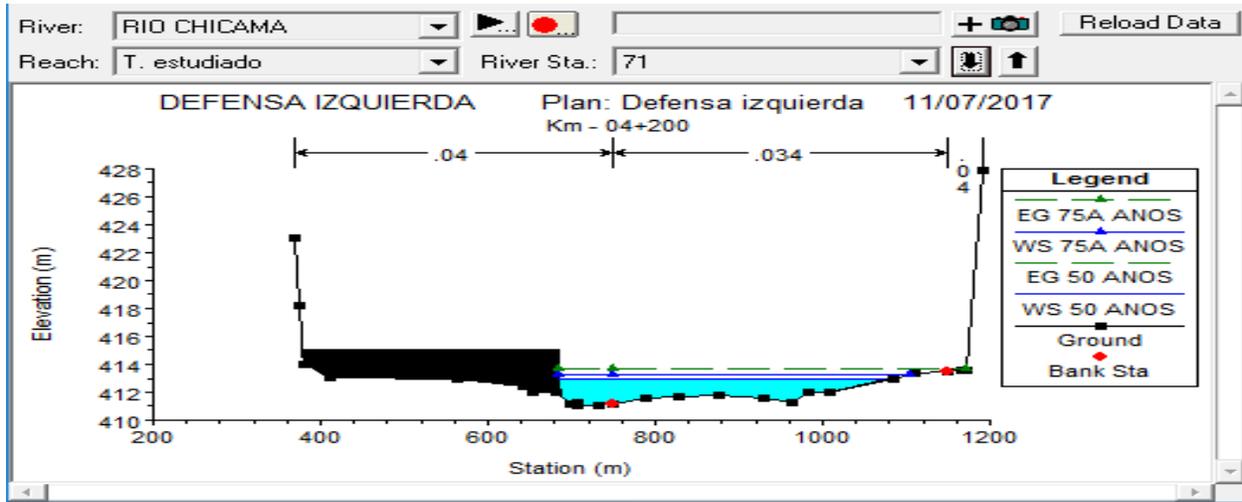
SECCION 73 (60+000)



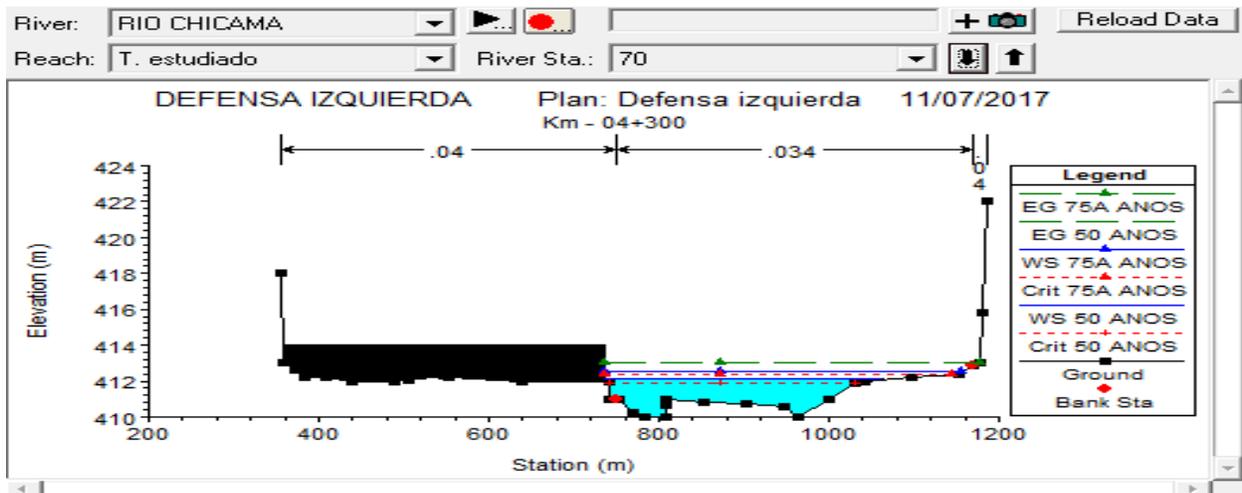
SECCION 72 (59+900)



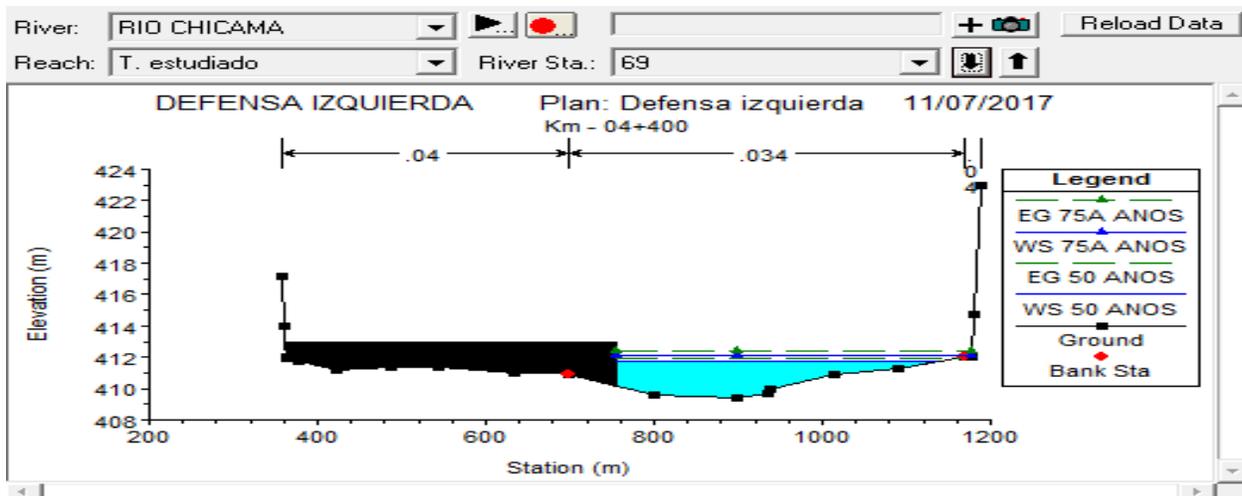
SECCION 71 (59+800)



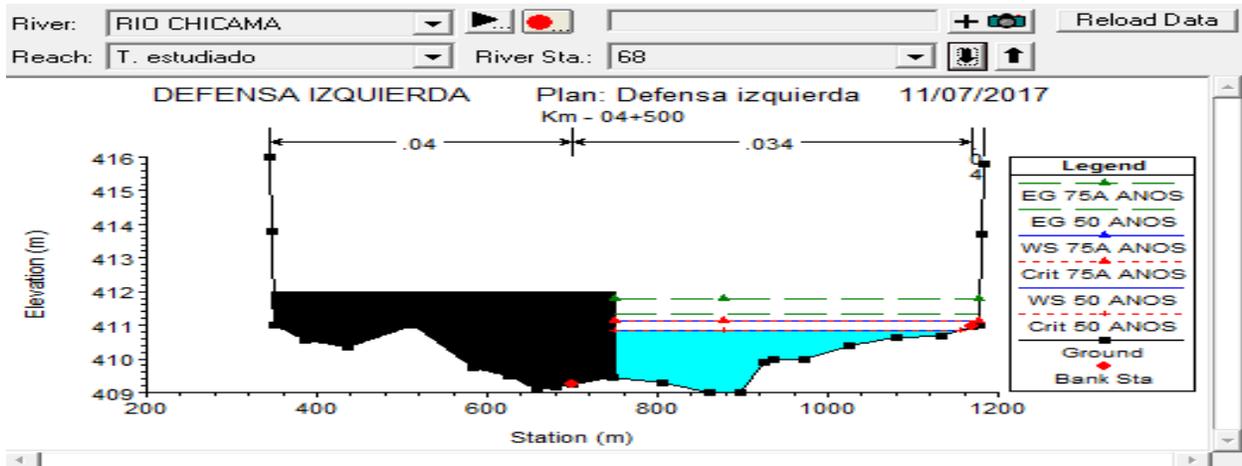
SECCION 70 (59+700)



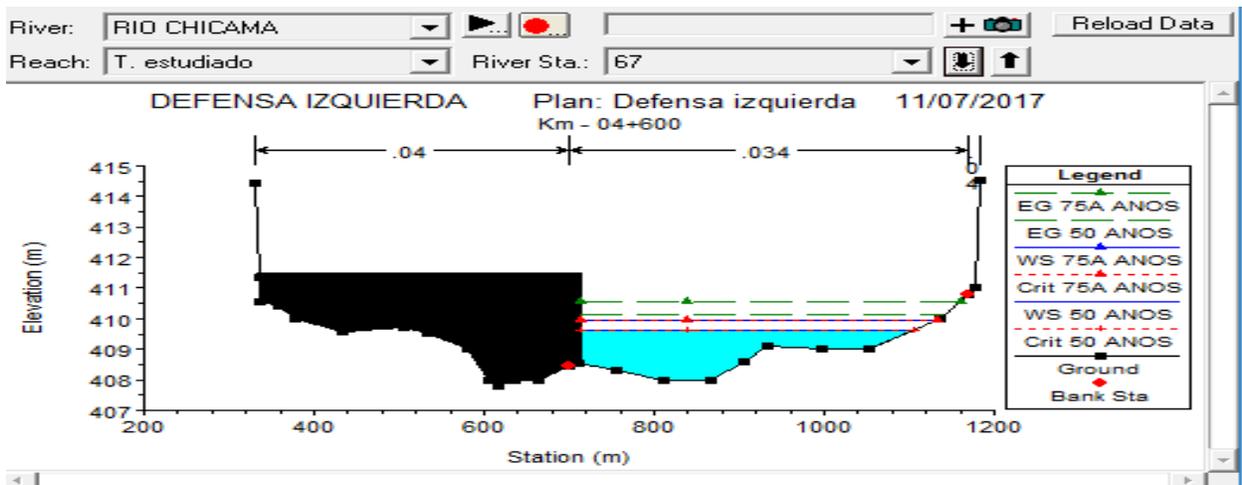
SECCION 69 (59+600)



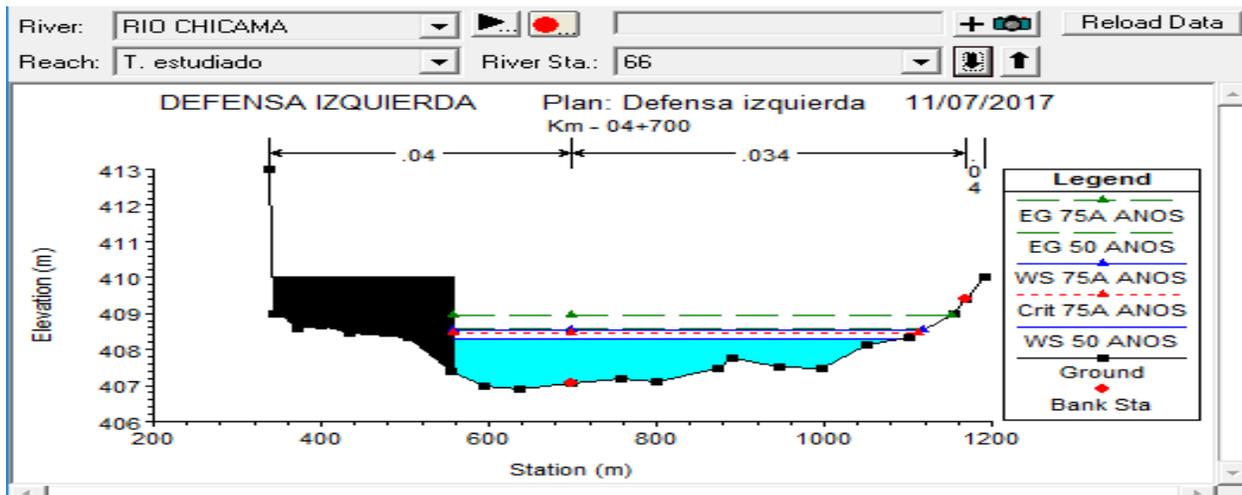
SECCION 68 (59+500)



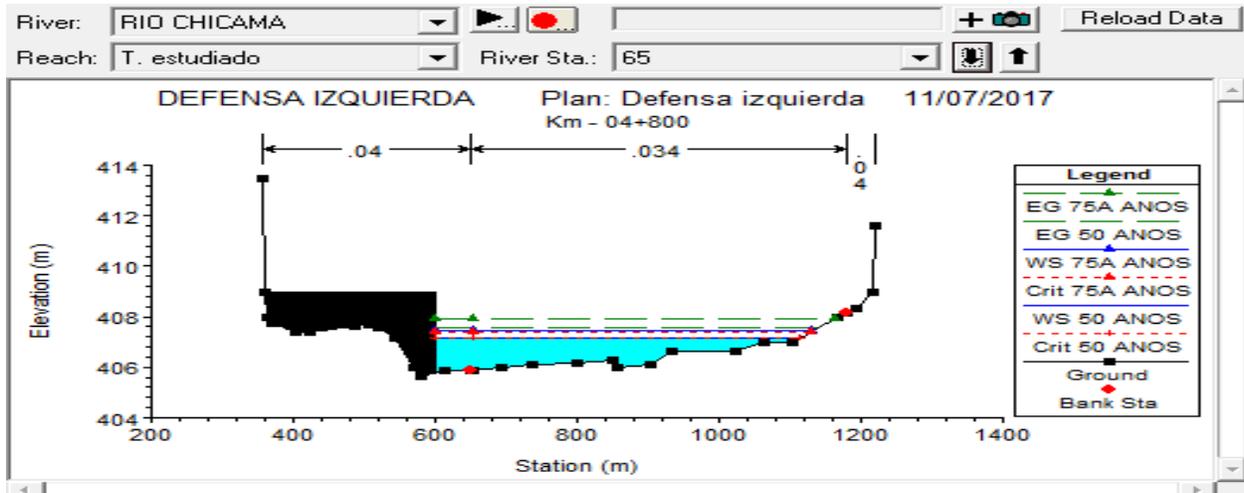
SECCION 67 (59+400)



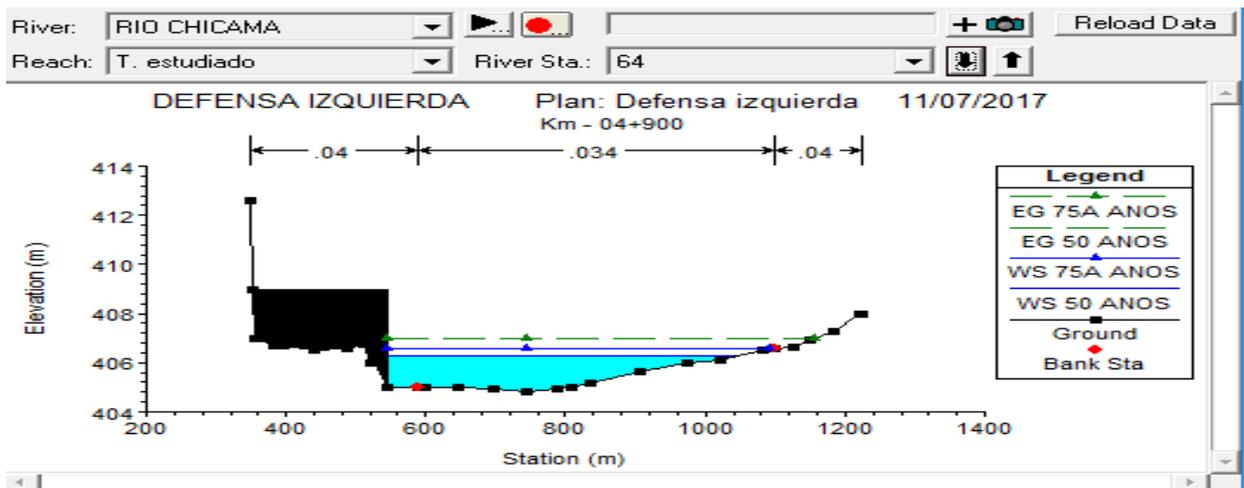
SECCION 66 (59+300)



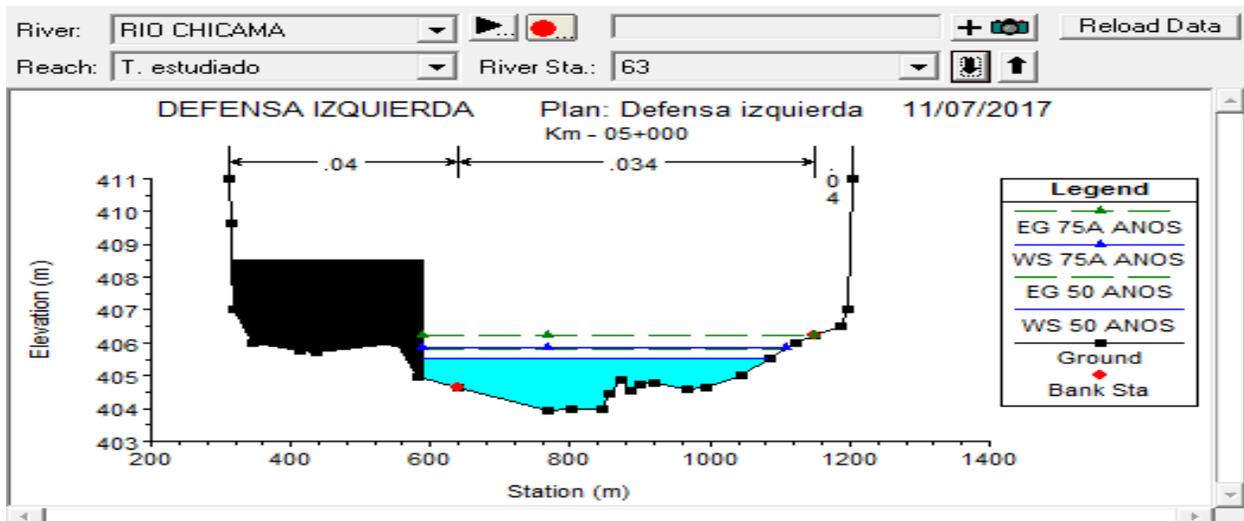
SECCION 65 (59+200)



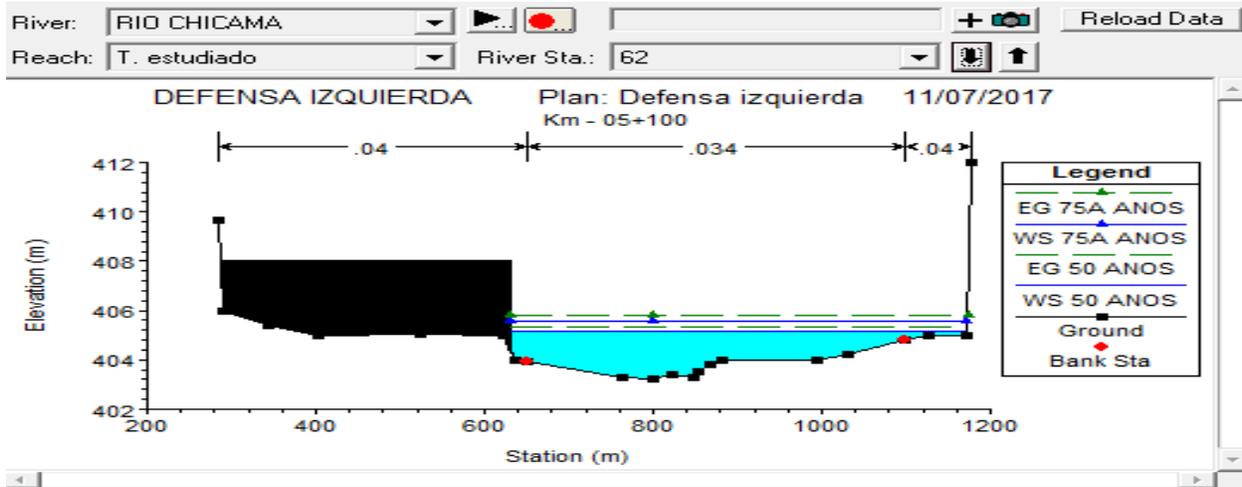
SECCION 64 (59+100)



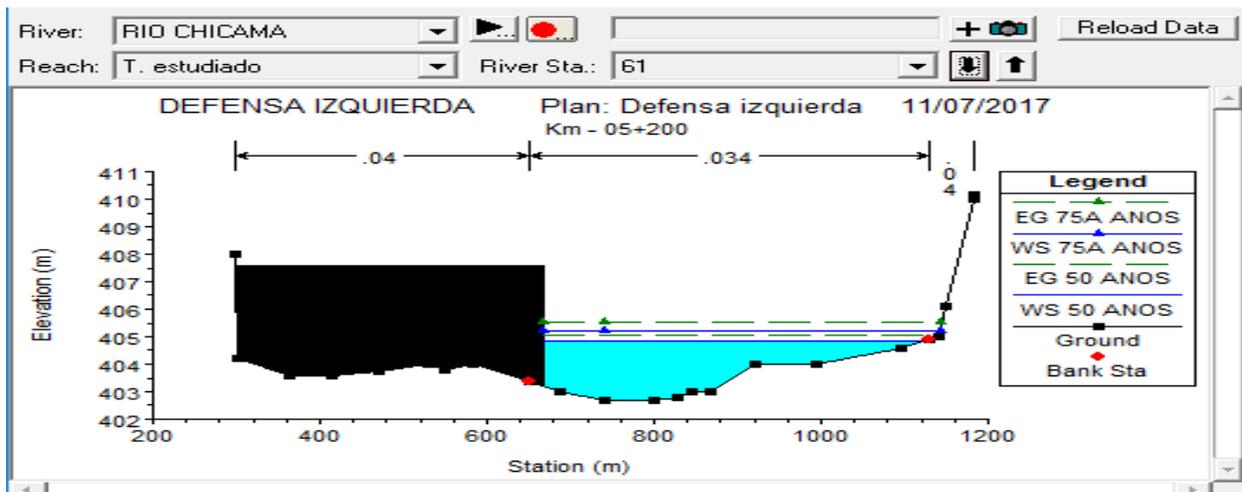
SECCION 63 (59+000)



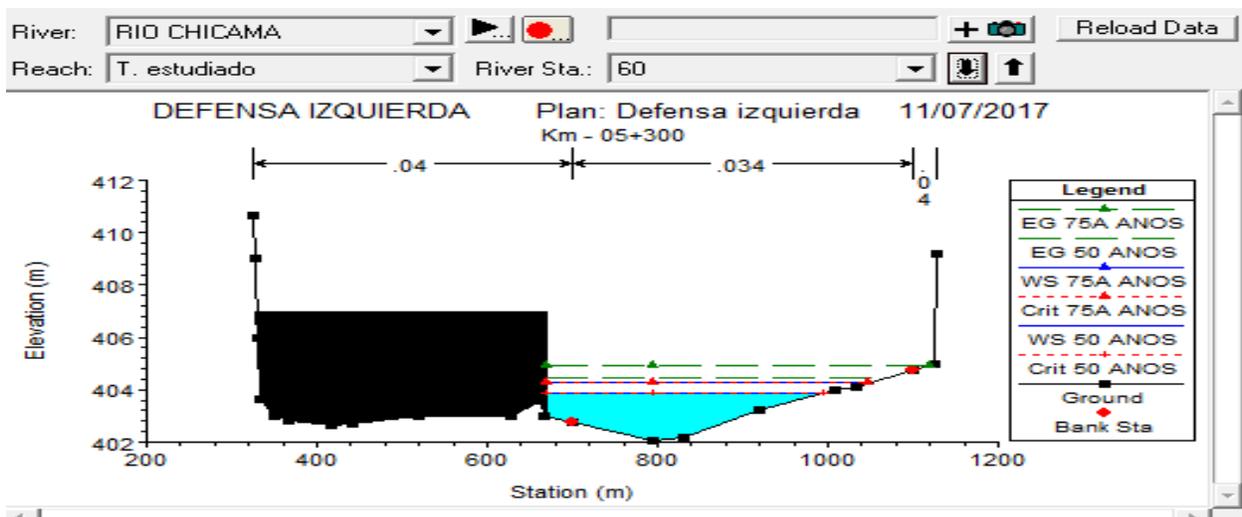
SECCION 62 (58+900)



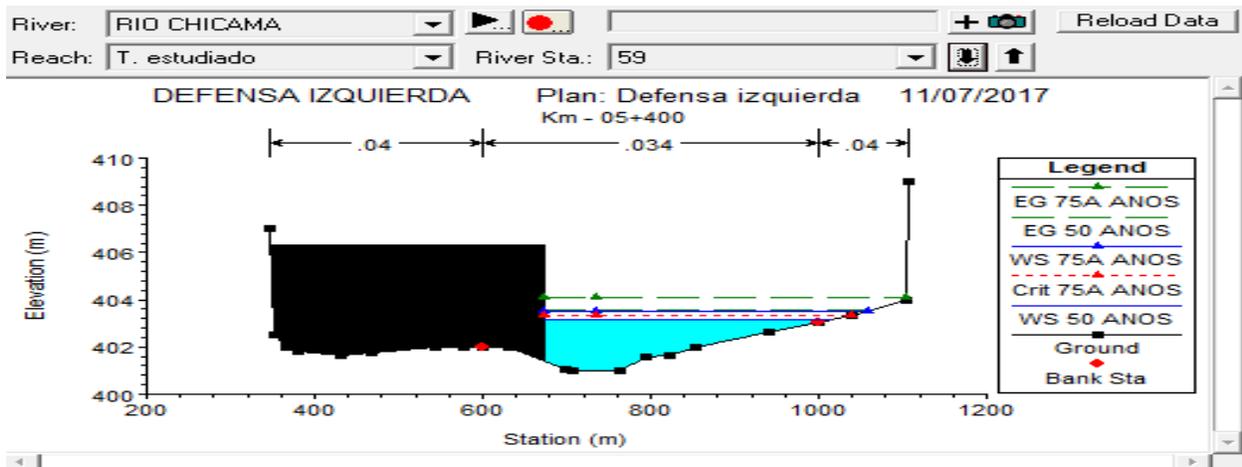
SECCION 61 (58+800)



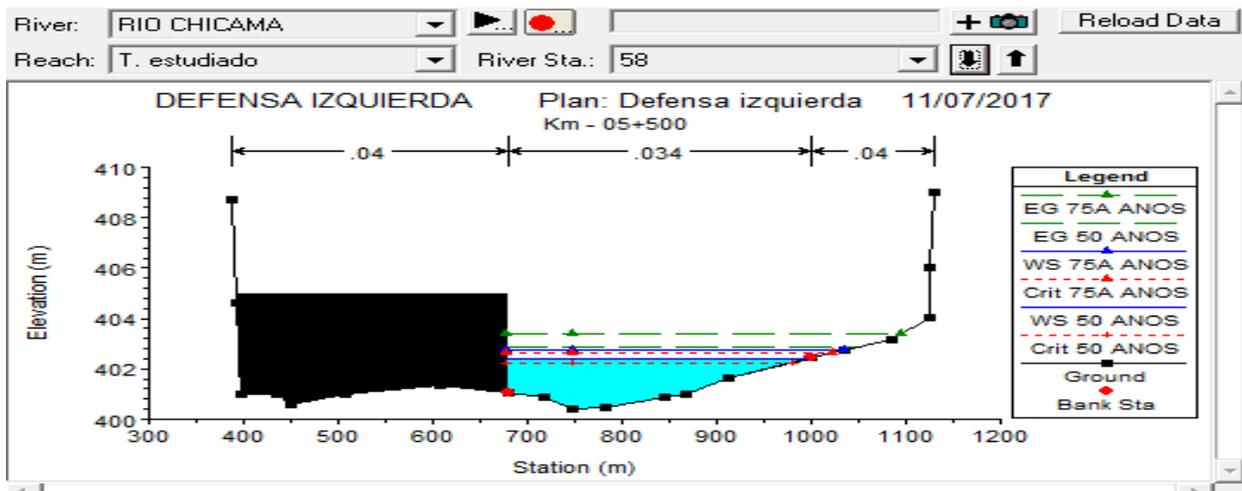
SECCION 60 (58+700)



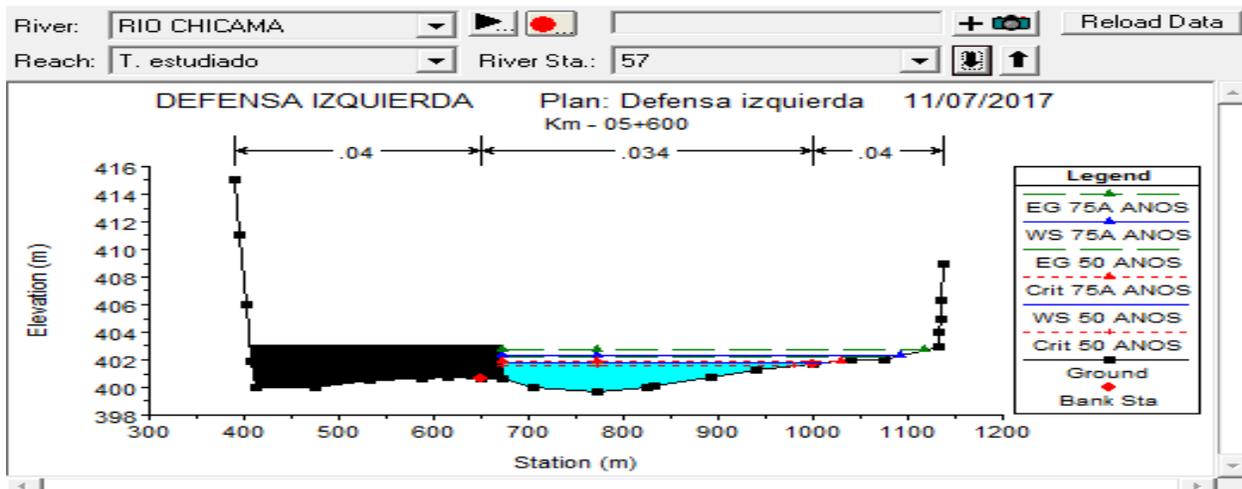
SECCION 59 (58+600)



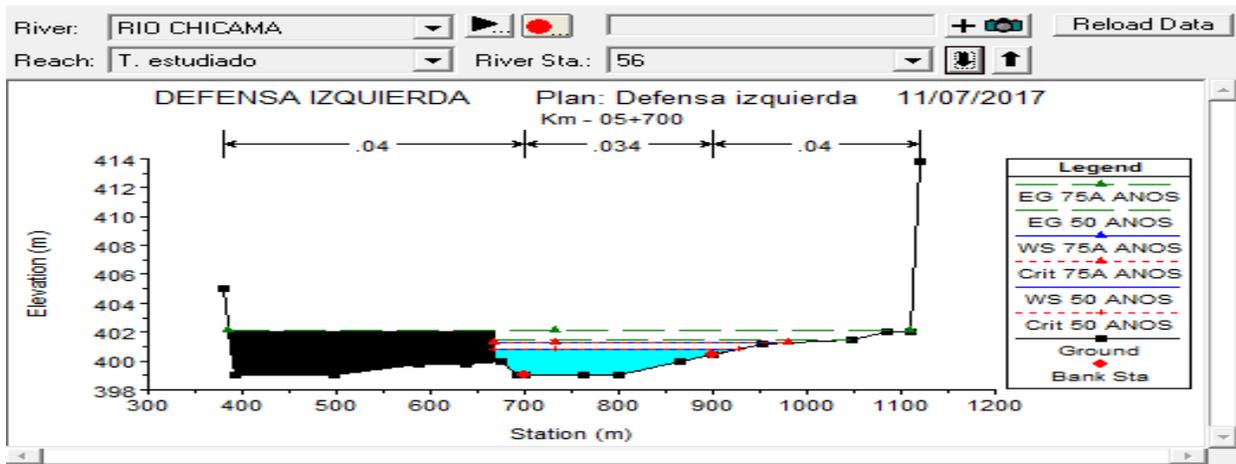
SECCION 58 (58+500)



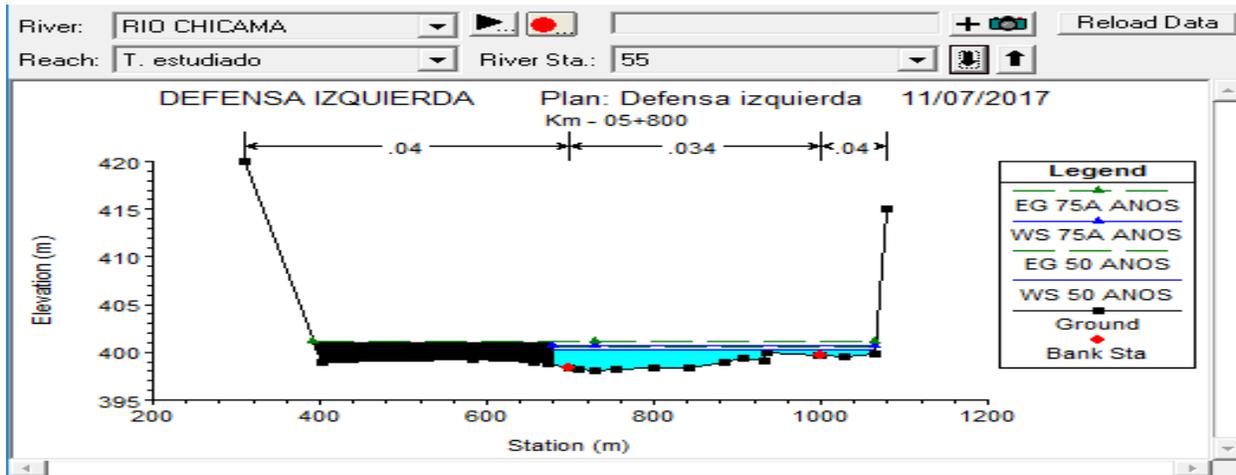
SECCION 57 (58+400)



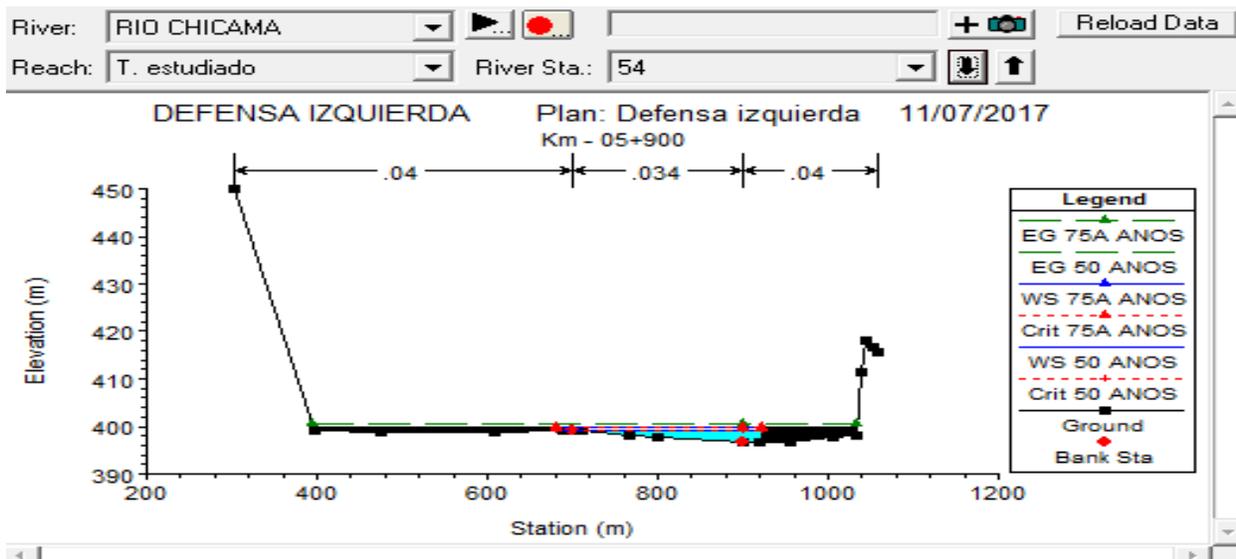
SECCION 56 (58+300)



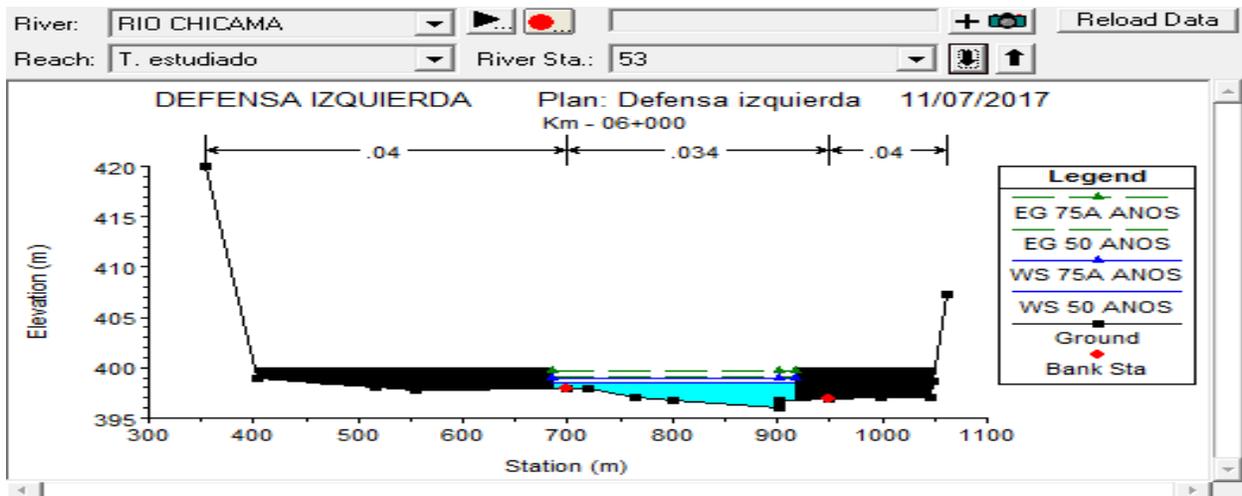
SECCION 55 (58+200)



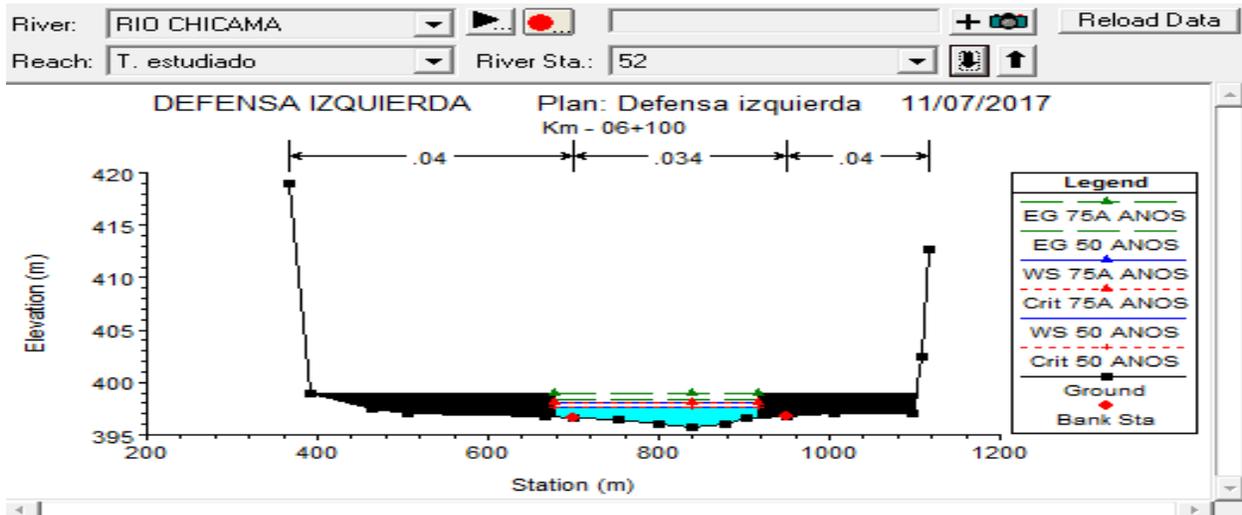
SECCION 54 (58+100)



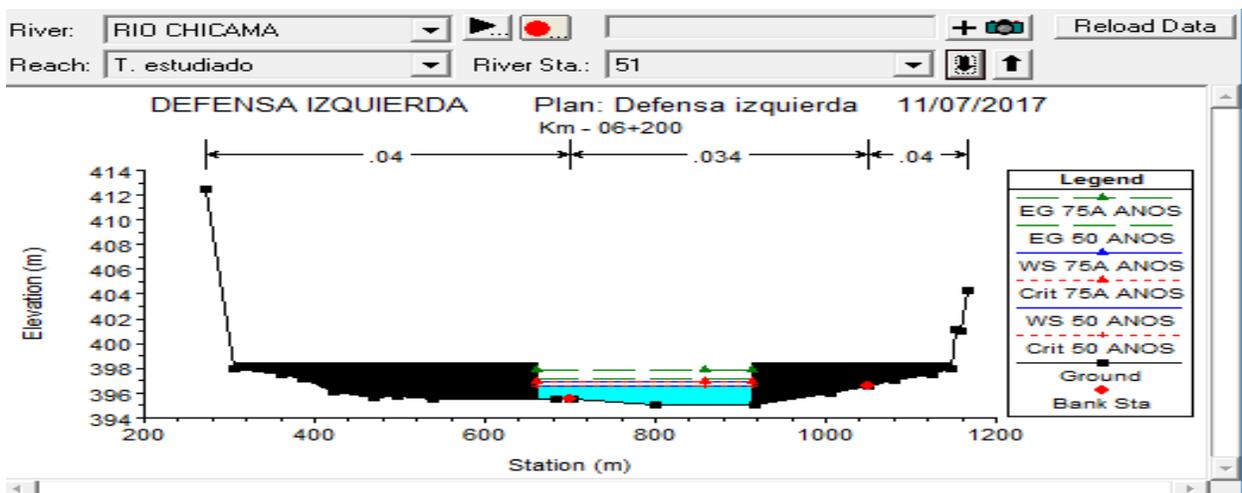
SECCION 53 (58+000)



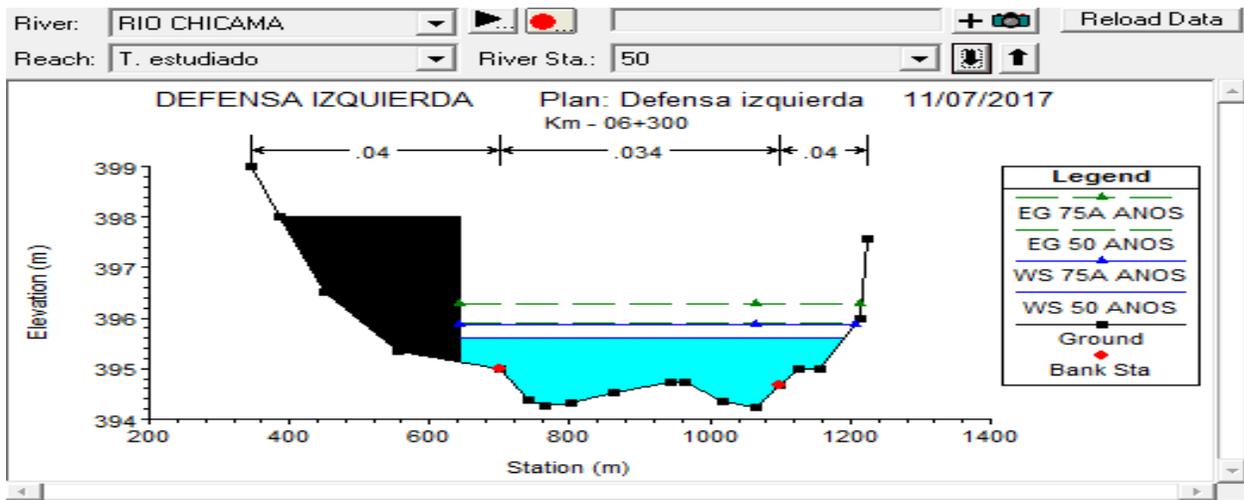
SECCION 52 (57+900)



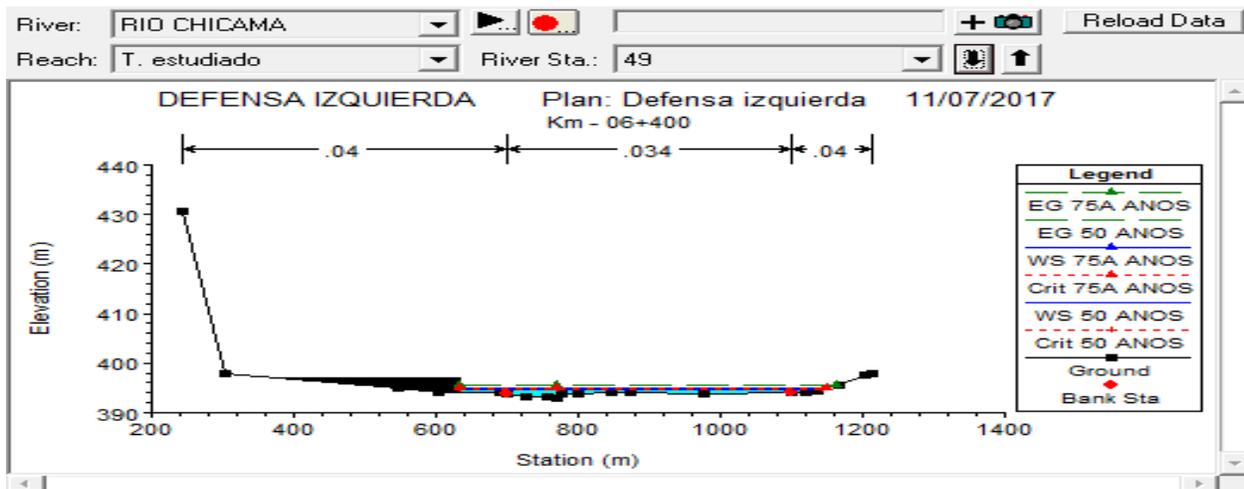
SECCION 51 (57+800)



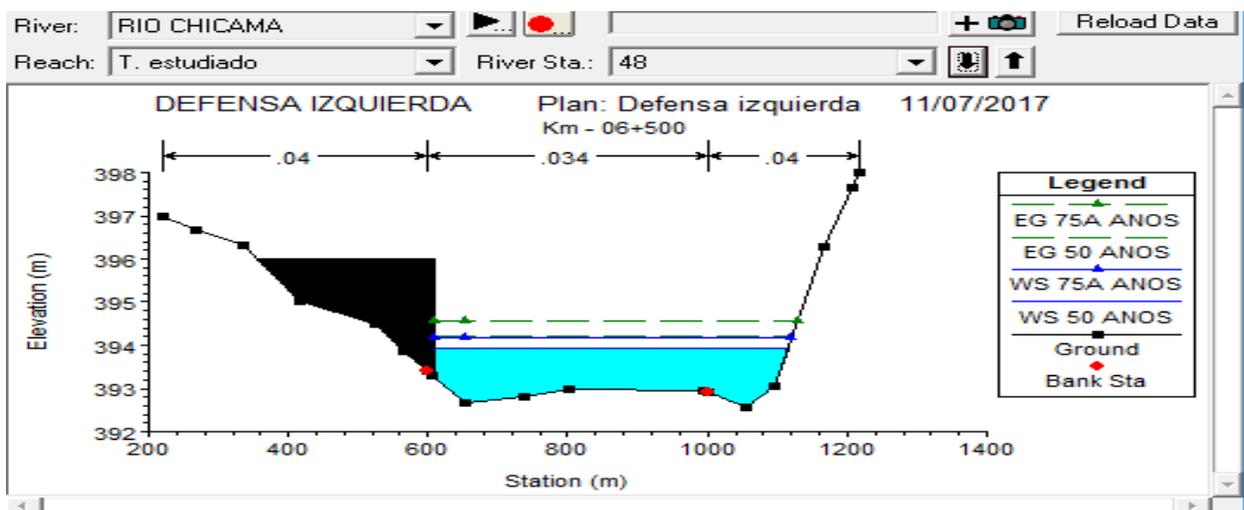
SECCION 50 (57+700)



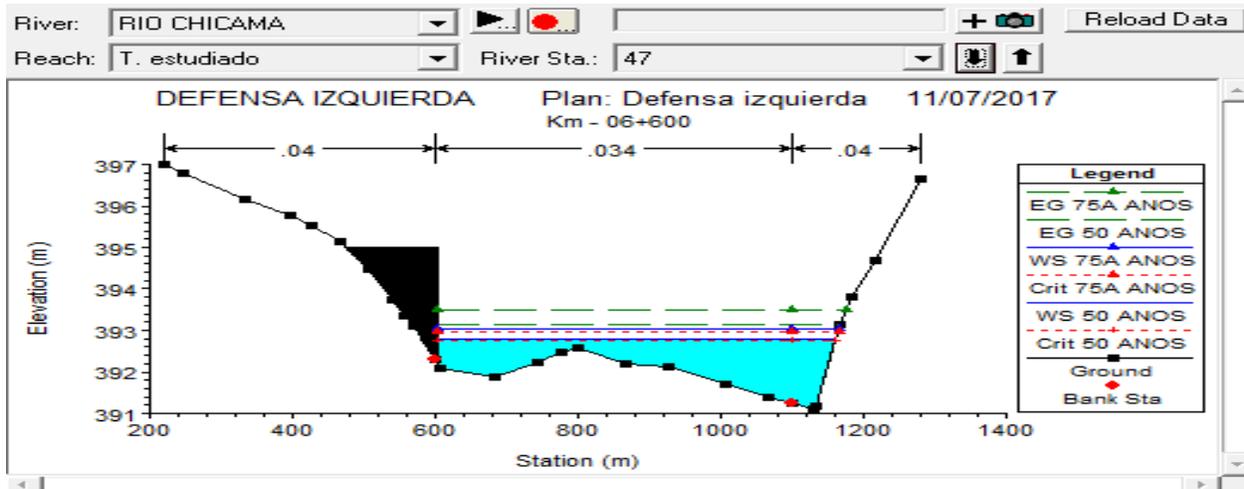
SECCION 49 (57+600)



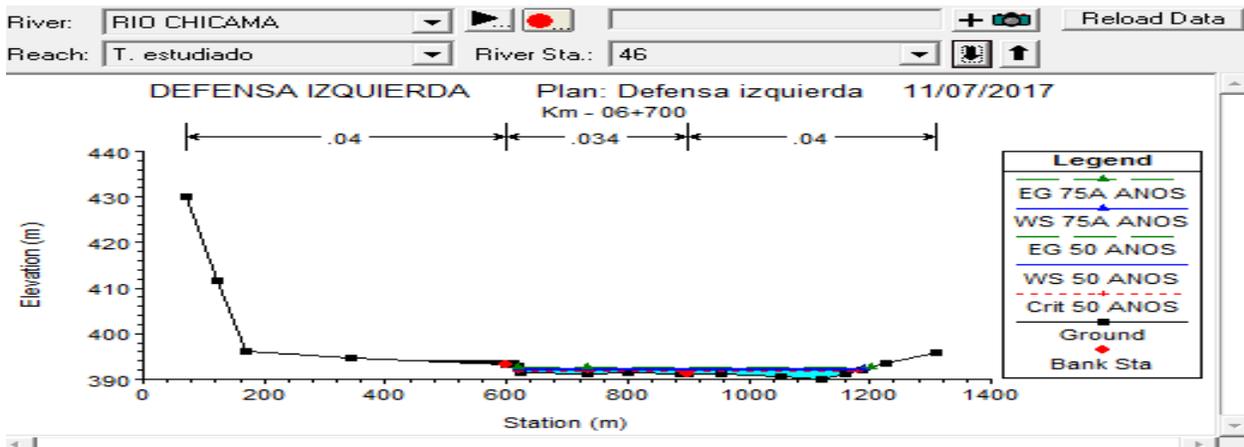
SECCION 48 (57+500)



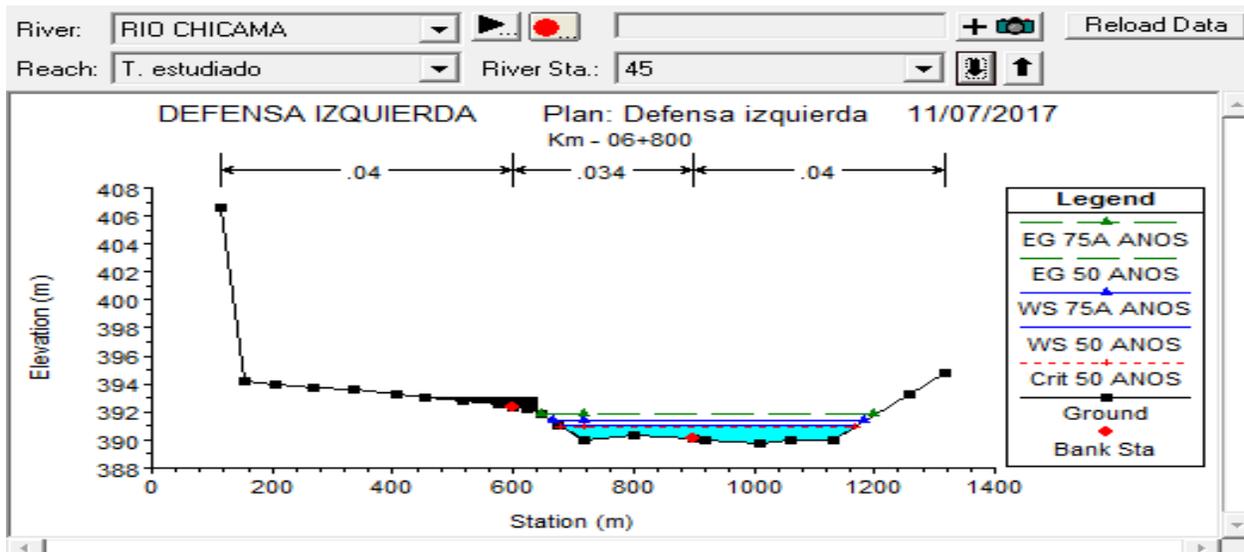
SECCION 47 (57+400)



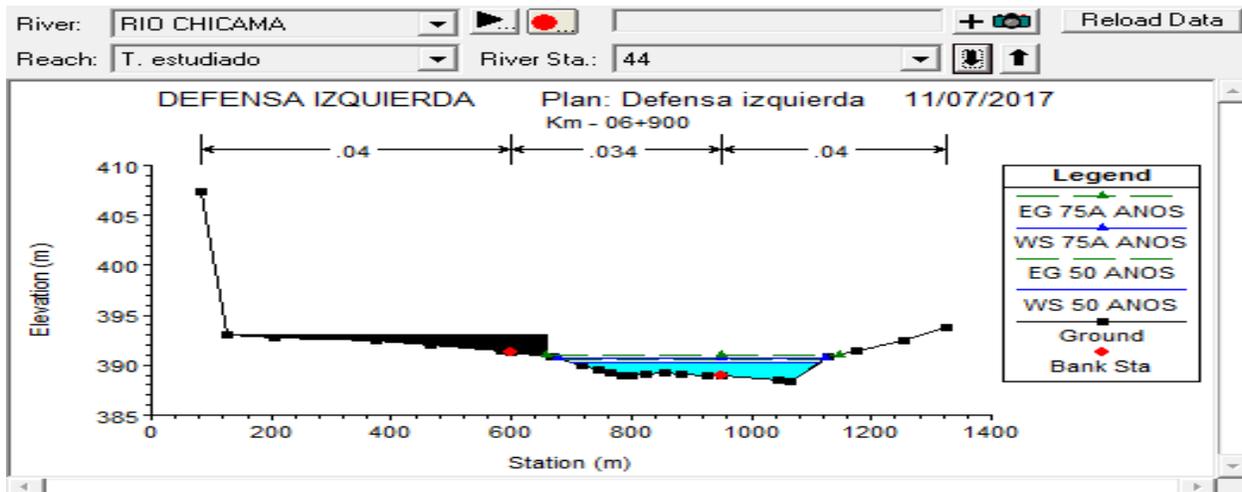
SECCION 46 (57+300)



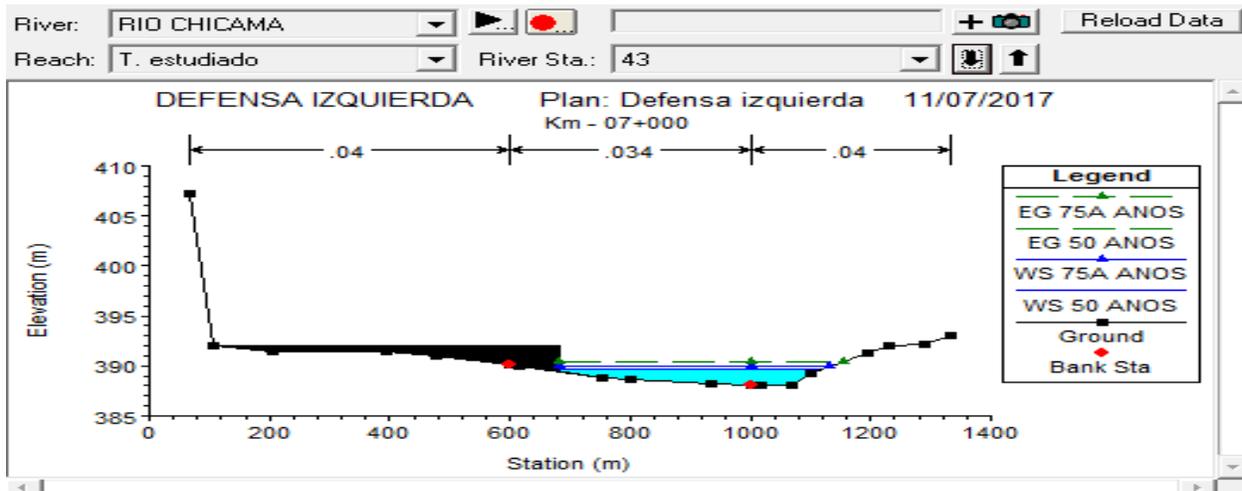
SECCION 45 (57+200)



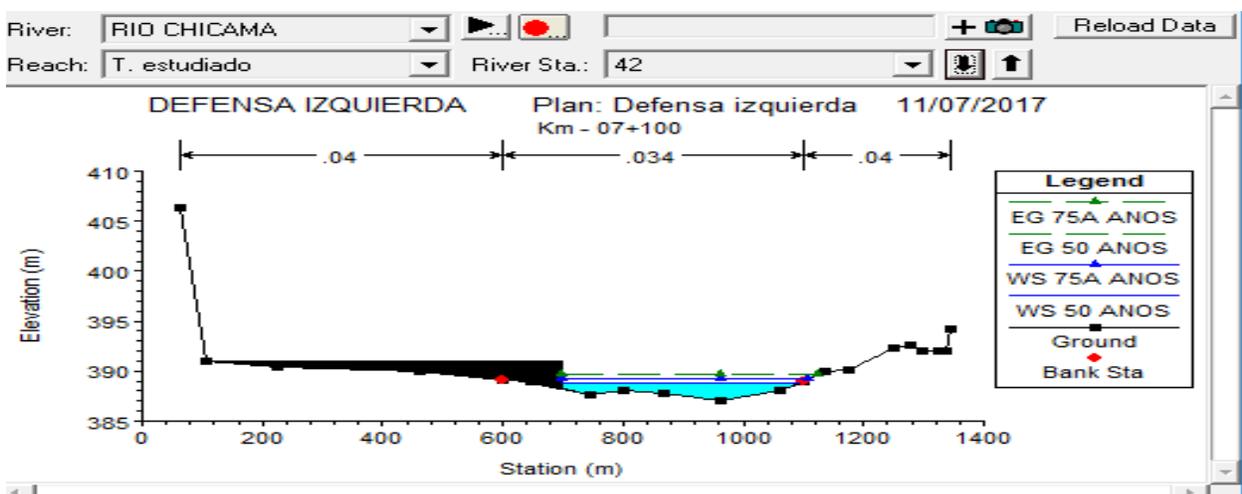
SECCION 44 (57+100)



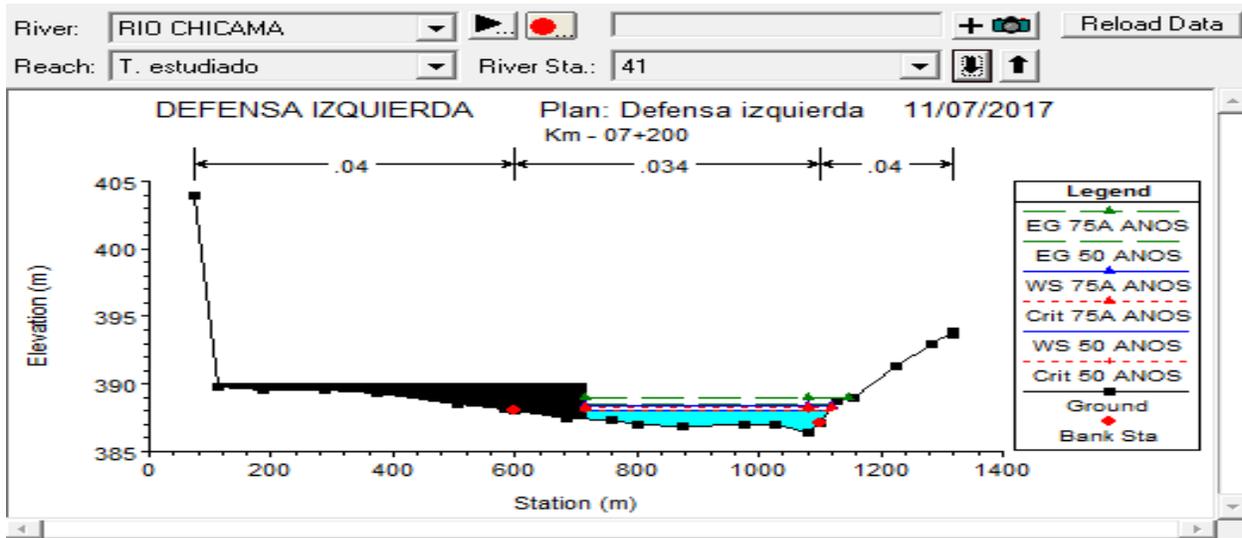
SECCION 43 (57+000)



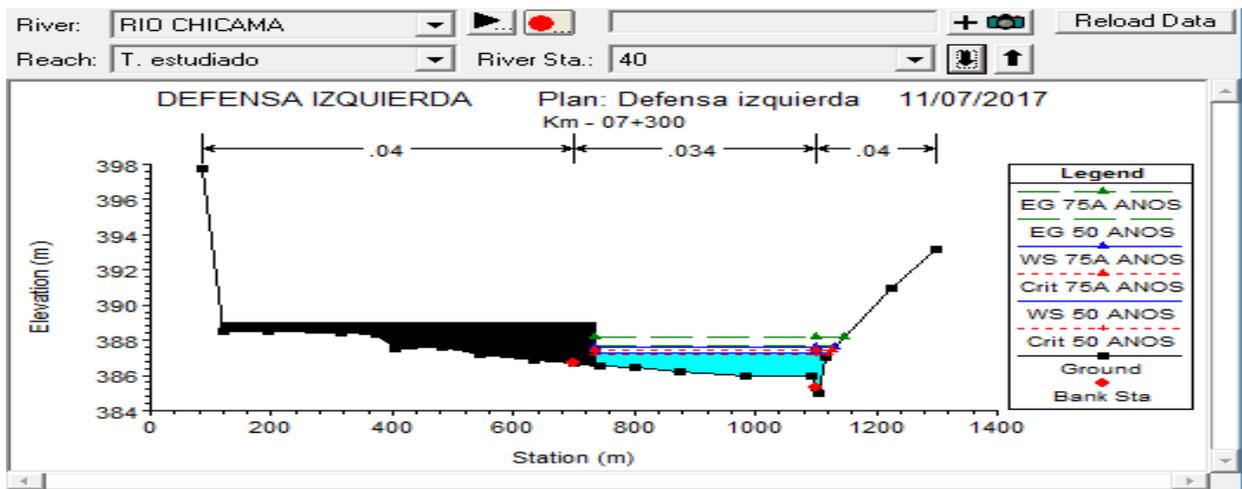
SECCION 42 (56+900)



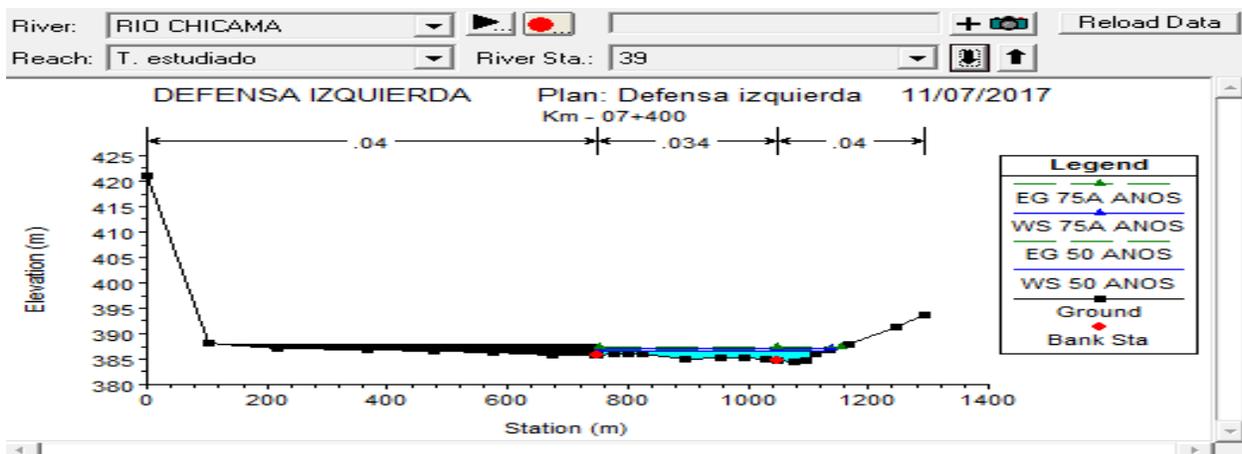
SECCION 41 (56+800)



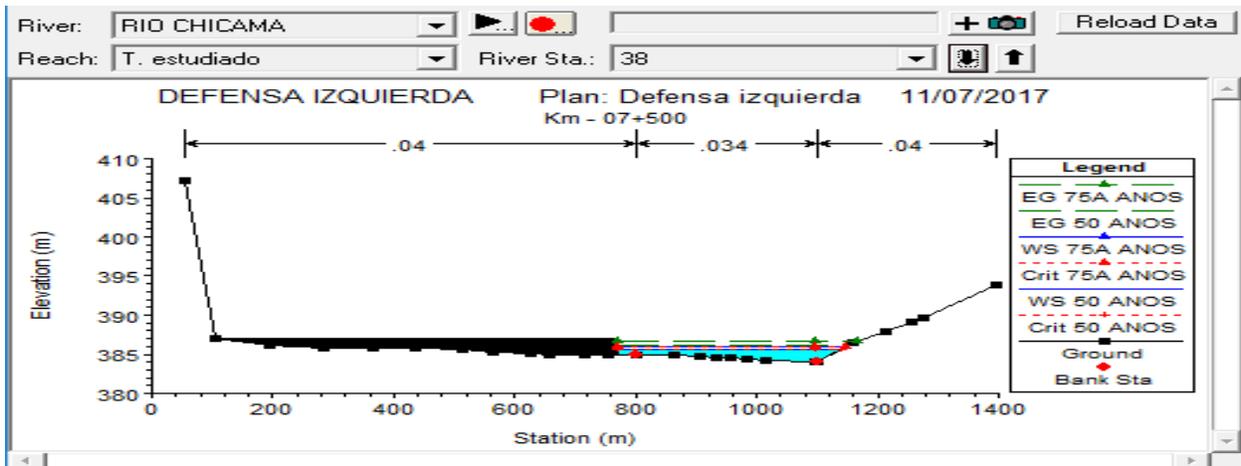
SECCION 40 (56+700)



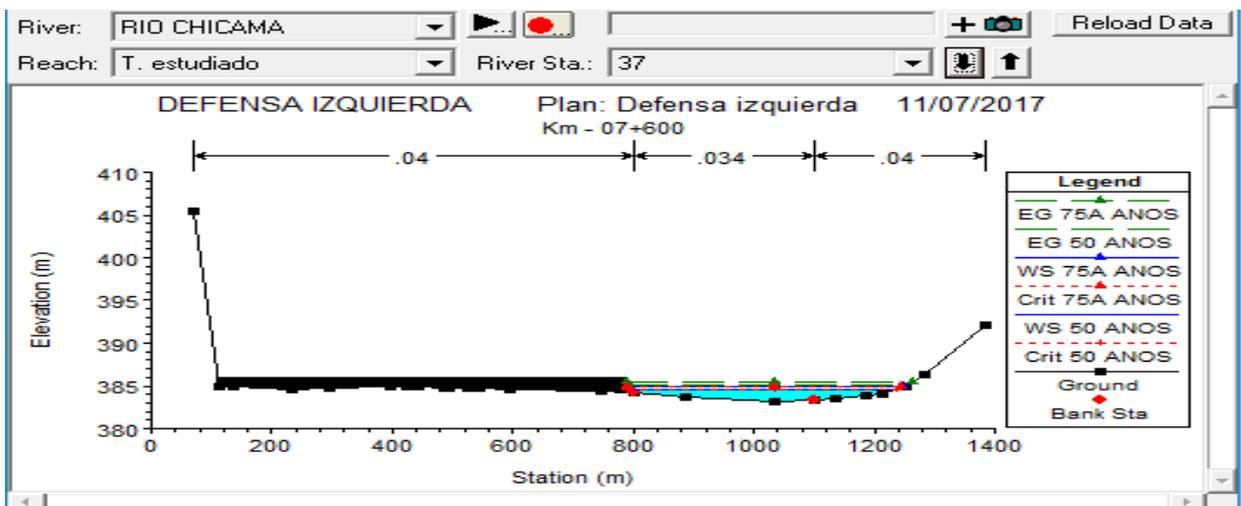
SECCION 39 (56+600)



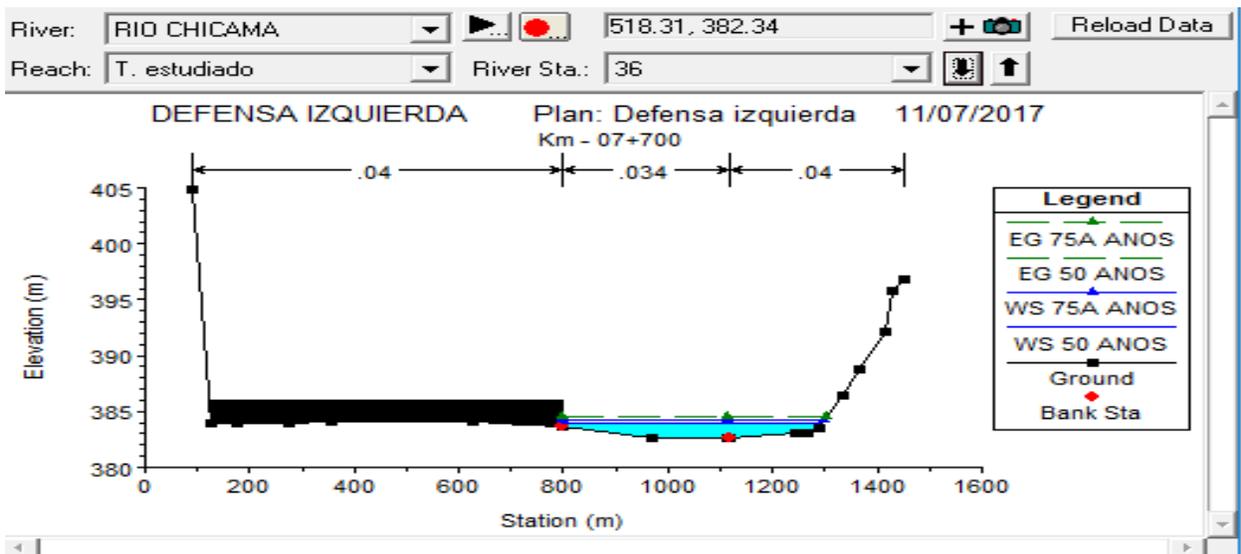
SECCION 38 (56+500)



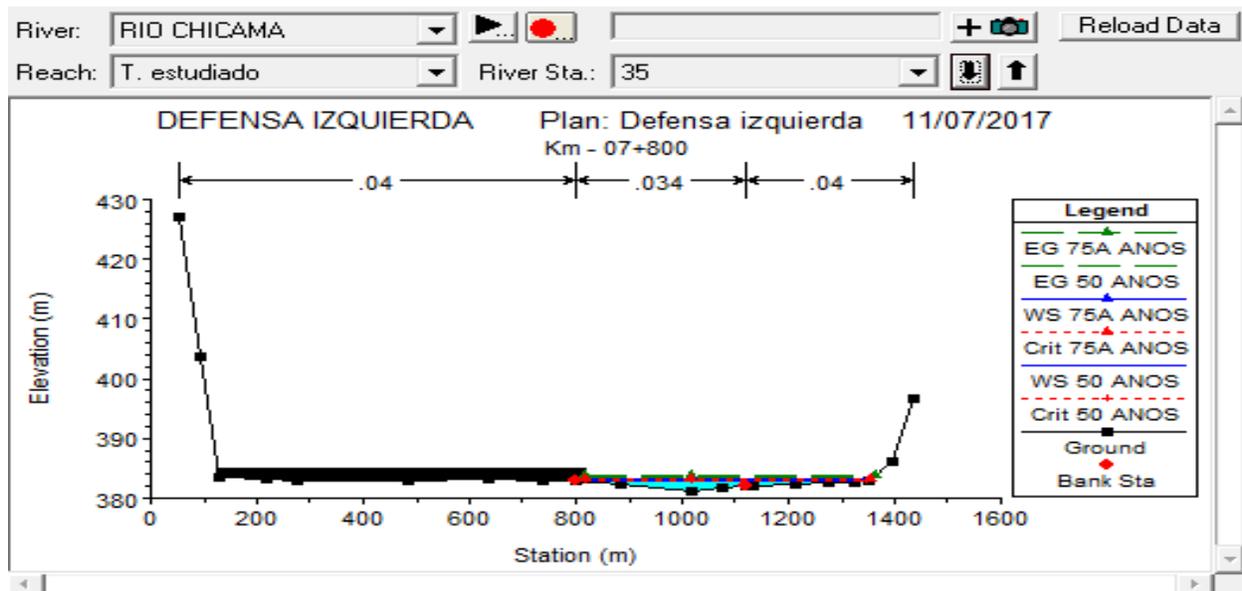
SECCION 37 (56+400)



SECCION 36 (56+300)

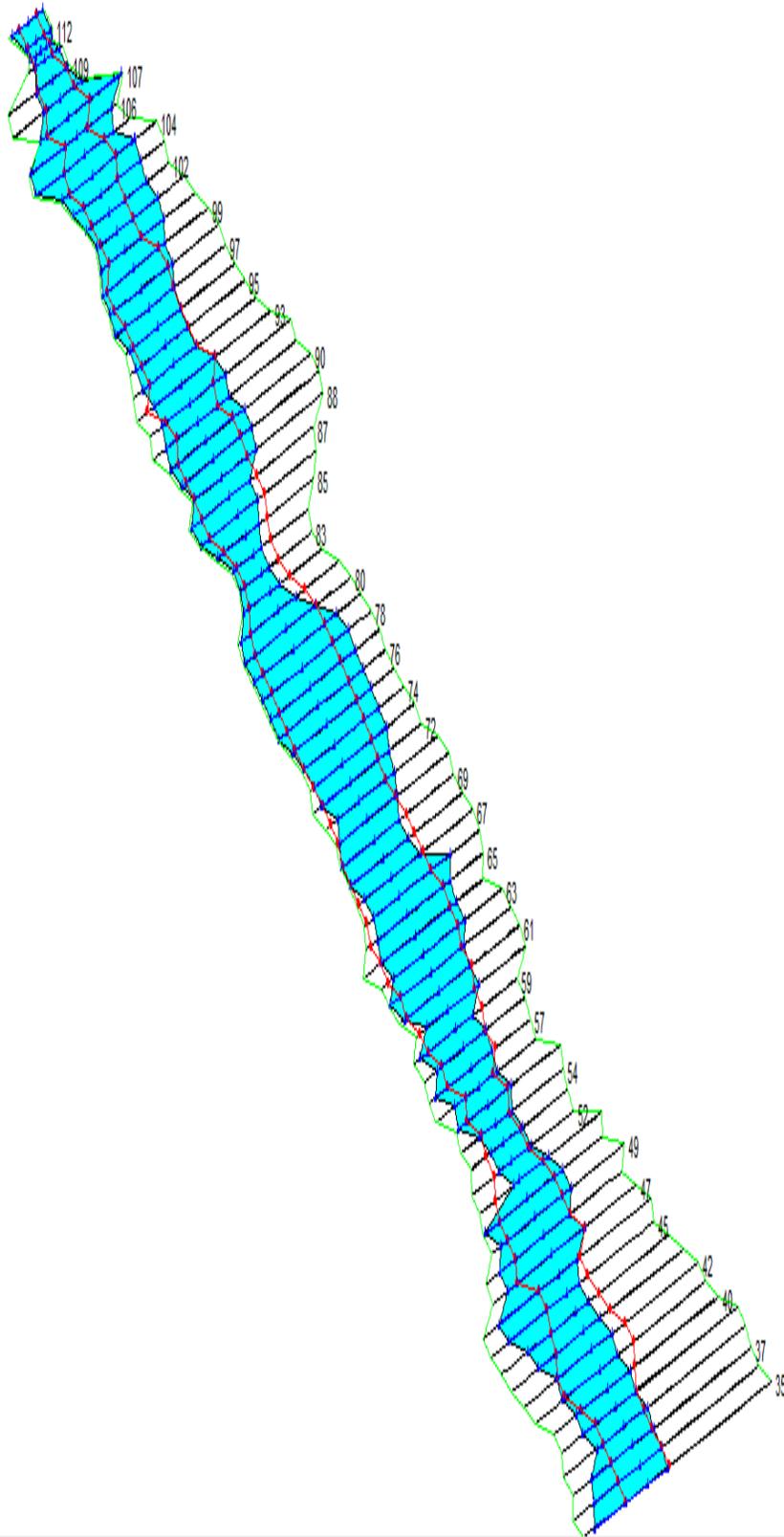


SECCION 35 (56+200)



Se puede apreciar que el nivel de aguas viene siendo regularmente elevado, los cuales se podrán apreciar mayormente en la margen derecha.

En este caso se tiene la inundación de la margen derecha en sus tramos iniciales y finales (ya que no se tiene áreas agrícolas en la zona intermedia)



Legend	
	WS 50 ANOS
	WS 75A ANOS
	Ground
	Bank Sta

ANALISIS DE LOS RESULTADOS DEL MODELAMIENTO REALIZADO

Considerando los diferentes gráficas y cuadros de valores como resultados del modelamiento hidráulico considerando estructura de protección, podremos determinar lo siguiente:

- Considerando la socavación general del lecho del río Chicama, mediante al cual tendremos la profundidad de las uñas de cimentación del dique, así como la necesidad de tener el uso de estructuras auxiliares y temporales si es que las hubiera. De acuerdo a lo observado, tenemos un promedio de profundidad de socavación variado y con un promedio de 1.3 metros aproximadamente con lo cual podemos deducir que los valores de profundidad de la una de cimentación del enrocado de protección (2 metros) viene siendo el suficiente para poder contrarrestar las acciones erosivas del río ante la estructura propuesta durante las avenidas de diseño.
- Cuadro de características hidráulicas del flujo de agua donde podemos apreciar el valor de los tirantes de agua que nos dará la altura de dique apropiada. Para nuestro caso, en las secciones observadas podemos apreciar que los valores de los tirantes obtenidos vienen a estar por entre los dos metros y menor a ellos en la parte central del canal de paso, teniendo el área de colocación de la defensa planteada alturas menores que van de entre 0.60 a 1.0 metros y 1.50 metros
- Tenemos también la presencia de valores de velocidades promedio del agua en el tramo en estudio donde tenemos una media de 3 m/s y mayores aproximadamente
- Finalmente tenemos la obtención de los numero de FROUDE de las diferentes secciones estudiadas y por ende así el tipo de flujo existente en el río Chicama, donde podemos apreciar que estos vienen siendo por lo general menores a la unidad, es decir que nuestro flujo viene siendo subcrítico, con lo cual aseguramos que el flujo será tal que no tenga acciones erosivas considerables que comprometan la estabilidad de la estructura y por ende, nos garantiza que no se necesitan estructuras de contención adicionales como espigones de contención intermedios.

4.6. Realizar la simulación hidráulica en cauce modificado por estructuras de protección

5. Discusión de Resultados

5.1. Discusión de Resultados de los Datos Básicos

5.1.1. Fuerza Tractiva

El valor de la fuerza tractiva calculado es de 16 Kg/m^2 , para condiciones de máxima avenida, esto va a producir una fuerte erosión de material del cauce que solamente admite una fuerza de arrastre crítica de 2.69 Kg/m^2 según el tipo de suelo encontrado en el cauce y bordes del río, establecido en el manual de obras civiles hidráulicas fluviales como se muestra en el cuadro 20, por lo que se recomienda proteger los taludes del cauce con diques longitudinales y espigones a base de enrocados. En resumen, tiene bastante capacidad de arrastre (roca grande) que se activa a partir de cierto tirante y caudal.

CUADRO N 5.1

VALOR CRITICO DE ARRASTRE NECESARIO PARA MATERIALES DEPOSITADOS EN EL LECHO DEL RIO

MATERIALES	DIÁMETRO	T (kg/m ²)
Arena ordinaria de cuarzo	0.2 - 0.4	0.16 – 0.2
Arena ordinaria de cuarzo	0.4 – 1.4	0.25 – 0.3
Arena ordinaria de cuarzo	1.4 – 2.0	0.4
Suelo areno-limoso	0.8 – 1.2	1 – 1.4
Grava rodada de cuarzo	0.5 – 1.5	1. 25
Grava gruesa	4.0 – 5.0	4.8 – 5.0
Rocas Grandes	25 – 50	16 – 24
Rocas Grandes	50 - 90	25 - 60

Fuente: Manual de obras civiles hidráulicas fluviales

5.2. Discusión de Resultados de la Aplicación de la Metodología

5.2.1. Mapa de Inundación

El mapa de inundación se determinó para los perfiles de flujo de 10, 25 y 50 años de periodo de retorno, en ellos podemos observar las magnitudes de desbordamiento de 10 y 25 son casi similares. Sin embargo, para el periodo de 50 años la descarga es más significativa con respecto a los demás.

El mapa de inundación muestra que el desborde mayormente se da por la margen sector Huabalito en una dimensión de 1450 m de longitud, y en ancho de desborde de 900 m de longitud a la margen derecha del río, esta última parte es una zona casi plana donde el lecho del río casi se confunde con el nivel de terreno de cultivo.

El desbordamiento ocurrido por la margen derecha es debido principalmente a la topografía del terreno ya que el programa HEC-RAS se basa en la geometría del río y los perfiles de flujo la elevación del agua inundada es mayor que la superficie del terreno en los sectores de Huabalito y Punta Moreno.

Esto muestra que para evento de esta naturaleza la protección o encauzamiento del terreno del tramo en estudio debe hacerse en toda su magnitud, lo que confirma las referencias de los pobladores de la zona y datos obtenidos por oficina técnica de agricultura que indican los mismos lugares frecuentes de inundación en tiempos de avenidas máximas, como es el caso de las inundaciones ocurridas en 1993.

Si bien es cierto la visualización del área inundada es impactante con respecto con toda el área de estudio, se considera que puede ser mayor debido que el mapa de inundación está limitado por el ancho de las secciones transversales, esta amplitud se visualiza mejor al exportarlo al ARC VIEW generado como un límite de polígono de las secciones para cada perfil de flujo. Realmente el mapa de inundación puede ser mayor si alargamos el trazo de las secciones transversales.

5.2.2. Mapa de Profundidad del Nivel de Agua

Los resultados del mapa de profundidad se presentan de forma cuadrangular, la información que se presenta es a través de colores que indican un rango de la variación de profundidad de agua. Esto permitiría hacer algunos análisis a la elevación del agua dentro del terreno de cultivo o tipo de edificación.

Los resultados muestran que la profundidad del agua inundada es muy pequeña que va desde 0.10 a 1.50 m para un perfil de 10 y 25 años, mostrándonos que no existe mucha variación en profundidad de inundación para estos dos primeros periodos de retorno, para 50 años llega a 3m de profundidad. La mayor profundidad se observa en el medio del cauce disminuyendo considerablemente en los extremos.

Estos resultados de profundidad de agua se explican por la topografía del terreno que es casi plano en los sectores ya mencionados, además no debe haber diferencia significativa de elevación entre el terreno y el lecho del río. El mapa de profundidad de inundación, creado automáticamente, es una gran ventaja porque ahorra el tiempo de restar el nivel del agua de la superficie del terreno para cada evento; colocando esta información con el mapa de parcelamiento, se determina las áreas afectadas por la inundación.

5.2.3. Resultados del Impacto de la Inundación sobre los Mapas Temáticos

Los resultados obtenidos permiten una cuantificación, visualización y delimitación de la inundación dentro de las coberturas a ser analizadas en forma fácil y rápida, mientras que, con la aplicación del Método Estático, realizado por Villasis en 1992 en los poblados de Rosario y Pampas de Jagüey en el Valle Chicama, mediante fotografías aéreas pancromáticas, únicamente se podía delinear y diferenciar según su grado de afectación cada una de las zonas inundadas.

Además, con este método se puede analizar impactos significativos con diferentes periodos de retorno dejando de lado en aquellos que no existen casi diferencias significativas, como es el caso para perfiles de flujo de 10 y 25 años, realizándose el análisis de impacto de inundación para el perfil de 25 y 50 años.

Visualizando y delimitando las áreas inundadas se pueden cuantificar las pérdidas en toda la superficie del terreno en estudio, considerado como mapa de suelos (figura 2) y en el uso actual de la tierra: agrícola, vivienda y caminos (figura 3), como se indican en los ítems 5.2.4 y 5.2.5.

Para su comparación con datos reales de anteriores inundaciones en la zona de estudio, la Junta de Regantes de Chicama y la Oficina Técnica de Agricultura no cuentan con una información exacta de las áreas afectadas, únicamente se tiene una información al 31 de marzo de 1998 por la Administración de aguas de la Evaluación de los daños ocasionados por el fenómeno del Niño 1993 en forma general.

Este informe se realizó desde el Pte. Punta Moreno aguas arriba hasta el río Saya Puyo. En el sector de riego Sinupe – Puente Moreno se indica un área afectada de 271 has. como se indica en el cuadro 21, que tuvo como medida correctiva sólo la rehabilitación de quiebre en una longitud de 2050m con un costo de S/.13183.35 nuevos soles. La zona de estudio es aguas bajo del Puente Punta Moreno llegándose a determinar un área inundada de 162.17 has.

5.2.4. Mapa Temático de Suelos

Al interceptar el mapa de inundación con el mapa de suelos se observa que los tipos de suelos involucradas en la zona de inundación es el sector Huabalito y Compartición, siendo Huabalito la que presenta mayor área inundada. El área inundada comprende 67.44 has., para un periodo de 25 años siendo Huabalito la que presenta mayor área de inundada con 32.59has. seguido del sector entre Huabalito y compartición con un área de 25.84has. luego el sector Compartición con 9.01has., mientras que para un periodo de 50 años el área inundada es de 162.17has. con 93.99has. para Huabalito y 25.51has. para Compartición y la demás área inundada es entre los sectores de Huabalito y compartición y parte de la carretera con una superficie de 42.67has.

CUADRO N 5.2

EVALUACIÓN DE LOS DAÑOS OCASIONADOS POR EL FENÓMENO DEL NIÑO EN LA INFRAESTRUCTURA DE RIEGO Y DRENAJE VALLE: DISTRITO DE RIEGO CHICAMA

N°	SECTOR DE RIEGO	AREA (Has.)	PROBLEMAS PRESENTADOS	CARACT. HIDRAULICAS	MEDIDAS CORRECTIVAS	PRESUP. S/.
				L (m)		
I. - SUB. DISTRITO DE RIEGO ALTO CHICAMA						
1.1	Cascas	1959.00	C.D	2750.00	D.M	17684.90
1.2	Ochape	980.00	Q.C.N	2880.00	R.Q	18521.00
1.3	Punguchipe	230.00	Q.C.N	5150.00	R.Q	33119.28
1.4	Jolluco	398.00	Q.C.N	1190.00	R.Q	7652.77
1.5	Puente Ochape	282.00	Q.C.N	3850.00	R.Q	24758.97

1.6	Tambo Puquio	499.00	Q.C.N	2250.00	R.Q	14469.53
1.7	Jagüey	495.00	Q.C.N	2150.00	R.Q	13825.44
1.8	Sinupe – Pte Moreno	271.00	Q.C.N	2050.00	R.Q	13183.35
1.9	Porvenir	461.00	Q.C.N	1550.00	R.Q	9967.89
1.10	S.S.R Lucma	735.00	Q.C.N	800.00	R.Q	5144.72
1.11	S.S.R Huaranchal	412.00	Q.C.N	400.00	R.Q	2572.36
1.12	S.S.R Usquil	3822.00	Q.C.N	2000.00	R.Q	12861.80
1.13	S.S.R Cospan	1247.00	Q.C.N	250.00	R.Q	1607.72
1.14	S.S.R Marmot	210.00	Q.C.N	300.00	R.Q	1929.27
Sub. Total		12001.00		27570.00		177299.00

DEFENSAS

RIBEREÑAS:

Construcción de defensas ribereñas en el Sub. Distrito de Riego Alto Chicama (comprende de 800 a 1000 m.

Desde el PTE. Punta Moreno - aguas arriba hasta el río Saya puyo con enrocado y encauzamiento)

340500.00

En el estimado no están considerado los costos de reforestación que es imprescindible por estar quedando desprotegidas en una longitud de 75 Km por cada margen de río.

517799.00

C.D = Colmatación por derrumbes Q.C.N = Quebra por cauces naturales

D.M = Descolmatación a mano R.Q = Rehabilitación de quebra

Fuente: Administración de Aguas de Chicama. Información al 31 de marzo de 1998

5.2.5. Mapa Temático de Uso Actual de la Tierra

Al superponer el mapa de inundación con el plano de uso actual de la tierra se observa que los tipos de uso de tierra en la zona de inundación son de terrenos agrícolas en la mayor parte, viviendas y caminos. El área inundada para un periodo de 25 años comprende 67.44has. siendo la mayor área inundada los terrenos agrícolas arrasando con 60.30has. de terreno de cultivo y 7.14has. de vivienda y parte de carretera, para un periodo de 50 años el área inundada es de 162.17has. arrasando 155.03has. de terreno agrícola y 7.14has. de viviendas y parte de carretera.

5.2.6. Integración del Modelo Hidráulico HE-RAS con el SIG-ARCVIEW

La metodología presentada mediante el pre-procesamiento y post-procesamiento de datos obtenidos de campo y procesados mediante la Integración del Modelo Hidráulico Hec-Ras con el Sig-Arcview respectivamente, es una alternativa confiable, técnicamente eficiente y económicamente razonable a nuestra realidad regional y nacional en comparación con otros métodos que requieren equipos costosos para determinar datos climatológicos como es el caso del Modelo de Pronóstico de Inundaciones en el Río Paraná-Argentina en corrientes, basado en el Fenómeno ENSO (El niño / Oscilaciones del Sur), aplicando la técnica de validación cruzada. (FLAMENCO E., 2003).

6. Conclusiones

En la presente tesis se llegó a las siguientes conclusiones:

- Con el Estudio Topográfico se determinó que la zona de trabajo presenta una pendiente de $6^{\circ}/00$ en comparación al río que es de $8^{\circ}/00$, además de tener una sección bastante irregular que en promedio es 172 m existiendo zonas donde su ancho llega hasta los 900 m debido a la alta erosión causada por las grandes avenidas del Fenómeno de El Niño.
- Con el Estudio de suelos, se clasificaron los tipos de suelo que se encuentra en el cauce del río, el cual está conformada por Arcillas Inorgánicas de Plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras (CL); gravas pobremente graduadas, mezclas grava – arena, pocos o ningún fino (GP) para el Borde y arenas pobremente graduadas, arenas gravosas, pocos o ningún fino (SP); gravas pobremente graduadas, mezclas grava – arena, pocos o ningún fino (GP) para la margen del río.
- Se verifico la consistencia de los datos hidrométricos del río Chicama mediante el análisis estadístico de las máximas avenidas, determinándose los diferentes límites de confianza de los datos observados y calculados.
- Para la estimación de las máximas avenidas se utilizó los métodos de log-Pearson Tipo III y Gumbel de las cuales fueron los resultados, para 10 años un caudal de 644.60 m³/s, para 25 años un caudal de 863.75 m³/s, para 50 años un caudal de 1104.33 m³/s.
- La metodología presentada mediante el pre-procesamiento y post-procesamiento de datos obtenidos de campo y procesados mediante la Integración del Modelo Hidráulico Hec-Ras con el Sig-Arcview respectivamente es una alternativa confiable, técnicamente eficiente y económicamente razonable a nuestra realidad nacional y regional.
- De acuerdo a los resultados obtenidos del modelo podemos deducir que la alternativa planteada para la protección de la vía de acceso hacia Huabalito y áreas agrícolas aledañas viene siendo la más acertada con fines de protección en ambos márgenes
- Adicionalmente debemos resaltar que de acuerdo a los valores observados podemos concluir que el flujo será tal que no se producirán arenamientos ya que contaremos con velocidades de 3 m/s a mayores, las cuales vienen a ser suficientes para el acarreo de materiales suspendidos en el lecho de río.

- De acuerdo a los valores del número de FROUDE podemos concluir que la velocidad del flujo será tal que el régimen se mantenga en un flujo estable y sub crítico, sin las consecuencias de arranques de material y socavaciones de las uñas de cimentación de los enrocados de protección, lo cual garantiza la estabilidad de la estructura y no hace necesario el uso de espigones de protección adicionales, salvo en los puntos descritos anteriormente.

7. Recomendaciones

En el presente trabajo tiene las siguientes recomendaciones:

- Para la integración de modelo HEC-RAS con el ArcView se requiere trabajar desde el inicio con información de detalle tanto a nivel hidrológico y geométrico como el caso de las curvas de nivel que se recomienda usar el menor espaciamiento posible
- Según el estudio se recomienda trazar secciones transversales lo más amplio posible, para tener un mejor resultado sobre las áreas inundables
- Se recomienda un enrocamiento en los tramos con severos desbordamientos entre las progresivas 2+700 a la 3+100 y 4+100 a la 4+400 todo por la margen izquierda.
- Realizar obras de encauzamiento y protección de riberas a lo largo de desbordamiento con maquinaria pesada y construcción de diques, obras de forma artesanal como los caballetes (truncos a manera de pirámide) que son una manera de protección a bajo costo y además sirven para proteger los taludes ribereños.
- Aplicar este método en los diferentes tramos del río Chicama y en otros ríos de la costa, para cuantificar los daños en posibles inundaciones futuras y planificar las medidas correctivas necesarias.

8. Referencias bibliográficas

- ABANTO, T. A. (2010). *TRATAMIENTO DEL CAUDE DEL RIO PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES EN LA CUENCA CHICAMA*. LIMA-PERU.
- AUTORIDAD NACIONAL DEL AGUA . (2008). *INUNDACIONES EN EL PERÚ*.
- AUTORINADA NACIONAL DEL AGUA. (2008). *Inundaciones en el Peru*.
- Bertoni, J. C. (2016). *La problematica de las Inundaciones Urbanas*. ARGENTINA: VOCES EN EL FENIX.
- Canaviri, H. C. (2009). *SIMULACION HIDRAULICA DEL RIO DE VINTO – ORURO*. Oruro-Bolivia.
- CIDELSA. (2016). *DEFENSAS RIBEREÑAS CON GAVIONES Y GEOSINTETICOS. CONSTRUCTIVO, 2*.

- Comision Nacional del Agua. (2011). *Manual para el control de Inundaciones*. Mexico: Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- D. Victorino Martinez Alvarez . (2014). *Estudio de Inundabilidad del cauce del Rio Antas en su tramo de desembocadura con el Mar Mediterraneo*. CARTAGENA: ETSIA.
- Diario la Industria. (1 de abril de 2017). Detectan trece puntos criticos en el rio Chicama. *La Industria*, pág. 1.
- Edwin, R. F. (2016). "*Proyecto de encauzamiento y defensas ribereñas en el Rio Yarabamba sector Villa Yarabamba -Arequipa 2016*". Arequipa.
- FLAMENCO E. (2003). *Modelo de pronostico de inundaciones en el Rio Parana en Corrientes, basado en el fenomeno ENSO(El niño/Oscilaciones del Sur)*. Capital Federal Republica Argentina: Evaluacion de Recursos Hidricos.
- Marquez, G. (8 de Febrero de 2009). Las inundaciones: de proceso natural a catastrofe humana. *Un PERIODICO*.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2012). *MANUAL DE HIDROLOGIA, HIDRAULICA Y DRENAJE*. Lima-Peru.
- UPAO TV. (2017). FENOMENO DEL NIÑO COSTERO., (págs. 1-2). TRUJILLO.
- VIEYRA, J. H. (2010). *Riesgo por inundaciones en asentamientos precarios del periurbano. Morelia, una ciudad media mexicana. ¿El desastre nace o se hace?* MEXICO: REVISTA DE GEOGRAFIA NORTE GRANDE.

9. Anexos



FOTO 1

Se observa el punto del Sector Huabalito en donde se tiene la Latitud: -7.6141696

Longitud: -78.9259313

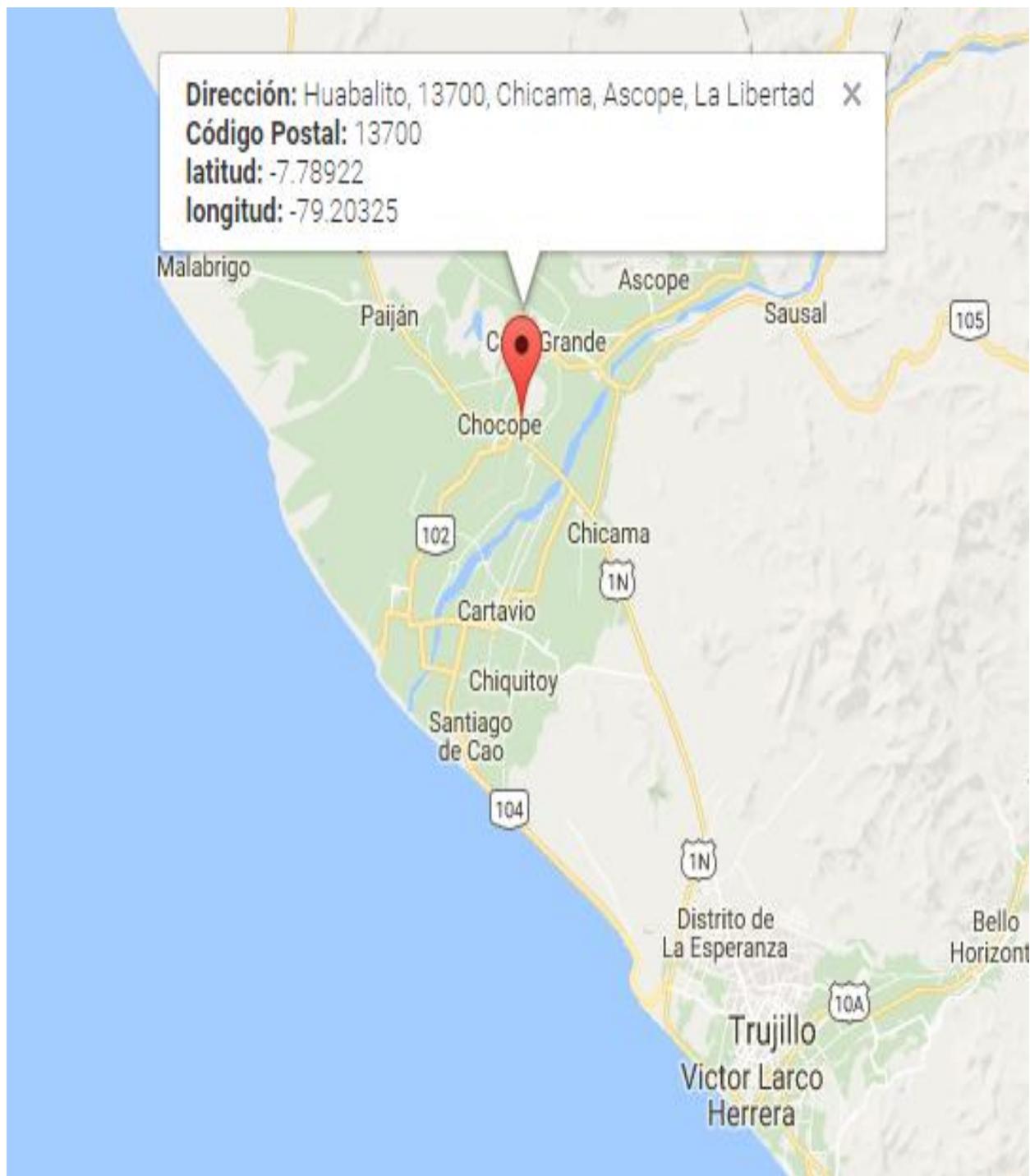


FOTO 2

Se observa un plano más amplio del área de estudio de investigación del proyecto



FOTO 3 Y 4

Se observa el camino hacia el sector Huabalito, que se encuentra en un estado crítico debido al Fenómeno del Niño Costero



FOTO 5 Y 6

Se observa daños en el Sector Huabalito ocasionado por el Fenómeno del Niño Costero



FOTO 7

Vías de Acceso en Mal Estado por la Erosión causada por la Crecida del Rio Chicama.



FOTO 8

En Esta Foto se Puede Observar la Erosión del Suelo que Afecta la Red en el Margen Izquierdo del Rio Chicama





FOTO 9,10,11 y 12

Se observa la quebrada de Pampa la cual ocasiono varios destrozos en el Sector de Huabalito -Chicama.



FOTO 13

Defensas Ribereñas de Protección con Caballetes Contra la Crecida del Rio Chicama.



FOTO 14

Fuimos a solicitar información del Sector Huabalito –Chicama, y pedir autorización para poder realizar estudios en el área de investigación