

Universidad Católica de Santa María
Facultad de Arquitectura e Ingenierías Civil y del
Ambiente
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD HIDROLÓGICA DE LA QUEBRADA
HUAYLLA Y PROTECCIÓN CONTRA INUNDACIONES CON DEFENSAS
RIBEREÑAS, SIMULADAS CON LOS PROGRAMAS SAP 2000 CYPECAD EN EL
DISTRITO DE CHARACATO, PROVINCIA DE AREQUIPA, DEPARTAMENTO DE
AREQUIPA**

Tesis presentada por el Bachiller:

Cáceres Valdez, Jorge Eduardo

Para optar el Título Profesional de

Ingeniero Civil

Asesor:

Ing. Arroyo Ambía, Arturo Félix

Arequipa – Perú

2020

UCSM-ERP

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
INGENIERIA CIVIL
DICTAMEN APROBACIÓN DE BORRADOR DE TESIS

Arequipa, 27 de Noviembre del 2020

Dictamen: 001519-C-EPIC-2020

Visto el borrador de tesis del expediente 001519, presentado por:

2009210021 - CACERES VALDEZ JORGE EDUARDO

Titulado:

**ANALISIS DE LA VULNERABILIDAD HIDROLOGICA DE LA QUEBRADA HUAYLLA Y
PROTECCION CONTRA INUNDACIONES CON DEFENSAS RIBEREÑAS SIMULADAS CON LOS
PROGRAMAS SAP 2000 CYPECAD EN EL DISTRITO DE CHARACATO PROVINCIA DE AREQUIPA
DEPARTAMENTO DE AREQUIPA**

Nuestro dictamen es:

APROBADO

**1783 - HIDALGO VALDIVIA ALEJANDRO VICTOR
DICTAMINADOR**



**1950 - ARROYO AMBIA ARTURO FELIX
DICTAMINADOR**



**2592 - RENDON DAVILA VICTOR OSCAR
DICTAMINADOR**



Dedicatoria

A mis padres.



Agradecimiento



A mis padres, Manuela y Gerardo por estar siempre a mi lado.

A mis hermanos, Gerardo y Juan Miguel por aguantarme todos estos años.

A mi segunda madre, Aida por el cariño que recibo.

A quien lleva alegría a mi hogar, Rebeca por regalarnos día a día una sonrisa.

RESUMEN

En la quebrada Huaylla ubicada en el Distrito de Characato, provincia de Arequipa, Departamento de Arequipa, cada año se presentan eventos máximos (Inundaciones) causados por la tormenta que deja destrozos, pérdidas materiales y lamentables pérdidas humanas. Razón por la cual el presente estudio de tesis tiene como objetivo realizar el análisis de vulnerabilidad hidrológica en un tramo de 5.910 Kilómetros de la quebrada Huaylla, siendo este el tramo afectado por el evento hidrológico.

Con el fin de evaluar la situación actual del tramo de la quebrada Huaylla, así como también los daños ocasionados por la inundación se llevaron a cabo visitas de campo a la zona en estudio, encontrándose que en dicho tramo de 5.910 Kilómetros se observa la presencia de arbustos, Piedras de diferentes tamaños y no presenta una descolmatación adecuada para épocas de máximas avenidas.

En el presente estudio de tesis, se toman tres (03) puntos de control ubicados al inicio, en la zona más crítica de la quebrada y al final del tramo de 5.910 Kilómetros, esto con la finalidad de precisar y comparar el caudal que recorrió el tramo de la quebrada (Puntos de Riesgo). Con estos puntos definidos se procede a la delimitación de la Micro cuenca hidrográfica correspondiente al Tramo de estudio, así como también se determinan las características físicas y geomorfológicas de la micro cuenca, esto con la ayuda de imágenes satelitales y el software Arc Map, que pertenece a la plataforma Arc Gis.

Las precipitaciones normalmente no son tan altas ni intensas en la zona donde se ubica el tramo de la quebrada Huaylla (Tramo de estudio). Por lo que, es de mucha importancia determinar el escenario con la estación más cercana a través de registros de precipitación máxima de 24 horas del Instituto Geofísico de la UNSA, esto para poder validar y elaborar un correcto modelo hidrológico, como lo es la Estación Characato. Se registraron precipitaciones máximas y mínimas de 83.6 mm y 8 mm respectivamente, lluvias que duran entre 2 a 3 horas según información recogida. Con estos datos pluviométricos se obtiene un hietograma de lluvia, esto con la finalidad de simular una lluvia con el Software HEC – HMS.

Para poder encontrar un caudal de salida y posteriormente una simulación de inundación utilizaremos el Software HEC – RAS que nos ayuda a comprender mejor los parámetros hidráulicos en la quebrada Huaylla con un tramo de 5.910 Kilómetros.

El modelamiento hidrológico se realiza utilizando el software HEC - HMS, el modelo contiene las características físicas y geomorfológicas de las cuencas. Para la transformación de lluvia en escorrentía se emplea la metodología del Numero de la Curva de la Sociedad Conservadora de Suelos, para la obtención del hidrograma de salida.

La simulación de inundación y posterior análisis de vulnerabilidad se realiza con la ayuda de los softwares HEC-RAS y la plataforma Arc Gis con su extensión HEC - Geo RAS, para lo cual es necesario la topografía debido a que se requiere de mayor precisión de la que nos dan las cartas nacionales o las imágenes satelitales. Por otro lado, también se determinó el hietograma de la lluvia de diseño, esto utilizando los datos pluviométricos de precipitación máxima de 24 horas de la estación Characato ubicada en el distrito de Characato en la provincia de Arequipa con una altitud de 2483 m.s.n.m., con 35 años de registros obtenidos por el Instituto Geofísico UNSA.

Con estos datos se realiza el análisis de frecuencia para encontrar la función de distribución que más se adecua a los datos y también se define el periodo de retorno de 100 años, esto a partir de las recomendaciones del Manual de Hidrología y Drenaje elaborado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, con este periodo de retorno se predice una lluvia y a partir de este valor un hietograma de diseño que se utiliza en el modelo hidrológico para encontrar un hidrograma de salida y a partir de este obtener el caudal para el diseño de la sección transversal de la quebrada Huaylla.

Finalmente se propone el diseño de muros de contención con el Software SAP 2000 y CYPECAD para mitigar los posibles daños frente a una inundación en época de máximas avenidas.

Palabras Clave:

Vulnerabilidad, Hidrología, Inundación, Muros de contención

ABSTRACT

In the Huaylla's creek located in the district of Characato, province of Arequipa, department of Arequipa, every year there are maximum events (floods) caused by the storm that leaves destruction, material losses and unfortunate human losses. This is the reason why the present thesis study has as objective to carry out the hydrological vulnerability analysis in a stretch of 5.910 kilometers of the Huaylla's creek, this being the section affected by this hydrological event.

In order to evaluate the current situation of the section of the Huaylla's creek, as well as the damage caused by the flood, field visits were made to the area under study, finding that the 6-kilometer stretch is observed the presence of shrubs, stones of different sizes and does not present an adequate decolonization for times of maximum avenues.

In the present thesis study, 2 control points are taken located at the beginning, in the center and at the end of the 5.910 kilometers section, with the purpose of specifying and comparing the flow that traversed the stretch of the ravine (risk points). With these defined points we proceed to the delimitation of the micro watershed corresponding to the study section, as well as to determine the physical and geomorphological characteristics of the micro basin, this with the help of satellite images and the arc map software, which belongs to the ARC-GIS platform.

The precipitations usually are not so high or intense in the zone where the stretch of the Huaylla's creek is located (study section). Therefore, it is very important to determine the scenario with the closest station through 24-hour maximum rainfall records from the geophysical institute of the UNSA, in order to validate and develop a correct hydrological model, such as the Characato station. Rainfalls of 83.6 mm and 8 mm respectively were registered, rains lasting between 2 and 3 hours according to the information collected. With this pluviometric data a rain hietogram is obtained, this with the purpose of simulating a rain with the HEC - HMS software.

In order to find an output flow and later a flood simulation, we will use the HEC - RAS software that helps us to better understand the hydraulic parameters in the Huaylla stream with a 5.910 kilometers stretch.

Hydrological modeling is carried out using the HEC - HMS software, the model contains the physical and geomorphological characteristics of the basins. For the transformation of rainfall

into runoff, the methodology of the curve number of the conservation society of soils is used to obtain the output hydrograph.

Flood simulation and subsequent vulnerability analysis is carried out with the help of the HEC - RAS software and the arc gis platform with its HEC - GEO RAS extension, for which topography is necessary due to the need for greater accuracy of the that give us the national charts or the satellite images. on the other hand, the hietogram of the design rain was also determined, using the rainfall data of maximum rainfall of 24 hours of the Characato station located in the district of Characato in the province of Arequipa with an altitude of 2483 meters above sea level, with 35 years of records obtained by the geophysical institute UNSA.

with these data, the frequency analysis is performed to find the distribution function that best suits the data and the return period of 100 years is also defined, based on the recommendations of the manual of hydrology and drainage prepared by the ministry of transport and communications, with this return period is predicted a rainfall and from this value a design hietogram that is used in the hydrological model to find an output hydrograph and from this obtain the flow for the design of the cross section of the huaylla creek.

finally, the design of retaining walls with the software sap and cypecad is proposed to mitigate the possible damages in front of a flood at the time of maximum avenues.

Keywords:

Vulnerability, Hydrology, Flood, Retaining walls

INTRODUCCIÓN

Según SENAMHI: Las inundaciones son un peligro natural importante en varios países y representan un riesgo recurrente, este peligro se transforma en muchas zonas en latente riesgo, como consecuencias del uso del territorio y de los asentamientos de población que la sociedad realiza en zonas potencialmente inundables.

Es por consiguiente que el presente estudio en la quebrada Huaylla es de suma importancia ya que el generar zonas de posible inundación a través de un análisis de vulnerabilidad hidrológica implica conocer los posibles efectos posteriores frente a daños de infraestructura y sobre todo de pérdidas humanas en la zona de estudio frente a máximas avenidas.



ÍNDICE

DICTAMEN APROBATORIO

DEDICACIÓN

AGRADECIMIENTO

RESUMEN

ABSTRACT

INTRODUCCIÓN

CAPITULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 1

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 2

1.1. Objetivo general..... 3

1.2. Objetivos Específicos..... 3

1.3. Antecedentes..... 3

1.4. Justificación..... 3

CAPITULO II GENERALIDADES..... 5

2. GENERALIDADES..... 6

2.1. Estudio de Vulnerabilidad 6

2.1.1. Vulnerabilidad 6

2.1.2. Tipos de Vulnerabilidad 6

2.1.2.1. Vulnerabilidad ambiental y ecológica 6

2.1.2.2. Vulnerabilidad física..... 7

2.1.2.3. Vulnerabilidad económica..... 7

2.1.2.4. Vulnerabilidad Social..... 7

2.1.2.5. Vulnerabilidad cultural e ideológica 7

2.1.2.6. Vulnerabilidad política e institucional 8

2.1.2.7. Vulnerabilidad científica y tecnológica 8

2.1.3. Mapa de Vulnerabilidad 8

2.2. Hidrología..... 8

2.2.1. Ciclo Hidrológico 9

2.2.2. Estudio Hidrológico 9

2.3. Modelamiento computacional 9

CAPITULO III UBICACIÓN Y DESCRIPCION DEL AREA DE ESTUDIO 11

3. UBICACIÓN Y DESCRIPCION DEL AREA DE ESTUDIO 12

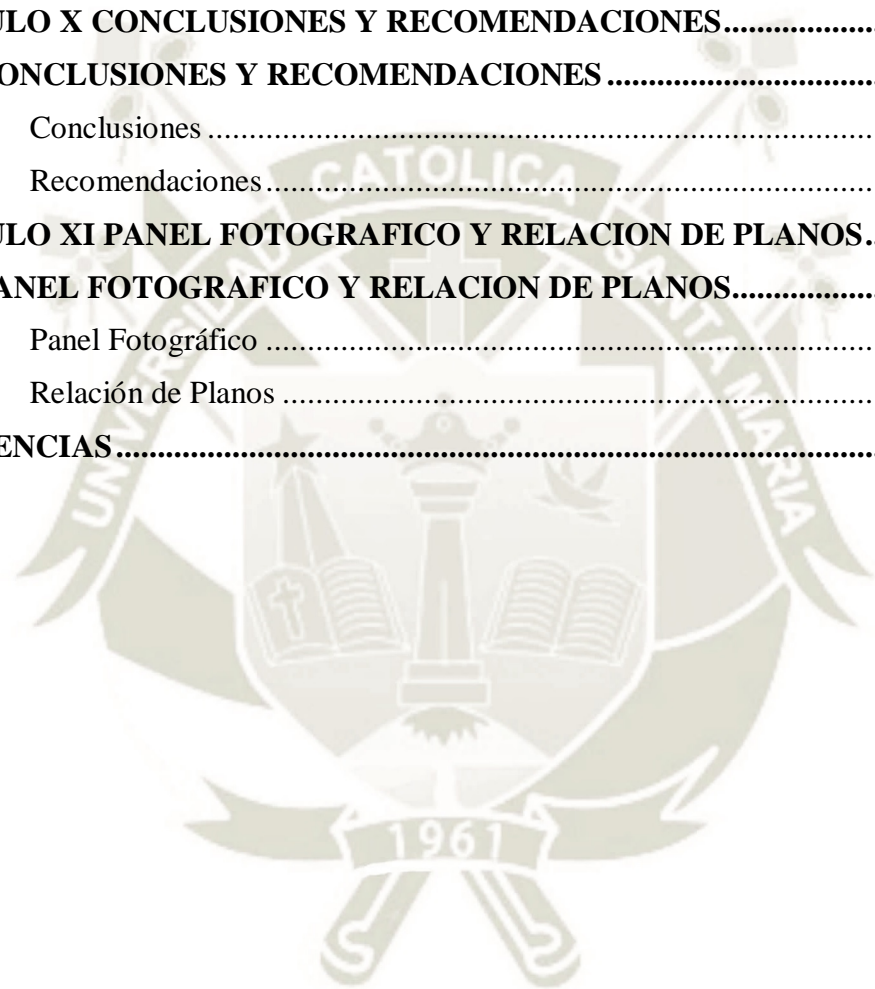
3.1.	Ubicación.....	13
3.1.1.	Ubicación Política.....	13
3.1.2.	Ubicación Geográfica	14
3.2.	Precipitación	14
3.3.	Climatología	15
3.4.	Topografía y relieve	15
3.5.	Geología	15
3.6.	Uso Actual del Suelo.....	16
CAPITULO IV HIDROLOGIA		17
4.	HIDROLOGIA.....	18
4.1.	Información cartográfica	18
4.2.	Delimitación de la cuenca hidrográfica.....	18
4.3.	Características físicas de la cuenca	21
4.3.1.	Área.....	21
4.3.2.	Perímetro	21
4.3.3.	Centro de Gravedad	22
4.4.	Parámetros asociados a la longitud	23
4.4.1.	Longitud del Cauce Principal	23
4.5.	Caracterización Geomorfológicas.....	23
4.5.1.	Características de forma	24
4.5.2.	Índice de Gravelius o coeficiente de compacidad	24
4.5.3.	Factor de forma.....	25
4.6.	Características de relieve	25
4.6.1.	Curva Hipsométrica	26
4.6.2.	Altitudes representativas	29
4.6.3.	Pendiente media de la cuenca.....	30
4.6.4.	Índice de pendiente	31
4.7.	Parámetros de la red de drenaje	32
4.7.1.	Estructura de la red de drenaje	32
4.7.2.	Orden del cauce principal.....	32
4.7.3.	Tamaño de la cuenca.....	33
4.8.	Modelo Hidrológico	33
4.8.1.	Registro de precipitaciones máximas de 24 horas	34
4.9.	Análisis Estadístico	36
4.9.1.	Parámetros Estadísticos.....	36

4.9.1.1.	Media	36
4.9.1.2.	Desviación estándar	37
4.9.1.3.	Coeficiente de Asimetría.....	37
4.10.	Análisis de datos dudosos (Outliers)	37
4.10.1.	Análisis de datos dudosos de la estación Characato	39
4.11.	Funciones de Distribución de Probabilidades usadas en Hidrología	43
4.11.1.	Distribución Normal.....	43
4.11.2.	Distribución Log Normal II Parámetros.....	43
4.11.3.	Distribución Gamma III Parámetros	44
4.11.4.	Distribución Log Pearson Tipo III	44
4.11.5.	Distribución Gumbel	44
4.11.6.	Distribución Log Gumbel	45
4.12.	Prueba de bondad de ajuste.....	45
4.12.1.	Prueba de Smirnov Kolmogorov.....	45
4.12.2.	Cálculo hidrológico mediante el programa Hydroesta.....	46
4.13.	Elección del periodo de retorno	47
4.14.	Tiempo de concentración.....	47
4.15.	Elaboración de las Curvas IDF	49
4.16.	Hietograma de Diseño	53
4.16.1.	Método del Bloque Alterno	53
4.17.	Número de Curva	55
4.17.1.	Clasificación hidrológica de los suelos	55
4.18.	Modelo Computacional	58
4.18.1.	Modelamiento Hidrológico con HEC-HMS	58
CAPITULO V SIMULACION HIDRAULICA.....		61
5. SIMULACION HIDRAULICA.....		62
5.1.	Simulación Hidráulica de Inundación.....	62
5.2.	Condiciones de Flujo	63
5.2.1.	Coeficiente de pérdidas de energía (Manning).....	63
5.2.2.	Caudal	65
5.2.3.	Análisis de Vulnerabilidad	65
5.3.	Simulación Hidráulica con HEC-RAS.....	66
CAPITULO VI ESTUDIO DE SUELOS		69
6. ESTUDIO DE SUELOS.....		70
6.1.	Generalidades	70

6.2.	Memoria descriptiva	70
6.2.1.	Descripción del proyecto.....	70
6.2.2.	Exploración de campo.....	71
6.3.	Ensayos Realizados.....	71
6.3.1.	Análisis Granulométrico	72
6.3.2.	Método del Cono de Arena	74
6.3.3.	Densidad máxima y mínima haciendo uso de la mesa vibratoria.....	75
6.3.4.	Consistencia y Límites de Atterberg.....	76
6.3.5.	Ensayo de corte directo	77
6.4.	Capacidad Portante	82
CAPITULO VII PROTECCION DE INUNDACIONES-DEFENSAS RIBEREÑAS ...		85
7.	PROTECCION DE INUNDACIONES –DEFENSES RIBEREÑAS	86
7.1.	Introducción.....	86
7.1.1.	Estudio hidrológico.....	86
7.1.2.	Estudio hidráulico	86
7.2.	Determinación de Altura de Pantalla de los muros de contención en concreto armado	88
7.2.1.	Socavación General	88
7.2.2.	Borde Libre.....	90
7.2.3.	Altura de Pantalla.....	91
7.3.	Aspectos de Diseño Estructural.....	92
7.3.1.	Empuje de Tierras y estabilidad	92
7.4.	Predimensionamiento de Muro de Contención	94
7.5.	Verificación de Estabilidad	96
7.5.1.	Factor de Seguridad contra el deslizamiento.....	101
7.5.2.	Factor de Seguridad contra el Volcamiento	102
7.5.3.	Presión de contacto muro-suelo:.....	103
7.6.	Verificación de la resistencia a Corte y Flexión de los elementos que componen el muro	104
7.6.1.	Diseño de la Zapata.....	105
7.6.1.1.	Diseño de la Zapata por Corte	107
7.6.1.2.	Diseño de la Zapata por Flexión.....	108
7.6.2.	Diseño de la Pantalla.....	109
7.6.2.1.	Diseño de la Pantalla por Corte	111
7.6.2.2.	Diseño de la Pantalla por Flexión.....	112

7.7.	Diseño del Armado de muro.....	113
7.7.1.	Diseño del Armado de la Zapata	114
7.7.2.	Diseño del Armado de la Pantalla.....	114
7.8.	Diseño Estructural con SAP 2000	117
	Presiones laterales y verticales:.....	117
7.8.1.	Dimensionamiento Preliminar	120
7.8.1.1.	Dimensionamiento de la Pantalla	121
7.8.1.2.	Dimensionamiento de la Cimentación	123
7.8.1.3.	Factor de Seguridad contra el Volcamiento	124
7.8.1.4.	Presión de Contacto muro-suelo.....	125
7.8.1.5.	Dimensionamiento del Espesor de la Cimentación	125
7.8.1.6.	Factor de Seguridad contra el Deslizamiento.....	126
7.8.2.	Modelamiento de Muro.....	127
7.9.	Diseño Estructural con CYPECAD	132
7.9.1.	Normas y Materiales	132
7.9.2.	Acciones	132
7.9.3.	Datos Generales	133
7.9.4.	Descripción del Terreno	133
7.9.5.	Geometría	134
7.9.6.	Esquema de las Fases	134
7.9.7.	Cargas.....	135
7.9.8.	Resultados de Fases	135
7.9.9.	Combinaciones	137
7.9.10.	Descripción del Armado	138
7.9.11.	Descripción Geométricas y Resistencia	139
7.9.12.	Diseño del Armado de Muro.....	146
CAPITULO VIII ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL		147
8.	ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL.....	148
8.1.	Impactos Ambientales	148
8.1.1.	Zona de Impacto Directo.....	148
8.1.2.	Zona de Impacto Específico	148
8.2.	Mitigación y control de los impactos negativos	149
8.2.1.	Etapas de construcción	149
8.2.2.	Seguimiento y Monitoreo.....	150
CAPITULO IX COSTO, PRESUPUESTO Y PROGRAMACION DE OBRA		151

9. COSTO, PRESUPUESTO Y PROGRAMACION DE OBRA.....	152
9.1. Metrados.....	152
9.2. Análisis de Precios Unitarios.....	152
9.3. Gastos Generales.....	152
9.4. Utilidades.....	152
9.5. Presupuesto.....	153
9.6. Programación y Planeamiento	153
CAPITULO X CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	158
10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	159
10.1. Conclusiones	159
10.2. Recomendaciones.....	159
CAPITULO XI PANEL FOTOGRAFICO Y RELACION DE PLANOS.....	160
11. PANEL FOTOGRAFICO Y RELACION DE PLANOS.....	161
11.1. Panel Fotográfico	161
11.2. Relación de Planos	163
REFERENCIAS	164





CAPÍTULO I

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La ciudad de Arequipa está expuesta a grandes peligros que son provocados por la naturaleza, siendo el más importante el hidrológico. En consecuencia, las precipitaciones pueden producir bastante daño, un claro ejemplo es lo sucedido durante el verano del año 2013 en el país y como también en la ciudad de Arequipa.

Es de suma importancia y deber nuestro poner el mayor énfasis en la prevención y protección de las zonas más vulnerables como lo es en este caso la quebrada Huaylla.

El cauce principal en la quebrada Huaylla año a año viene creando preocupación a los habitantes del distrito de Characato en época de máximas avenidas o época de lluvias es por ello necesario el estudio de dicha quebrada para una adecuada planificación de desarrollo, crecimiento poblacional y ubicar los puntos de zonas de alto riesgo en el cauce comprendido por 5.910 Km.

Figura 1.1. Vista de la Quebrada Huaylla



1.1. Objetivo general

- Determinar la vulnerabilidad hidrológica en la quebrada Huaylla (Characato) comprendiendo 5.910 Km de tramo de estudio y la protección de las laderas con muros de contención para mitigar posibles daños contra inundaciones.

1.2. Objetivos Específicos

- Realizar un análisis hidrológico en la quebrada Huaylla estimando caudales máximos para diferentes periodos de retorno, utilizando el Software comercial HEC-HMS.
- Realizar la simulación hidráulica y análisis de inundabilidad en la quebrada Huaylla mediante los Softwares comerciales Hec GeoRAS y HEC-RAS.
- Proponer muros de contención de concreto armado en la zona de riesgo por inundación modeladas mediante el Software SAP 2000 y CYPECAD.
- Elaborar un mapa de vulnerabilidad comprendido en el tramo de estudio de la quebrada Huaylla (5.910 km).

1.3. Antecedentes

En Arequipa se han presentado problemas con las precipitaciones, que han dado lugar a inundaciones que a su vez han ocasionado pérdidas materiales y lamentablemente pérdidas humanas.

Por ejemplo, el 8 de febrero 1989 se produjo una precipitación de una magnitud de 37.7 mm/h (medida en la estación Characato), ocasionando que todas las torrenteras hicieran su ingreso al río Chili. Debido a este suceso aumento el caudal considerablemente que produjo la inundación del Barrio Obrero, en el que los pobladores que allí tienen sus hogares perdieron sus pertenencias.

Otro ejemplo es lo sucedido el 8 de febrero del 2013 en el que se produjo una gran precipitación en la ciudad de Arequipa, causando muchos estragos y como consecuencia de este suceso se perdieron vidas humanas y materiales, estos hechos son ejemplos de la vulnerabilidad frente a fuertes precipitaciones en Arequipa y más preciso en Characato.

1.4. Justificación

El Estudio hidrológico de la quebrada Huaylla, es prioritario para la verificación de la situación actual del río en una avenida máxima, con un planteamiento de defensas ribereñas en caso de una inundación por una extrema avenida y la protección de las

viviendas aledañas, puesto que, en la temporada de avenidas y fenómeno del Niño, las lluvias han causado desastres en ambas márgenes del cauce de la quebrada Huaylla comprendidos en el área del estudio como se muestra en el mapa de ubicación (Capítulo III).





CAPITULO II

GENERALIDADES

CAPÍTULO II

2. GENERALIDADES

A continuación, se definirán los conceptos generales para comprender mucho mejor términos y conceptos sobre Vulnerabilidad Hidrológica, Mapa de Vulnerabilidad, Hidrología, etc.

2.1. Estudio de Vulnerabilidad

Según MARLAH II/GTZ (2002) en su guía expone que “Es el estudio sobre la capacidad de sistema o de un elemento expuesto (donde la persona es el centro de atención) para hacer, enfrentar, eludir o neutralizar los efectos de determinados eventos naturales o generados por los humanos” (p.9).

2.1.1. Vulnerabilidad

La vulnerabilidad, es el grado de debilidad o exposición de un elemento o conjunto de elementos frente a la ocurrencia de un peligro natural o antrópico de una magnitud dada. Es la facilidad como un elemento (infraestructura, vivienda, actividades productivas, grado de organización, sistemas de alerta y desarrollo políticoinstitucional, entre otros), pueda sufrir daños humanos y materiales. Se expresa en términos de probabilidad, en porcentaje de 0 a 100. (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2006, p.18)

2.1.2. Tipos de Vulnerabilidad

2.1.2.1. Vulnerabilidad ambiental y ecológica

Es el grado de resistencia del medio natural y de los seres vivos que conforman un determinado ecosistema, ante la presencia de la variabilidad climática.

La sequía, por ejemplo, dado que los seres vivos requieren de agua para vivir, es un riesgo para la vida el que se convierte en desastre cuando una comunidad no puede abastecerse del líquido que requiere para su consumo.

Todos los seres vivos tienen una vulnerabilidad intrínseca, que está determinada por los límites que el ambiente establece como compatibles, por ejemplo, la temperatura, humedad, densidad, condiciones atmosféricas y niveles nutricionales, entre otros, así como por los requerimientos internos de su propio organismo como son la edad y la capacidad o discapacidad natural. (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2006, p.19)

2.1.2.2. Vulnerabilidad física

Está relacionada con la calidad o tipo de material utilizado y el tipo de construcción de las viviendas, establecimientos económicos (comerciales e industriales) y de servicios (salud, educación, sede de instituciones públicas), e infraestructura socioeconómica (central hidroeléctrica, carretera, puente y canales de riego), para asimilar los efectos del peligro. (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2006, p.19)

2.1.2.3. Vulnerabilidad económica

Constituye el acceso que tiene la población de un determinado centro poblado a los activos económicos (tierra, infraestructura, servicios y empleo asalariado, entre otros), que refleja en la capacidad para hacer frente a un desastre.

Está determinada, fundamentalmente, por el nivel de ingreso o la capacidad para satisfacer las necesidades básicas por parte de la población, la misma que puede observarse en un determinado centro poblado, con la información estadística disponible en los Mapas de Pobreza que han elaborado las Instituciones Públicas, como el INEI y FONCODES. (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2006, p.20)

2.1.2.4. Vulnerabilidad Social

Se analiza a partir del nivel de organización y participación que tiene una colectividad, para prevenir y responder ante situaciones de emergencia. La población organizada (formal e informalmente) puede superar más fácilmente las consecuencias de un desastre, que las sociedades que no están organizadas, por lo tanto, su capacidad para prevenir y dar respuesta ante una situación de emergencia es mucho más efectivo y rápido. (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2006, p.21)

2.1.2.5. Vulnerabilidad cultural e ideológica.

Está referida a la percepción que tiene el individuo o grupo humano sobre sí mismo, como sociedad o colectividad, el cual determina sus reacciones ante la ocurrencia de un peligro de origen natural o tecnológico y estará influenciado según su nivel de conocimiento, creencia, costumbre, actitud temas, mitos, etc. (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2006, p.23)

2.1.2.6. Vulnerabilidad política e institucional

Define el grado de autonomía y el nivel de decisión política que puede tener las instituciones públicas existentes en un centro poblado o una comunidad, para una mejor gestión de los desastres. La misma que está ligada con el fortalecimiento y la capacidad institucional para cumplir en forma eficiente con sus funciones, entre los cuales está el de prevención y atención de desastres o defensa civil, a través de los Comités de Defensa Civil (CDC), en los niveles Regional, Provincial y Distrital. (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2006, p.24)

2.1.2.7. Vulnerabilidad científica y tecnológica

Es el nivel de conocimiento científico y tecnológico que la población debe tener sobre los peligros de origen natural y tecnológico, especialmente los existentes en el centro poblado de residencia.

Así mismo, sobre el acceso a la información y el uso de técnicas para ofrecer mayor seguridad a la población frente a los riesgos. (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2006, p.24)

2.1.3. Mapa de Vulnerabilidad

Es la representación gráfica de una determinada área geográfica, en la que se delimitan zonas según su grado de exposición a los peligros o amenazas latentes, que permite la planificación y ejecución de futuros trabajos u obras de protección y prevención. Además, se basa en las características naturales del terreno, tales como: topografía, geología, presencia de fallas geológicas activas y condiciones geomecánicas.

2.2. Hidrología

Es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos.

Aceptando esta definición, es necesario limitar la parte de la hidrología que ese estudia en la ingeniería a una rama que comúnmente se llama ingeniería hidrológica o hidrología aplicada, que incluye aquellas partes del campo de la hidrología que atañen al diseño y operación de proyectos de ingeniería para el control y aprovechamiento del agua. (Aparicio, 1992, p.13)

2.2.1. Ciclo Hidrológico

Como todo ciclo, el hidrológico no tiene ni principio ni fin, y su descripción puede comenzar en cualquier punto. El agua que se encuentra sobre la superficie terrestre o muy cerca de ella se evapora bajo el efecto de la radiación solar y viento. El vapor de agua, que así se forma, se eleva y se transporta por la atmósfera en forma de nubes hasta que se condensa y cae hacia la tierra en forma de precipitación. (Aparicio, 1992, p.17)

2.2.2. Estudio Hidrológico

Los estudios hidrológicos requieren del análisis de cuantiosa información hidrometeorológica; esta información puede constituir de datos de precipitación, caudales, temperatura, evaporación, etc.

Los datos recopilados, solo representan una información en bruto, pero si estos se organizan y analizan en forma adecuada, proporcionan al hidrólogo una herramienta de gran utilidad, que le permite tomar decisiones en el diseño de estructuras hidráulicas. (Villón, 2006, p.15)

2.3. Modelamiento computacional

De esta manera podemos decir que las modelaciones de las cuencas hidrográficas vienen a ser la base de la hidrología, usando comúnmente para este proceso el programa Arc gis. Por otro lado, para el proceso de datos meteorológicos se usará el programa HEC-HMS.

Se debe tener en cuenta que la precisión y calidad de los modelos a construir están ligados a la comprensión del programa de quien lo trabaja.

Figura 2.3.1. Tramo de estudio de la quebrada Huaylla





CAPITULO III
UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL
ÁREA DE ESTUDIO

CAPÍTULO III

3. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

La zona en estudio está ubicada al sur de la capital del Perú, en el departamento de Arequipa, dentro de la provincia de Arequipa. La principal vía de acceso desde la ciudad de Arequipa, la constituye la carretera asfaltada hasta el Distrito de Characato, y el acceso hacia la zona de estudio, se realiza a través de una carretera asfaltada y un camino de afirmado en regular estado de conservación a lo largo de la longitud del área de influencia del estudio.

La cuenca de la quebrada Huaylla, corresponde a la cuenca húmeda, denominada así por encontrarse por encima de los 2,570 m.s.n.m. cota fijada como límite del área seca y a partir de la cual puede considerarse que la precipitación pluvial es un aporte efectivo al escurrimiento superficial.

El escurrimiento superficial de la Quebrada Huaylla, se origina de las precipitaciones que ocurren en su cuenca alta, las cuales se presentan concentradas durante los meses de diciembre a mayo ubicados dentro de la cuenca.

El régimen natural de la quebrada se caracteriza por presentar cuatro períodos definidos; uno de avenidas, que abarca los meses de enero a marzo y la descarga del 63% del volumen total anual; otro de estiaje, que se inicia en el mes de junio y concluye a mediados de noviembre, en el cual descarga sólo el 17% del volumen cota anual y, por último, dos períodos transicionales comprendido entre los períodos antes citados.

- El tramo del cauce del estudio abarca una extensión de 5.910 km.
- Este tramo se inicia en las coordenadas geográficas UTM WGS-84 Z-19S:

Cuadro 3.1. Tramo de estudio

PROGRESIVA (km)	NORTE	ESTE	ALTITUD (m.s.n.m.)
INICIO 0+00	8176313.02	237694.082	2570
FIN 5+910	8175918.612	232844.713	2400

3.1. Ubicación

3.1.1. Ubicación Política

El tramo de la quebrada Huaylla se encuentra localizado en la Región de Arequipa, Provincia de Arequipa, Distrito de Characato.

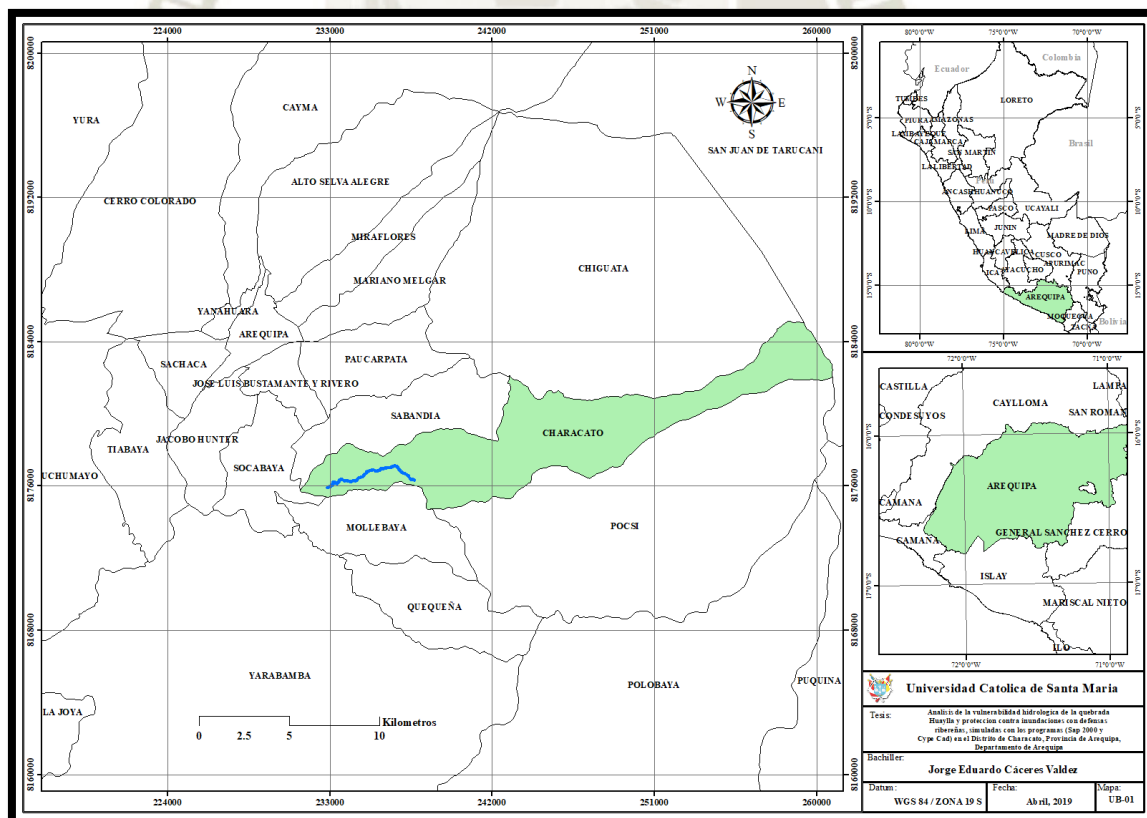
Región : Arequipa

Provincia : Arequipa

Distrito : Characato

El distrito de Characato se encuentra al sur este de la ciudad de Arequipa y limita por el norte con el distrito de Sabandía y Chiguata, por el Sur con el distrito de Mollebaya y Pochi, por el Este con el distrito de San Juan de Tarucani y por el Oeste con el distrito de Socabaya.

Figura 3.1.1.1. Ubicación Geográfica del Distrito de Characato



Como se puede apreciar en la ubicación geográfica del distrito de Characato, se muestra los diferentes distritos de Arequipa limitantes con el distrito ya antes mencionado, como

también se muestran las diferentes ubicaciones departamentales y regionales de la zona del proyecto en la cual se encuentra el tramo comprendido de estudio de 5.910 Km de tramo de la quebrada Huaylla.

3.1.2. Ubicación Geográfica

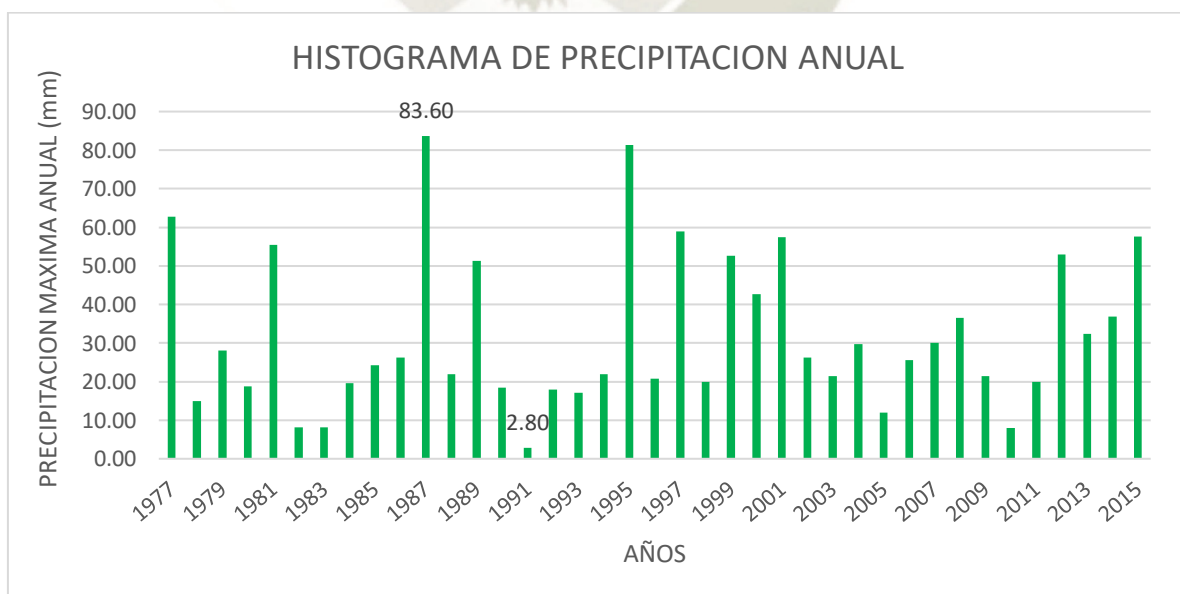
El distrito de Characato se encuentra a una altitud promedio de 2458 m.s.n.m. y se encuentra ubicado sobre el margen derecho del río Chili, a una latitud sur 16°29'36.24'' y una latitud Oeste 71°29'34.4'', a unos 10 km de la plaza de armas de Arequipa.

3.2. Precipitación

La precipitación es el término que se refiere a todas las formas de humedad emanadas de la atmosfera y depositadas en la superficie terrestre, como lluvia, granizo, rocío, neblina, nieve o helada. En el siguiente histograma se puede apreciar que, en los últimos años, se ha encontrado una precipitación máxima de 83.60 mm y una precipitación mínima de 2.8 mm.

El histograma fue elaborado con los datos de la estación Characato que se ubica cerca de la zona de estudio.

Gráfico 3.2.1. Histograma de Precipitación máxima anual – estación Characato



3.3. Climatología

Los principales parámetros climatológicos son: precipitación, temperatura, humedad relativa, evaporación y viento. El parámetro que es analizado en el siguiente estudio de tesis es la precipitación máxima de 24 horas. La cual la entidad encargada del manejo y operación en la zona de estudio es el Instituto Geofísico de la UNSA.

3.4. Topografía y relieve

El tramo comprendido del cauce a estudiar es de 5.910 Km, comprendida entre “2400” y “2570” m.s.n.m. que está conformada por una sucesión de elevaciones de cerros de relieve moderadamente accidentados, que a su vez se encuentran cortados por algunas quebradas que drenan sus aguas en las quebradas consecuente.

3.5. Geología

Desde el punto de vista geológico la cuenca Characato, se encuentra formada por un variado conjunto de rocas sedimentarias, metamórficas e ígneas, extrusivas e intrusivas. Las rocas sedimentarias están representadas principalmente por areniscas, lutitas, calizas y conglomerados. Las rocas metamórficas más comunes son las cuarcitas, gneis y migmatitas. Entre las rocas ígneas intrusivas predominan las de composición granitoide (granito, granodiorita, diorita etc.) las rocas ígneas extrusivas comprenden derrames andesicos, aglomerados, tufo y cenizas volcánicas. La edad de estas rocas se estima que comprende desde el pre – cámbrico hasta el cuaternario reciente.

- Aluviones (Qr-al)

Localizados en los lechos de las quebradas y a lo largo del cauce de la quebrada. El diámetro de los elementos varía desde bloque de 1 m., hasta más de 1m, el de partículas de conglomerados. Los de mayor tamaño en las cabeceras de las líneas de drenaje y al pie del flanco andino.

La composición de los aluviones es de gneis, granito, cuarcita, conglomerados, etc.

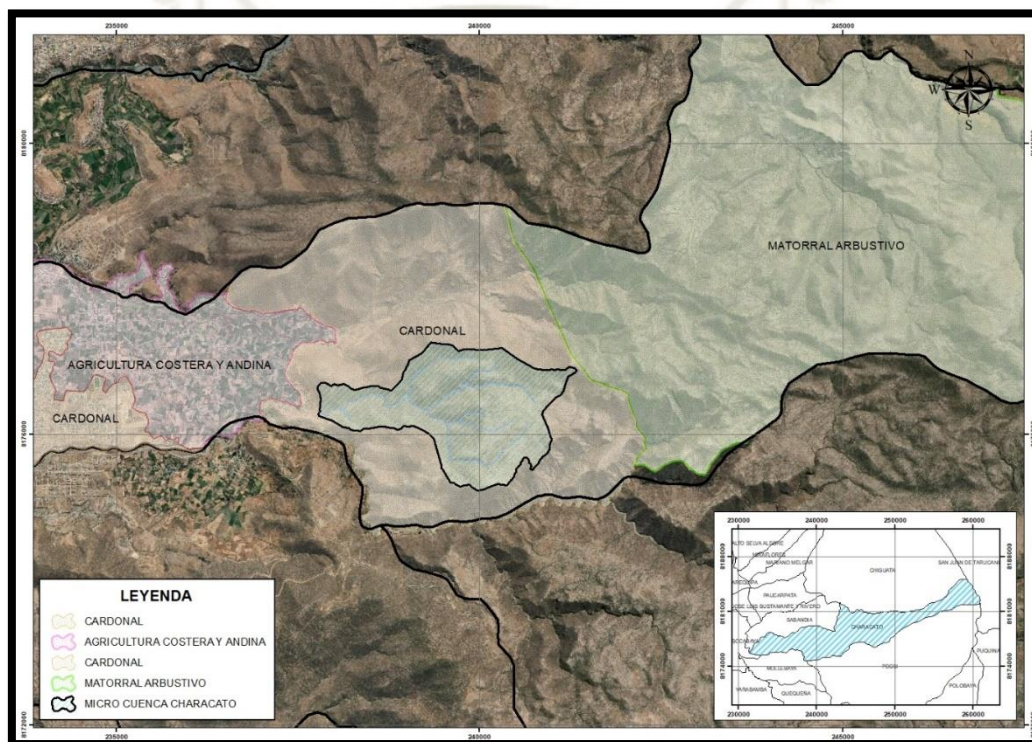
- Depósitos Eólicos (Q-e)

Consisten en mantos de arena, depósitos de ceniza volcánica. Los depósitos de ceniza volcánica se hallan en pequeñas cantidades y a pie de talud del cauce de la quebrada cubierto por delgadas capas de arena eólica.

3.6. Uso Actual del Suelo

La zona de acción se halla dentro de la unidad geomorfológica denominada “zona de la penillanura”, con un ancho promedio de 45 Km y comprendida entre los 2300 y los 2550 m.s.n.m. La quebrada Huaylla rompe la monotonía del paisaje al abrir un ancho valle provisto de abundante vegetación, descendiendo hasta 300 m de inicio a fin. El relieve existente es el equilibrio de los fenómenos degradantes y la recuperación en masa.

Figura 3.6.1. Uso actual del suelo en la micro cuenca Huaylla





CAPITULO IV

HIDROLOGÍA

CAPÍTULO IV

4. HIDROLOGÍA

Conocer las características morfométricas y geomorfológicas es sumamente importante, ya que nos permite conocer el comportamiento ante eventos de máximas avenidas. Y es de suma importancia hallar cada una de ellas, como también parámetros físicos para la obtención y cálculo de caudales de diseño.

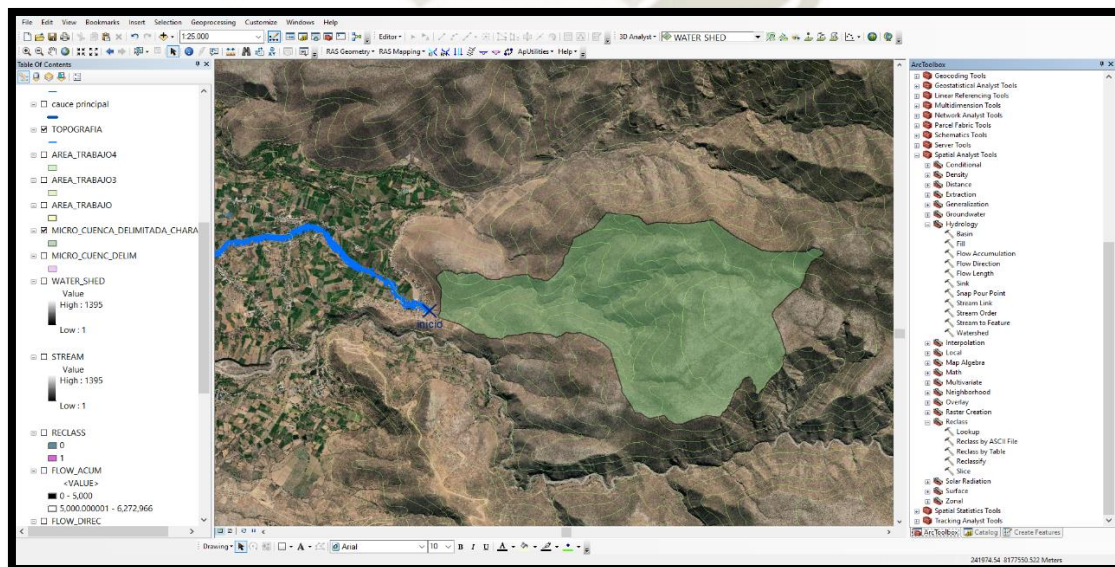
4.1. Información cartográfica

La información con que se trabajó fue con ayuda de ortofotos debidamente georreferenciadas en la zona de estudio obtenida de SAS Planet. Como también de las cartas nacionales, siendo el cuadrante “33 T” el utilizado, la gran diferencia entre las cartas nacionales y las imágenes satelitales son que, las cartas nacionales se encuentran cada 50 metros y las imágenes satelitales hasta 5 metros entre una y otra curva de nivel.

4.2. Delimitación de la cuenca hidrográfica

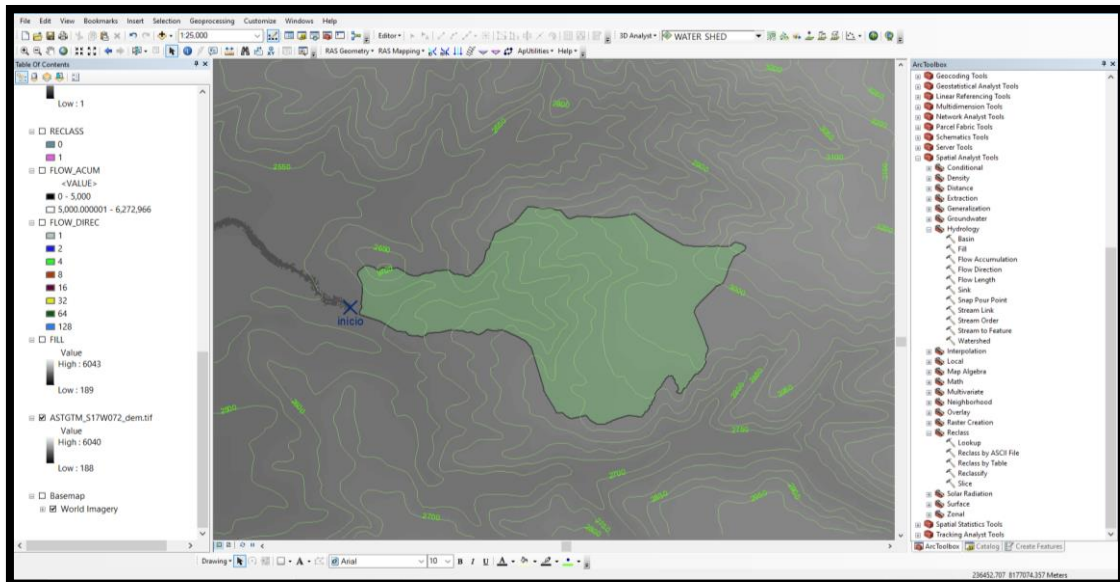
La delimitación de la micro cuenca se realizó con la ayuda de Arc Gis que es un Software para realizar mapas de información geográfica (SIG). Se utilizó la versión Arc Gis 10.1 para la elaboración de los parámetros geomorfológicos y morfométricos.

Figura 4.2.1. Delimitación de la micro cuenca Characato, utilizando el software ARC GIS



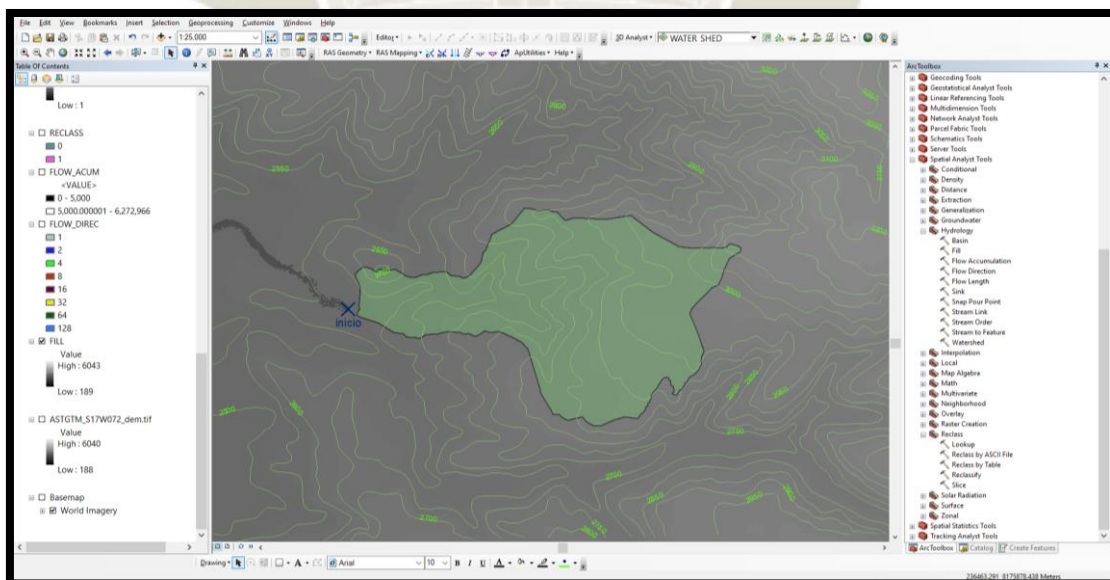
A partir de un DEM (Digital Elevation Model) de la zona 33_t la cual contiene el distrito de Characato creo mi superficie en la cual se delimitará la micro cuenca

Figura 4.2.2. Creación de mi superficie DEM



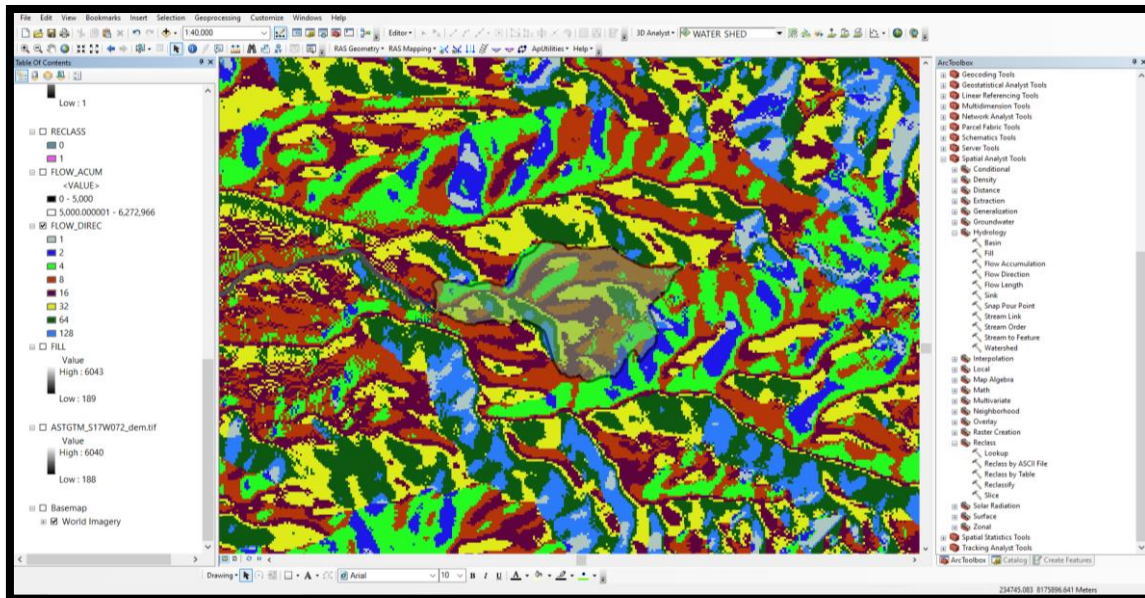
Transformamos la superficie DEM utilizando la herramienta FILL, ya que el formato DEM puede presentar algunos vacíos que afectaría a la delimitación.

Figura 4.2.3. Creación del formato FILL DEM



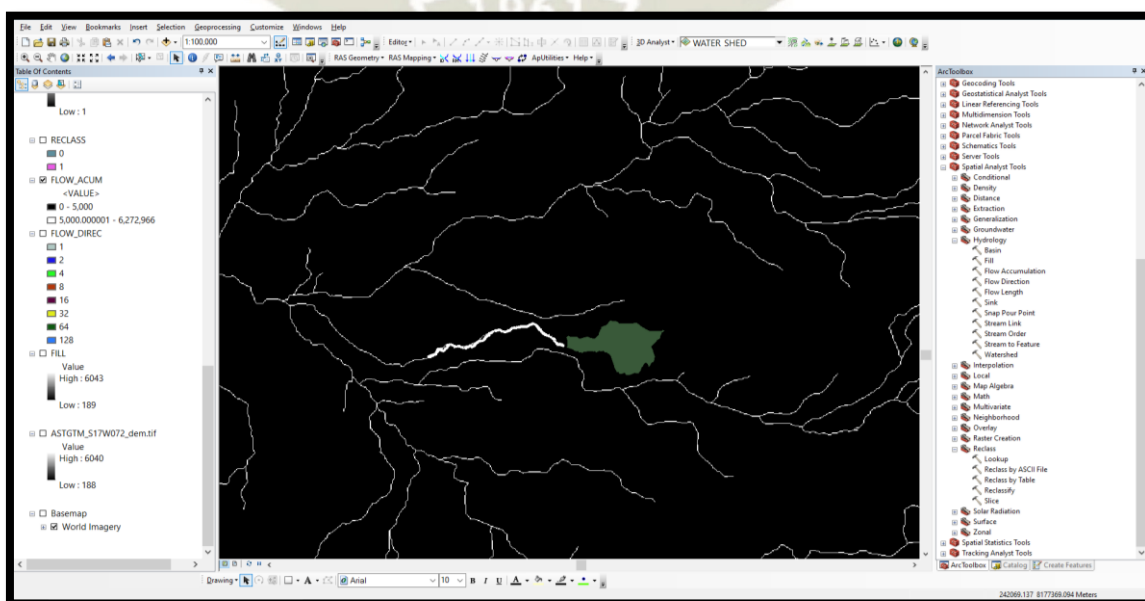
Del formato FILL DEM, generamos un formato FLOW DIRECTION, que nos determina las direcciones de la escorrentía en función de las superficies.

Figura 4.2.4. Creación de La Superficie FLOW DIRECTION



Generamos el archivo FLOW ACCUMULATION, que nos proporciona un trazo de la dirección de los afluentes en la micro cuenca. Para que finalmente con la herramienta “WATERSHED” delimitamos la micro cuenca como se puede observar en las anteriores figuras y que contiene todas aquellas áreas que aportan al punto de control.

Figura 4.2.5. Creación del archivo FLOW ACCUMULATION



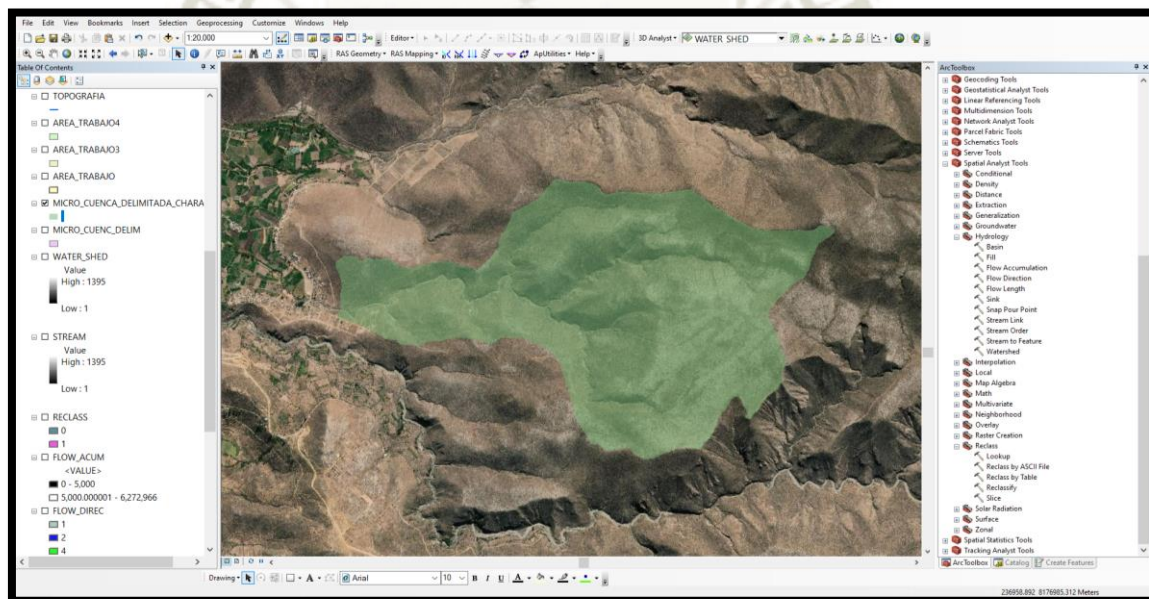
4.3. Características físicas de la cuenca

El ciclo hidrológico, visto a nivel de una cuenca, se puede esquematizar como un estímulo, constituido por la precipitación, al que la cuenca responde mediante el escurrimiento en su salida. Entre el estímulo y la respuesta ocurren varios fenómenos que condicionan la relación entre uno y otra, y que están controlados por las características geomorfológicas de la cuenca y su urbanización. Dichas características se clasifican en dos tipos, según la manera en que controlan los fenómenos mencionados: las que condicionan el volumen de escurrimiento, como el área de la cuenca y el tipo de suelo, y las que condicionan la velocidad de respuesta, como son el orden de corrientes, pendiente de la cuenca y los cauces. (Aparicio, 1992, p.19)

4.3.1. Área

Es la proyección horizontal de un área plana situada dentro de una divisoria topográfica.

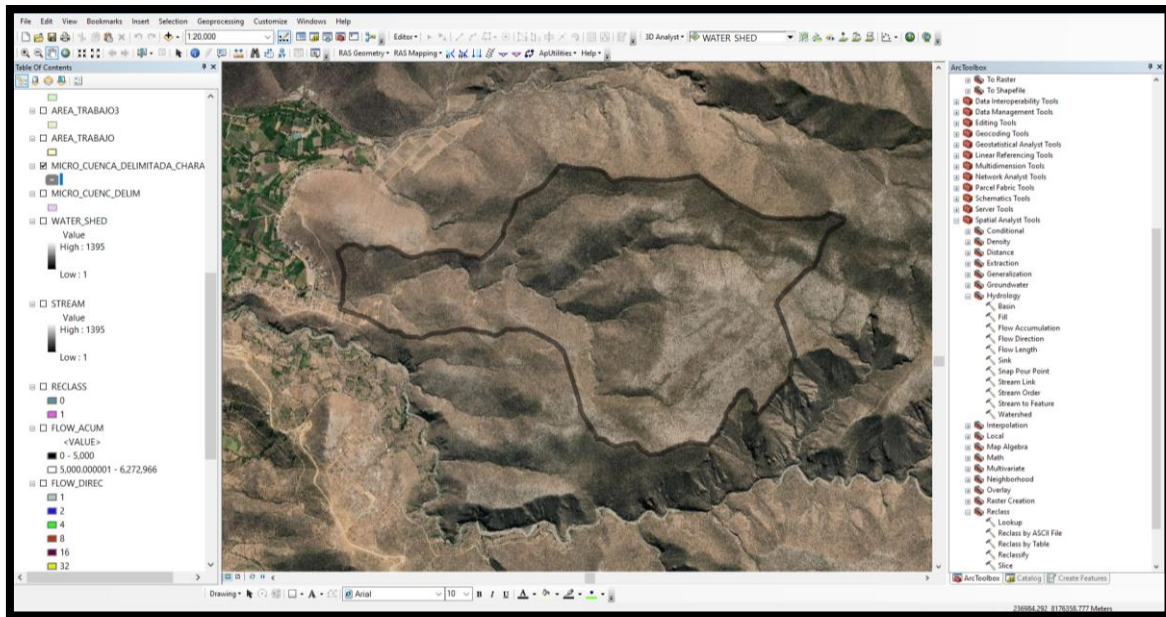
Figura 4.3.1.1. Delimitación del área de la micro cuenca Characato.



4.3.2. Perímetro

Es la medición de la línea divisoria topográfica que envuelve la micro cuenca en estudio.

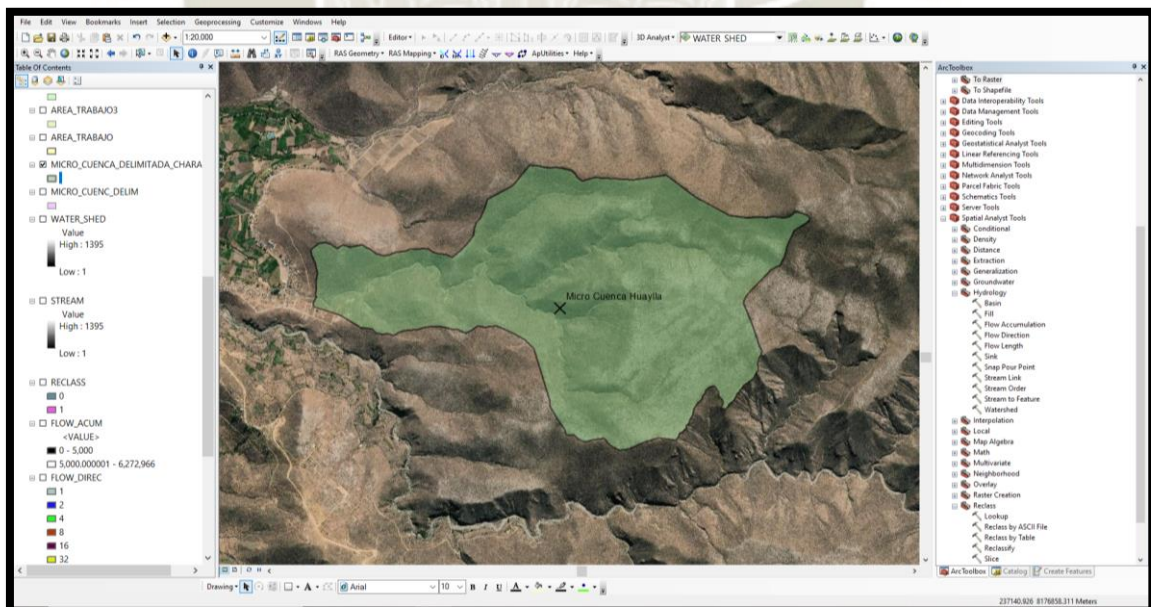
Figura 4.3.2.1. Delimitación del Perímetro de la micro cuenca Characato.



4.3.3. Centro de Gravedad

El centro de gravedad es el centro de simetrías de masas donde se intersecan los planos sagital horizontal y frontal de la cuenca delimitada.

Figura 4.3.3.1. Centro de Gravedad de la micro cuenca Characato.

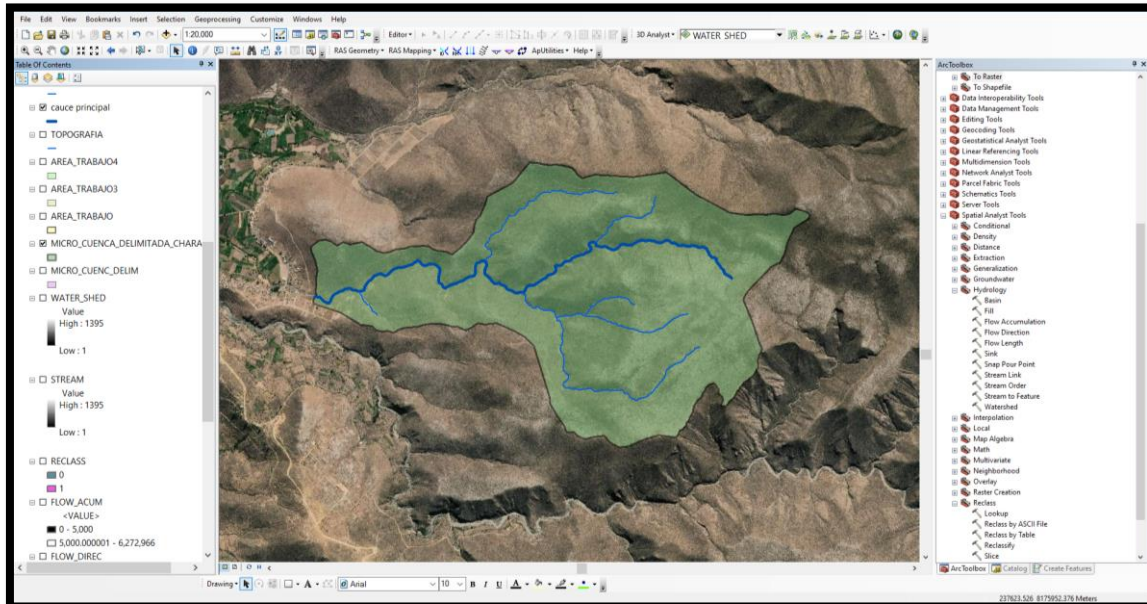


4.4. Parámetros asociados a la longitud

4.4.1. Longitud del Cauce Principal

Mayor longitud de recorrido en una cuenca y se mide desde la caída de gota más lejana hasta el punto de aforo de la micro cuenca en estudio.

Figura 4.4.1.1. Longitud del Cauce principal de la micro cuenca Characato.



Cuadro 4.4.1.1. Resumen de Caracterización física de la micro cuenca Characato.

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			
PARAMETRO	VARIABLE	UND.	MICRO CUENCA
AREA	A	Km ²	3.81
PERIMETRO	P	Km	10.21
LONG. DEL CAUCE PRINCIPAL	L _c	Km	3.94
COORDENAS ESTE	ZONA 19 S	m	239746.31
COORDENAS NORTE		m	8176335.3

4.5. Caracterización Geomorfológicas

Las características geomorfológicas son las de relieve, forma y funcionamiento de la micro cuenca delimitada Characato.

4.5.1. Características de forma

Es importante pues se relaciona con el tiempo de concentración, el cual es el tiempo necesario, desde el inicio de la precipitación, para que toda la hoya contribuya a la selección de la corriente en estudio, o, en otras palabras, el tiempo que toma el agua desde los límites más extremos de la hoya hasta llegar a la salida de la misma. (Monsalve, 1995, p.37)

4.5.2. Índice de Gravelius o coeficiente de compacidad

Según Monsalve (1995) expone que “Es la relación entre el perímetro de la cuenca y la longitud de la circunferencia de un círculo de área igual de la cuenca”. (p.37)

$$K_C = \frac{1}{2 * \sqrt{\pi}} * \frac{P}{\sqrt{A}}$$

$$K_C = \frac{1}{2 * \sqrt{\pi}} * \frac{10.21\text{km}}{\sqrt{3.81 \text{ km}^2}} = 1.47$$

Donde:

- K_C : Coeficiente de compacidad o índice de Gravelius
- P: Perímetro de la cuenca (Km)
- A: Área de la cuenca (Km²)

Cuadro 4.5.2.1. Forma de la cuenca Hidrográfica según el coeficiente de compacidad.

TENDENCIA DE CRECIDAS	FORMA DE LA CUENCA	K_C
ALTA	DE CASI REDONDA A OVAL REDONDA	1.0 - 1.25
MEDIA	DE OVAL REDONDA A OVAL OBLONGA	1.25 - 1.50
BAJA	DE OVAL OBLONGA A REGULAR	1.50 - 1.75

Si $K_C = 1$: la cuenca será de forma circular

Si $K_C > 1$: la cuenca será alargada

FORMA DE CUENCA	1.47
-----------------	------

4.5.3. Factor de forma

Es la relación entre el ancho medio y la longitud axial de la hoya. La longitud axial de la hoya se mide cuando se sigue el curso de agua más largo desde la desembocadura hasta la cabecera más distante de la hoya. (Monsalve, 1995, p.38)

$$K_f = \frac{A_p}{L_m} = \frac{A}{L_m^2}$$

$$K_f = \frac{3.81 \text{ km}^2}{3.57^2} = 0.29$$

Donde:

- K_f : Factor de forma
- A_p : Ancho Promedio de la cuenca (Km)
- L_m : Longitud máxima de la cuenca (Km)
- A : Área de la cuenca (Km²)

Una cuenca tiende a ser alargada si el factor de forma tiende a cero, mientras que su forma es redonda, en la medida que el factor de forma tiende a uno.

Cuadro 4.5.3.1. Forma de la cuenca hidrográfica según el factor de forma

FACTOR DE LA CUENCA	K_f
MUY POCO ACHATADA	0.01 - 0.18
LIGERAMENTE ACHATADA	0.18 - 0.36
MODERADAMENTE ACHATADA	0.36 - 0.54

FACTOR DE CUENCA	0.29
------------------	------

Una cuenca con factor de forma bajo esta menos sujeta a crecientes que otra del mismo tamaño, pero con mayor factor de forma.

4.6. Características de relieve

Son parámetros muy importantes dado que la respuesta hidrológica depende en demasía de las alturas que representan a la micro cuenca, ya que estas a su vez se verán reflejadas

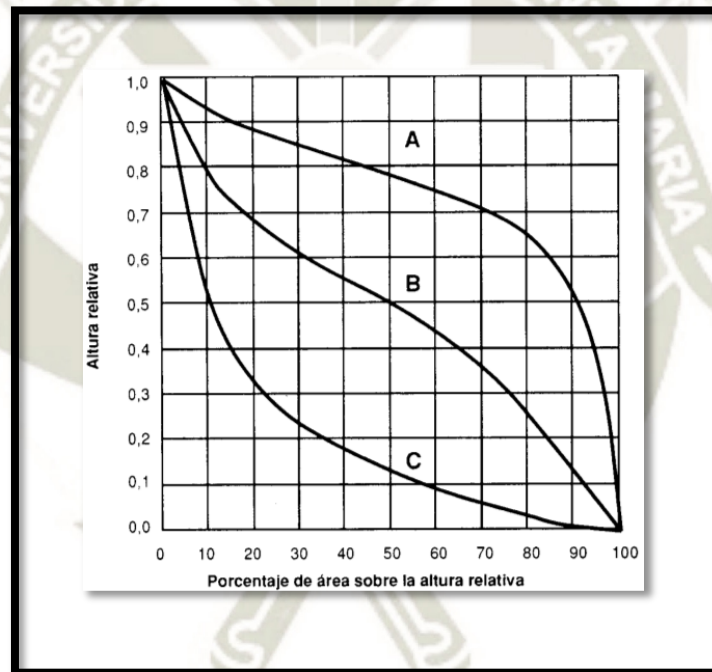
en pendientes que determinarán las velocidades del agua en las corrientes y el tiempo de concentración de la micro cuenca.

Entre los tantos parámetros desarrollados por diferentes autores los más utilizados son los siguientes:

4.6.1. Curva Hipsométrica

Es la representación gráfica del relieve de una hoya. Representa el estudio de la variación de la elevación de los varios terrenos de la hoya con referencia al nivel medio del mar. Esta variación puede ser indicada por medio de un gráfico que muestre el porcentaje de área de drenaje que existe por encima o por debajo de varias elevaciones. (Monsalve, 1995, p.44)

Figura 4.6.1.1. Porcentaje de área sobre la altura relativa.



- **Curva A:** fase de juventud, refleja una cuenca con un gran potencial erosivo.
- **Curva B:** fase de madurez, es característica de una cuenca en equilibrio.
- **Curva C:** fase de vejez, es típica de una cuenca sedimentaria.

Los resultados que se obtuvieron fue por medio del Software comercial Arc Gis 10.1 con la herramienta Spatial Analysis Tools generado una tabla que contiene cotas correspondientes a cada área. Los datos obtenidos se exportan y procesan en el Excel y el

contenido de la tabla se divide en columnas, la primera columna son los intervalos de las cotas, la segunda valores de cota media, la tercera muestra el valor del área entre curvas, la cuarta presenta valores de áreas acumuladas, la quinta columna muestra el porcentaje de área que existe en cada intervalo y la sexta columna muestra el porcentaje acumulado para cada intervalo.

Cuadro 4.6.1.1. Curva Hipsométrica de la micro cuenca Characato

ELEVACIÓN	ÁREA SOBRE COTA (Km ²)	ÁREA ENTRE COTA (Km ²)	ÁREA ACUMULADA (Km ²)	% DE ÁREAS ENTRE COTAS	% DE ÁREAS ACUMULADAS	ÁREA SOBRE COTA %
2550	3.81				0.00	100
2600	3.70	0.12	0.12	3.11	3.11	96.89
2650	3.37	0.33	0.45	8.60	11.71	88.29
2700	3.05	0.32	0.76	8.32	20.03	79.97
2750	2.71	0.34	1.11	8.98	29.01	70.99
2800	2.36	0.35	1.46	9.25	38.26	61.74
2850	1.93	0.43	1.89	11.26	49.52	50.48
2900	1.33	0.59	2.48	15.53	65.05	34.95
2950	0.71	0.62	3.11	16.35	81.40	18.60
3000	0.10	0.61	3.71	15.89	97.29	2.71
3050	0.04	0.06	3.78	1.67	98.96	1.04
3100	0.01	0.03	3.81	0.79	99.75	0.25
3150	0.00	0.01	3.81	0.25	100	0.00

Gráfico 4.6.1.1. Curva Hipsométrica de la micro cuenca Characato

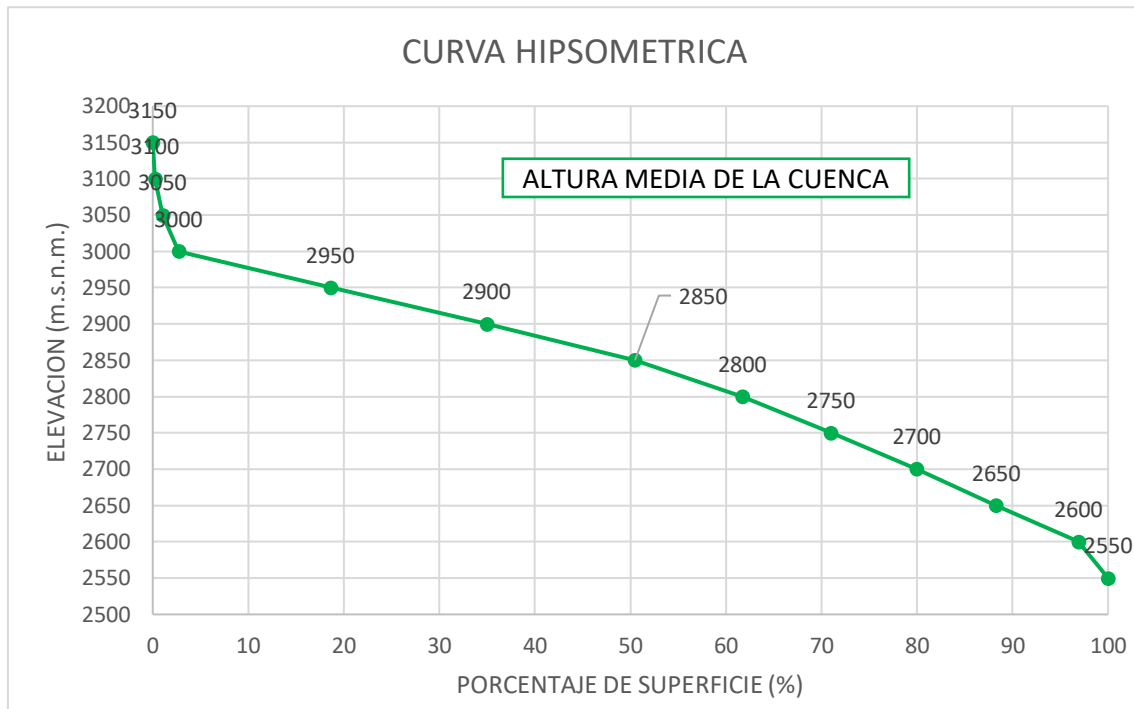
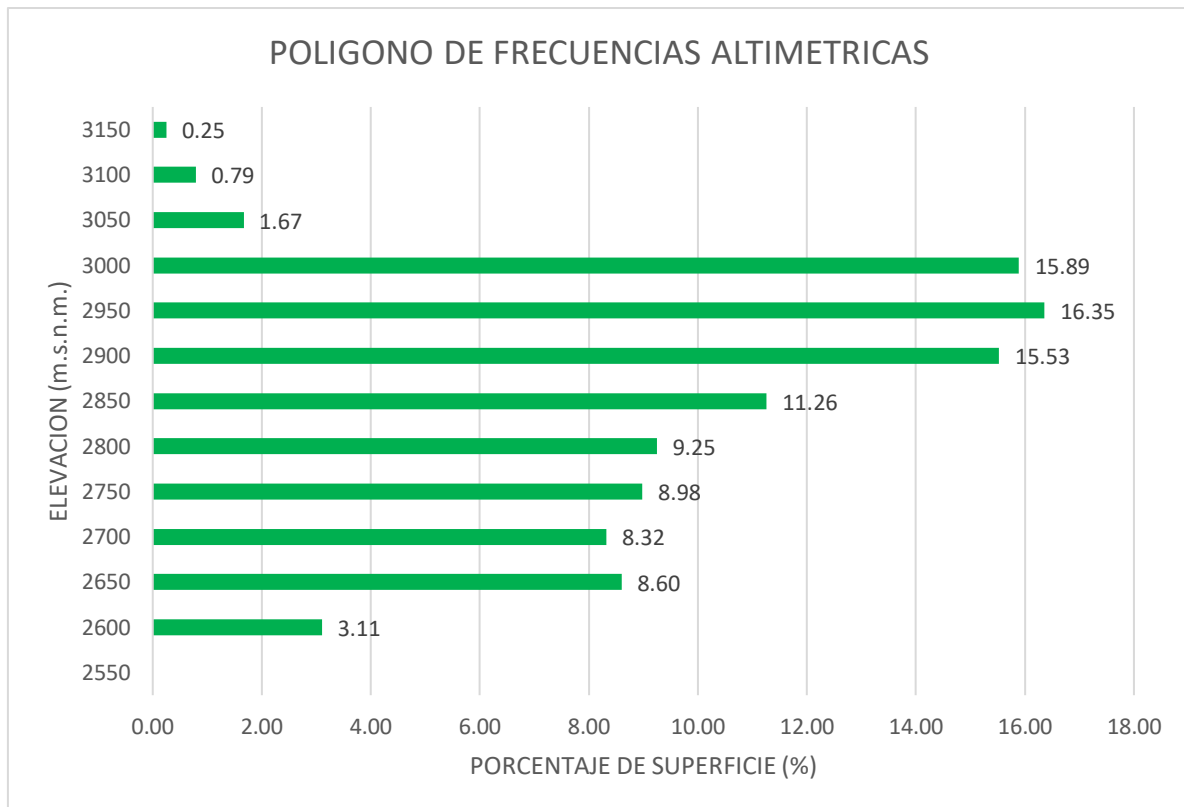


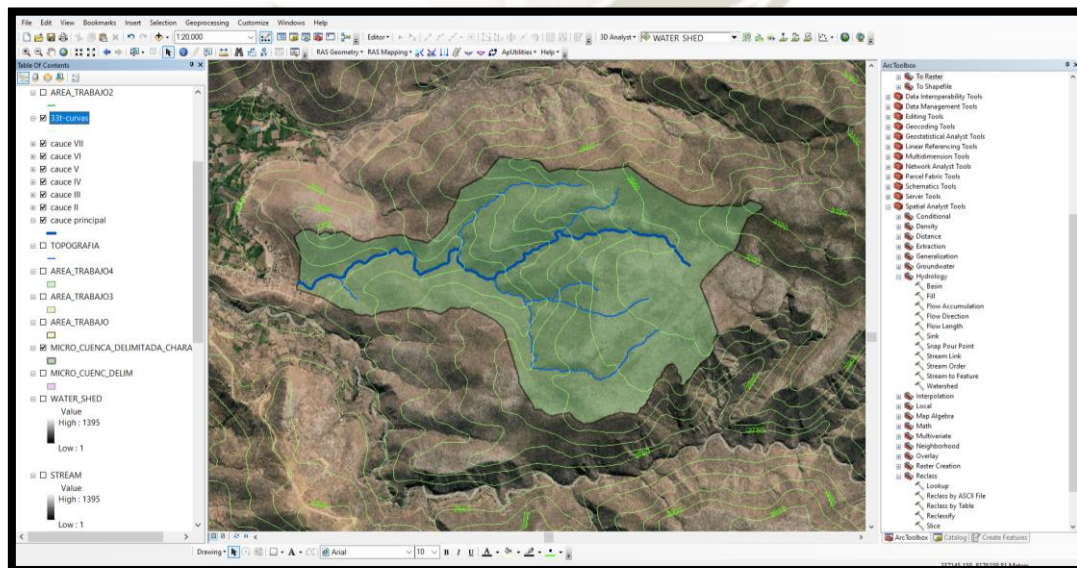
Gráfico 4.6.1.2. Polígono de Frecuencias de la micro cuenca Characato.



4.6.2. Altitudes representativas

Son cotas representativas de la cuenca, estas alturas se determinan a partir de la curva hipsométrica, polígono de frecuencias y las curvas de nivel.

Figura 4.6.2.1. Altitudes más representativas en la micro cuenca Characato.



- **Altitud media:**

Es obtenida a partir del promedio ponderado de altitud vs área (m.s.n.m.).

- **Altitud de frecuencia media o altitud media:**

Se determina a partir de la curva hipsométrica y es aquella en la cual el 50 % del área de la cuenca está encima de ella y el otro 50 % del área de la cuenca está por debajo de ella.

- **Altitud más frecuente:**

Se determina a partir del polígono de frecuencias altimétricas y es aquella que tiene mayor porcentaje del área de la cuenca

- **Altitud del centro de gravedad**

Se determina a partir de las curvas de nivel y es la altitud del centro de gravedad de la cuenca.

- **Altitud máxima**

Punto más elevado de la cuenca

- **Altitud mínima**

Punto ubicado en la parte más baja de la cuenca y que casi siempre es el punto de salida de la cuenca.

4.6.3. Pendiente media de la cuenca

Es la diferencia total de las cotas máxima y mínima de la micro cuenca en estudio dividido entre la longitud del cauce principal.

$$S_p = \frac{H}{L_c}$$

$$S_p = \frac{3150 \text{ m. s. n. m.} - 2550 \text{ m. s. n. m.}}{3937.153 \text{ m}} = 0.152$$

Siendo:

$$H = C_{\text{máx}} - C_{\text{mín}}$$

Donde:

- S_p : Pendiente media de la cuenca

- H: Desnivel de la cuenca (m)
- L_c : Longitud del cauce principal
- $C_{m\acute{a}x}$: Altitud máxima de la cuenca (m.s.n.m.)
- $C_{m\acute{i}n}$: Altitud mínima de la cuenca (m.s.n.m.)

PENDIENTE MEDIA	15.24 %
-----------------	---------

4.6.4. ndice de pendiente

El ndice de pendiente de la cuenca es un parámetro que permite determinar la declividad de un curso de agua entre dos puntos.

$$I_p = \left(\frac{C_{m\acute{a}x} - C_{m\acute{i}n}}{1000 * L_c} \right)^{0.5}$$

$$I_p = \left(\frac{3150 \text{ m. s. n. m.} - 2550 \text{ m. s. n. m.}}{1000 * 3937.153 \text{ m}} \right)^{0.5} = 0.012$$

Donde:

- I_p : ndice de pendiente
- $C_{m\acute{a}x}$: Altitud máxima de la cuenca (m.s.n.m.)
- $C_{m\acute{i}n}$: Altitud mínima de la cuenca (m.s.n.m.)
- L_c : Longitud de cauce principal (m)

INDICE DE PENDIENTE	1.26
---------------------	------

Cuadro 4.6.4.1. Parámetros de Altitudes representativas

CARACTERIZACION GEOMORFOLOGICA			
ALTITUDES REPRESENTATIVAS	ALTITUD MEDIA	m.s.n.m.	2850
	ALTITUD MAS FRECUENTE	m.s.n.m.	2950
	ALTITUD DEL CENTRO DE GRAVEDAD	m.s.n.m.	2800
	ALTITUD MÁXIMA	m.s.n.m.	3150
	ALTITUD MÍNIMA	m.s.n.m.	2550

Cuadro 4.6.4.2. Parámetros de índice de relieves

PARÁMETROS DE RELIEVE		
FORMA DE CUENCA	K_C	1.47
FACTOR DE FORMA	K_f	0.29
PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA	S_p	15.24%
INDICE DE PENDIENTE	I_p	1.26%

4.7. Parámetros de la red de drenaje

4.7.1. Estructura de la red de drenaje

La estructura de drenaje de una cuenca refleja el grado de ramificación de esta, existen diversos criterios para el ordenamiento de los cauces de la red de drenaje de una cuenca. Se consideró el criterio de Strahler:

Cuadro 4.7.1.1. Clasificación de corrientes de agua

CORRIENTE	CARACTERÍSTICAS
PRIMER ORDEN	PEQUEÑOS CAUCES QUE NO TIENEN TRIBUTARIOS
SEGUNDO ORDEN	DOS CORRIENTES DE PRIMER ORDEN SE UNEN
TERCER ORDEN	DOS CORRIENTES DE SEGUNDO ORDEN SE UNEN

4.7.2. Orden del cauce principal

Se determina a partir de la cuenca según el orden del cauce principal

Cuadro 4.7.2.1. Clasificación de la cuenca según el orden del cauce principal

CUENCA HIDROGRÁFICA	ORDEN DE CORRIENTE
MICRO CUENCA	PRIMER, SEGUNDO Y TERCER ORDEN
SUB CUENCA	CUARTO Y QUINTO ORDEN
CUENCA	MAYORES E IGUALES AL SEXTO ORDEN

Régimen del cauce principal

Según el régimen del cauce, estos pueden clasificarse:

- **Perennes:**

Son corrientes cuyo caudal es constante, manteniendo una alimentación continua del nivel de agua subterráneo y no descendiendo nunca debajo del lecho del cauce.

- **Intermitentes:**

Son corrientes que se activan durante algunas estaciones del año.

- **Efimeros**

Son corrientes que aparecen durante o después de los periodos de lluvia y su volumen consta de escorrentía superficial.

4.7.3. Tamaño de la cuenca

Según el tamaño de la cuenca, existen muchos criterios de clasificación, por ende, mucha controversia sobre que denominación debería tener una cuenca según su tamaño.

Cuadro Nro. 4.7.3.1 Clasificación de la cuenca según su área

CUENCA HIDROGRÁFICA	ÁREA (km ²)
MICRO CUENCA	< 50
SUB CUENCA	50 - 500
CUENCA	500 - 800

4.8. Modelo Hidrológico

Se definirá el modelo hidrológico, para hallar el caudal que nos permita realizar las simulaciones de inundación y luego el análisis de vulnerabilidad hidrológica del tramo comprendido de 5.910 Km de la quebrada Huaylla.

El modelo hidrológico que se utilizará será el Software HEC–HMS 4.01, en el cual tenemos que introducir varias características físicas, morfológicas y geomorfológicas de la micro cuenca Characato.

Antes de utilizar el Software debemos procesar y analizar la información de precipitación máxima de 24 horas estadísticamente de la estación Characato, y así obtener la mejor distribución de probabilidad en hidrología que se adecue mejor a los datos de precipitación máxima para un periodo de retorno de 100 años.

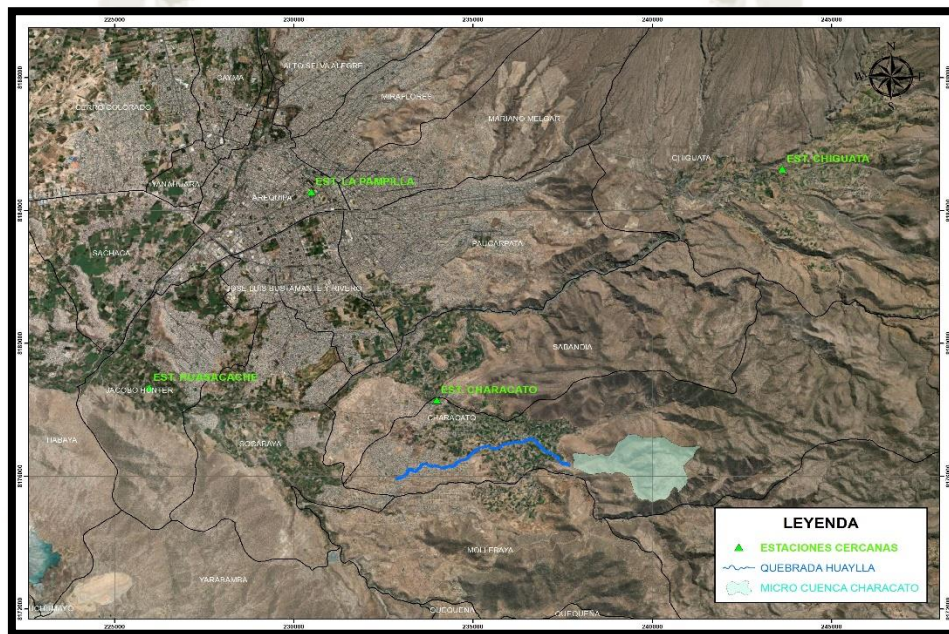
Una vez conocida la mejor distribución de probabilidad obtendremos un hietograma de diseño para determinar el caudal de diseño.

4.8.1. Registro de precipitaciones máximas de 24 horas

Para el presente estudio de Vulnerabilidad hidrológica en la quebrada Huaylla, se utilizó los datos de precipitación máxima de 24 horas de la estación meteorológica Characato ubicada en el distrito del mismo nombre y la más cercana a la micro cuenca Characato.

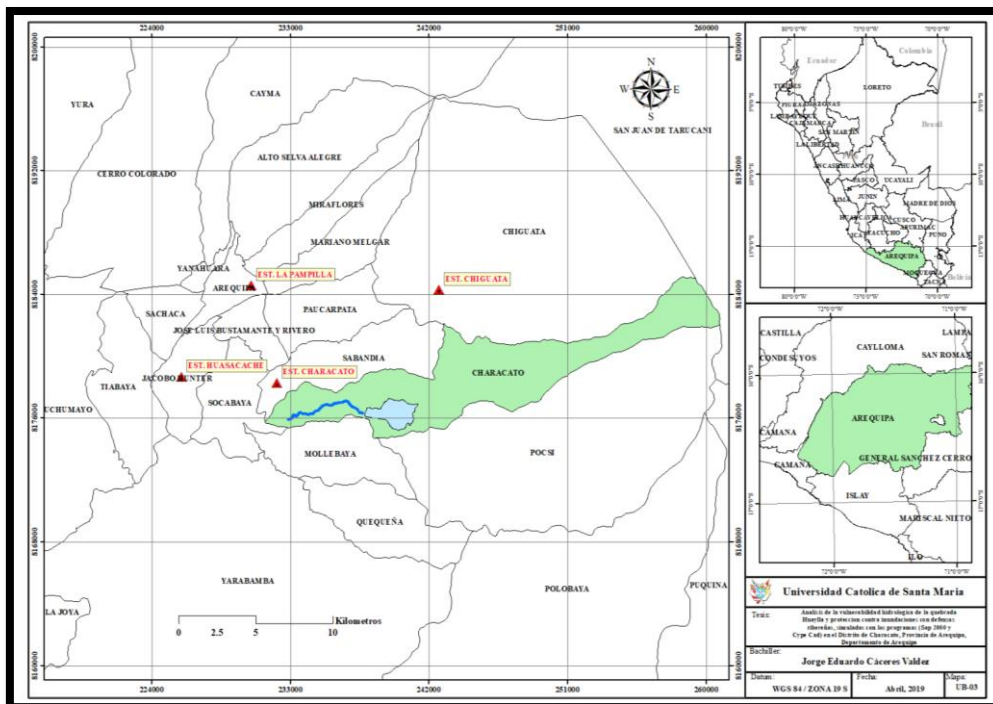
Además, porque aproximadamente la elevación de la estación con la cota promedio del cauce de la quebrada Huaylla son casi similares.

Figura 4.8.1.1. Ubicación de la estación Characato próximo al área de estudio



La obtención de la precipitación máxima de 24 horas de una estación meteorológica de un mes en particular, es la cual se toma el máximo valor de la precipitación entre todos los días del mes y en caso de un año se toma el valor máximo de los meses correspondientes a ese año.

Figura 4.8.1.2 Estaciones cercanas al Área de estudio de la Micro cuenca Characato.



Cuadro 4.8.1.1 Registro de precipitación – ESTACION CHARACATO.

REGISTRO DE PRECIPITACIÓN - ESTACIÓN CHARACATO				
PRECIPITACIÓN MÁXIMA 24 HORAS				
MICRO CUENCA CHARACATO	LATITUD:	16° 27' 1''	DEPARTAMEN TO	AREQUIPA
	LONGITUD:	71° 29' 1''	PROVINCIA	AREQUIPA
	ALTITUD:	2483 m.s.n.m.	DISTRITO	CHARACATO

ITE M	AÑ O	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NO V	DIC
1	1977	5.10	62.70	12.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.20	0.00	2.10	1.70
2	1978	5.40	15.00	7.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.2	0.10
3	1979	3.20	2.30	28.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.50	0.10
4	1980	1.80	18.70	13.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.40
5	1981	5.20	51.80	55.40	6.30	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00	0.00	2.00	3.60
6	1982	8.10	8.10	3.90	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.10	4.90	0.20
7	1983	0.00	0.10	0.20	2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	0.00	0.00	8.20
8	1984	16.60	18.20	19.60	0.00	0.00	0.10	0.00	4.00	0.00	0.10	10.8	0.00
9	1985	5.20	24.30	18.20	3.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10	21.10
10	1986	26.20	24.60	10.90	0.10	2.70	0.00	0.10	6.90	0.00	0.00	4.80	22.70
11	1987	83.60	6.20	2.70	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00	0.00	0.70	0.00	0.00
12	1988	9.30	0.50	22.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00

13	1989	4.50	51.30	8.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	1990	0.40	4.70	17.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.70	18.50
15	1991	1.80	0.00	2.80	1.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	1992	0.40	3.40	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.0
17	1993	17.10	3.80	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00	7.60	0.00	3.50	0.00	4.20
18	1994	21.90	20.50	13.90	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
19	1995	81.40	0.00	32.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00
20	1996	20.75	11.15	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	1997	17.80	58.90	32.90	0.00	0.00	0.00	0.00	21.50	6.80	0.00	0.00	38.10
22	1998	19.90	13.40	2.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.95
23	1999	25.00	45.80	52.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.30
24	2000	18.20	42.60	15.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.05
25	2001	6.15	56.80	57.50	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	2002	19.00	22.40	26.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
27	2003	15.70	2.80	7.50	0.00	0.00	0.00	0.00	21.50	6.80	0.00	0.00	0.00
28	2004	29.80	7.60	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.20
29	2005	12.00	6.40	9.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.20
30	2006	11.20	23.60	25.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10
31	2007	29.50	30.10	1.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00
32	2008	36.50	12.10	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
33	2009	7.00	16.50	8.80	0.00	0.00	0.00	0.00	21.50	6.80	0.00	0.00	0.00
34	2010	0.50	8.00	0.80	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
35	2011	16.10	20.00	5.80	2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.30
36	2012	46.90	52.90	46.00	20.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.00
37	2013	32.30	30.05	27.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.50
38	2014	36.80	0.00	1.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
39	2015	5.00	57.60	55.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

4.9. Análisis Estadístico

4.9.1. Parámetros Estadísticos

4.9.1.1. Media

Es el valor esperado de la variable misma. Primer momento respecto al origen. Muestra la tendencia central de la distribución.

$$\bar{Y} = \frac{1}{n} * \sum_{i=1}^n y_i$$

Donde:

- n: Numero de datos
- y: Valor i de la muestra

4.9.1.2. Desviación estándar

Es una medida de la variabilidad que tiene las mismas dimensiones que la media y simplemente es la raíz cuadrada de la varianza.

$$S_y = \left[\frac{1}{n-1} * \sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2 \right]^{1/2}$$

Donde:

- Y: Media
- S: Desviación estándar.

4.9.1.3. Coeficiente de Asimetría

Devuelve la asimetría de una distribución. Esta función caracteriza el grado de asimetría de una distribución con respecto a su media.

$$C_s = \frac{n * \sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^3}{(n-1)(n-2) * S_y^3}$$

Donde:

- n: Numero de datos.

4.10. Análisis de datos dudosos (Outliers)

Dentro de la recolección de datos a veces se presentan datos que se alejan significativamente de la tendencia de la información restante y que afectan de una manera considerable la magnitud de los parámetros estadísticos de la serie; por recomendación del Consejo de Recursos Hídricos se realiza el ajuste de datos dudosos.

Según el Consejo de Recursos Hídricos, considera lo siguiente:

- Si la asimetría de estación es mayor a +0.4, se considera primero las pruebas para detectar datos dudosos altos.

- Si la asimetría de estación es menor a -0.4, primero se consideran pruebas para detectar datos dudosos bajos.
- Cuando la asimetría de estación está entre ± 0.4 , deben de aplicarse pruebas para detectar datos dudosos altos y bajos antes de eliminar cualquier dato dudoso del conjunto de datos.

La ecuación de frecuencia para detectar datos dudosos altos es la siguiente:

$$Y_H = \bar{y} + K_n * S_y$$

Donde:

- Y_H : Umbral de datos dudosos altos en unidades logarítmicas.
- \bar{y} : Media de los logaritmos de las precipitaciones.
- K_n : Valor tabulado para una muestra de tamaño n
- S_y : Desviación estándar de los logaritmos de las precipitaciones.

Los valores de datos en la siguiente tabla se usan para pruebas de un lado para detectar datos dudosos en un nivel de significancia de 10% en información normalmente distribuida. Si los logaritmos de los valores en una muestra son mayores que en la anterior ecuación, entonces se consideran como datos dudosos altos. Picos de creciente considerados altos deben compararse con la información histórica y de crecientes de sitios cercanos. La información histórica de crecientes contiene información de eventos inusualmente extremos, fuera de registro sistemático. De acuerdo con el consejo de recursos hídricos, si existe información disponible que indica que un dato dudoso es tratado como información histórica de crecientes y es excluido del análisis. Si no hay información histórica útil para comparar con los datos dudosos altos, entonces estos deben ser retenidos como parte del registro sistemático.

Una ecuación similar puede utilizarse para detectar datos dudosos bajos.

$$Y_L = \bar{y} + K_n * S_y$$

Donde:

- Y_L : Umbral de datos dudosos bajos en unidades logarítmicas.

Los picos decrecientes considerados como datos dudosos bajos se eliminan del registro y pueden aplicarse un ajuste de probabilidad condicional descrito por el Consejo de Recursos Hídricos.

Cuadro 4.10.1. Valores de K_n para la prueba de Datos Dudosos

TAMAÑO DE MUESTRA	K_n	TAMAÑO DE MUESTRA	K_n	TAMAÑO DE MUESTRA	K_n	TAMAÑO DE MUESTRA	K_n
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.650	55	2.804		

4.10.1. Análisis de datos dudosos de la estación Characato

A continuación, se detalla el procedimiento de análisis de datos de caudales máximos anuales para datos dudosos:

Cuadro 4.10.1.1. Análisis de Datos excepcionales – Estación Characato

AÑO	PRECIP. MAX	Y=LOGX
1977	62.70	1.797
1978	15.00	1.176
1979	28.10	1.449
1980	18.70	1.272
1981	55.40	1.744
1982	8.10	0.908
1983	8.20	0.914
1984	19.60	1.292
1985	24.30	1.386
1986	26.20	1.418

1987	83.60	1.922
1988	22.00	1.342
1989	51.30	1.710
1990	18.50	1.267
1991	2.80	0.447
1992	18.00	1.255
1993	17.10	1.233
1994	21.90	1.340
1995	81.40	1.911
1996	20.75	1.317
1997	58.90	1.770
1998	19.90	1.299
1999	52.60	1.721
2000	42.60	1.629
2001	57.50	1.760
2002	26.30	1.420
2003	21.50	1.332
2004	29.80	1.474
2005	12.00	1.079
2006	25.50	1.407
2007	30.10	1.479
2008	36.50	1.562
2009	21.50	1.332
2010	8.00	0.903
2011	20.00	1.301
2012	52.90	1.723
2013	32.30	1.509
2014	36.80	1.566
2015	57.60	1.760

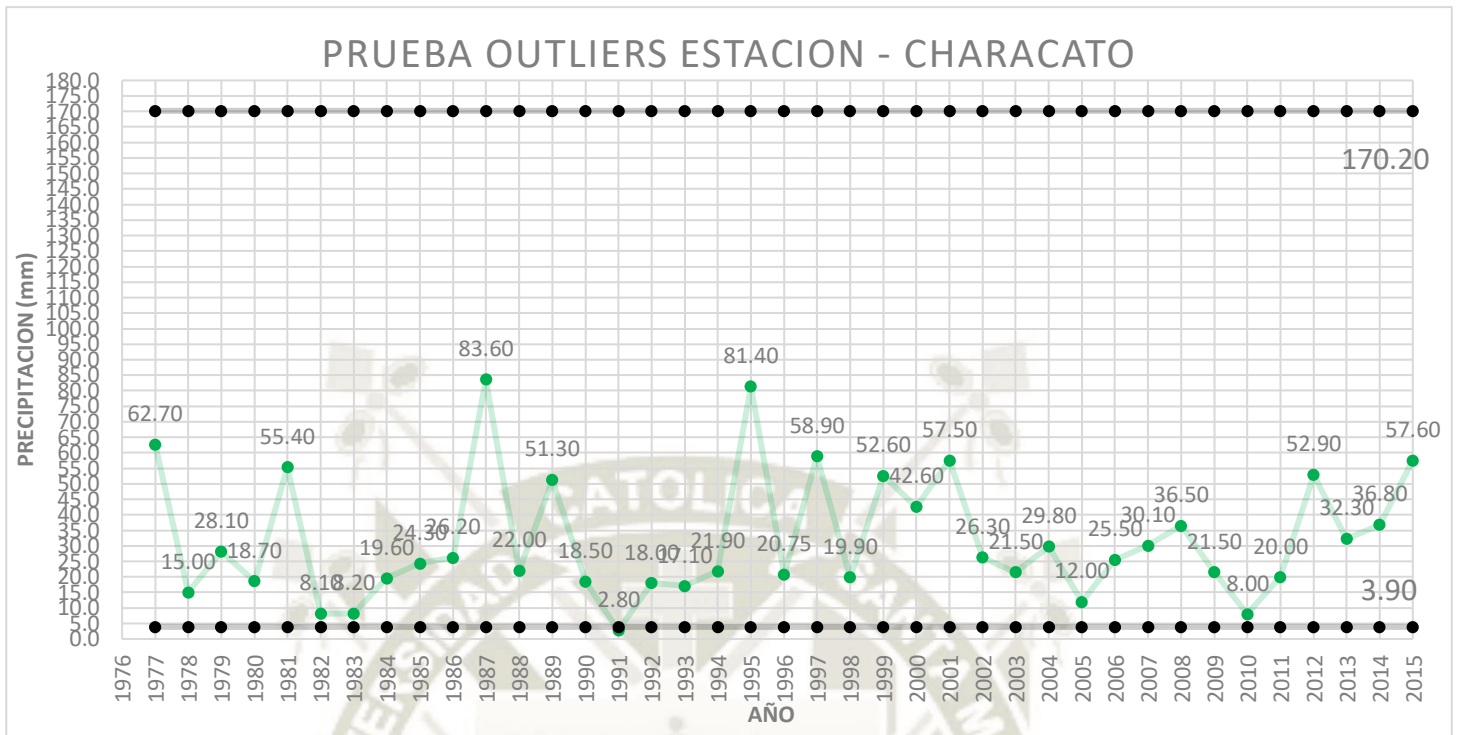
Utilizando la información correspondiente al valor de precipitación máxima de 24 horas de la Estación CHARACATO, vamos a determinar si existe cualquier dato dudoso alto o bajo (Excepcional) de la muestra, para el rango de precipitaciones desde 1977 hasta 2015.

Cuadro 4.10.1.2. Método Water Resources Council – Estación Characato

MEDIDAS DE VARIABILIDAD	METODO DE WATER RESOURCES COUNCIL
	CHARACATO
n	39
\bar{Y}	1.414
DES EST.	0.306
COEF. ASIM.	-0.760
K_n	2.671
YH	2.2310
YL	0.5962
QH	170.20
QL	3.90

Existe información disponible que indica que un dato dudoso alto o bajo es el máximo sobre un periodo extendido, el dato dudoso es tratado como información histórica de crecientes y es excluido del análisis. En conclusión, los resultados muestran que el umbral de dato dudoso bajo es menor que la precipitación mínima en el año 1991 de la estación CHARACATO, por consecuencia, el dato dudoso es tratado como información excepcional y es excluido del análisis.

Grafico 4.10.1.1 Prueba Outliers – Estación Characato.



El dato dudoso excepcional bajo es eliminado de la muestra y se repite el análisis de frecuencia utilizando en la **ESTACION CHARACATO**. La estadística para los logaritmos del nuevo conjunto de datos, ahora reducidos a 38 valores.

Cuadro Nro. 4.10.1.3 Método Water Resources Council – Estación Characato (modificado)

MEDIDAS DE VARIABILIDAD	METODO DE WATER RESOURCES COUNCIL
	CHARACATO
n	38
\bar{Y}	1.439
DES EST.	0.265
COEF. ASIM.	-0.124
Kn	2.661
YH	2.1444
YL	0.7336
QH	139.50

QL

5.40

4.11. Funciones de Distribución de Probabilidades usadas en Hidrología

4.11.1. Distribución Normal

Las variables hidrológicas, como la precipitación anual, calculadas como la suma de los efectos de muchos eventos independientes tienden a seguir la distribución normal. Las principales limitaciones de la distribución normal en la descripción de variables hidrológicas son, por un lado, que está varia a lo largo de un radio continuo. (Chow, 1994, p.382)

Función de densidad:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}$$

Dónde:

X: Variable aleatoria.

μ : La Media.

σ : La Desviación estándar.

4.11.2. Distribución Log Normal II Parámetros

La distribución log normal tiene ventajas sobre la distribución normal de que está limitada ($X > 0$) y de que la transformación log tiende a reducir la asimetría positiva comúnmente encontrada en información hidrológica, debido a que al tomar logaritmos se reducen en una proporción mayor a los números grandes que los números pequeños. (Chow, 1994, p.385)

Función de densidad:

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2}$$

Donde:

- μ_y : Media de los logaritmos naturales.
- σ_y : Desviación estándar de los logaritmos naturales.

4.11.3. Distribución Gamma III Parámetros

La distribución Pearson tipo III, también llamada la distribución gamma de tres parámetros, introduce un tercer parámetro el límite inferior ε , de tal manera que por el método de los momentos, los tres momentos de la muestra (la media, la desviación estándar y el coeficiente de asimetría) pueden transformarse en los tres parámetros λ , β y ε de la distribución de probabilidad. (Chow, 1994, p.386)

Función de densidad:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha\Gamma(\beta)} \left\{ \frac{x - \delta}{\alpha} \right\}^{\beta-1} e^{-\frac{x-\delta}{\alpha}}$$

Dónde:

- γ : Coeficiente de sesgo
- e: Constante de Neper

4.11.4. Distribución Log Pearson Tipo III

Esta función de distribución es comunmente usada en el mundo para el análisis de frecuencia de caudales máximos.

Función de Densidad:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{\ln x - x_0}{\beta}}}{x\beta\gamma\Gamma(\gamma)}$$

Donde:

- x_0 : Parámetro de posición
- β : Parámetro de escala
- γ : Parámetro de forma

4.11.5. Distribución Gumbel

Esta función de distribución es ampliamente usada para los valores extremos tanto máximos como mínimos, por ende, muy útil para representar el comportamiento de crecientes y sequías.

Función de Densidad:

$$f(x) = \alpha e^{[-\alpha(x-\beta)] - e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Dónde:

- X: Representa el valor a asumir por la variable aleatoria
- e: Constante de Neper.

4.11.6. Distribución Log Gumbel

Es muy semejante a la distribución Gumbel, pero en forma logarítmica.

Función de Densidad:

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}}} \quad \text{para } -\infty \leq x \leq \infty$$

Dónde:

- X: Representa el valor a asumir por la variable aleatoria
- e: Constante de Neper.

4.12. Prueba de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste consisten en comprobar, gráfica y estadísticamente, si la frecuencia empírica de la serie analizada se ajusta a una determinada función de probabilidades teórica seleccionada a priori, con los parámetros estimados con base en los valores muestrales. (Villón, 2006, p.169)

4.12.1. Prueba de Smirnov Kolmogorov

Aparicio (1992) explica lo siguiente “Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D que hay entre la función de distribución observada $F_o(P_m)$ y la estimada $F(P_m)$ ”. (p.279)

$$D = \max|F_o(P_m) - F(P_m)|$$

La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(P_m) = 1 - \frac{m}{n + 1}$$

Dónde:

m: es el número de orden del dato X_m en una lista de mayor a menor.

n: número total de datos.

Cuadro 4.12.1.1 Valores críticos “ Δ ” para la prueba Kolmogorov – Smirnov de Bondad de ajuste

TAMAÑO DE LA MUESTRA	a = 0.1	a = 0.05	a = 0.01
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
31	0.22	0.24	0.29
40	0.19	0.21	0.25
N grande	$\frac{1.22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{n}}$

Fuente: (Aparicio, 1992)

4.12.2. Cálculo hidrológico mediante el programa Hidroesta

Este software fue desarrollado por el Ingeniero Máximo Villón Béjar y es una herramienta útil para los cálculos hidrológicos. Para facilitar y simplificar los cálculos hidrológicos se hará empleo del software computacional Hidroesta, ya que este programa permite el cálculo de parámetros estadísticos, evaluar si una serie de datos se ajustan a una serie de distribuciones.

A continuación, vamos a determinar el ajuste de mayor probabilidad para la serie de caudales máximos anuales de la Estación Characato del periodo 1977 – 2015.

El análisis de distribución según el programa Hidroesta para los periodos 1977- 2015, se encuentra en la sección anexos del presente estudio.

Cuadro 4.12.2.1. Resumen de valores de prueba de bondad de ajuste

DISTRIBUCIÓN PROBABILÍSTICA	Δ	ΔT	OBSERVACIÓN
D. NORMAL	0.1682	0.216	
D. LOG NORMAL II	0.1032	0.216	
D. LOG NORMAL III	0.1064	0.216	VALOR A USAR
D. GUMBEL	0.1122	0.216	
D. LOG GUMBEL	0.1161	0.216	
D. GAMMA II	0.109	0.216	
D. GAMMA III	0.10736	0.216	

D. LOG PEARSON TIPO III	-	-	NO SE AJUSTA
-------------------------	---	---	--------------

De la evaluación realizada se concluye que la distribución probabilística Log Normal II Parámetros, por tener un menor valor de Δ debe ser la elegida, sin embargo, en general para datos máximos anuales en hidrología, se sugiere el uso de distribuciones de tres parámetros debido a que toma en cuenta la forma asimétrica de su gráfica, es decir incluye el valor del coeficiente de asimetría para la obtención de la precipitación (variable hidrológica).

Por ende, se recomienda la Distribución probabilística Log normal III ya que se ajusta y representa mejor a los valores registrados de la información hidrometeorológica para los datos de la micro cuenca Characato, para el periodo 1977 – 2015.

4.13. Elección del periodo de retorno

Chow (1994) considera que “El periodo de retorno de un evento con una magnitud dada puede definirse como el intervalo de la recurrencia promedio entre eventos que igualan o exceden una magnitud especificada”. (p.392)

- Según la Autoridad Nacional del Agua (2006) en su reglamento indica que “En cauces naturales de agua colindantes a asentamientos poblacionales: periodo de retorno de 100 (cien) años”. (p.2)

4.14. Tiempo de concentración

Es el tiempo que la lluvia que cae en el punto más distante de la corriente de agua de una hoya toma para llegar a una sección determinada de dicha corriente. El tiempo de concentración mide el tiempo que se necesita para que toda la hoya contribuya con escorrentía superficial en una sección considerada. Se mide en minutos y horas. (Monsalve, 1995, p.180)

- **Formula de Kirpich:**

$$t_c = 0.01947 * L^{0.77} * S^{-0.385}$$

$$t_c = 0.01947 * (3937.153 \text{ m})^{0.77} * 0.15^{-0.385} = 23.56 \text{ minutos}$$

$$t_c = 0.40 \text{ horas}$$

- **Formula de California Culverts Practice:**

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{3937.153 \text{ m}^3}{3150 \text{ m} - 2550 \text{ m}} \right)^{0.385} = 23.59 \text{ minutos}$$

$$t_c = 0.39 \text{ horas}$$

- **Témez:**

$$t_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.75}$$

$$t_c = 0.3 * \left(\frac{3.94 \text{ km}}{15 \%^{0.25}} \right)^{0.75} = 0.50 \text{ horas}$$

$$t_c = 30 \text{ minutos}$$

- **Formula de Passini:**

$$t_c = 0.108 * \frac{(L * A)^{1/3}}{S^{1/2}}$$

$$t_c = 0.108 * \frac{(3.94 \text{ km} * 3.92 \text{ km}^2)^{1/3}}{0.15^{1/2}} = 0.69 \text{ horas}$$

$$t_c = 41 \text{ minutos}$$

Donde:

- L: Longitud, Km,m.
- A: Área, Km².
- S: Pendiente, m/m.; %
- H: Diferencia entre la cota más alta y la más baja.
- t_c: Tiempo de concentración, horas.

CUENCA	KIRPICH (horas)	TEMEZ (horas)	t _c ADOPTADO
--------	--------------------	------------------	----------------------------

MICRO CUENCA CHARACATO	0.40	0.50	0.40
---------------------------	------	------	------

4.15. Elaboración de las Curvas IDF

Para el caso de duraciones de tormenta menores a 1 hora, o no se cuente con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24\text{horas}} * \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.38}$$

Dónde:

- P_d : Precipitación (mm).
- d : Duración en minutos.
- $P_{24\text{horas}}$: Precipitación máxima en 24 horas (mm).

La intensidad se halla dividiendo la precipitación P_d entre la duración.

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación:

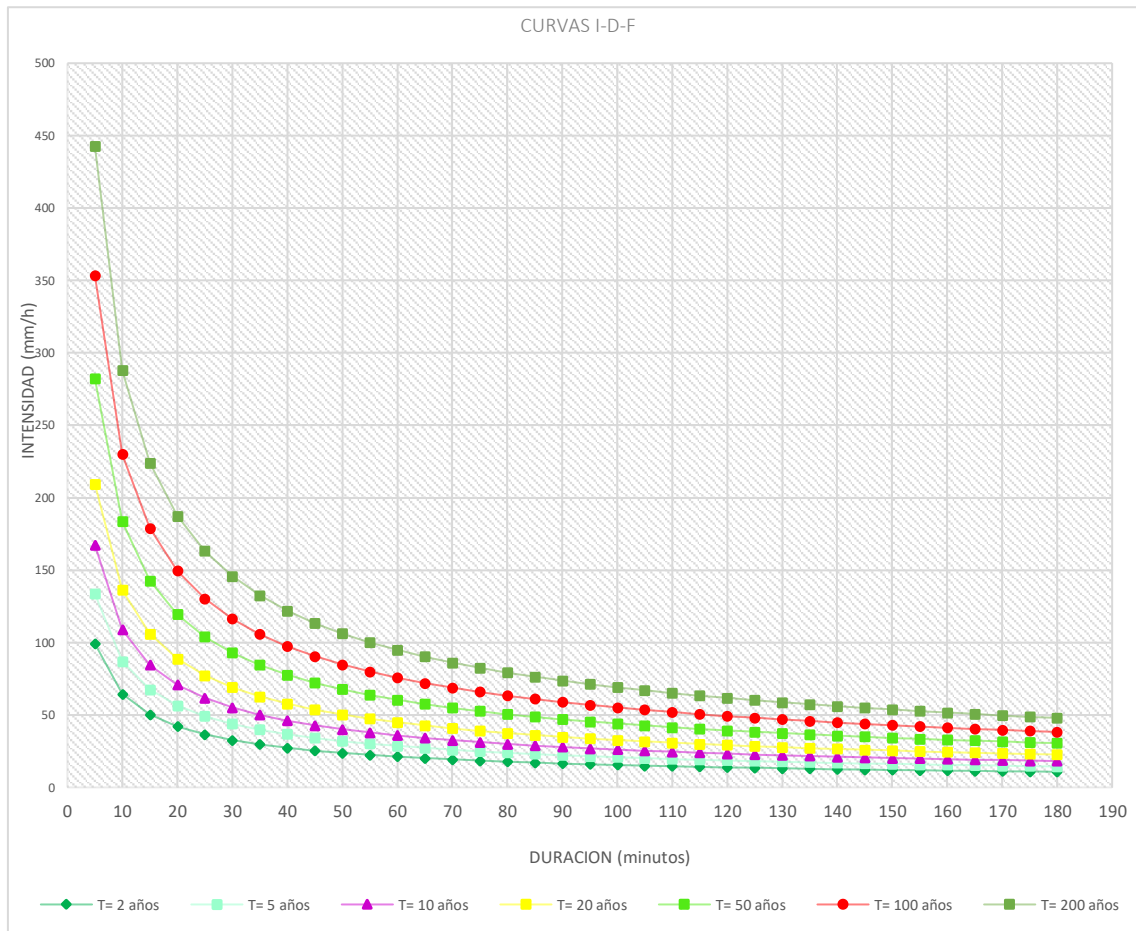
$$I = \frac{K * T^m}{t^n}$$

Donde:

- I : intensidad máxima (mm/h).
- K, m, n : factores característicos de la zona.
- T : periodo de retorno en años.
- t : duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min).

(Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2012, p.37)

Grafico 4.15.1. Curvas I – D – F de la Micro Cuenca Delimitada.



Cuadro 4.15.1. Lluvias Máximas 1977 - 2015

T AÑOS	LOG NORMAL III	PRECIP. MAX 24 h	DURACIÓN EN MINUTOS																	
			10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180
2	27.57	27.57	9.19	11.96	13.95	15.57	16.94	18.16	19.25	20.26	21.18	22.05	22.86	23.63	24.36	25.06	25.72	26.36	26.97	27.57
5	45.87	45.87	15.30	19.91	23.22	25.90	28.20	30.22	32.04	33.71	35.25	36.69	38.05	39.32	40.54	41.70	42.80	43.87	44.89	45.87
10	59.84	59.84	19.95	25.96	30.29	33.79	36.78	39.41	41.79	43.97	45.98	47.86	49.62	51.29	52.88	54.39	55.83	57.22	58.55	59.84
20	74.33	74.33	24.78	32.25	37.63	41.97	45.69	48.96	51.92	54.62	57.12	59.45	61.65	63.72	65.69	67.56	69.36	71.08	72.74	74.33
50	95.14	95.14	31.72	41.28	48.16	53.72	58.47	62.67	66.45	69.91	73.11	76.09	78.90	81.55	84.07	86.47	88.77	90.97	93.09	95.14
100	112.58	112.58	37.54	48.85	56.99	63.57	69.19	74.16	78.63	82.73	86.51	90.05	93.37	96.51	99.49	102.33	105.05	107.65	110.16	112.58
200	130.83	130.83	43.62	56.77	66.22	73.87	80.41	86.18	91.38	96.13	100.53	104.64	108.50	112.15	115.61	118.91	122.07	125.10	128.02	130.83

Cuadro 4.15.2. Intensidades Máximas 1977 - 2015

T AÑOS	PRECIP. MAX 24 h	DURACIÓN EN MINUTOS																	
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180
2	27.56	55.15	35.88	27.91	23.35	20.33	18.16	16.50	15.19	14.12	13.23	12.47	11.82	11.24	10.74	10.29	9.89	9.52	9.19
5	45.87	91.77	59.72	46.44	38.85	33.83	30.22	27.46	25.28	23.50	22.02	20.75	19.66	18.71	17.87	17.12	16.45	15.84	15.29
10	59.84	119.70	77.89	60.57	50.68	44.13	39.41	35.82	32.98	30.65	28.71	27.07	25.65	24.40	23.31	22.33	21.46	20.66	19.95
20	74.33	148.71	96.76	75.25	62.96	54.82	48.96	44.50	40.97	38.08	35.67	33.63	31.86	30.32	28.96	27.74	26.66	25.67	24.78
50	95.14	190.33	123.84	96.31	80.58	70.17	62.67	56.96	52.43	48.74	45.66	43.04	40.78	38.80	37.06	35.51	34.12	32.86	31.71

100	112.58	225.22	146.55	113.97	95.35	83.03	74.16	67.40	62.04	57.67	54.03	50.93	48.25	45.92	43.85	42.02	40.37	38.88	37.53
200	130.83	261.73	170.30	132.45	110.81	96.49	86.18	78.32	72.10	67.02	62.78	59.18	56.07	53.36	50.96	48.83	46.91	45.18	43.61



4.16. Hietograma de Diseño

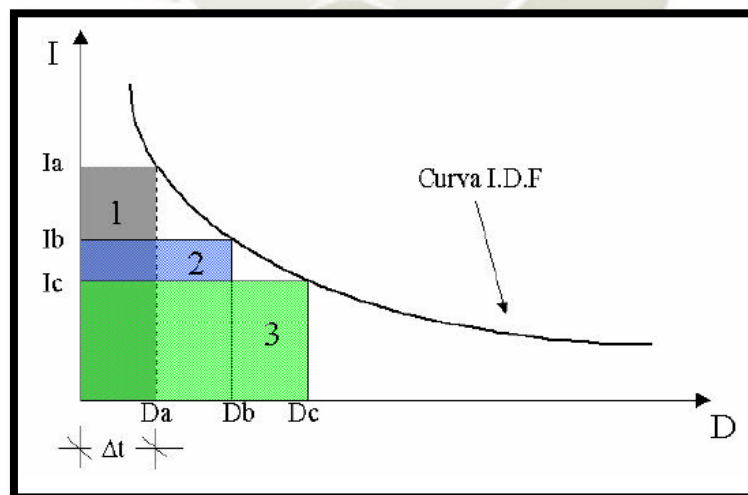
4.16.1. Método del Bloque Alterno

El método del bloque alternativo es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva de intensidad-duración-frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt sobre una duración total de:

$$T_d = n * \Delta t$$

Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, ..., y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre los valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt . Estos incrementos o bloques se reordenan en una sección temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño. (Chow, 1994, p.477)

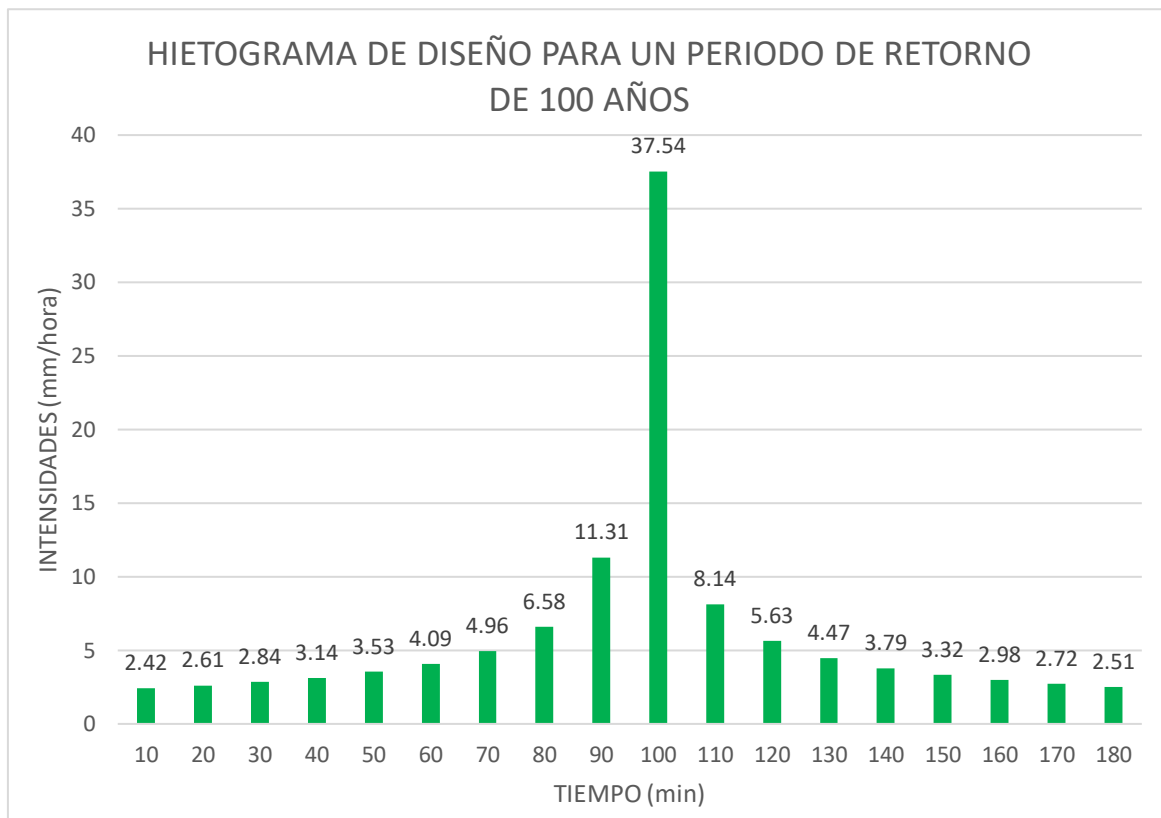
Grafico 4.16.1.1. Descripción del método mediante el manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje



Cuadro 4.16.1.1. Método del Bloque Alterno T = 100 años

DURACIÓN (min)	INTENSIDAD (mm/h)	PROF ACUM (mm)	PROF INCRE (mm)	INT BLOQUE (mm/h)	TIEMPO (min)	ORDENADO
10	225.224	37.537	37.537	2252.248	0 - 10	2.418
20	146.547	48.849	11.311	678.696	10 - 20	2.608
30	113.972	56.986	8.137	488.238	20 - 30	2.841
40	95.354	63.569	6.582	394.978	30 - 40	3.138
50	83.033	69.194	5.625	337.528	40 - 50	3.533
60	74.158	74.158	4.963	297.836	50 - 60	4.092
70	67.399	78.632	4.473	268.426	60 - 70	4.963
80	62.044	82.725	4.092	245.575	70 - 80	6.582
90	57.674	86.512	3.786	227.201	80 - 90	11.311
100	54.027	90.046	3.533	212.037	90 - 100	37.537
110	50.927	93.367	3.321	199.263	100 - 110	8.137
120	48.252	96.505	3.138	188.323	110 - 120	5.625
130	45.916	99.486	2.980	178.826	120 - 130	4.473
140	43.854	102.327	2.841	170.487	130 - 140	3.786
150	42.018	105.046	2.718	163.094	140 - 150	3.321
160	40.370	107.654	2.608	156.484	150 - 160	2.980
170	38.881	110.162	2.508	150.531	160 - 170	2.718
180	37.527	112.581	2.418	145.136	170 - 180	2.508

Grafico 4.16.1.2. Hietograma de Diseño Para un periodo de retorno de 100 años



4.17. Número de Curva

El uso de esta metodología exige la determinación del valor respectivo del CN (número adimensional de curva o curva número), correspondiente al área específica en estudio, valor que debe ser obtenido mediante procesos de calibración. La calibración del parámetro CN se realiza con información de campo, de algunos eventos en el que se disponga de datos de precipitación y caudales resultantes. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2012, p.44)

El Número de Curva varía dentro del rango de 1 a 100, siendo una función de:

- Grupo Hidrológico del Suelo
- Tratamiento y uso de la Tierra
- Condición Hidrológica
- Antecedentes de Humedad

4.17.1. Clasificación hidrológica de los suelos

- Grupo hidrológico A

Son suelos que tienen altas tasas de infiltración (bajo potencial de escurrimiento), aún cuando están completamente mojados y están constituidos mayormente por arenas o gravas profundas, bien y hasta excesivamente drenadas. Estos suelos tienen una alta tasa de transmisión de agua. (Villón, 2014, p.51)

- **Grupo hidrológico B**

Son suelos que tienen tasas de infiltración moderados cuando están completamente mojados; están constituidos mayormente de suelos profundos de texturas moderadamente finas a moderadamente gruesas. Estos suelos tienen una tasa moderada de transmisión del agua. (Villón, 2014, p.51)

- **Grupo hidrológico C**

Son suelos que tienen bajas tasas de infiltración cuando están completamente mojados y están constituidos mayormente por suelos con un estrato que impide el movimiento del agua hacia abajo, o por suelos con una textura que va de moderadamente fina a fina. Estos suelos tienen una baja tasa de transmisión del agua. (Villón, 2014, p.51)

- **Grupo hidrológico D**

Son suelos con alto potencial de escurrimiento, de tasas de infiltración muy bajas cuando están completamente mojados; están formados mayormente por suelos arcillosos con un alto potencial de esponjamiento, suelos con índice de agua permanentemente alto, suelos con arcilla o capa de arcilla en la superficie o cerca de ella y suelos superficiales sobre material casi impermeable.

Estos suelos tienen una tasa muy baja de transmisión del agua. (Villón, 2014, p.51)

Cuadro 4.17.1.1. Estimación del Numero de Curva

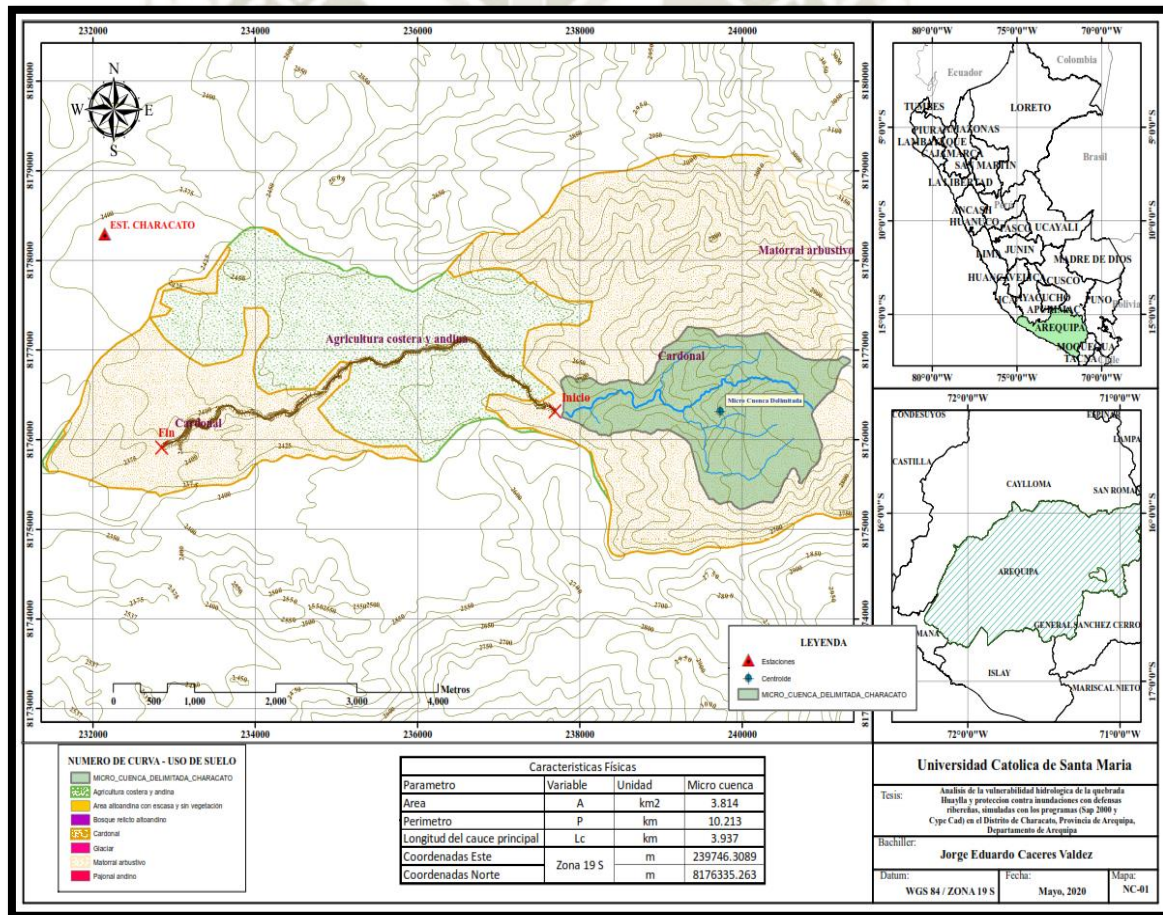
COBERTURA VEGETAL	SIMBOLO	N.C.
AREA ALTO ANDINA CON ESCASA VEGETACION	Esv	86
BOSQUE RECTILÍNEO ALTO ANDINO	Br-al	75
GLACIAR	Gla	100
LAGUNAS, LAGOS, COCHAS	L/Co	100
PAJONAL ANDINO	Pj	68
MATORRAL ARBUSTIVO	Ma	52

CARDONAL	Car	57
ÁREA URBANA	U	68
AGRICULTURA COSTERA Y ANDINA	Agri	62

Uso de suelo

- Región Natural: Andina (Vertiente Occidental andina e interandina y puna)
- Clima: Seco - Semiárido
- Formación Vegetal: Matorral
- Cobertura Vegetal: Cardonal

Figura Nro. 4.17.1.1 Uso de Suelo en la Micro Cuenca Delimitada



4.18. Modelo Computacional

La vulnerabilidad hidrológica en el tramo de la quebrada Huaylla de 5.910 kilómetros se realizará el análisis mediante un estudio de inundación de dicho tramo, esta inundación se logrará mediante un software denominado HEC-RAS (River Analysis System) el cual es un programa gratuito desarrollado por el Hydrologic Engineering Center del US Army Corps of Engineers, que permite realizar el procesamiento en flujo permanente o flujo no permanente. Además, se hizo uso de una de sus extensiones del ArcMap llamado HEC-Geo RAS para así tener mejor visualización de la inundación.

El objetivo del programa HEC-RAS es determinar los niveles o alturas de agua alcanzados en el tramo en estudio para varios registros de datos de flujo permanente.

Por otro lado, para la elaboración del modelo hidrológico se utilizó el software HEC-HMS (Hidrologic Modeling System) que al igual que HEC-RAS, fue desarrollado por el Hydrologic Engineering Center del US Army Corps of Engineers, que nos permite elaborar modelos de cuenca, modelos meteorológicos, especificaciones de control, para poder de esa manera encontrar su respuesta hidrológica.

4.18.1. Modelamiento Hidrológico con HEC-HMS

El software HEC-HMS nos solicita cuatro parámetros los cuales son el número de curva (N.C.), el área de la micro cuenca antes delimitada (A), el tiempo de desfase (lag time) que viene a ser un porcentaje del tiempo de concentración (T_c) y la impermeabilidad; el modelo desarrollado por el servicio de conservación de suelos (SCS) de los estados unidos, usa el número de curva (NC) el cual es un parámetro empírico estimado de la combinación de humedad antecedente del suelo.

Figura 4.18.1.1. Método Software HEC – HMS

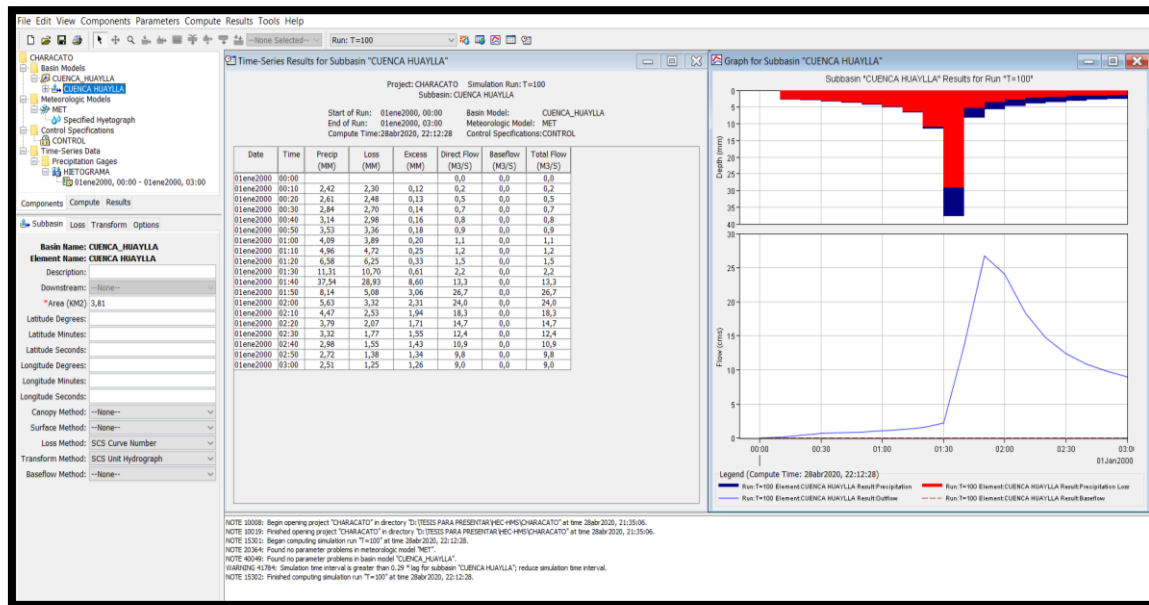


Figura 4.18.1.2 Modelamiento HEC – HMS, para un periodo de Retorno de 100 años

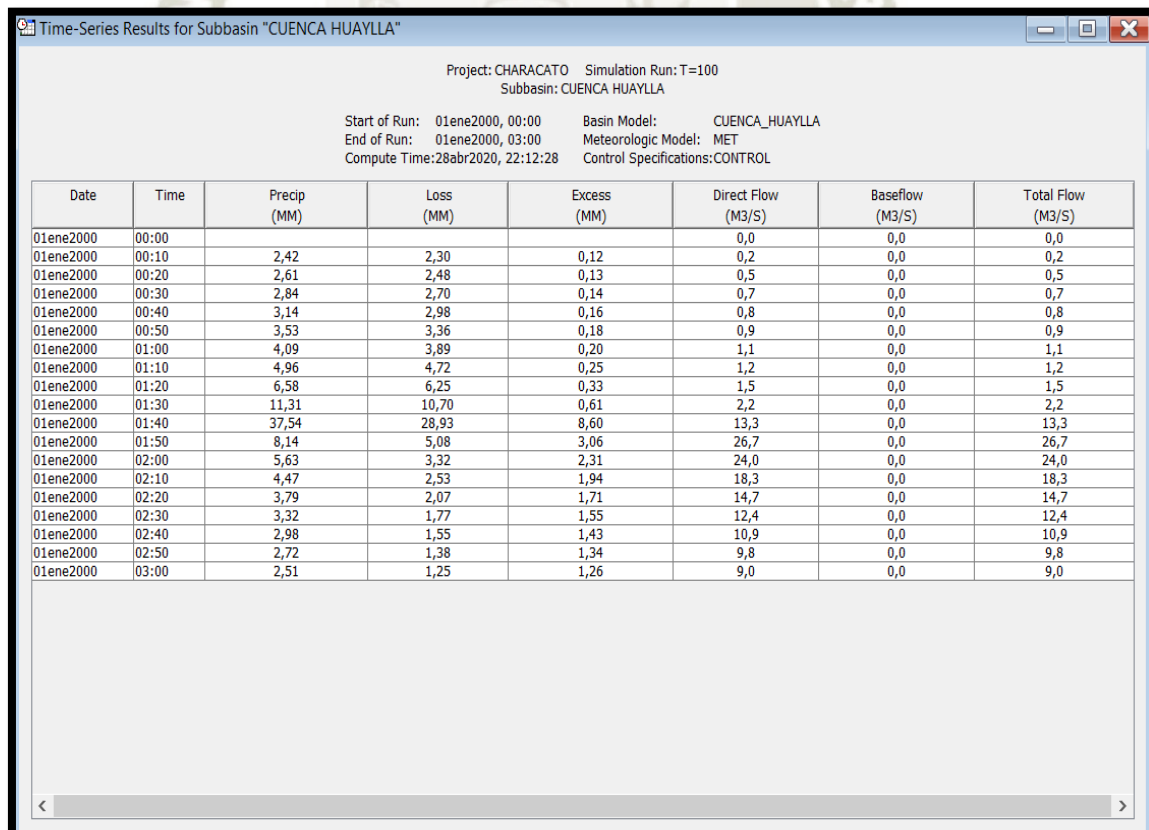
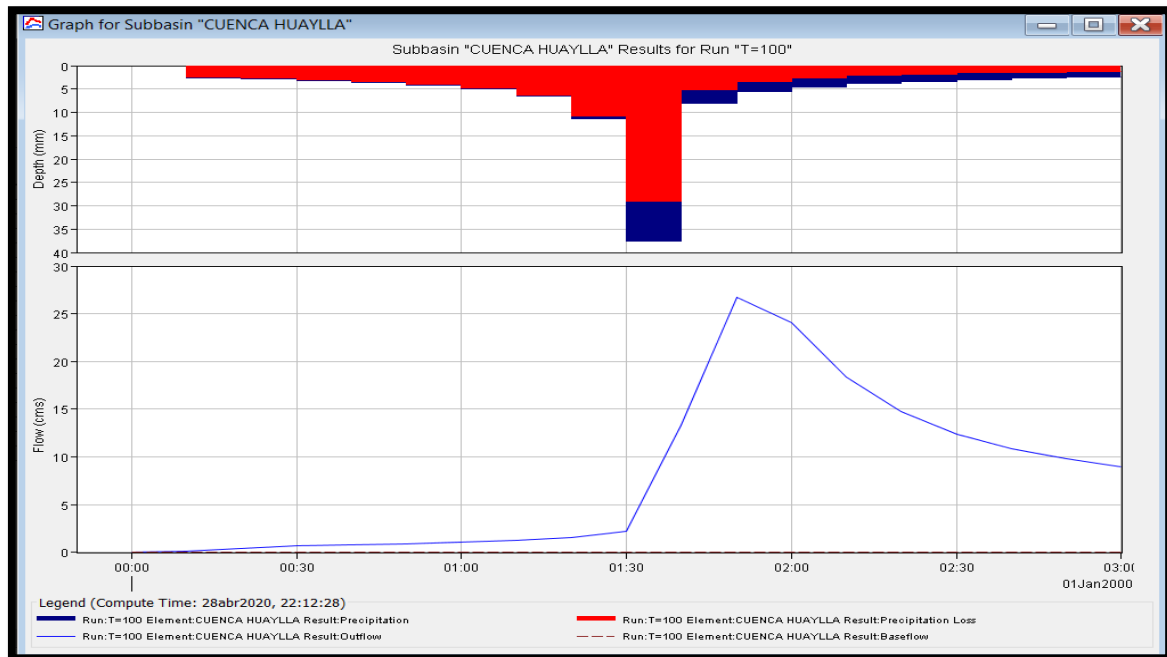
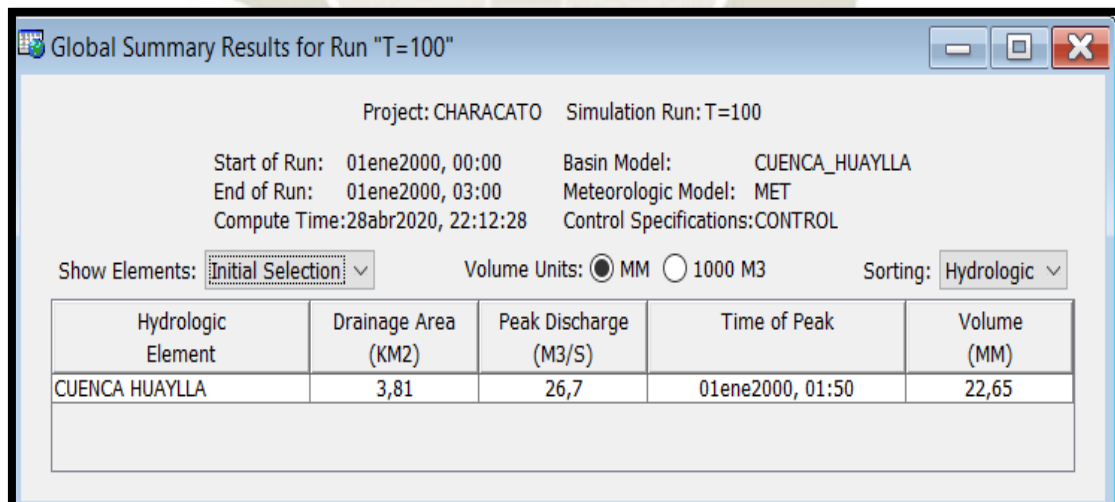


Figura 4.18.1.3. Hidrograma de Crecidas para un periodo de Retorno de 100 años



Por lo tanto, Se pueden visualizar en la Figura 4.18.1.3. tanto el hietograma e Hidrograma de salida como también el caudal pico Máximo de 26.7 m³/s.

Figura 4.18.1.4. caudal pico maximo para un periodo de retorno de 100 años





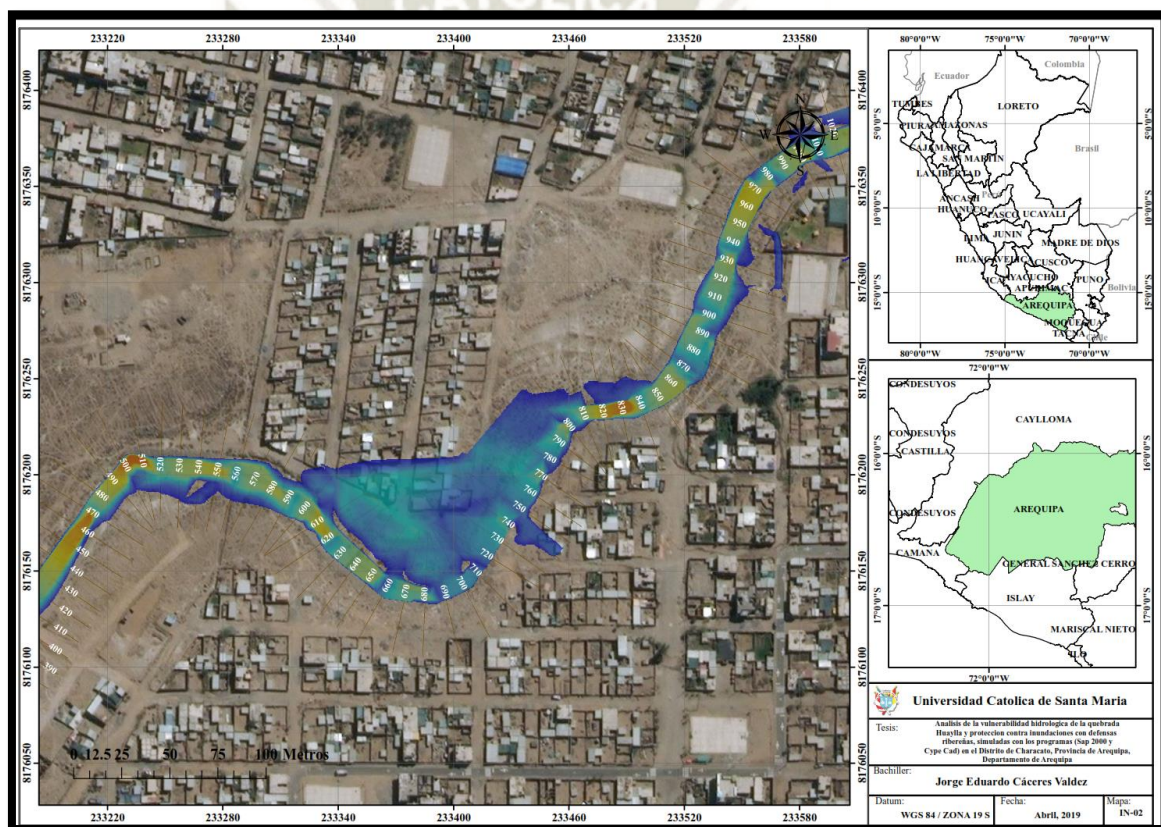
CAPÍTULO V
SIMULACIÓN HIDRÁULICA

CAPÍTULO V

5. SIMULACIÓN HIDRAULICA

El presente capítulo presenta la simulación de inundación elaborado con la ayuda del software HEC-RAS y Hec Geo RAS para el análisis de vulnerabilidad del tramo de 5.910 Kilómetros del tramo a la salida de la quebrada Huaylla, el estudio se realiza desde las partes de mayor cota a menor cota, es decir de aguas arriba a aguas abajo. Las progresivas del cauce de la quebrada Huaylla se muestran en los planos de vulnerabilidad en la misma dirección de las progresivas de la carretera y en sentido contrario al flujo del agua.

Figura 5.1. Inundación comprendida entre el tramo 0+590 hasta 0+790 Km



5.1. Simulación Hidráulica de Inundación

La simulación hidráulica busca conocer el comportamiento del agua en el tramo en estudio frente a caudales máximos obtenidos en la modelación hidrológica con HEC-HMS, es decir la simulación hidráulica mostrara el desborde del agua en la Quebrada Huaylla comprendido de 5.910 Kilómetros, así como también alturas y velocidades del agua.

Para realizar esta simulación hidráulica (inundación) fueron necesarios los datos geométricos de las secciones transversales cada 10 metros, siendo la primera sección la progresiva 0+590 km y la última la 0+790 km como puntos vulnerables a Inundaciones como se muestra en las siguientes Figuras.

Figura 5.1.1 Sección transversal 0 + 590 Km - HEC RAS

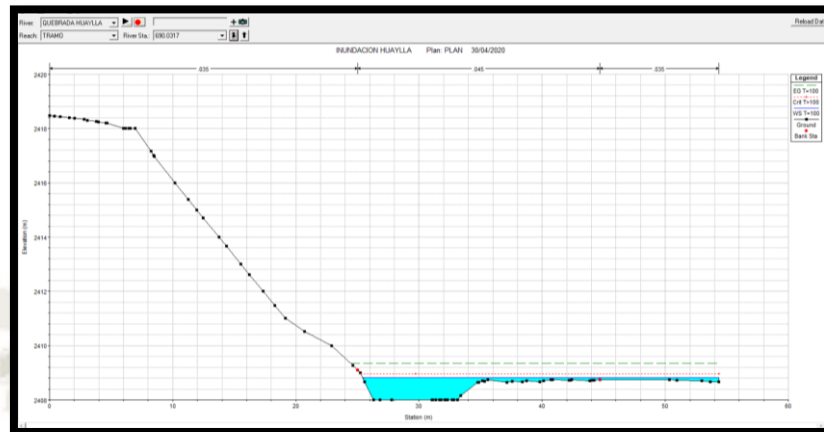
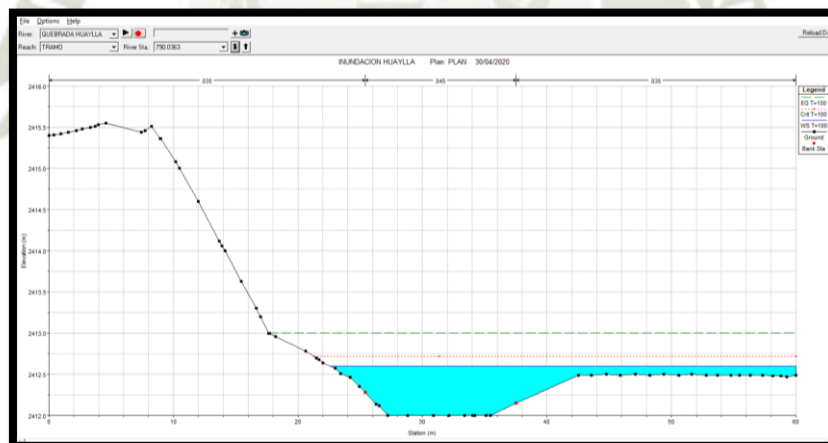


Figura 5.1.2 Sección transversal 0 + 790 Km - HEC RAS



5.2. Condiciones de Flujo

Se utilizó un flujo permanente, ya que este, permite mantener constante el caudal máximo obtenido de la simulación hidrológica a lo largo de sus 5.910 km del tramo en estudio.

5.2.1. Coeficiente de pérdidas de energía (Manning)

Para obtener dicho valor se realizaron visitas a la zona en estudio cuya inspección del terreno se comparó con los valores mostrados en el Cuadro 5.2.1.1. Una vez hechas las

comparaciones se asignó diferentes valores de n de Manning al cauce principal, siendo el más común de 0.025 para un canal de tierra sinuoso sin vegetación.

Cuadro 5.2.1.1 Valores para el cálculo del Coeficiente de Rugosidad

CONDICIONES DE CANAL		VALORES	
MATERIAL CONSIDERADO	TIERRA	n_0	0.02
	ROCA		0.025
	GRAVA FINA		0.024
	GRAVA GRUESA		0.028
GRADO DE IRREGULARIDAD	LISO	n_1	0
	MENOR		0.005
	MODERADO		0.01
	SEVERO		0.02
VARIACIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL CANAL	GRADUAL	n_2	0
	OCASIONALMENTE ALTERNANTE		0.005
	FRECUENTEMENTE ALTERNANTE		0.01-0.015
EFECTIVO RELATIVO DE OBSTRUCCIONES	DESPRECIABLE	n_3	0
	MENOR		0.01-0.015
	APRECIABLE		0.02-0.03
	SEVERO		0.04-0.06
VEGETACIÓN	BAJA	n_4	0.005-0.01
	MEDIA		0.01-0.025
	ALTA		0.025-0.05
	MUY ALTA		0.05-0.1
CANTIDAD DE MEANDROS	MENOR	n_5	1
	APRECIABLE		1.15
	SEVERA		1.3

5.2.2. Caudal

El modelo se realizó con caudales máximos según diferentes periodos de retorno, los cuales son: 2, 5, 10, 20, 50, 100 y 200 años los cuales son escenarios proyectados para modelar la inundación en la quebrada Huaylla, la cual para un periodo de retorno de 100 años nos dio el resultado de 26.7 m³/s con el software HEC-HMS y se simuló el tramo de estudio de 5.910 Kilómetros.

5.2.3. Análisis de Vulnerabilidad

En la Figura 5.2.3.1. se puede observar un tramo del cauce de la quebrada Huaylla donde se genera un embalse producto del relleno ocasionado por el vertimiento de escombros. Dicho de otra manera, se formó un dique el cual obstaculizo el paso del flujo de agua y llegando a un cierto nivel donde este rebalzo por la margen izquierda del sentido del flujo mostrado con una línea de color rojo.

Figura 5.2.3.1. Zona crítica de la quebrada Huaylla

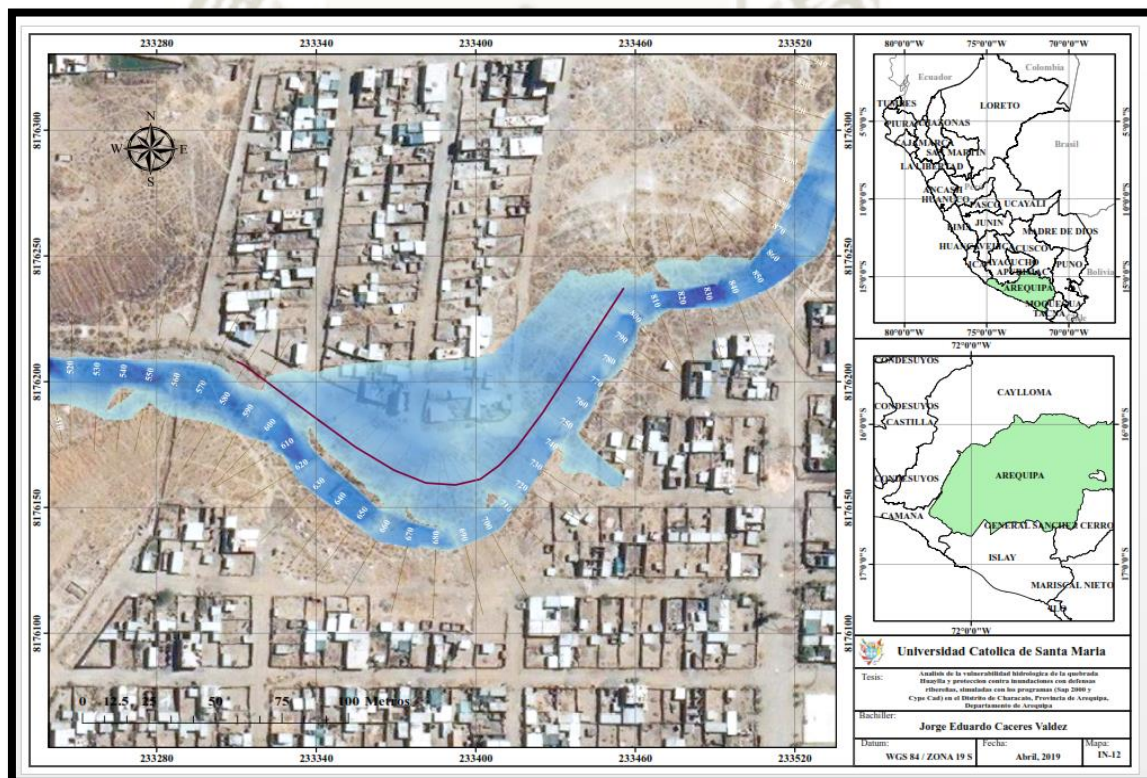


Figura 5.2.3.2. Mapa de Vulnerabilidad del tramo de 5+910 Kilómetros de longitud

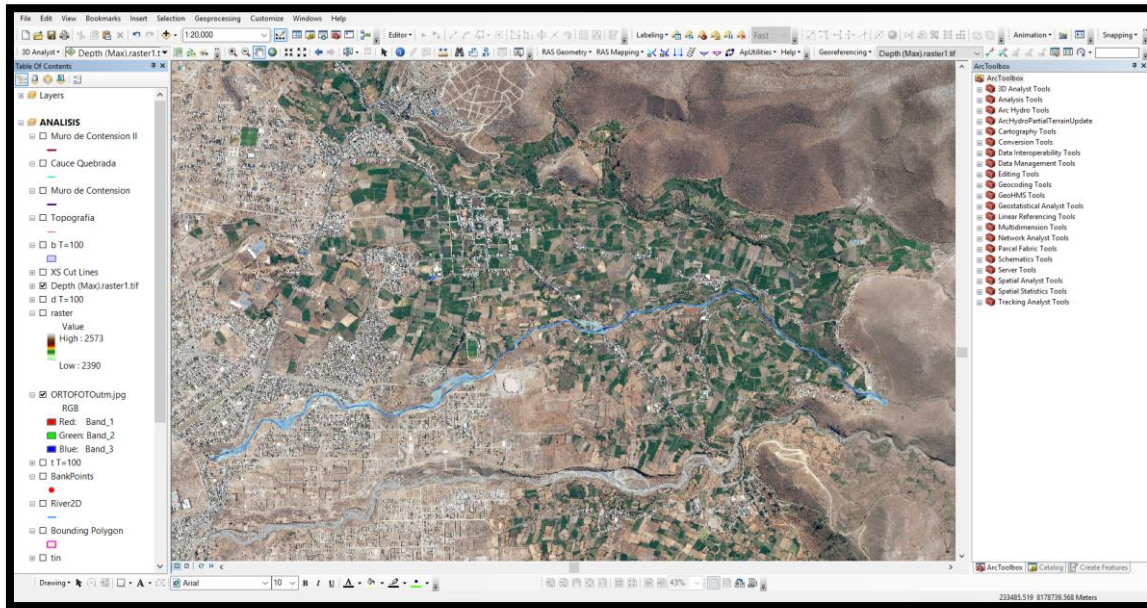
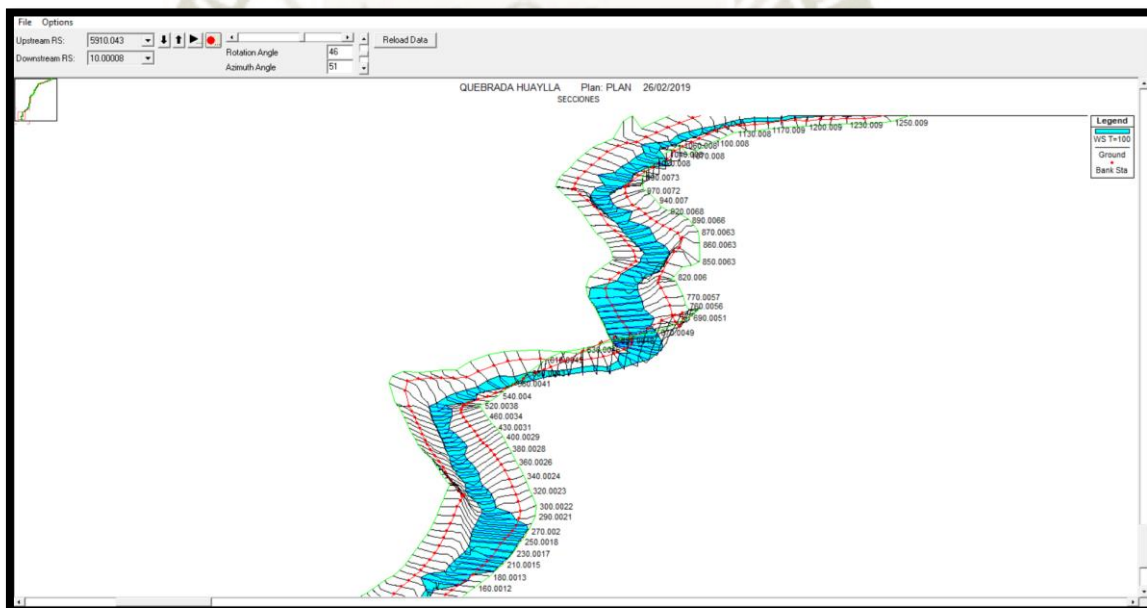


Figura 5.2.3.3. Vista de Secciones en 3D del tramo de estudio Vulnerable

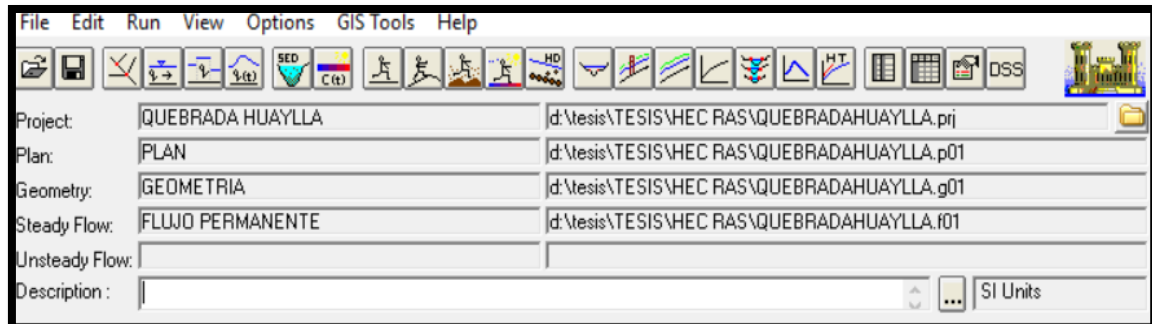


5.3. Simulación Hidráulica con HEC-RAS

La simulación hidráulica de la quebrada Huaylla se realizó en régimen mixto con un caudal permanente, considerando sus parámetros hidráulicos calculados y características de la micro cuenca Characato.

Se empleó el software HEC-RAS haciendo uso del sistema de información geográfica, del programa Arc Gis 10.1 y el HEC-Geo RAS.

Figura 5.3.1 Calculo con HEC-RAS 4.1



Para este trabajo se han utilizado los siguientes Softwares:

- HEC-RAS 4.1.0
- Arc Gis 10.1
- HEC-Geo RAS 10.1

Mediante el HEC-GeoRAS creo unos archivos para importar a HEC-RAS como datos de geometría del terreno incluyendo cauce del río, secciones transversales, etc. Información sobre estructuras hidráulicas, puentes, etc.

Figura 5.3.2. Interfaz de HEC-GeoRAS



Se ha realizado las siguientes actividades:

Pre-proceso:

- Calculo en campo de los coeficientes “n” (Coeficiente de Manning)
- Cálculos morfológicos de la micro cuenca Characato por medio del Software ArcGis 10.1
- Calculo del caudal en la micro cuenca Characato con la distribución escogida (Distr. Log Normal III) para un periodo de retorno de 100 años mediante el Software HEC-HMS

Cálculo con HEC-RAS:

- Importar geometría a HEC-RAS.
- Simular el modelamiento de la quebrada Huaylla.
- Editar los datos necesarios para el cálculo en régimen variable (datos geométricos, condición de contorno, datos hidráulicos, plan, etc.).
- Realizar simulación con HEC-RAS.
- Exportar resultados de HEC-RAS a Arc Gis.

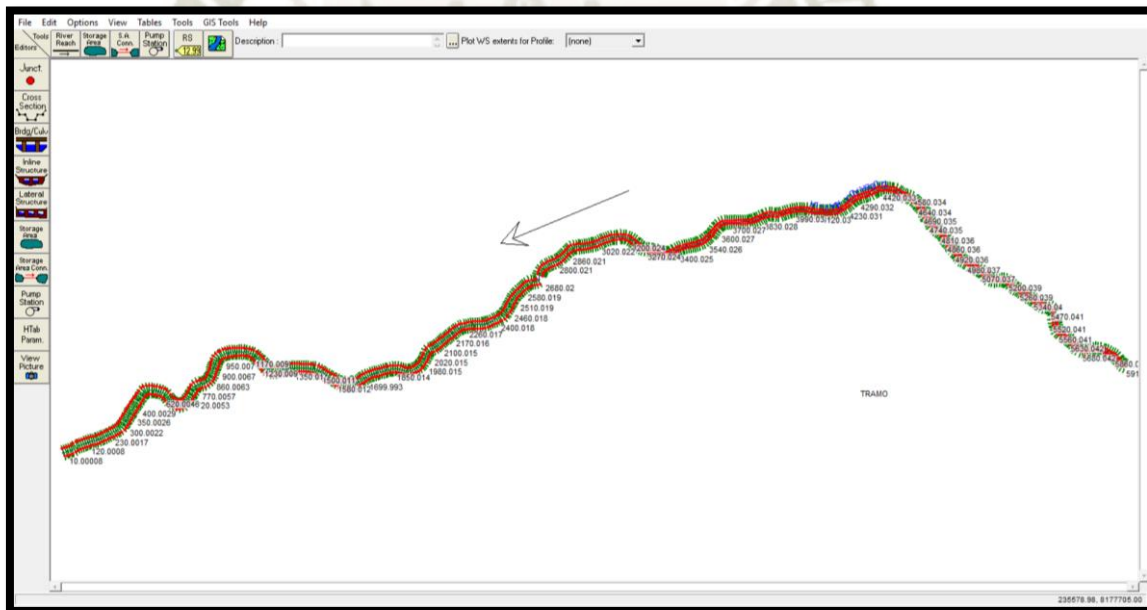
Post-proceso:

- Procesar mediante HEC-Geo RAS para la creación de mapas de inundación.

Parámetros Usados Y Resultados

- Se realizó la simulación en un tramo de 5.910 km de longitud en base a las variables de pendientes en tramos del eje del cauce

Figura 5.3.3. Vista del trazo del eje del rio y secciones importadas a HEC-RAS





CAPÍTULO VI

ESTUDIO DE SUELOS

CAPÍTULO VI

6. ESTUDIO DE SUELOS

6.1. Generalidades

El proyecto de tesis para el “ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD HIDROLÓGICA DE LA QUEBRADA HUAYLLA Y PROTECCIÓN CONTRA INUNDACIONES CON DEFENSAS RIBEREÑAS, SIMULADAS CON LOS PROGRAMAS (SAP 2000 - CYPE CAD) EN EL DISTRITO DE CHARACATO, PROVINCIA DE AREQUIPA, DEPARTAMENTO DE AREQUIPA” contiene las características básicas de un informe de mecánica de suelos, según la normativa vigente.

El objetivo del presente estudio es garantizar la estabilidad y correcto funcionamiento de las estructuras hidráulicas a diseñar mediante el conocimiento de las características y capacidad del suelo donde éstas serán ubicadas, para lo cual se efectuaron numerosos ensayos y pruebas de laboratorio.

Los ensayos y pruebas mostradas fueron realizados en las instalaciones del laboratorio de la facultad de “Arquitectura e Ingeniería Civil y del Ambiente”, Universidad Católica de Santa María, Arequipa.

6.2. Memoria descriptiva

6.2.1. Descripción del proyecto

El proyecto de tesis para la “PROTECCION CONTRA INUNDACIONES CON DEFENSAS RIBEREÑAS” contempla la construcción de una defensa ribereña la cual esta próxima al lecho de la quebrada Huaylla.

UBICACIÓN:

- Departamento: Arequipa
- Provincia: Arequipa
- Distrito: Characato
- Lugar: Quebrada Huayllla

6.2.2. Exploración de campo

Se realizaron reconocimientos de campo, así como recolección de muestras lo más representativas posibles del terreno depositadas en un embalaje adecuado conservando su estado de inalterado, para la futura realización de los ensayos y pruebas.

6.3. Ensayos Realizados

Los ensayos de laboratorio fueron realizados en el laboratorio de mecánica de suelos de la U.C.S.M, bajo las normas de la American Society for Testing and materials (A.S.T.M.)

- Límites de Consistencia – Atterberg

Norma aplicable: NTP 339.129 (ASTMD4318)

Los límites de Atterberg, se determinaron para hallar la plasticidad del suelo y así poder clasificarlos según el sistema unificado de clasificación de suelos S.U.C.S.

- Límites Granulométrico por Tamizado

Norma aplicable: NTP 339.128 (ASTM D422)

Se realizó dicho ensayo para poder obtener el perfil del suelo, luego se compara con el resultado obtenido en forma visual usando la clasificación S.U.C.S.

- Método de Prueba Estándar para la determinación de la densidad y peso unitario del suelo in-situ mediante el método del cono de área

Norma aplicable: NTP 339.143 (ASTM D1556)

El ensayo permite obtener la densidad de terreno de fundación y/o relleno.

- Método de ensayo Estándar para la determinación de la densidad relativa haciendo uso de la mesa vibratoria

Norma aplicable: NTP 339.137 (ASTM D4253)

NTP 339.138 (ASTM D4254)

El ensayo permite obtener la densidad de terreno de fundación y/o relleno.

- Ensayo de Corte Directo

Norma aplicable: NTP 339.171 (ASTM D3080)

Se determina los parámetros de resistencia (\emptyset y C) del suelo resultados de ensayos en el laboratorio

6.3.1. Análisis Granulométrico

Objetivos:

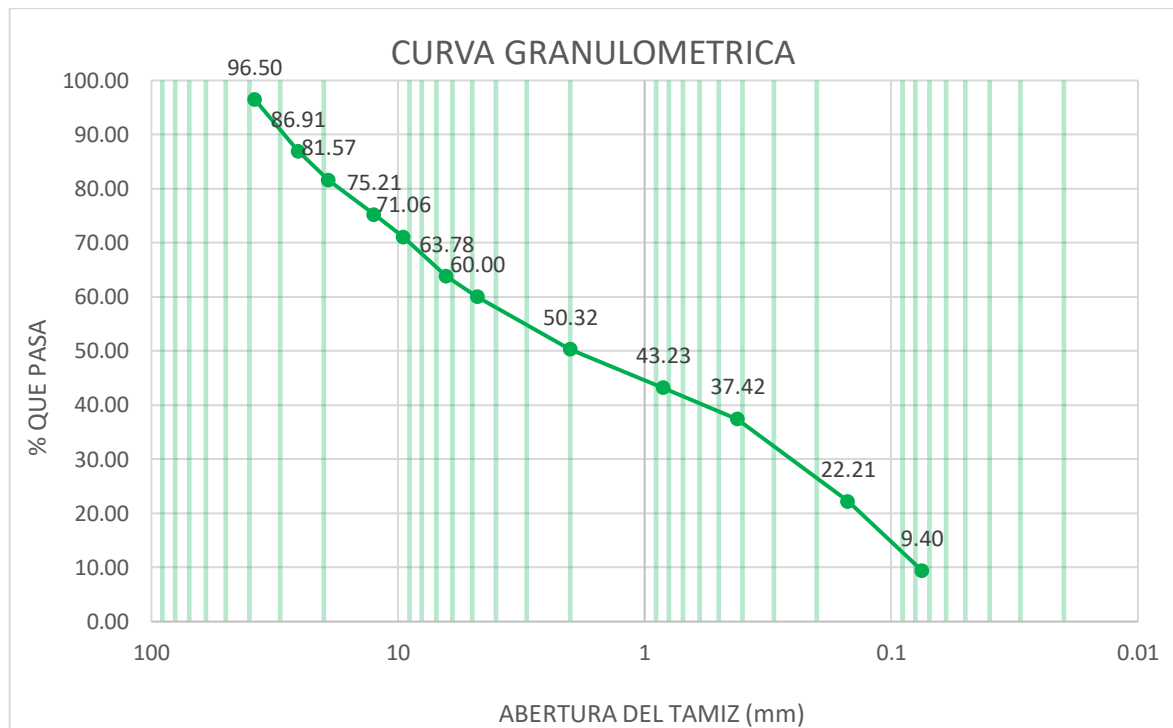
- Determinar la distribución del tamaño de partículas del suelo
- Trazar la curva granulométrica para cada tipo de suelo
- Clasificar el suelo por el método S.U.C.S.

RESULTADOS OBTENIDOS

Cuadro 6.3.1.1 Granulometría – Muestra (M-1)

ABERTURA DEL TAMIZ		PESO RETENIDO	RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	PASANTE
(mm)	tamices	(gr)	(%)	(%)	(%)
38.1	1 1/2"	38	3.50	3.50	96.50
25.4	1"	104	9.59	13.09	86.91
19.1	3/4"	58	5.35	18.43	81.57
12.5	1/2"	69	6.36	24.79	75.21
9.51	3/8"	45	4.15	28.94	71.06
6.35	1/4"	79	7.28	36.22	63.78
4.76	N° 4	41	3.78	40.00	60.00
2	N° 10	105	9.68	49.68	50.32
0.84	N° 20	77	7.10	56.77	43.23
0.42	N° 40	63	5.81	62.58	37.42
0.15	N° 100	165	15.21	77.79	22.21
0.075	N° 200	139	12.81	90.60	9.40
-	Fondo	102	9.40	100.00	0.00
$\Sigma =$		1085	100.00		

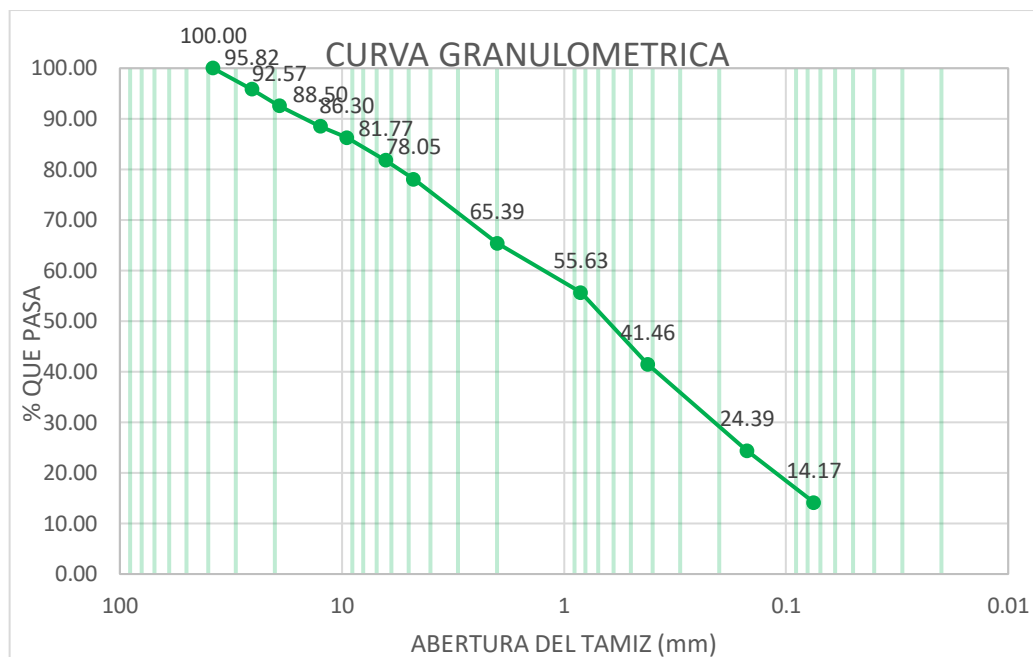
Gráfico 6.3.1.1 Curva Granulométrica – Muestra (M-1)



Cuadro 6.3.1.2 Granulometría – Muestra (M-2)

ABERTURA DEL TAMIZ		PESO RETENIDO	RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	PASANTE
(mm)	tamices	(gr)	(%)	(%)	(%)
38.1	1 1/2"	0	0.00	0.00	100.00
25.4	1"	36	4.18	4.18	95.82
19.1	3/4"	28	3.25	7.43	92.57
12.5	1/2"	35	4.07	11.50	88.50
9.51	3/8"	19	2.21	13.70	86.30
6.35	1/4"	39	4.53	18.23	81.77
4.76	N° 4	32	3.72	21.95	78.05
2	N° 10	109	12.66	34.61	65.39
0.84	N° 20	84	9.76	44.37	55.63
0.42	N° 40	122	14.17	58.54	41.46
0.15	N° 100	147	17.07	75.61	24.39
0.075	N° 200	88	10.22	85.83	14.17
-	Fondo	122	14.17	100.00	0.00
Σ =		861	100.00		

Grafico 6.3.1.2. Curva Granulométrica – Muestra (M-2)



Cuadro 6.3.1.3. Contenido de Humedad

CAPSULA	UNIDAD	M-1	M-2
PESO CAPSULA	gr	54.26	54.26
PESO CAP. + SUELO HUMEDO	gr	145.26	154.79
PESO CAP. + SUELO SECO	gr	139.94	149.73
PESO SUELO HUMEDO	gr	91.00	100.53
PESO SUELO SECO	gr	85.68	95.47
PESO AGUA	gr	5.32	5.06
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	6.21	5.30

6.3.2. Método del Cono de Arena

Objetivos:

- Determinar la densidad del terreno.

RESULTADOS OBTENIDOS

Cuadro 6.3.2.1. Método del cono de Arena

METODO DEL CONO DE ARENA	UNIDAD	M-1	M-2
PESO NETO DEL SUELO + GRAVA	gr	4116.00	3929.00
PESO DE LA ARENA + FRASCO	gr	7854.00	7831.00
PESO DE LA ARENA QUE QUEDA + FRASCO	gr	2322.00	2274.00
PESO DE LA ARENA DEL EMBUDO	gr	1660.00	1660.00
PESO DE LA ARENA EMPLEADA	gr	3872.00	3897.00
DENSIDAD DE LA ARENA	gr/cm ³	1.47	1.47
VOLUMEN DEL SUELO	cm ³	2634.00	2651.00
DENSIDAD HUMEDA	gr/cm ³	1.56	1.48
DENSIDAD NATURAL	gr/cm ³	1.47	1.41

6.3.3. Densidad máxima y mínima haciendo uso de la mesa vibratoria

Objetivos:

- Determinar la densidad del terreno

RESULTADOS OBTENIDOS

Cuadro 6.3.3.1. Densidad Mínima

ENSAYO		DENSIDAD MINIMA		
		1	2	3
Volumen del molde/muestra	cm ³	2149	2149	2149
Peso del molde	g	6756	6756	6756
Peso del suelo + molde	g	9768	9799	9786
Peso del suelo	g	3012	3043	3030
Densidad	gr/cm ³	1.40	1.42	1.41
RESULTADO	gr/cm³	1.41		

Cuadro 6.3.3.2. Densidad Máxima

ENSAYO		DENSIDAD MAXIMA		
		1	2	3
Volumen del molde/muestra	cm ³	2149	2149	2149
Peso del molde	g	6756	6756	6756
Peso del suelo + molde	g	10071	10093	10081
Peso del suelo	g	3315	3337	3325

Densidad	gr/cm ³	1.54	1.55	1.55
RESULTADO	gr/cm ³	1.55		

6.3.4. Consistencia y Límites de Atterberg

Objetivo:

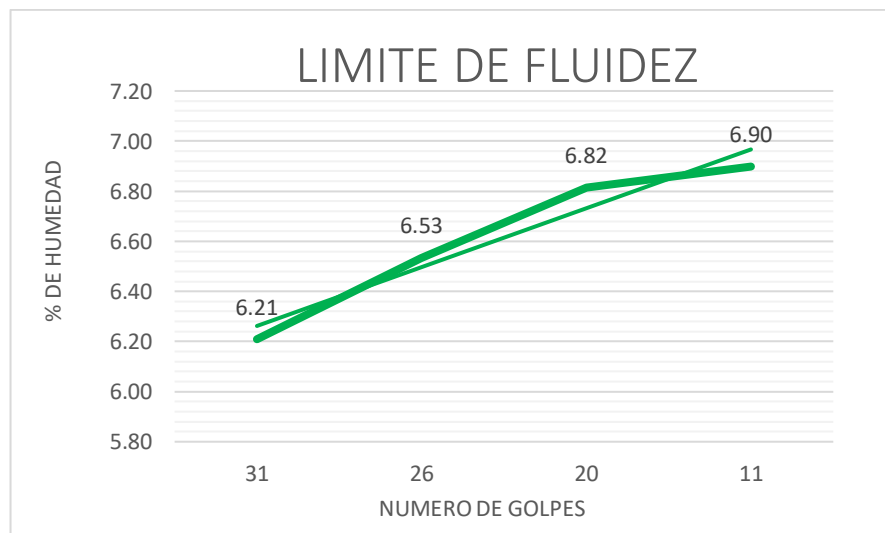
- Determinar el límite líquido del suelo.
- Determinar el índice plástico del suelo.

RESULTADOS OBTENIDOS

Cuadro 6.3.4.1. Ensayo de Limite Líquido y Plástico

MUESTRA	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO			
	MUESTRA M-1				MUESTRA M-1			
RECIPIENTE NRO	1	2	3	4	1	2	3	4
RECIPIENTE + SUELO HUMEDO (gr)	145.26	142.3	140.3	139.8	56.89	58.45	61.54	58.23
RECIPIENTE + SUELO SECO (gr)	139.94	136.9	134.81	134.28	55.46	56.36	59.57	55.8
PESO DEL AGUA (gr)	5.32	5.4	5.49	5.52	1.43	2.09	1.97	2.43
PESO DE RECIPIENTE (gr)	54.26	54.26	54.26	54.26	4.32	4.39	4.4	4.47
PESO DE SUELO HUMEDO (gr)	91	88.04	86.04	85.54	52.57	54.06	57.14	53.76
PESO DEL SUELO SECO (gr)	85.68	82.64	80.55	80.02	51.14	51.97	55.17	51.33
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	6.21	6.53	6.82	6.90	2.80	4.02	3.57	4.73
NUMERO DE GOLPES	31	26	20	21	-	-	-	-

Grafico 6.3.4.1. Límite de Fluidez



Límite plástico (Lp):

$$Lp = 3.78 \%$$

Límite líquido (Ll)

De la curva del límite líquido, se obtiene:

$$Ll = 6.58 \%$$

Índice de plasticidad (Ip):

$$Ip = Lp - Ll = 2.8 \%$$

Clasificación de los suelos

Objetivo

Clasificar el suelo de acuerdo a la clasificación S.U.C.S. usando los resultados obtenidos del análisis granulométrico y de los límites de Atterberg

Clasificación S.U.C.S.

Por la malla nro. 200 el porcentaje pasante es de 9.40% siendo menor al 50% por lo que se clasifica como suelo grueso

Dentro de los suelos gruesos se clasifican mediante el % pasante por la malla nro. 4 teniendo esta muestra más del 50% por lo tanto es clasificada como arena limpia con finos

Al estar el porcentaje pasante por la malla nro. 200 entre el 5 y 12% se clasifica como arena bien graduada con limos (SW-SM)

6.3.5. Ensayo de corte directo

Objetivo

- Hallar la cohesión (C) y el Angulo de rozamiento interno (ϕ) que permitan determinar la resistencia al corte del suelo ensayado.

RESULTADOS OBTENIDOS

Cuadro 6.3.5.1. Esfuerzo Normal y Tangencial - Muestra(M-1)

TANGENCIAL	0.028	0.056	0.111	0.167
δh (mm)	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)
	τ (kgf/cm ²)	τ (kgf/cm ²)	τ (kgf/cm ²)	τ (kgf/cm ²)

0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
0.20	0.054	0.092	0.143	0.287
0.40	0.069	0.148	0.294	0.399
0.60	0.087	0.173	0.374	0.506
0.80	0.110	0.205	0.444	0.798
1.00	0.122	0.219	0.503	0.869
1.20	0.133	0.228	0.629	0.951
1.40	0.135	0.252	0.670	0.971
1.60	0.137	0.290	0.690	0.980
1.80	0.139	0.306	0.713	0.991
2.00	0.142	0.318	0.729	0.997
2.20	0.142	0.342	0.743	1.003
2.40	0.142	0.349	0.748	1.008
2.60	0.143	0.362	0.754	1.028
2.80	0.144	0.383	0.760	1.032
3.00	0.145	0.395	0.767	1.036
3.20	0.146	0.413	0.772	1.039
3.40	0.149	0.438	0.774	1.043
3.60	0.151	0.451	0.778	1.046
3.80	0.152	0.471	0.782	1.048
4.00	0.154	0.484	0.786	1.049
4.20	0.157	0.499	0.788	1.052
4.40	0.160	0.509	0.791	1.052
4.60	0.165	0.515	0.792	1.056
4.80	0.167	0.515	0.792	1.056
5.00	0.197	0.515	0.792	1.057

Grafico 6.3.5.1. Esfuerzo - Deformación – Muestra (M-1)

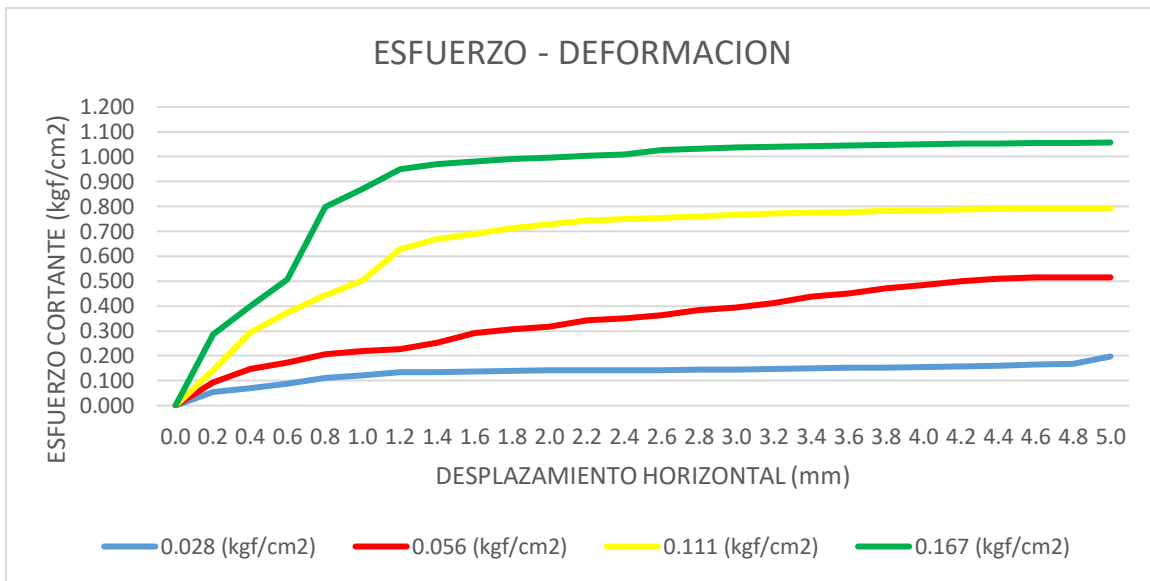
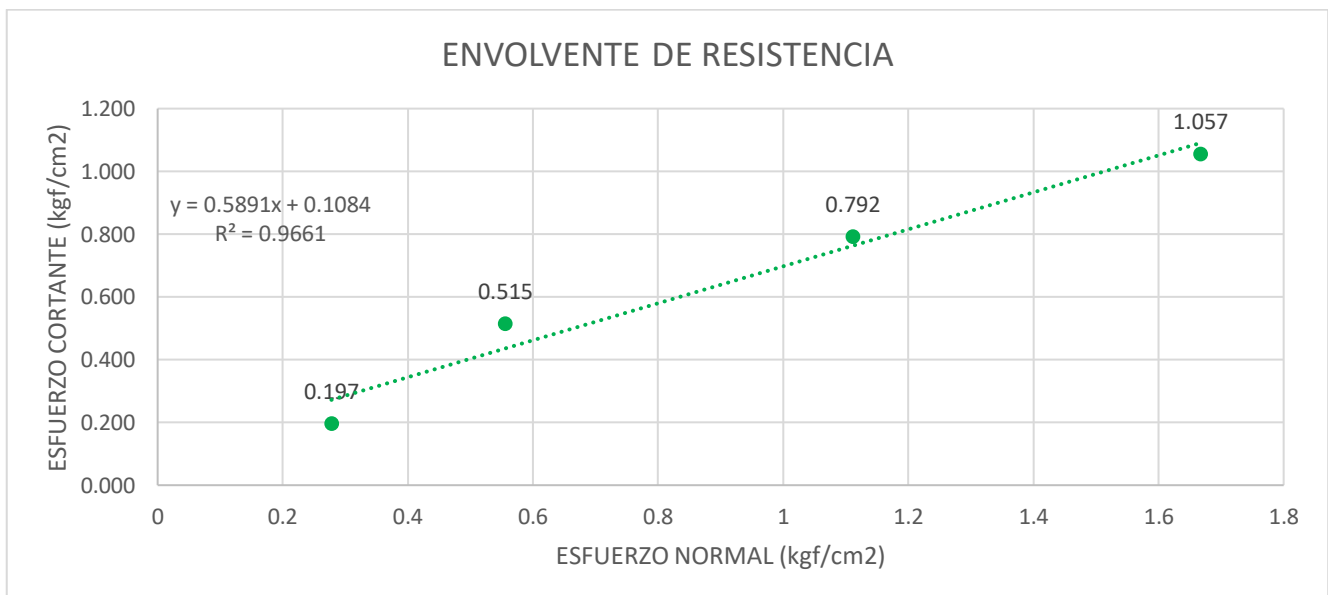


Gráfico 6.3.5.2. Envoltente de Falla – Muestra (M-1)



De la gráfica de la envolvente de resistencia se obtiene que:

Cohesion:

$$c = 0.108 \text{ kg/cm}^2$$

Angulo de fricción:

$$\phi = 30.502^\circ$$

Cuadro 6.3.5.2 Esfuerzo Normal y Tangencial – Muestra (M-2).

TANGENCIAL δh (mm)	0.028 (kgf/cm ²)	0.056 (kgf/cm ²)	0.111 (kgf/cm ²)	0.167 (kgf/cm ²)
	τ (kgf/cm ²)	τ (kgf/cm ²)	τ (kgf/cm ²)	τ (kgf/cm ²)
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
0.20	0.050	0.084	0.132	0.262
0.40	0.063	0.135	0.270	0.364
0.60	0.080	0.159	0.344	0.462
0.80	0.101	0.188	0.409	0.728
1.00	0.112	0.201	0.463	0.793
1.20	0.121	0.209	0.580	0.868
1.40	0.123	0.230	0.617	0.886
1.60	0.125	0.265	0.636	0.895
1.80	0.127	0.280	0.657	0.905
2.00	0.130	0.292	0.671	0.909
2.20	0.130	0.314	0.684	0.916
2.40	0.131	0.319	0.689	0.920
2.60	0.131	0.331	0.695	0.938
2.80	0.132	0.351	0.700	0.942
3.00	0.132	0.362	0.706	0.945
3.20	0.134	0.378	0.711	0.948
3.40	0.137	0.401	0.713	0.952
3.60	0.138	0.413	0.717	0.955
3.80	0.140	0.432	0.721	0.956
4.00	0.141	0.443	0.724	0.957
4.20	0.144	0.457	0.726	0.960
4.40	0.146	0.466	0.729	0.960
4.60	0.151	0.472	0.730	0.964
4.80	0.153	0.472	0.730	0.964
5.00	0.181	0.472	0.730	0.964

Grafico 6.3.5.3. Esfuerzo – Deformación - Muestra (M-2)

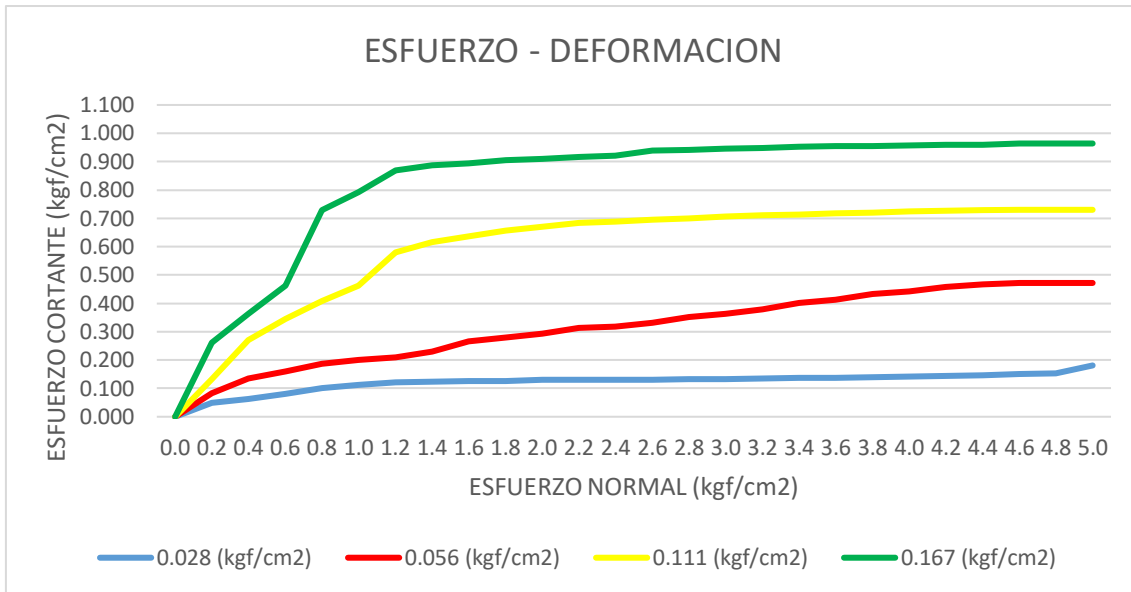
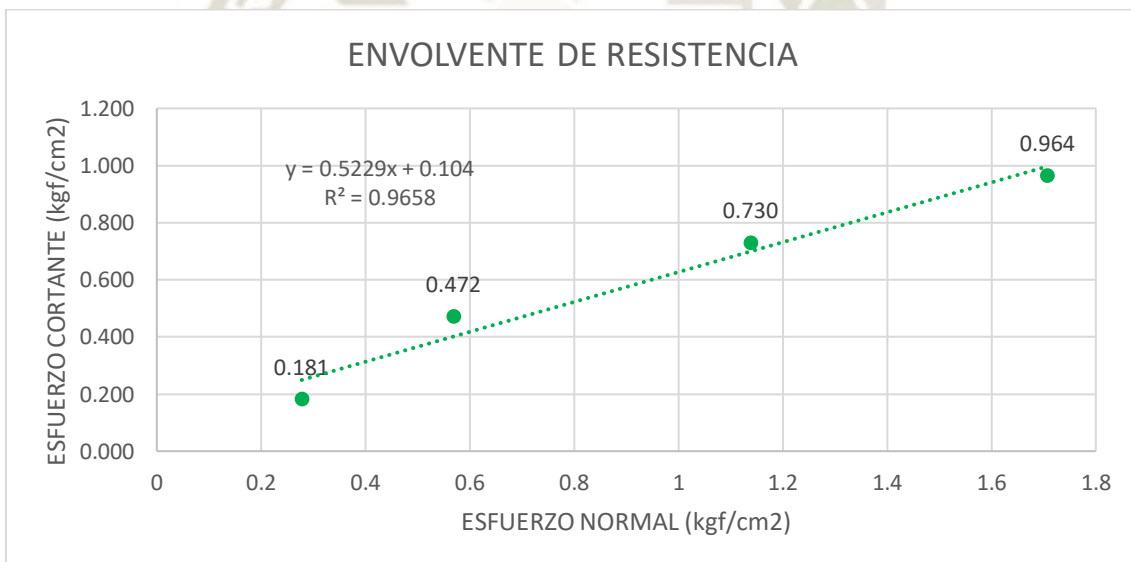


Gráfico 6.3.5.4 Envoltente de Falla – Muestra (M-2)



De la gráfica de la envoltente resistencia se obtiene que:

Cohesión:

$$c = 0.104 \text{ kg/cm}^2$$

Angulo de fricción:

$$\emptyset = 27.605^\circ$$

6.4. Capacidad Portante

Usando el método de Meyerhof, relación $0 < B/L < 1$ siendo la resistencia admisible del suelo, se tiene que:

$$Q_{adm} = \frac{q_u}{F.S.}$$

$$q_u = CN_c S_c d_c + q N_q N_q S_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

Datos para el cálculo

Cuadro 6.4.1. Datos de la Muestra

A =	25.50 m ²
q =	1.764 tn/m ²
γ _s =	1.47 tn/m ³
B =	2.55 m
D _f =	1.2 m
∅ =	30.502 °
L =	10.00 m
β =	0 °
F.S. =	3.5

- **Factores de Capacidad de Carga**

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \emptyset} * \tan^2 \left(45 + \frac{\emptyset}{2} \right) = 19.48$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot(\emptyset) = 31.37$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) * \tan(1.4\emptyset) = 17.05$$

- **Factores de Forma**

$$S_c = 1 + 0.2 * K_p * \frac{B}{L} = 1.16$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 * K_p * \frac{B}{L} = 1.08$$

Donde:

- $L =$ longitud de la cimentación ($L > B$)
- **Factores de Profundidad**

Condición: $Df/B \leq 1$

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} * \frac{Df}{B} = 1.16$$

$$d_q = d_v = 1 + 0.1 * \sqrt{K_p} * \frac{Df}{B} = 1.08$$

- **Factores de Inclinación de Carga**

$$i_c = i_q = \left(1 + \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 = 1$$

$$i_v = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\theta}\right)^2 = 1$$

Donde:

- $\beta = 0$; inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical

Reemplazando en cada ecuación se obtiene que:

Cuadro 6.4.2. Resumen de Factores de Capacidad de Carga

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA	
N_q	19.48
N_c	31.37
N_γ	17.05

Cuadro 6.4.3. Resumen de Factores de Capacidad de Forma

FACTORES DE FORMA	
S_c	1.16
S_q	1.08
S_γ	1.08

Cuadro 6.4.4. Resumen de Factores de Profundidad

FACTORES DE PROFUNDIDAD	
dc	1.16
dq	1.08
d γ	1.08

Cuadro 6.4.5. Resumen de Factores de Inclinación

FACTORES DE INCLINACIÓN	
ic	1
iq	1
i γ	1

Reemplazando en la ecuación general se tiene que:

$$q_u = CN_c S_c d_c + qN_q N_q S_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma = 123.01 \text{ tn/m}^2$$

Reemplazando para hallar Qadm:

$$Q_{adm} = \frac{123.01}{3.5} = 35.15 \text{ tn/m}^2$$

$$Q_{adm} = 3.51 \text{ kg/cm}^2$$

RESULTADOS

De acuerdo al análisis realizado a los resultados obtenidos en laboratorio y gabinete se concluye lo siguiente:

La capacidad de carga admisible es de 3.51 Kg/cm², con un factor de seguridad de 3.5 que es conveniente para este tipo de estructuras (Muros en Voladizo de concreto armado).



CAPÍTULO VII
PROTECCIÓN DE INUNDACIONES –
DEFENSAS RIBEREÑAS

CAPÍTULO VII

7. PROTECCIÓN DE INUNDACIONES – DEFENSAS RIBEREÑAS

7.1. Introducción

El presente proyecto tiene como uno de sus objetivos el diseño de las defensas ribereñas, en el tramo comprendido entre las progresivas 0 + 590.0 y 0 + 790.0 del tramo de 5.910 Kilómetros de la quebrada Huaylla. Fue necesario dentro del proyecto realizar en primer lugar el estudio hidrológico (que se realizó en el Capítulo IV).

Luego a partir de la topografía del cauce de la quebrada Huaylla de 5.910 kilómetros se realizó el tránsito hidráulico que dio como resultado los mapas de inundación (Figura 5.2.3.1.) y ensayos y pruebas de suelos (que se realizó en el Capítulo VI) con esto se logró identificar los puntos vulnerables de la quebrada.

7.1.1. Estudio hidrológico

En la micro cuenca Characato se realizaron los correspondientes estudios Hidrológicos (Capítulo IV).

El caudal hallado permitirá realizar el diseño de la estructura de protección contra inundaciones según corresponda, luego de realizar el tránsito hidráulico de máximas avenidas.

En esta etapa del estudio se hizo uso del software HEC–HMS.

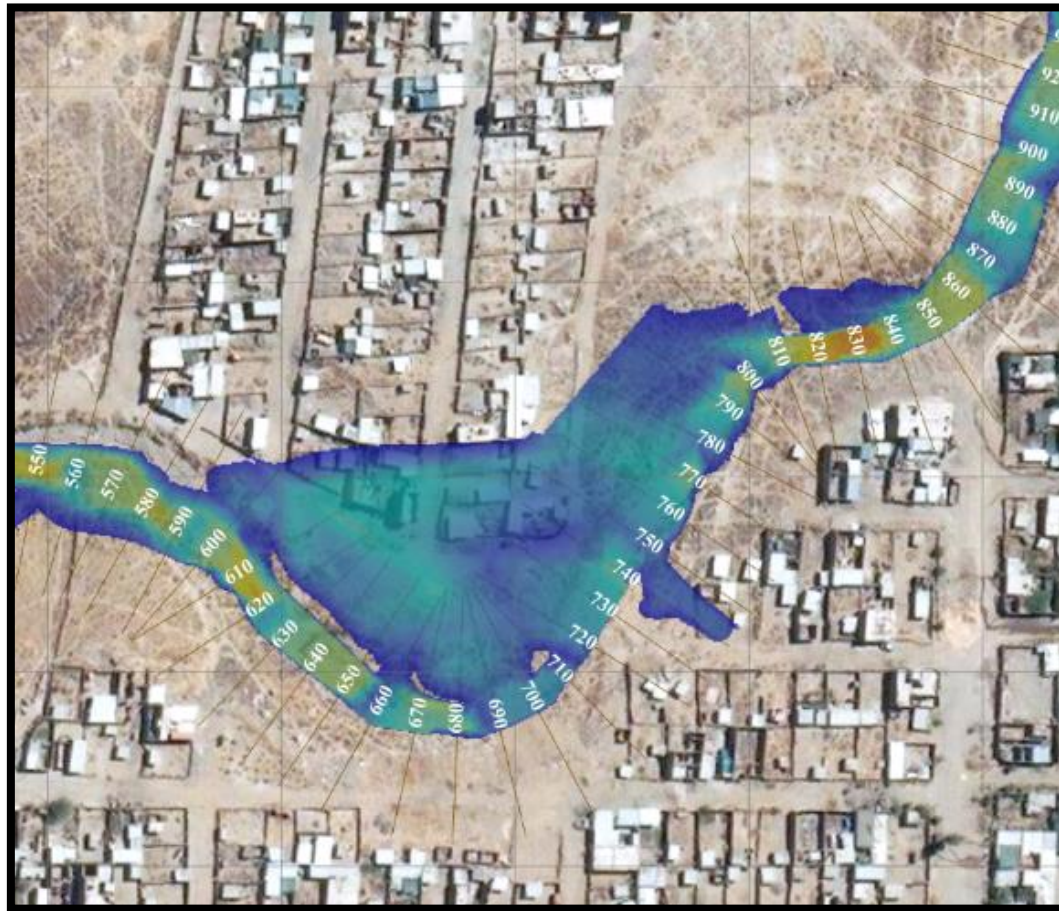
7.1.2. Estudio hidráulico

El caudal de máximas avenidas para el periodo de retorno elegido, que se determinó en la etapa hidrológica, ahora será transitado a través de las secciones transversales determinadas luego del levantamiento topográfico, distribuidas cada 10 metros, incluyendo parámetros hidráulicos de diseño con velocidad y esfuerzo cortante en cada una de las secciones, a partir de las cuales podrá proyectarse eficientemente las estructuras hidráulicas de protección.

En esta etapa se hará uso del software HEC–RAS.

El cual nos entrega los siguientes parámetros Hidráulicos; información necesaria para el diseño de mis muros de contención.

Figura 7.1.2.1 Encauzamiento de las progresivas 0+590 a0+790 Km en la zona crítica.



Los resultados de los parámetros hidráulicos del modelamiento de inundación realizado en el programa informático ARC GIS para las defensas ribereñas, se pueden apreciar en el siguiente cuadro:

Cuadro 7.1.2.1. Parámetros Hidráulicos – HEC RAS

RESULTADOS DEL HEC-RAS - REFENSAS RIBEREÑAS								
PROGRESIVA	CAUDAL	COTA FONDO RIO	COTA SUPERIOR DE AGUA	TIRANTE	VELOCIDAD	AREA MOJADA	ESPEJO DE AGUA	NRO FROUDE
(m)	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
0	26.7	2412	2413.2	1.2	2.26	10.43	20.05	1
10	26.7	2412	2412.71	0.71	3.13	7.55	16.66	1.48
20	26.7	2411.12	2412.21	1.09	3.28	7.2	22.49	1.82
30	26.7	2411	2411.59	0.59	3.25	7.75	38.37	1.95
40	26.7	2410.91	2411.22	0.31	2.05	10.39	37.31	1.33

50	26.7	2410	2410.63	0.63	3.12	8.31	34.88	1.77
60	26.7	2410	2410.28	0.28	2.41	9.96	37.29	1.47
70	26.7	2409.9	2410.27	0.37	1.39	13.66	38.8	0.86
80	26.7	2409.07	2409.63	0.56	3.34	8.01	34.11	1.83
90	26.7	2409	2409.34	0.34	2.6	10	35.45	1.43
100	26.7	2409	2409.32	0.32	1.74	12.66	36.03	0.99
110	26.7	2408	2409.03	1.03	2.35	10.12	36.78	1.42
120	26.7	2408	2408.72	0.72	2.52	9.97	37.16	1.31
130	26.7	2408	2408.61	0.61	1.98	12.72	37.29	0.95
140	26.7	2407	2408.06	1.06	3.06	7.72	20.87	1.6
150	26.7	2407	2408.03	1.03	2.24	10.53	25.12	1.11
160	26.7	2407	2407.61	0.61	2.87	8.23	16.57	1.3
170	26.7	2406	2406.55	0.55	4.49	5.26	10.27	2
180	26.7	2406	2406.98	0.98	2.12	11.16	12.32	0.71
190	26.7	2406	2406.75	0.75	2.64	8.92	12.77	1.01
200	26.7	2405.5	2406.24	0.74	3.5	6.75	11.67	1.47

7.2. Determinación de Altura de Pantalla de los muros de contención en concreto armado

Para el desarrollo del diseño del muro de contención en concreto armado es necesario calcular una altura de pantalla haciendo uso de datos ya anteriormente hallados y otros nuevos como la socavación, borde libre y altura de diseño final de pantalla necesario para la estructura.

7.2.1. Socavación General

Para el siguiente cálculo se usará el criterio de Lischvan-Levediev, basándose en establecer la condición de equilibrio entre la velocidad real de corriente con la velocidad erosiva la cual mantiene un movimiento generalizado del material de fondo

- Para suelos granulares:

Se tiene las siguientes ecuaciones:

$$H_s = \left(\frac{\alpha Y_o^{\frac{5}{3}}}{0.68 \beta d m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

$$\alpha = \frac{Qd}{Ym^{5/3} Be\mu}$$

$$Ym = \frac{\text{Area mojada}}{\text{Espejo de agua}}$$

$$x = 10^{-7} * dm^2 - 2 * 10^{-4} * dm + 0.3004$$

Cuadro 7.2.1.1. Coeficiente de Frecuencia

PROBABILIDAD QUE SE PRESENTE EL GASTO DE DISEÑO EN AÑOS	β
1	0.77
2	0.82
5	0.86
10	0.9
20	0.94
50	0.97
100	1
500	1.05
1000	1.07

Cuadro 7.2.1.1. Factor de correlación por contracción del cauce.

V(m/s)	LUZ LIBRE (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
<1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
>4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Siendo:

- β : Coeficiente de Frecuencia.
- μ : Facto de corrección por Contracción contribuye al aumento de la profundidad de socavación; $\mu = 1$, Si no hay obstáculos.

- x: Exponente variable en función del diámetro medio de la partícula.
- dm: Diámetro medio de las partículas del material de fundación; dm = 50mm, característica de roca o lecho.

Luego se tomó las tres (03) secciones que presenten los mayores tirantes de todo el largo de 200 metros de encauzamiento:

$$Q = 26.7 \text{ m}^3$$

$$Y_m = \begin{matrix} 0.520 \text{ m} \\ 0.320 \text{ m} \\ 0.369 \text{ m} \end{matrix} \quad B_e = \begin{matrix} 20.05 \text{ m} \\ 22.49 \text{ m} \\ 20.87 \text{ m} \end{matrix} \quad \alpha = \begin{matrix} 3.95 \text{ m} \\ 7.92 \text{ m} \\ 6.71 \text{ m} \end{matrix}$$

$$H_s = \begin{matrix} 1.30 \text{ m} \\ 2.01 \text{ m} \\ 1.69 \text{ m} \end{matrix}$$

- **Obteniendo los siguientes resultados:**

$$\text{Profundidad de socavación} = \begin{matrix} 0.104 \text{ m} \\ 0.395 \text{ m} \\ 0.383 \text{ m} \end{matrix}$$

Estos son los resultados más críticos para los 200 metros de encauzamiento, que a su vez ninguno de estos debería ser mayor que el espesor de cimentación que a continuación se diseñará.

7.2.2. Borde Libre

Es el espacio entre la corona de la pantalla y la superficie de agua, para lo que son caudales menores a 100m³/s (26.7m³/s) no se encuentra un coeficiente (ϕ) adecuado así mismo se recomienda estimar el borde libre mediante la siguiente fórmula:

$$B_L = \phi \frac{V^2}{2g}$$

Cuadro 7.2.2.1. Coeficiente dependiente del caudal máximo.

CAUDAL MAXIMO (m ³ /s)	ϕ
3000 - 4000	2.00

2000 - 3000	1.70
1000 - 2000	1.40
500 - 1000	1.20
100 - 500	1.10

Para la sección transversal más crítica tenemos que:

- ϕ : Coeficiente dependiente del caudal máximo (26.7m³/s); $\phi = 1.10$
- V: Velocidad del flujo; V = 3.28 m/s
- g: Aceleración de la gravedad (m/s²)

$$B_L = 0.86 \text{ m}$$

7.2.3. Altura de Pantalla

Se define como:

$$\text{Altura de pantalla} = \text{Prof. de socavación} + \text{Tirante} + \text{Borde Libre}$$

Es necesario este valor para el futuro pre dimensionamiento del muro de concreto armado en voladizo.

A continuación, se muestra los resultados obtenidos para cada sección transversal de los 200 metros de encauzamiento:

Cuadro 7.2.3.1. Altura de Pantalla para muros de contención

PROGRESIVA	TIRANTE (m)	AREA MOJADA (m ²)	ESPEJO DE AGUA (Be) (m)	Ym (m)	α -	PROF. DE SOCAVACIÓN (m)	VELOCIDAD (m/s)	ALTURA DE PANTALLA (m)
0	1.20	10.43	20.05	0.520	3.958	0.104	2.26	2.504
10	0.71	7.55	16.66	0.453	5.994	0.186	3.13	2.096
20	1.09	7.20	22.49	0.320	7.924	0.395	3.28	2.685
30	0.59	7.75	38.37	0.202	10.008	0.332	3.25	2.258
40	0.31	10.39	37.31	0.278	6.026	0.018	2.05	1.528
50	0.63	8.31	34.88	0.238	8.360	0.369	3.12	2.199

60	0.28	9.96	37.29	0.267	6.464	0.011	2.41	1.491
70	0.37	13.66	38.8	0.352	3.920	0.109	1.39	1.679
80	0.56	8.01	34.11	0.235	8.757	0.324	3.34	2.084
90	0.34	10.00	35.45	0.282	6.208	0.001	2.60	1.541
100	0.32	12.66	36.03	0.351	4.235	0.092	1.74	1.612
110	1.03	10.12	36.78	0.275	6.237	0.388	2.35	2.618
120	0.72	9.97	37.16	0.268	6.438	0.248	2.52	2.168
130	0.61	12.72	37.29	0.341	4.300	0.054	1.98	1.864
140	1.06	7.72	20.87	0.370	6.712	0.383	3.06	2.643
150	1.03	10.53	25.12	0.419	4.527	0.152	2.24	2.382
160	0.61	8.23	16.57	0.497	5.173	0.036	2.87	1.846
170	0.55	5.26	10.27	0.512	7.930	0.246	4.49	1.996
180	0.98	11.16	12.32	0.906	2.556	0.287	2.12	2.467
190	0.75	8.92	12.77	0.699	3.802	0.084	2.64	2.034
200	0.74	6.75	11.67	0.578	5.698	0.170	3.50	2.110

Siendo el valor máximo de altura de pantalla de 2.685m, optando así por una mayor altura de pantalla final de diseño de 3.00 metros.

7.3. Aspectos de Diseño Estructural

7.3.1. Empuje de Tierras y estabilidad

Los muros son estructuras cuyo principal objetivo es el de servir de contención de terrenos naturales o de rellenos artificiales. La presión del terreno sobre el muro está fundamentalmente condicionada por la deformabilidad de éste.

Para la evaluación del empuje de tierras deben tomarse en cuenta diferentes factores como la configuración y las características de deformabilidad del muro, las propiedades del relleno, las condiciones de fricción suelo-muro, de la compactación del relleno, del drenaje así como la posición del nivel freático. (Torres, 2008, p.22)

Para la evaluación del empuje de tierras deben tomarse en cuenta diferentes factores como la configuración y las características de deformabilidad del muro, las propiedades de:

- Relleno.
- Fricción suelo – muro.

- Compactación del relleno.
- Drenaje.
- Nivel freático (si este lo presentara).

Las presiones laterales se evalúan tomando en cuenta los siguientes componentes:

- Presión estática debido a cargas gravitatorias.
- Presión forzada determinada por el desplazamiento del muro contra el relleno.
- Incremento de presión dinámica originado por el efecto sísmico.

Las presiones que el suelo ejerce sobre el muro aumentan como las presiones hidrostáticas en forma lineal de acuerdo a la profundidad:

$$E = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K$$

Donde:

- H: Altura de muro.
 - γ : Peso específico del suelo contenido por el muro.
 - K: Coeficiente de empuje de tierra.
- **Empujes Laterales**

Están referidos al movimiento en esta dirección que permite el muro, si éste se mueve alejándose de la masa de suelo origina condiciones de empuje activo, si permanece sin movimiento origina condiciones de empuje de reposo, y si se mueve hacia adentro de la masa de suelo origina una condición de empuje pasivo.

Por otro lado, existen también los efectos dinámicos producidos por el sismo que dependiendo del nivel de desplazamiento que experimente el muro genera el empuje sísmico, y en esta ocasión se aplicara también el empuje por sobrecarga pues mi muro de contención soporta sobrecargas uniformes originadas por el tráfico o depósitos de materiales en la superficie incrementando la presión sobre el muro.

- **Estabilidad**

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierra, peso propio, peso de la tierra relleno, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la:

- Estabilidad al volcamiento.
- Estabilidad al deslizamiento.
- El valor de las presiones de contacto.

7.4. Predimensionamiento de Muro de Contención

El diseño suele empezar con la selección de dimensiones tentativas para luego verificar la estabilidad de esta configuración, de no resultar la estructura seleccionada será modificada en sus dimensiones y se efectúan nuevas verificaciones hasta lograr la estabilidad y la resistencia requerida.

Dimensiones tentativas para:

$$\text{Altura total de pantalla (H)} = 3.00 \text{ m}$$

El espesor de la corona debe ser lo suficientemente grande para permitir la colocación del concreto fresco, generalmente se emplean valores que oscilan entre 20 y 30cm:

$$\text{Corona (C)} = 0.25 \text{ m ; } (C \geq 25\text{cm})$$

$$\text{Base de muro (B)} = 2.55 \text{ ; } (0.4H \leq B \leq 0.7H)$$

$$\text{Puntera (B}_1\text{)} = 0.55\text{m ; } (B/4 \leq P \leq B/3)$$

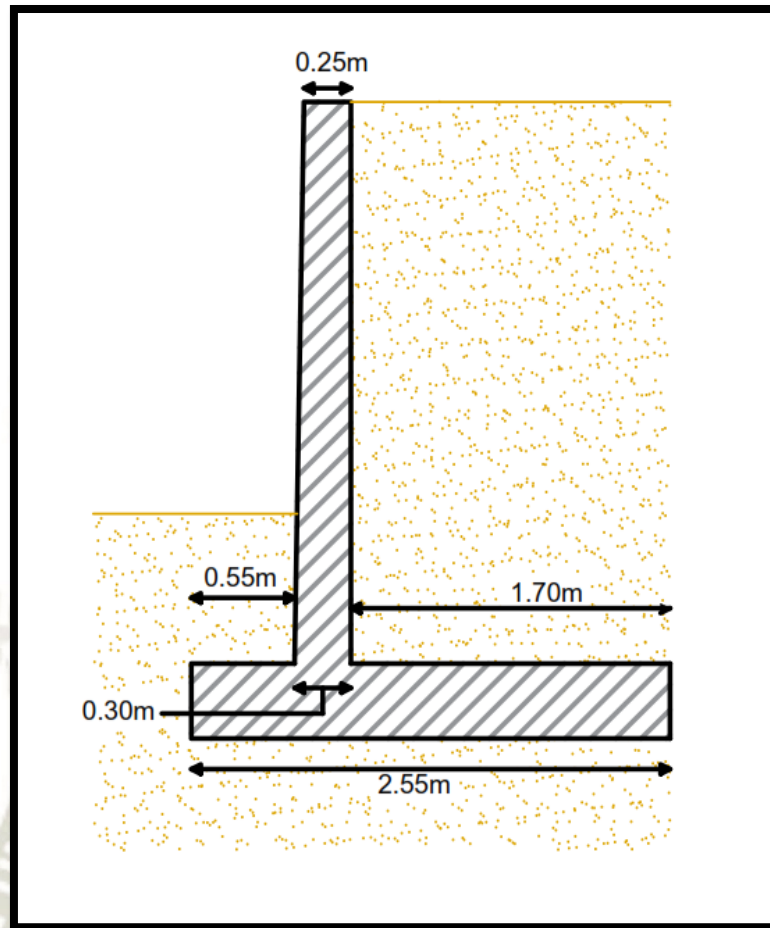
$$\text{Talón (B}_2\text{)} = 1.70\text{m ; } (T = B - F - P)$$

$$\text{Base de pantalla ó Fuste (F)} = 0.30\text{m ; } (F \geq H/10)$$

El espesor de la base se halla en función de las fuerzas cortantes y momentos flectores de las secciones situadas delante y detrás de la pantalla, por lo tanto, el espesor de éste depende directamente de la altura de la misma.

$$\text{Espesor de base (e)} = 0.40\text{m ; } (e \geq H/10)$$

Figura 7.4.1. Predimensionamiento



Los datos necesarios para poder analizar el comportamiento de nuestro muro ante los factores estabilizantes son:

Características del Suelo:

- $\gamma_s = 1.47 \text{ tn/m}^3$
- $D_f = 1.20 \text{ m}$
- $\phi = 30.5^\circ$
- $c = 0.108 \text{ kg/cm}^2$

Materiales de Muro:

- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$

Condiciones de Sitio:

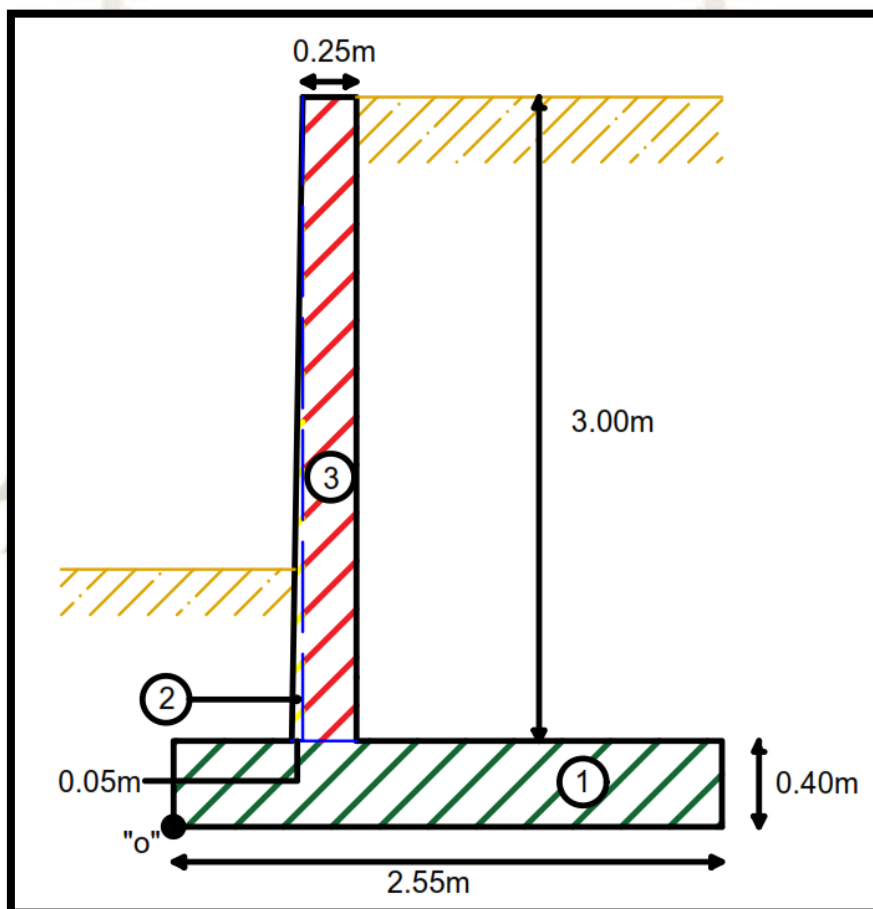
- $A_o = 0.35 \text{ g}$

- $q = 0.8 \text{ tn/m}^2$

7.5. Verificación de Estabilidad

La estabilidad se estudia con respecto a la arista inferior de la base en el extremo de la puntera, punto "o". Para determinar el peso del muro y su centro de gravedad se dividió la sección transversal en tres (03) figuras con propiedades geométricas conocidas.

Figura 7.5.1. Despiece de muro de contención.



Cuadro 7.5.1. Peso y momentos estabilizantes por 1m de longitud de muro.

FIGURA	BRAZO X (m)	BRAZO Y (m)	PESO (kg/m)	PESO * BRAZO X (kg-m/m)	PESO * BRAZO Y (kg-m/m)
1	1.3	0.2	2448.0	3121.2	489.6
2	0.6	1.4	180.0	105.0	252.0
3	0.7	1.9	1800.0	1305.0	3420.0

$\Sigma =$	4428	4531.2	4161.6
------------	------	--------	--------

El peso propio:

El peso propio por metro de longitud de muro para un peso específico del concreto de 2400 kg/m³.

$$\text{Peso propio (p.p)} = 4428 \text{ kg/m}$$

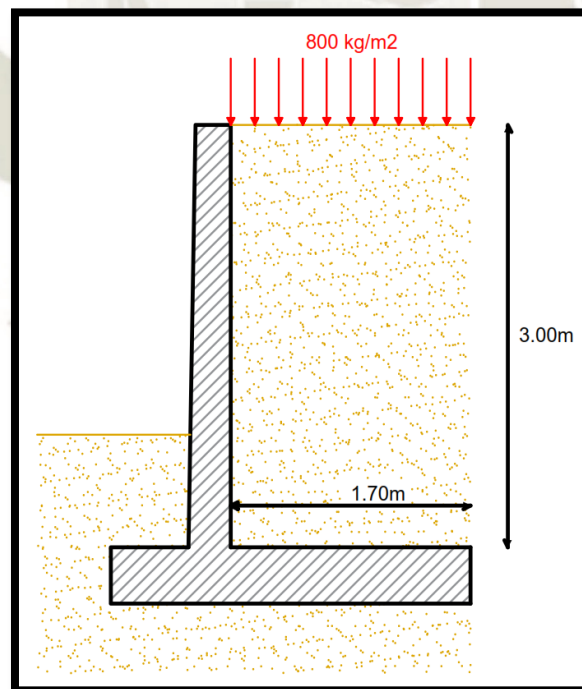
Centro de gravedad:

$$X_{cg} = \frac{4531.2 \text{ kg} - \text{m/m}}{4428 \text{ kg/m}} = 1.023\text{m} \quad Y_{cg} = \frac{4161.6 \text{ kg} - \text{m/m}}{4428 \text{ kg/m}} = 0.939\text{m}$$

Peso total de la sobrecarga:

Correspondiente a la sobrecarga aplicada sobre el relleno limitada por el talón y la corona del muro.

Figura 7.5.2. Sobrecarga en trasdós.



$$P_s = q * B_2 = 1360 \text{ kg/m}$$

Peso del relleno:

El relleno colocado sobre el talón tiene un volumen V_r por metro de longitud de:

$$V_r = 3.00\text{m} * B_2 = 5.1\text{m}^2$$

$$P_r = 5.1 \text{ m}^2 * 1470 \text{ kg/m}^3 = 7497 \text{ kg/m}$$

Coefficiente de empuje activo:

La pantalla del muro en voladizo de concreto armado tiene posibilidad de desplazarse sin impedimento alguno, pudiendo desarrollarse un estado de empuje activo, empleando la ecuación de Rankine.

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = 0.326$$

Empuje activo de la tierra:

Cuando la parte superior de un muro se mueve suficientemente como para que se pueda desarrollar un estado de equilibrio plástico.

$$E_a = \left(\frac{1}{2} * \gamma_s * (3.40\text{m})^2 \right) * 0.326 = 2775.551 \text{ kg/m}$$

Empuje de la sobrecarga:

Referido a la existencia de una sobrecarga ubicada en el trasdós del muro.

$$E_s = q * K_a * 3.40\text{m} = 888.531 \text{ kg/m}$$

Incremento dinámico del empuje activo de la tierra:

El muro se construirá en una zona de peligro sísmico, la aceleración del suelo (A_o) es la correspondiente a la zonificación sísmica de la ciudad de Arequipa.

La presión activa se incrementa bajo la acción de un sismo. Este aumento de presión se denomina incremento dinámico del empuje activo, mediante la fórmula de Mononobe-Okabe, se propone calcular un coeficiente de presión dinámica activa K_{as} .

$$\text{Coeficiente sísmico horizontal } (C_{sh}) = 0.5 * A_o = 0.175$$

$$\text{Coeficiente sísmico vertical } (C_{sv}) = 0.7 * C_{sh} = 0.122$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{0.175}{1 - 0.122}\right) = 11.278^\circ$$

- Para $\beta = 0$

$$\delta = \left(\frac{2}{3} * \phi\right) = 20.333^\circ$$

$$\varphi = 90^\circ$$

$$K_{as} = \frac{\text{sen}^2(\varphi + \phi - \theta)}{\cos(\theta) * \text{sen}^2(\varphi) * \text{sen}(\varphi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\varphi - \delta - \theta) * \text{sen}(\varphi + \beta)}} \right]^2} = 0.445$$

$$\Delta_{Ea} = \left(\frac{1}{2} * \gamma_c * (3.40\text{m})^2\right) * (0.445 - 0.326) * (1 - 0.122) = 888.367 \text{ kg/m}$$

Donde:

- φ : Angulo de la cara interna del muro con la horizontal.
- β : Angulo del relleno con la horizontal.
- δ : Angulo de fricción suelo-muro.
- γ_s : Peso específico del suelo de relleno.
- γ_c : Peso específico del concreto.

Fuerza sísmica del peso propio:

$$F_{spp} = 0.175 * 4428\text{kg/m} = 774.9 \text{ kg/m}$$

Resultante de las fuerzas verticales:

Las fuerzas que la componen son el peso propio, el peso del relleno y la sobrecarga.

$$R_v = p.p + P_r + P_s = 13285 \text{ kg/m}$$

Empuje Total:

Conformado por el empuje de la sobrecarga, el empuje activo de tierra más el incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial del peso propio, llamadas también fuerzas actuantes o deslizantes:

$$E_t = E_s + E_a + \Delta_{Ea} + F_{spp} = 5327.349 \text{ kg/m}$$

Empuje pasivo:

Es el empuje ocasionado por el relleno situado por encima de la puntera, su utilización debe ser objeto de consideración puesto que ocurren importantes empujes activos en

la cara interna del trasdós, además se debe garantizar su presencia durante toda la vida útil del muro en estudio.

Coefficiente de presión pasiva:

Utilizando la fórmula de Rankine:

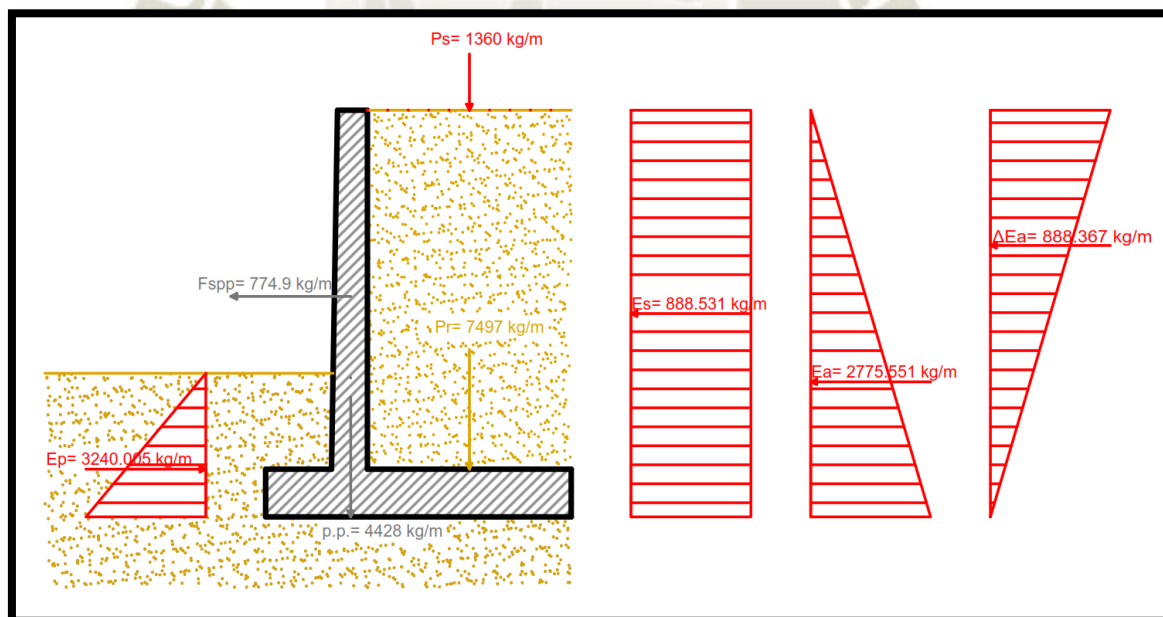
$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = 3.061$$

$$E_p = \left(\frac{1}{2} * \gamma_s * D_f^2\right) * 3.061 = 3240.005 \text{ kg/m}$$

Donde:

- γ_s : Peso específico situado por encima de la puntera.
- D_f : Profundidad de fundación, no será menor de 0.60m en suelos sólidos, sanos y seguros. En otros casos y en terrenos inclinados no se será menor que 1.20m según norma AASHTO 2002.

Figura 7.5.3. Distribución de presiones laterales.



Fuerza de roce:

$$\mu = \tan(\delta) = 0.370$$

$$c' = 0.5 * c = 540 \text{ kg/m}^2$$

Como se puede ver la fuerza de roce está en función del ángulo de fricción interna y de la cohesión del suelo, las componentes verticales del empuje son nulas ya que los empujes actúan perpendicularmente con la cara interna del muro.

$$Fr = (\mu * R_v) + (c' * B) + E_p = 9540.065 \text{ kg/m}$$

Donde:

- δ : Angulo de fricción suelo-muro.
- μ : Coeficiente de fricción suelo-muro.
- c : Coeficiente de cohesión del suelo.
- c' : Coeficiente de cohesión corregido.
- B : Ancho de la base del muro.

7.5.1. Factor de Seguridad contra el deslizamiento

La componente horizontal del empuje de tierras tendrá que ser resistida por las fuerzas de roce. Esta relación entre las fuerzas resistentes y las actuantes o deslizantes se conoce como factor de seguridad contra el deslizamiento, esta relación debe ser mayor a 1.5 para así poder evitar el deslizamiento del muro.

$$\text{Factor de Seguridad contra el deslizamiento (FS}_d) = \frac{F_r}{E_t} \geq 1.5$$

$$FS_d = \frac{F_r}{E_t} = \frac{9540.065 \text{ kg/m}}{5327.349 \text{ kg/m}} = 1.791$$

$$FS_d = 1.791 \geq 1.5$$

Momento de volcamiento:

Las fuerzas que intentan volcar el muro son el empuje activo de tierra más el incremento dinámico del mismo, la fuerza inercial del peso propio y el empuje de la sobrecarga.

$$M_v = (E_a * 1.13m) + (E_s * 1.70m) + (\Delta_{Ea} * 2.27m) + (F_{spp} * Y_{cg})$$

$$M_v = 7398.040 \text{ kg} - \text{m/m}$$

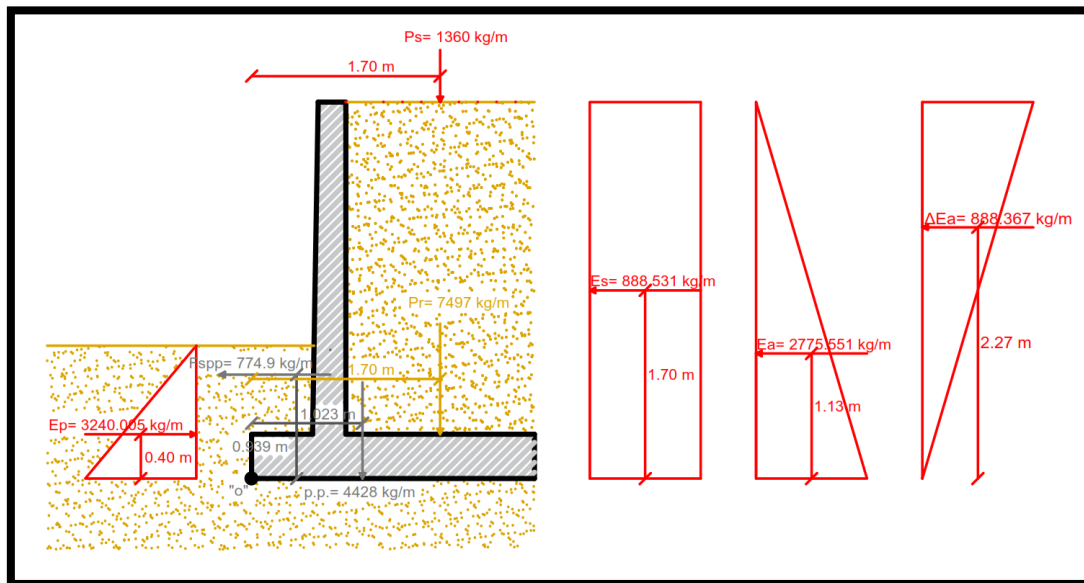
Momento estabilizante:

Las fuerzas que dan estabilidad al muro, estas son el peso propio del muro, el peso del relleno y el peso total de la sobrecarga aplicada sobre el relleno del trasdós.

$$M_e = (p.p. * X_{cg}) + (P_r * 1.70m) + (P_s * 1.70m)$$

$$M_e = 19588.1 \text{ kg} - \text{m/m}$$

Figura 7.5.1.1. Momentos estabilizantes y de volcamiento aplicados al muro de contención.



7.5.2. Factor de Seguridad contra el Volcamiento

La relación entre los momentos estabilizantes M_e y los momentos de volcamiento M_v se conocen como Factor de Seguridad al volcamiento, esta relación debe ser mayor de 1.5.

$$\text{Factor de Seguridad al volcamiento (FS}_v\text{)} = \frac{M_e}{M_v} \geq 1.5$$

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} = \frac{19588.1 \text{ kg} - \text{m/m}}{7398.040 \text{ kg} - \text{m/m}} = 2.647$$

$$FS_v = 2.647 \geq 1.5$$

Esfuerzo admisible del suelo de fundación:

La capacidad admisible del suelo donde será fundado el muro se determina con un factor de seguridad para cargas dinámicas de la siguiente manera:

$$FS_{\text{cap.portante}} \geq 2$$

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{adm}}{FS_{cap.portante}} = \frac{3.5 \text{ kg/cm}^2}{2} = 1.75 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

- $FS_{cap.portante}$: Factor de seguridad a la falla por capacidad del suelo, no será menor de 2 para cargas dinámicas.

Excentricidad de la fuerza resultante:

La excentricidad de la fuerza resultante vertical, medida desde el centro de la base del muro no debe exceder del sexto del ancho de ésta, que a su vez ésta última por buena práctica deberá localizarse dentro del tercio medio, ya que las presiones de contacto son más uniformes, disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre la puntera y talón.

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v} = 0.917 \text{ m}$$

$$\frac{B}{3} = 0.85 \text{ m} \leq 0.917 \text{ m} \leq \frac{2B}{3} = 1.7 \text{ m}$$

- X_r : Posición de la resultante medida desde el extremo inferior de la arista de la puntera del muro.

$$\frac{B}{6} = 0.425 \text{ m}$$

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - 0.917 \text{ m} \right) = 0.357 \text{ m}$$

$$e_x = 0.357 \text{ m} \leq 0.425 \text{ m}$$

7.5.3. Presión de contacto muro-suelo:

La capacidad admisible del suelo donde será fundado mi muro deber ser mayor que el esfuerzo de compresión máximo transferido al terreno por el muro.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{R_v}{B} * \left(1 + \frac{6 * 0.425 \text{ m}}{B} \right) = 9591.179 \text{ kg/m}^2$$

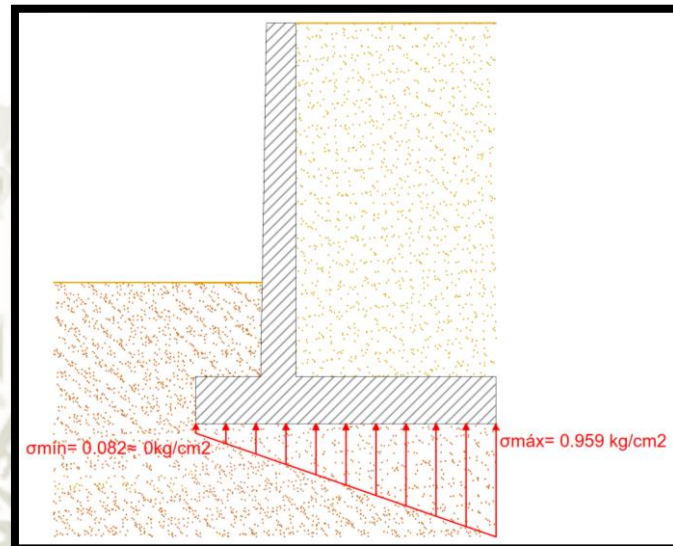
$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{R_v}{B} * \left(1 - \frac{6 * 0.425 \text{ m}}{B} \right) = 828.428 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 0.959 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 0.082 \text{ kg/cm}^2 \approx 0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 0.959 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{adm}} = 1.75 \text{ kg/cm}^2$$

Figura 7.5.3.1. Presiones de contacto suelo – muro.



7.6. Verificación de la resistencia a Corte y Flexión de los elementos que componen el muro

Una vez que se cumple con la estabilidad al deslizamiento, volcamiento y con las presiones de contacto muro-suelo, se debe verificar en las secciones críticas de la zapata y pantalla que los esfuerzos de corte y flexión allí hallados no sean mayores a los máximos establecidos por norma.

Verificación de los esfuerzos de corte:

La resistencia al corte de las secciones transversales en estudio se basa en la siguiente fórmula:

$$V_u \leq \Phi * V_n$$

- V_u : Fuerza cortante mayorada en la sección considerada.
- V_n : Resistencia al corte nominal.
- Φ : Factor de reducción de resistencia a la sección considerada.

Verificación de los esfuerzos a flexión:

La resistencia a flexión de las secciones transversales en estudio se basa en la siguiente fórmula:

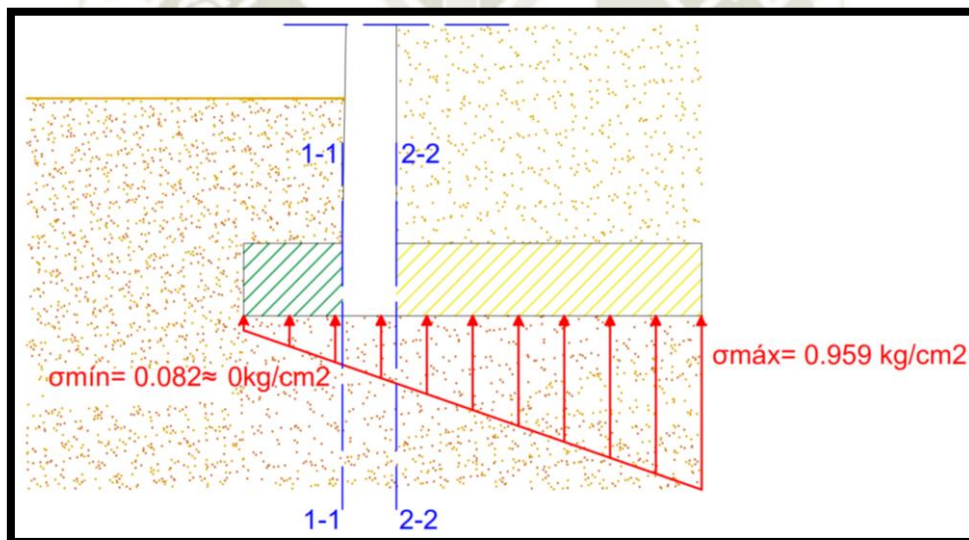
$$M_u \leq \Phi * M_n$$

- M_u : Momento flector mayorado en la sección considerada.
- M_n : Momento nominal resistente.
- Φ : Factor de reducción de resistencia a la sección considerada.

7.6.1. Diseño de la Zapata

Para el diseño de la zapata se debe primero conocer el comportamiento de sus secciones críticas. Perteneciendo la puntera o zapata anterior a la sección 1-1 y el talón o zapata posterior a la sección 2-2.

Figura 7.6.1.1. Secciones críticas de la zapata



Los cálculos que se realizan a continuación serán efectuados para una longitud unitaria de 1 metro lineal y tienen como finalidad lograr el diseño de la zapata tanto por corte como por flexión.

Puntera (respecto a la sección crítica 1-1):

Peso propio:

$$p. p. = 0.55m * 0.40m * 1.00m * 2400 \text{ kg/m}^3 = 528 \text{ kg}$$

Reacción del suelo:

$$R_s = \left(\frac{0.959 \text{ kg/cm}^2 + 0.752 \text{ kg/cm}^2}{2} \right) * 55\text{cm} * 100\text{cm} = 4706.25 \text{ kg}$$

Fuerza cortante resultante:

$$V_{1-1} = 4706.25 \text{ kg} - 528 \text{ kg} = 4178.26 \text{ kg}$$

Momento flector:

$$M_{1-1} = [(568.888 \text{ kg} * 0.366\text{m}) + (413.371 \text{ kg} * 0.275\text{m})] - (528 \text{ kg} * 0.275\text{m})$$

$$M_{1-1} = 1201.169 \text{ kg} - \text{m}$$

Talón (respecto a la sección crítica 2-2):

Peso propio:

$$p. p. = 0.40\text{m} * 1.70\text{m} * 1.00\text{m} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 1632 \text{ kg}$$

Reacción del suelo:

$$R_s = \left(\frac{0.639 \text{ kg/cm}^2 + 0.082 \text{ kg/cm}^2}{2} \right) * 170\text{cm} * 100\text{cm} = 5435.001 \text{ kg}$$

Peso del relleno:

$$P_r = 3.00\text{m} * 1.70\text{m} * 1.00\text{m} * 147 \text{ kg/m}^3 = 7497 \text{ kg}$$

Peso de la sobrecarga:

$$P_s = 1.70\text{m} * 1.00\text{m} * 800 \text{ kg/m}^2 = 1360 \text{ kg}$$

Fuerza cortante resultante:

$$V_{2-2} = 5435.001 \text{ kg} - 1632 \text{ kg} - 7497 \text{ kg} - 1360 \text{ kg} = -5053.998 \text{ kg}$$

Momento flector:

$$M_{2-2} = (5435.001 \text{ kg} * 0.566\text{m}) + (1632 \text{ kg} * 0.85\text{m}) + (7497 \text{ kg} * 0.85\text{m}) + (1360 \text{ kg} * 0.85\text{m})$$

$$M_{2-2} = 5835.815 \text{ kg} - \text{m}$$

Cuadro 7.6.1.1. Resumen de fuerzas cortantes y momentos flectores en las secciones críticas de la zapata.

CUADRO RESUMEN		
	FUERZA CORTANTE	4178.260 kg

SECCION 1- 1	MOMENTO FLECTOR	1201.169 kg-m
SECCION 2- 2	FUERZA CORTANTE	-5053.998 kg
	MOMENTO FLECTOR	5835.815 kg-m

Factor de mayoración ponderado:

En este caso se utilizará un factor de mayoración ponderado por tratarse de una combinación de cargas tanto estáticas como dinámicas, es conveniente determinar este factor de ésta manera ya que mayorar directamente por un factor de 1.6 podría sobreestimar las solicitaciones últimas, que resultaría en la construcción de una estructura más costosa.

$$F_{mp} = \frac{(1.6 * 2775.551 \text{ kg/m}) + (1 * 888.367 \text{ kg/m}) + (1 * 774.9 \text{ kg/m}) + (1 * 888.531 \text{ kg/m})}{5327.349 \text{ kg/m}}$$

$$F_{mp} = 1.312$$

7.6.1.1. Diseño de la Zapata por Corte

La máxima fuerza cortante que ocurre en la zapata se halla en el talón.

$$V_{m\acute{a}x} = 5053.998 \text{ kg}$$

Corte último Máximo mayorado:

$$V_u = 1.312 * 5053.998 \text{ kg} = 6633.879 \text{ kg}$$

Peralte efectivo:

Se escogerá un recubrimiento mínimo inferior de la zapata según sea el caso del vaciado del concreto, y un diámetro tentativo de refuerzo.

Cuadro 7.6.1.1.1. Recubrimiento del acero de refuerzo

ELEMENTO ESTRUCTURAL	RECUBRIMIENTO MINIMO
CONCRETO VACIADO CONTRA EL SUELO O EN CONTACTO CON EL AGUA DE MAR (CASO DE CIMIENTOS O ZAPATAS)	7.5 cm
CONCRETO EN CONTACTO CON EL SUELO O EXPUESTO AL AMBIENTE (CASO DE SOBRECIMIENTO O COLUMNAS):	

BARRAS DE 5/8" O MENORES	4 cm
BARRAS DE 3/4" O MAYORES	5 cm
CONCRETO NO EXPUESTO AL AMBIENTE NI EN CONTACTO CON EL SUELO (VACIADO CON ENCOFRADO Y/O SOLADO):	
LOSA MACIZA O ALIGERADO	2 cm
MUROS EN GENERAL O DE CORTE	2 cm
VIGAS Y COLUMNAS PERALTADAS	4 cm
CASCARAS Y LAMINAS PLEGADAS	2 cm
VIGAS SOLERAS	2 cm
COLUMNAS DE MUROS PORTANTES	2 cm

Fuente: Rafael Torres B., (2008)

$$\text{recubrimiento}(r) = 7.5\text{cm}$$

$$\text{peralte efectivo}(d) = 40\text{cm} - 7.5\text{cm} = 32.5\text{cm}$$

Corte máximo resistente del concreto:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * 100\text{cm} * 32.5\text{cm} = 24961.396 \text{ kg}$$

$$\frac{V_u}{\Phi} = \frac{6633.879 \text{ kg}}{0.75} = 8845.172 \text{ kg}$$

Donde:

- $f'c$: Resistencia a la compresión del concreto.
- Φ : Factor de minoración de resistencia por corte.

$$V_c = 24961.396 \text{ kg} \geq \frac{V_u}{\Phi} = 8845.172 \text{ kg}$$

Esta verificación donde el corte máximo resistente del concreto es mayor al corte ultimo máximo mayorado entre un coeficiente de resistencia me indica que el espesor de zapata de 40cm es el adecuado para resistir las fuerzas cortantes que resultan de las secciones críticas consideradas.

7.6.1.2. Diseño de la Zapata por Flexión

El momento flector máximo que ocurre en la zapata se halla en el talón.

$$M_{\text{máx}} = 5835.815 \text{ kg} - \text{m}$$

Momento flector ultimo máximo mayorado:

$$M_u = 1.312 * 5835.815 \text{ kg} - \text{m} = 7660.092 \text{ kg} - \text{m}$$

Altura útil efectiva requerida:

Se verifica la altura útil efectiva requerida o espesor de zapata por flexión considerando que el momento flector máximo último mayorado ocurre en el talón y ésta se encuentra en una zona sísmica. Siendo el recubrimiento mínimo superior de la zapata de:

$$\text{recubrimiento}(r) = 5\text{cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{766009.29 \text{ kg} - \text{cm}}{0.189 * \Phi * f'c * 100\text{cm}}} = 14.643\text{cm}$$

$$e_{\text{requerido}} = 5\text{cm} + 14.643\text{cm} = 19.643\text{cm}$$

Donde:

- Φ : Factor de minoración de resistencia por flexión = 0.90

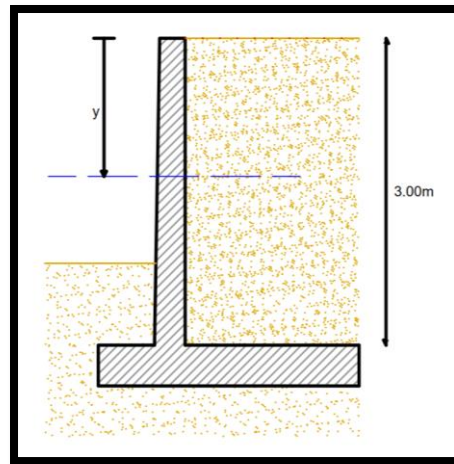
$$e_{\text{requerido}} = 19.643\text{cm} < e_{\text{zapata}} = 40\text{cm}$$

Esta verificación indica que el espesor de zapata de 40cm es el adecuado para resistir las sollicitaciones de flexión que resultan de las secciones críticas consideradas.

7.6.2. Diseño de la Pantalla

La verificación por corte y flexión se determina en diferentes secciones hechas en la altura total de pantalla, normalmente se hacen secciones cada metro o medio metro según se vea por conveniente, midiendo la altura “y” desde la corona del muro hasta la unión de la pantalla con la zapata.

Figura 7.6.2.1. Altura de pantalla en función de “y”



Las presiones horizontales a la cual se somete la pantalla del muro tendrán que ser recalculadas en función de “y” para así tener un correcto resultado de los momentos flectores que originan la tracción en la cara interna en contacto con la tierra, la cual deberá ser reforzada con acero.

Empuje activo de la tierra:

$$E_a = 240.099 * y^2$$

Empuje de la sobrecarga:

$$E_s = 261.332 * y$$

Incremento dinámico del empuje activo de la tierra:

$$\Delta_{Ea} = 76.848 * y^2$$

Fuerza sísmica del peso propio:

$$F_{spp} = 3.5 * y^2 + 105 * y$$

Empuje total:

$$E_t = 320.447 * y^2 + 366.332 * y$$

Momento flector total:

$$M_t = 132.432 * y^3 + 183.166 * y^2$$

Corte último mayorado:

$$V_u = 1.312 * (320.447 * y^2 + 366.332 * y) = 420.620 * y^2 + 480.848 * y$$

Momento flector ultimo mayorado:

$$M_u = 1.312 * (132.432 * y^3 + 183.166 * y^2) = 173.830 * y^3 + 240.424 * y^2$$

Las solicitaciones últimas de corte y momento flector estudiados se determinaron en la siguiente tabla para diferentes valores de “y”, que varían desde los valores de (0.5m hasta 3.0m) con secciones a cada medio metro.

Cuadro 7.6.2.1. Resumen de fuerzas cortantes y momentos flectores para diferentes valores de “y”.

y (m)	Vu (kg)	Mu (kg-m)
0.50	345.579	81.834
1.00	901.468	414.254
1.50	1667.667	1127.632
2.00	2644.177	2352.34
2.50	3830.996	4218.751
3.00	5228.125	6857.239

El espesor de la pantalla o fuste varía desde 25cm hasta 30 cm de la siguiente manera:

$$F_{(y)} = \frac{5\text{cm}}{300\text{cm}} * y + 25\text{cm} = 0.016 * y + 25$$

7.6.2.1. Diseño de la Pantalla por Corte

Los cortantes últimos mayorados que se hallaron en la pantalla se pueden observar en el cuadro anterior.

Corte máximo resistente del concreto:

El corte máximo resistente del concreto varía con la altura de la pantalla como se determina en la siguiente ecuación:

$$\Phi V_c = 0.75 * 0.53\sqrt{f'_c} * 100\text{cm} * d(y) = 576.032 * d(y)$$

En la siguiente tabla se indican los valores de solicitaciones máximas de corte, espesor de pantalla, altura útil y el corte máximo resistente del concreto para diferentes valores de “y”, que varían desde (0.50m hasta 3.0m) con secciones cada medio metro.

Cuadro 7.6.2.1.1. Corte máximo resistente del concreto para diferentes valores de “y”

y (m)	V _u (kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	φV _c (kg)
0.50	345.579	25.80	20.80	12000.671
1.00	901.468	26.70	21.70	12480.698
1.50	1667.667	27.50	22.50	12960.725
2.00	2644.177	28.30	23.30	13440.752
2.50	3830.996	29.30	24.20	13920.779
3.00	5228.125	30.00	25.00	14400.806

Sección (0.50m) → $\Phi V_c = 12000.671 \text{ kg} \geq V_u = 345.579 \text{ kg}$

Sección (1.00m) → $\Phi V_c = 12480.698 \text{ kg} \geq V_u = 901.468 \text{ kg}$

Sección (1.50m) → $\Phi V_c = 12960.725 \text{ kg} \geq V_u = 1667.667 \text{ kg}$

Sección (2.00m) → $\Phi V_c = 13440.752 \text{ kg} \geq V_u = 2644.177 \text{ kg}$

Sección (2.50m) → $\Phi V_c = 13920.779 \text{ kg} \geq V_u = 3830.996 \text{ kg}$

Sección (3.00m) → $\Phi V_c = 14400.806 \text{ kg} \geq V_u = 5228.125 \text{ kg}$

Esta verificación donde el corte máximo resistente del concreto es mayor al corte ultimo máximo mayorado me indica que el espesor variable de pantalla es el adecuado para resistir las fuerzas cortantes que resultan de las secciones tomadas a lo largo de la altura total de pantalla consideradas.

7.6.2.2. Diseño de la Pantalla por Flexión

Se verifica el espesor de la pantalla por flexión sabiendo que el máximo momento flector ocurre en la base de la pantalla y éste se encuentra en una zona sísmica siendo el recubrimiento de:

$$\text{recubrimiento}(r) = 5\text{cm}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{685723.9 \text{ kg} - \text{cm}}{0.189 * \Phi * f'c * 100\text{cm}}} = 13.855\text{cm}$$

el espesor requerido se hallará en el sitio de máxima flexión:

$$e_{\text{requerido}} = 5\text{cm} + 13.855\text{cm} = 18.855\text{cm}$$

$$e_{\text{requerido}} = 18.855\text{cm} \leq e_{\text{pantalla}} = 30\text{cm}$$

Esta verificación indica que el espesor variable de pantalla es el adecuado para resistir las solicitaciones de flexión que resultan de las secciones consideradas a lo largo de la altura total de pantalla.

7.7. Diseño del Armado de muro

El acero de refuerzo requerido se debe determinar iterando las siguientes ecuaciones entre sí, asumiendo inicialmente un valor a la profundidad del bloque de compresión.

$$A_{S_{\text{requerido}}} = \frac{M_u}{\Phi * f'y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{A_{S_{\text{requerido}}} * f'y}{0.85 * f'c * b}$$

Donde:

- $A_{S_{\text{requerido}}}$: Area del acero requerido.
- M_u : momento último.
- Φ : Factor de minoración de resistencia.
- $f'y$: Fluencia del acero de refuerzo.
- $f'c$: Resistencia a la compresión del concreto.
- d : Peralte efectivo.
- a : Profundidad del bloque de concreto.
- b : Ancho de muro.

7.7.1. Diseño del Armado de la Zapata

En estructuras donde se emplee varillas corrugadas con un grado de fluencia de 4200 kg/cm² o acero corrugado grado 60, el área mínima de acero será:

$$A_{S_{\min}} = 0.0018 * 100\text{cm} * e_{\text{zapata}} = 7.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Acero requerido en puntera:

$$A_{S_{\text{requerido}}} = \frac{157665.543 \text{ kg} - \text{cm}}{0.9 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * \left(32.5 - \frac{0.303}{2}\right)} = 1.290 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{S_{\min}} = 7.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq A_{S_{\text{requerido}}} = 1.290 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Acero requerido en talón:

$$A_{S_{\text{requerido}}} = \frac{766009.292 \text{ kg} - \text{cm}}{0.9 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * \left(35 - \frac{1.390}{2}\right)} = 5.907 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{S_{\min}} = 7.2 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \geq A_{S_{\text{requerido}}} = 5.907 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Es importante mencionar que este paso es aplicable siempre y cuando el acero requerido sea mayor al acero mínimo.

7.7.2. Diseño del Armado de la Pantalla

El acero de refuerzo mínimo varía según la altura total de pantalla.

$$A_{S_{\min}} = 0.0018 * 100\text{cm} * F(y) = 0.18 * F(y)$$

En la siguiente tabla se indican los valores de acero mínimo y acero requerido necesarios para los diferentes valores de “y”, que varían desde (0.5m hasta 3.0m) con secciones cada medio metro.

Cuadro 7.7.2.1. Acero mínimo necesario para diferentes valores de “y”.

y (m)	Mu (kg-m)	F(y) (cm)	Asmín (cm ² /ml)	As requerido (cm ² /ml)
0.50	81.834	25.80	4.65	0.10
1.00	414.254	26.70	4.80	0.51
1.50	1127.632	27.50	4.95	1.34
2.00	2352.340	28.30	5.10	2.70
2.50	4218.751	29.20	5.25	4.73

3.00	6857.239	30.00	5.40	7.52
------	----------	-------	------	------

Queda determinado que entre las secciones ($y=0.50\text{m}$) a ($y=2.50\text{m}$) el acero mínimo es mayor al acero requerido:

$$A_{s_{\text{mín}}} = 5.25 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq A_{s_{\text{requerido}}}$$

Y en la base de la pantalla es mayor el acero requerido:

$$A_{s_{\text{mín}}} = 5.40 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_{s_{\text{requerido}}} = 7.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Acero de refuerzo definitivo:

Pantalla (cara interior):

Desde la corona del muro hasta la sección ($y=2.50\text{m}$):

$$5.25 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \phi 5/8" \text{ c}/35 \text{ cm}$$

Desde la sección ($y=2.50\text{m}$) hasta la base de la pantalla:

$$7.25 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \phi 5/8" \text{ c}/25 \text{ cm}$$

Pantalla (cara exterior):

Acero de retracción y temperatura:

$$2.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \phi 3/8" \text{ c}/25 \text{ cm}$$

Zapata (cara inferior):

$$7.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \phi 5/8" \text{ c}/25 \text{ cm}$$

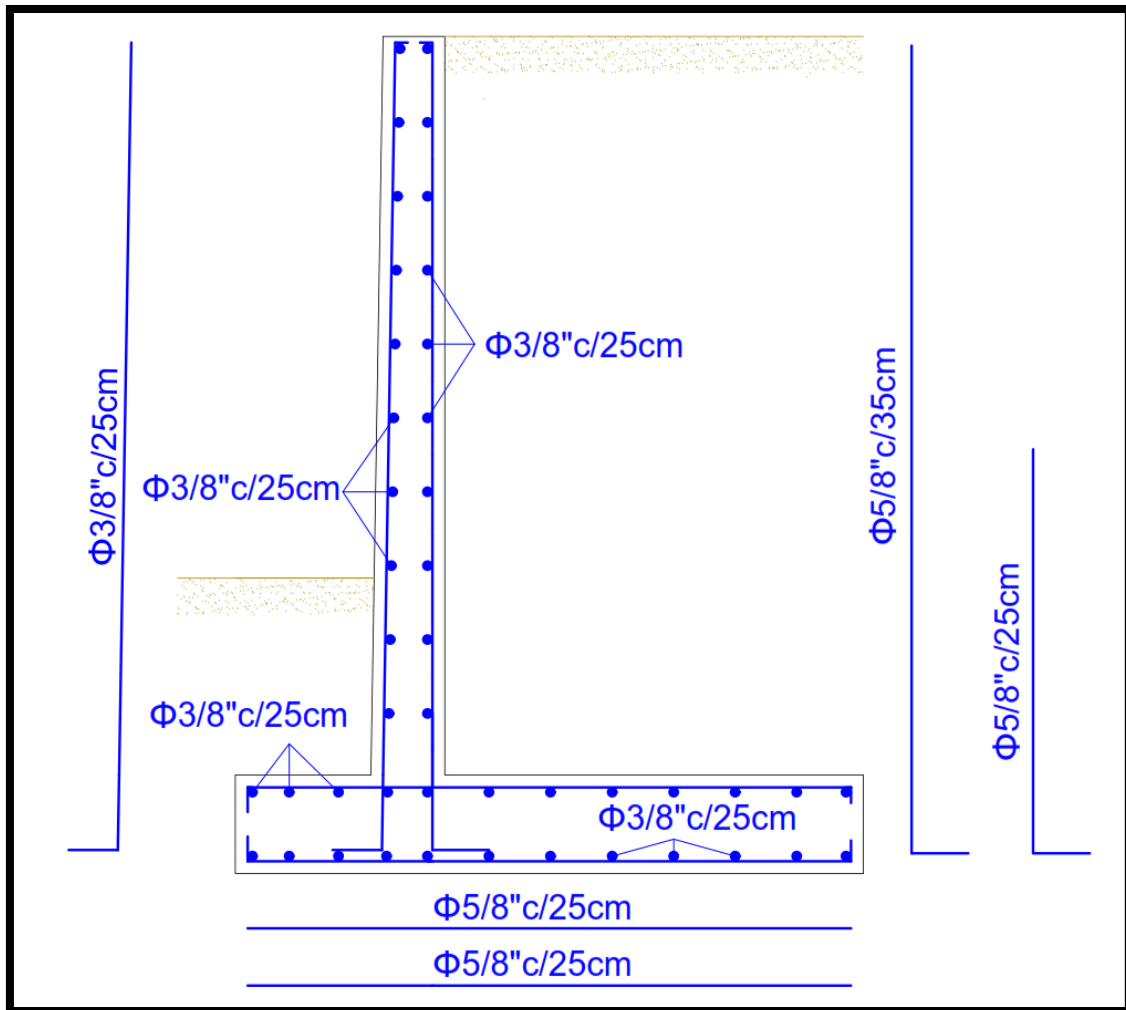
Zapata (cara superior):

$$7.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \phi 5/8" \text{ c}/25 \text{ cm}$$

Acero de retracción y temperatura:

$$2.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \phi 3/8" \text{ c}/25 \text{ c}$$

Figura 7.7.2.1. Diseño del Armado de Muro.



7.8. Diseño Estructural con SAP 2000

El SAP 2000 es un programa de elementos finitos, con interfaz gráfico 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento de lo más amplio conjunto de problemas de ingeniería de estructuras.

Planteamiento

El planteamiento de diseño de la pantalla considerara la variación lateral y el efecto en la base del mismo considerando una capacidad de soporte neta del suelo de $q_s=3.51 \text{ Kg/cm}^2$.

Las características del concreto a usar de acuerdo con las exigencias del ACI serán las que se indican a continuación:

- Nombre del Material : Concreto Armado
- Resistencia a la Compresión : $f_c=210 \text{ Kg/cm}^2$
- Fluencia del Acero de Refuerzo : $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Poisson : 0.2
- Módulo de Elasticidad : $232556.171 \text{ Kg/cm}^2$

Adicionalmente, el Angulo de fricción, δ , entre el concreto del muro y el relleno es 20.3° .

Los factores de seguridad, FS para volteo y momento serán mayores o iguales a 1.5.

Zona sísmica (A_o) de 0.35g

Presiones laterales y verticales:

Las presiones laterales calculadas con la aplicación de la teoría de Rankine tiene la siguiente formulación matemática:

$$P_h = \gamma_s * h_s * k_s$$

Donde:

γ_s :es el peso volumétrico del suelo.

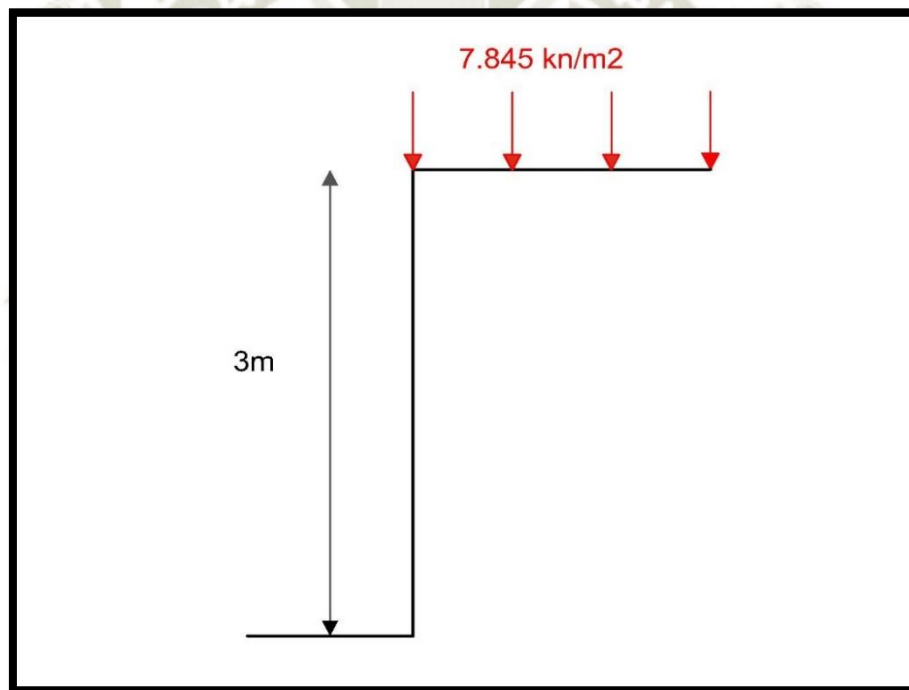
h_s :es la potencial o espesor del estrato

k_s : es el coeficiente característico del estrato de suelo

De acuerdo con las condiciones del problema, la fluencia o cedencia del talud se asemejará a una cuña triangular que se deslizará hacia izquierda, produciendo un efecto denominado empuje activo.

Las presiones activas máximas producidas por los sólidos se indican de la siguiente manera:

Figura Nro. 7.8.1. Imagen Preliminar del Muro de Contención



- **Cálculo de las Presiones Laterales :**

Estrato Intradós:

$$P_{esh} = 14.416 \text{ kn/m}^3 * 3\text{m} * 0.326 = 14.127 \text{ kn/m}^2$$

Sobrecarga:

$$P_{soh} = 7.845 \text{ kn/m}^2 * 0.326 = 2.562 \text{ kn/m}^2$$

Sismo:

$$P_{sih} = 14.416 \text{ kn/m}^3 * 3\text{m} * (0.455 - 0.326) * (1 - 0.1225) = 4.521 \text{ kn/m}^2$$

Estrato Trasdós:

$$P_{esth} = 14.416 \text{ kn/m}^3 * 1.2\text{m} * 3.061 = 52.956 \text{ kn/m}^2$$

- Cálculo de Presiones Verticales:

La expresión que describe la presión vertical ejercida por el suelo se muestra a continuación:

$$P_v = \left[\sum_{i=1}^n P_{vi} \right] + P_{vq}$$

Donde:

- P_v : representa la presión vertical total a la profundidad total del talud
- P_{vi} : presión vertical de los sólidos en el estrato, i , a una profundidad determinada
- P_{vq} : presión vertical producida por la sobrecarga

Estrato:

$$P_{esv} = 14.416 \text{ kn/m}^3 * 3\text{m} = 43.248 \text{ kn/m}^2$$

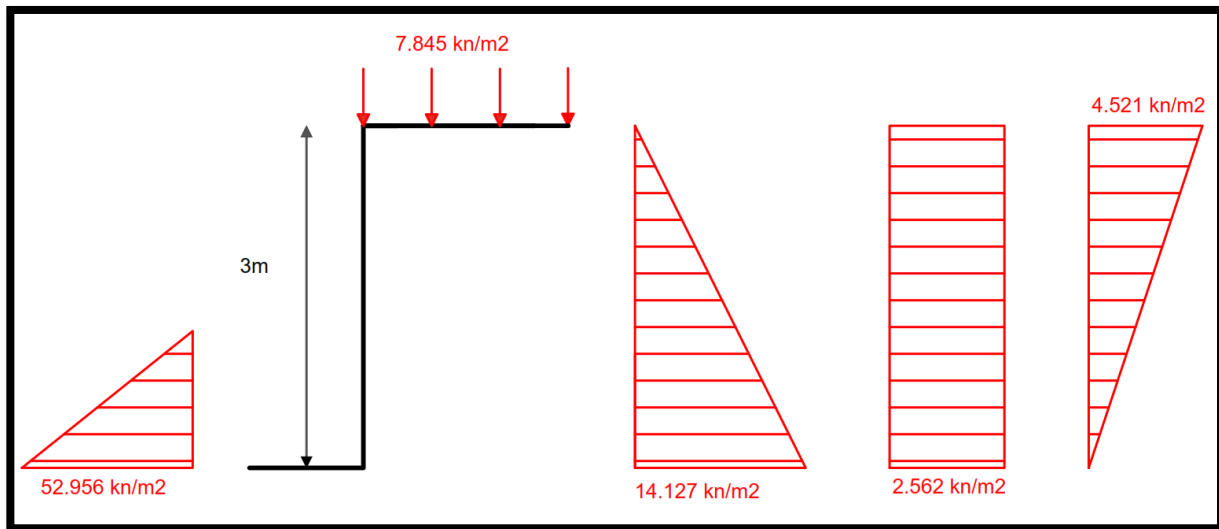
Sobrecarga:

$$P_{sov} = 7.845 \text{ kn/m}^2$$

Finalmente, la presión total, P_v , a la profundidad de 3.00 m será la sumatoria de todos los efectos.

$$P_v = 43.248 \text{ kn/m}^2 + 7.845 \text{ kn/m}^2 = 51.390 \text{ kn/m}^2$$

Figura 7.8.2. Distribucion de Presiones Laterales



7.8.1. Dimensionamiento Preliminar

El dimensionamiento preliminar de la pantalla y cimentación consiste en comparar la capacidad a cortante que tiene el concreto de los elementos con el producido por el empuje y presión vertical bajo estados de esfuerzos últimos, esto es, que se debe cumplir la siguiente inecuación:

$$\phi V_c \geq V_u$$

Donde:

- ϕV_c : es la capacidad a cortante del concreto en elementos sometidos a flexión
- V_u : es el cortante total máximo amplificado producido por el empuje lateral y vertical

Teniendo en cuenta esta descripción

$$2\phi\sqrt{f_c}bd \geq V_u$$

Donde:

- b: en este caso representa una longitud representativa de cálculo asociado con el muro (longitud unitario o longitud)
- d: el peralte efectivo del elemento sometido a flexión despejando, d, la inecuación queda de la siguiente manera:

$$d \geq \frac{V_u}{2\phi\sqrt{f_c b d}}$$

7.8.1.1. Dimensionamiento de la Pantalla

El primer elemento en dimensionar es la pantalla, ya que será la responsable de cargar la presión lateral ejercida por el suelo para evitar la fluencia (cedencia) del talud.

A continuación calcularemos el cortante total, V_t , ejercido por el empuje lateral denotado de la manera como se muestra a continuación y bajo la aclaración de que la longitud unitaria, b , de cálculo para el muro será de 20 cm.

Cálculo de los Empujes Laterales:

$$E1 = \frac{1}{2} * 3\text{m} * 14.127 \text{ kn/m}^2 * 0.20\text{m} = 4.238 \text{ kn}$$

$$E2 = 3\text{m} * 2.562 \text{ kn/m}^2 * 0.20\text{m} = 1.537 \text{ kn}$$

$$E3 = \frac{1}{2} * 3\text{m} * 4.521 \text{ kn/m}^2 * 0.20\text{m} = 1.356 \text{ kn}$$

$$E4 = \frac{1}{2} * 1.2\text{m} * 52.956 \text{ kn/m}^2 * 0.20\text{m} = 6.354 \text{ kn}$$

La fuerza cortante total, V_t , será igual a:

$$V_t = E_t = 4.238 \text{ kn} + 1.537 \text{ kn} + 1.356 \text{ kn} = 7.132 \text{ kn}$$

El cortante de diseño, V_u , es:

$$V_u = 1.6 * 7.132 \text{ kn} = 11.412 \text{ kn}$$

$$V_u = 11.412 \text{ kn} = 1163.689 \text{ kg}$$

El peralte efectivo de la pantalla sería igual a:

$$d \geq \frac{1163.689 \text{ kg}}{2 * (0.75) * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 0.0703069626 * 20\text{cm}} = 10.095\text{cm}$$

Para un recubrimiento de 7.5 cm y diámetro tentativo base del esfuerzo de $\phi 5/8$ ", el espesor de la pantalla sería igual a:

$$t_w = 10.095\text{cm} + 7.5\text{cm} + \frac{1.5875}{2} = 18.388\text{cm}$$

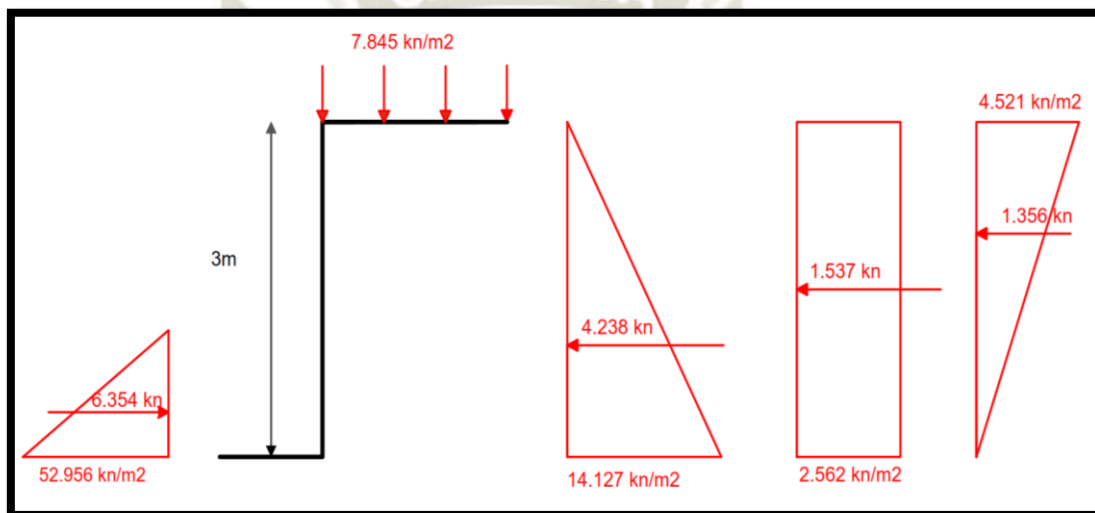
Quedando para construcción un espesor mínimo t_w para pantalla de **30 cm**

Finalmente, el peralte efectivo de diseño será:

$$d = 30\text{cm} - 7.5\text{cm} - \frac{1.5875}{2} = 21.706\text{cm}$$

El empuje total producido por el empuje total del suelo y la sobrecarga se calcula respecto a la base. La distancia de las fuerzas de empuje laterales, E, se muestran a continuación:

Figura 7.8.1.1.1. Presiones aplicadas al muro de contención.



La expresión matemática que describe el momento flector total en la base de la pantalla:

$$M_T = \sum_{i=1}^n E_i h_i$$

$$M1 = 4.238\text{kn} * 1\text{m} = 4.238\text{kn} - \text{m}$$

$$M2 = 1.537\text{kn} * 1.5\text{m} = 2.305\text{kn} - \text{m}$$

$$M3 = 1.356\text{kn} * 2\text{m} = 2.713\text{kn} - \text{m}$$

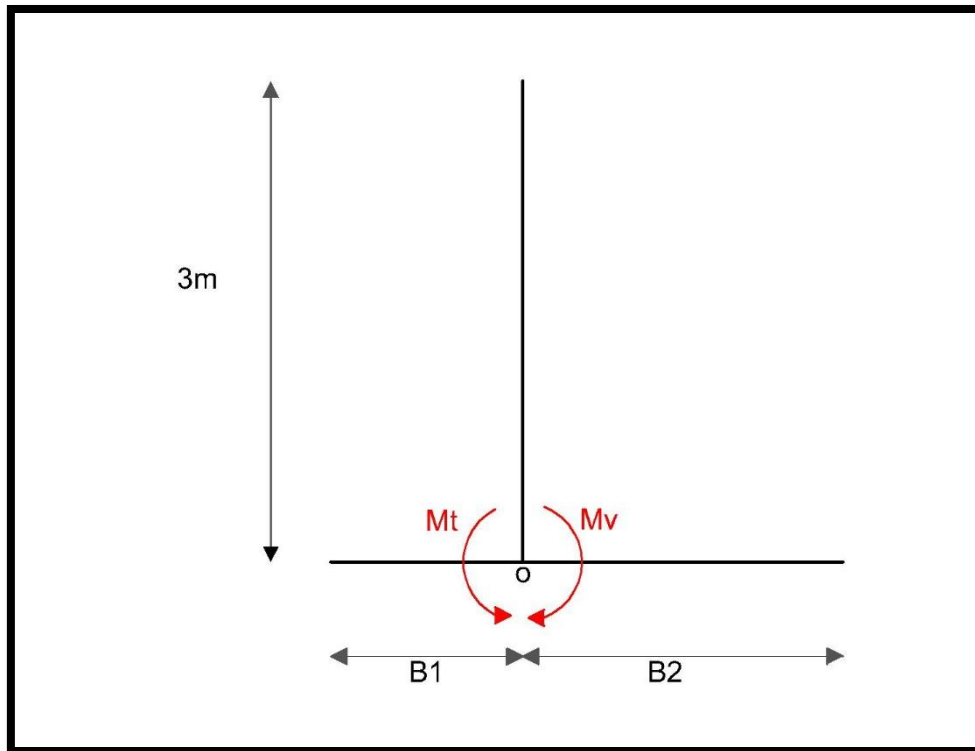
$$M4 = 6.354\text{kn} * 0.4\text{m} = 2.541\text{kn} - \text{m}$$

$$M_t = 4.238\text{kn} - \text{m} + 2.305\text{kn} - \text{m} + 2.713\text{kn} - \text{m} = 9.257\text{kn} - \text{m}$$

$$M_t = 9.257\text{kn} - \text{m} = 944.032\text{kg} - \text{m}$$

7.8.1.2. Dimensionamiento de la Cimentación

Figura 7.8.1.2.1. Imagen preliminar de la cimentación.



Donde el talón de la cimentación tendría un valor de:

$$B2 \geq \sqrt{\frac{3 * 944.032 \text{kg} - \text{m}}{5210 \text{ kg/m}^2 * 0.20\text{m}}} = 1.648\text{m}$$

Quedando para construcción un largo B2 para el talón de la cimentación de **170cm**

El largo B1 para la puntera de la cimentación es calculado mediante el criterio de que la carga vertical total en la cimentación debe ubicarse lo más centrada posible respecto a su centro geométrico o en su defecto quedar justo en el tercio central del centro geométrico.

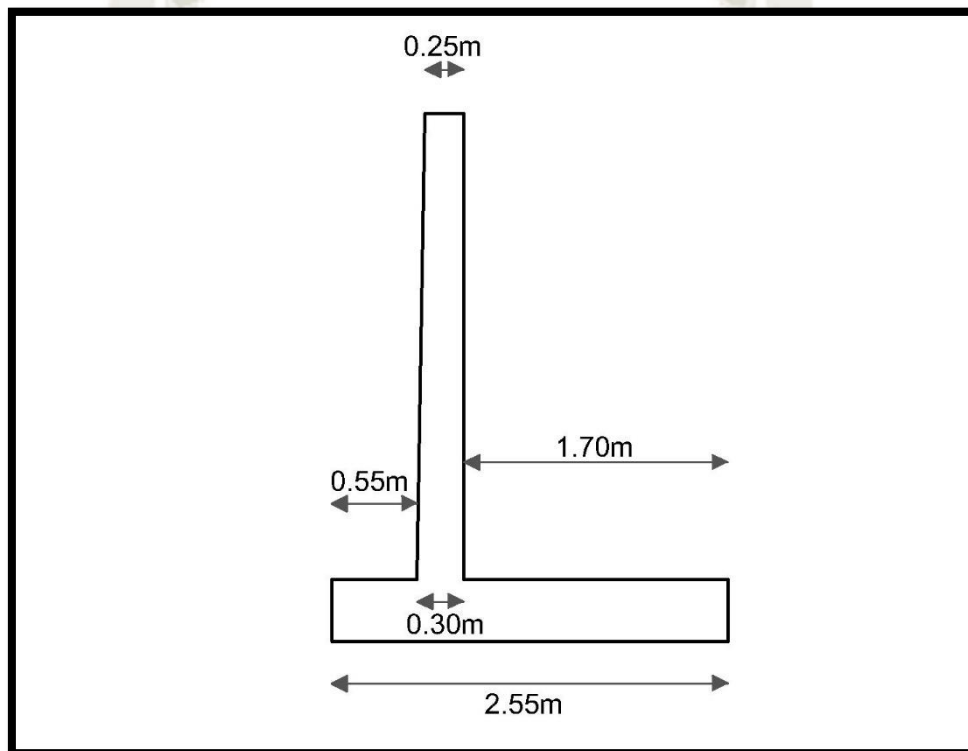
Quedando para construcción un largo B1 para la puntera de **55cm**

7.8.1.3. Factor de Seguridad contra el Volcamiento

$$F. S. \text{volteo} = \frac{\frac{1}{2} * 5210 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1.7\text{m}^2 + 54.6\text{kg} - \text{m} + 208.08\text{kg} - \text{m}}{944.032\text{kg} - \text{m}}$$

$$F. S. \text{volteo} = 2.032 \geq 1.5$$

Figura 7.8.1.3.1. Dimensiones del muro de contención.



La carga Q_c del concreto de la pantalla:

$$Q_c = \frac{1}{2} * (0.25\text{m} + 0.30\text{m}) * 3\text{m} * 2400 \text{ kg/m}^3 * 0.20\text{m} = 396\text{kg}$$

La carga Q_s del suelo:

$$Q_s = 5210 \text{ kg/m}^2 * 1.70\text{m} * 0.20\text{m} = 1771.4\text{kg}$$

$$Q_{vt} = 396\text{kg} + 1771.4\text{kg} + 489.6\text{kg} = 2657\text{kg}$$

Excentricidad:

Considerando la presión lateral ejercida por el suelo, las sobrecargas, el sismo y el momento de la pantalla respecto de "O", la excentricidad horizontal de la carga vertical, Q_{vt} , para producir el momento total M_t , medido desde la ubicación, x , es:

$$e = \frac{944.032 \text{ kg} - \text{m}}{2657 \text{ kg}} = 0.355 \text{ m}$$

$$e = 0.355 \text{ m} = 35.53 \text{ cm}$$

7.8.1.4. Presión de Contacto muro-suelo

Las presiones de contacto para cada alternativa de solución son calculadas mediante la expresión de Navier:

$$q_{\text{máx}} = \frac{2657 \text{ kg}}{20 \text{ cm} * 255 \text{ cm}} * \left(1 + \frac{6 * 35.53 \text{ cm}}{255 \text{ cm}} \right) = 0.956 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{\text{mín}} = \frac{2657 \text{ kg}}{20 \text{ cm} * 255 \text{ cm}} * \left(1 - \frac{6 * 35.53 \text{ cm}}{255 \text{ cm}} \right) = 0.085 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cong 0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$0.956 \text{ kg/cm}^2 < 3.510 \text{ kg/cm}^2$$

7.8.1.5. Dimensionamiento del Espesor de la Cimentación

El espesor de diseño se calcula para un recubrimiento $r = 7.5 \text{ cm}$ y un diámetro tentativo de refuerzo de $\emptyset 5/8'' (1.5875 \text{ cm})$

$$d \geq \frac{396 \text{ kg} + 1771.4 \text{ kg}}{2 * (0.75) * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.0703069626 * 20 \text{ cm}}} = 18.802 \text{ cm}$$

$$h_z = 18.802 \text{ cm} + 7.5 \text{ cm} + \frac{1.5875}{2} \text{ cm} = 27.095 \text{ cm}$$

Quedando para la construcción un espesor h_z para la cimentación de **40cm**.

Conocidas las dimensiones del muro, se debe revisar la condición de deslizamiento estático, asegurándonos de que la cimentación. Mediante el planteamiento de la función tangente se puede establecer lo siguiente:

$$\tan\delta = f/N$$

Que mediante despeje de, f, la expresión de la fuerza de fricción que se opone al deslizamiento lateral es:

$$f = N * \tan\delta$$

Donde, N, representa el valor de la reacción vertical del suelo producida por las cargas verticales.

Los pesos verticales del suelo y de la pantalla son ya conocidos, siendo el único dato faltante para dicha verificación el peso de la cimentación. Por consiguiente:

$$Q_{cim} = 2400 \text{ kg/m}^3 * 2.55\text{m} * 0.4\text{m} * 0.20\text{m} = 489.6 \text{ kg}$$

Por lo tanto, la reacción del suelo igual al peso completo del muro y del suelo es:

$$P_t = N = 489.6 \text{ kg} + 2167.4 \text{ kg} = 2657 \text{ kg}$$

La fuerza de fricción calculada de acuerdo con lo indicado es:

$$f = 2657 \text{ kg} * \tan(20.3^\circ) = 1224.743 \text{ kg}$$

7.8.1.6. Factor de Seguridad contra el Deslizamiento

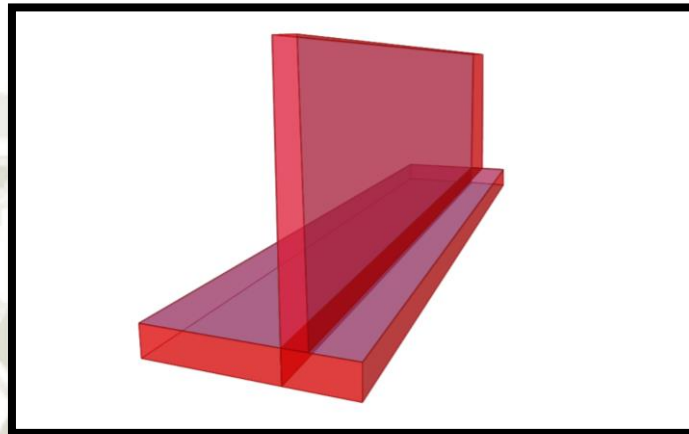
$$\text{F. S. deslizamiento} = \frac{1224.743 \text{ kg}}{727.305 \text{ kg}}$$

$$\text{F. S. deslizamiento} = 1.683 \geq 1.5$$

7.8.2. Modelamiento de Muro

El primer paso es dimensionar la grilla para luego asignarle la estructura que será usada en esa área ya sea la pantalla o la cimentación y el material correspondiente a dichas estructuras

Figura 7.8.2.1. Modelamiento de muro de contención.



La siguiente figura muestra los patrones de carga que se definieron para la asignación de las cargas correspondientes. Luego en el comando “Load Cases” se definió un caso de carga que incluye la carga de los sólidos del suelo.

Figura 7.8.2.2. Casos de cargas definidos.

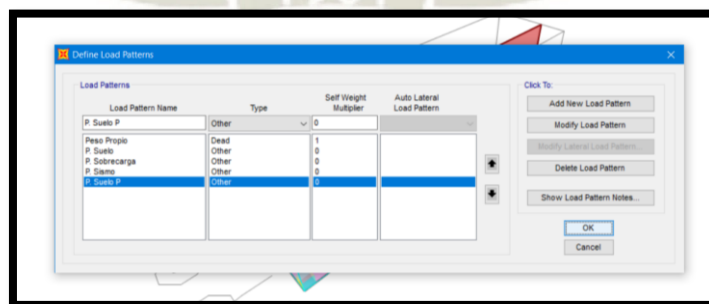
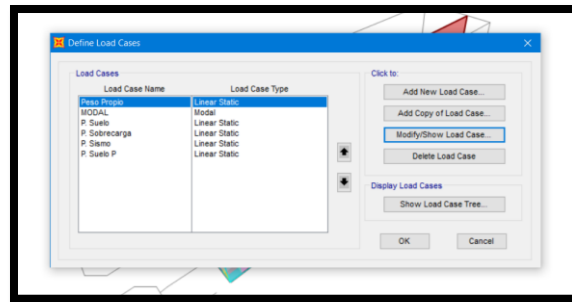
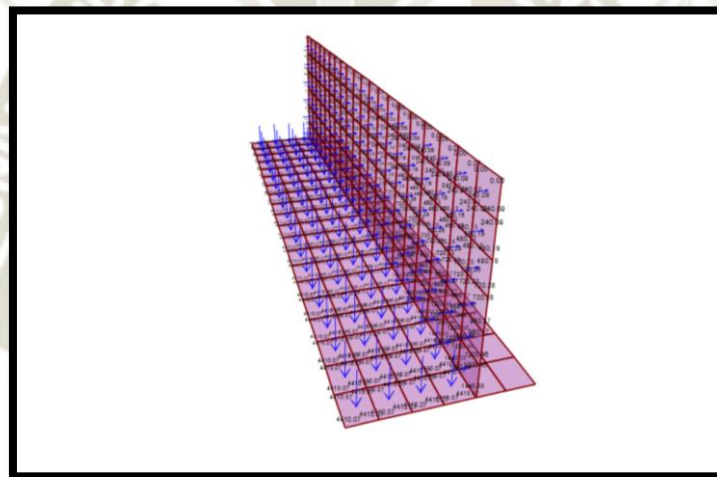


Figura 7.8.2.3. Tipos de carga aplicadas al muro de contención.



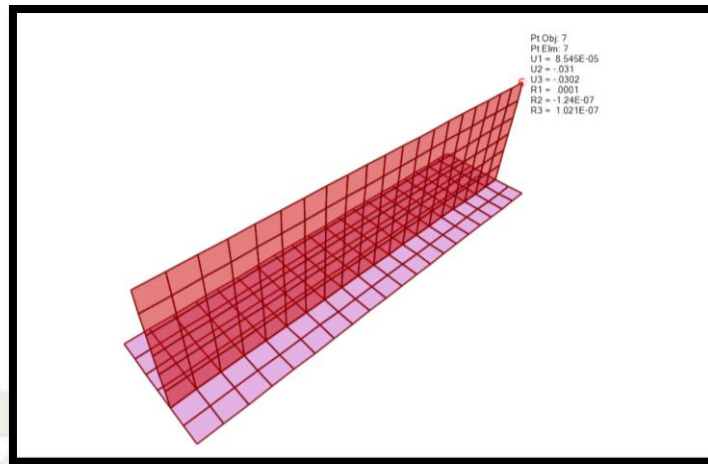
En la siguiente figura se puede apreciar la asignación de las presiones de los sólidos del suelo su respectiva variación tal como se calculó de manera manual. De manera similar la muestra la asignación de la presión por sobrecarga.

Figura 7.8.2.4. Asignación de las presiones laterales y verticales.



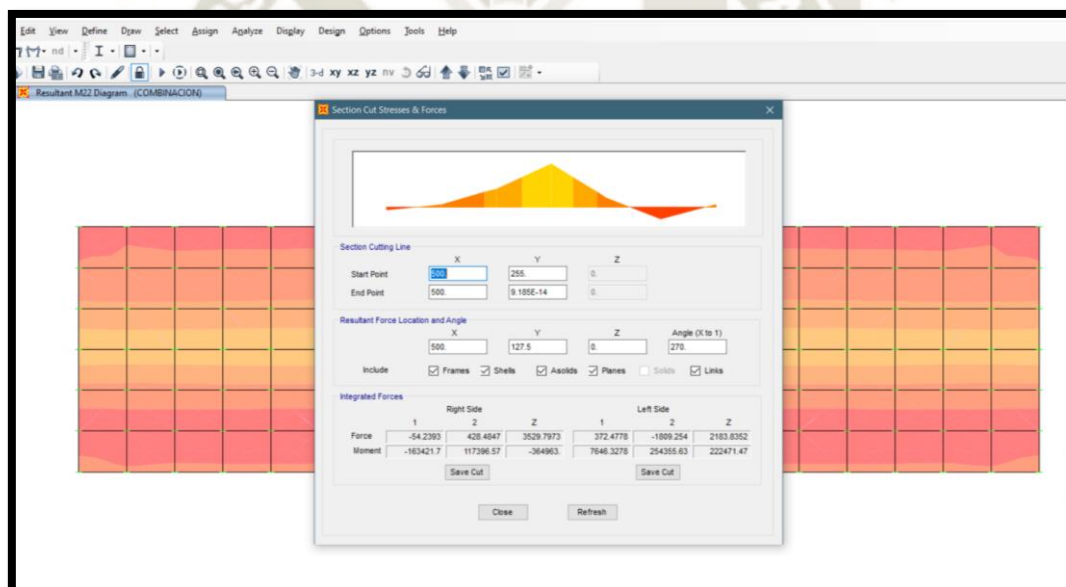
Una vez ya colocadas todas mis presiones tanto a la pantalla como a la cimentación del muro se procede a calcular el módulo de Winkler o Balasto, esto más la fuerza de fricción, f , ya calculada, me permite hallar las presiones laterales y asentamientos máximos producidos por el efecto de la presión del suelo y sobrecarga.

Figura 7.8.2.5. Desplazamientos en pantalla y cimentación.



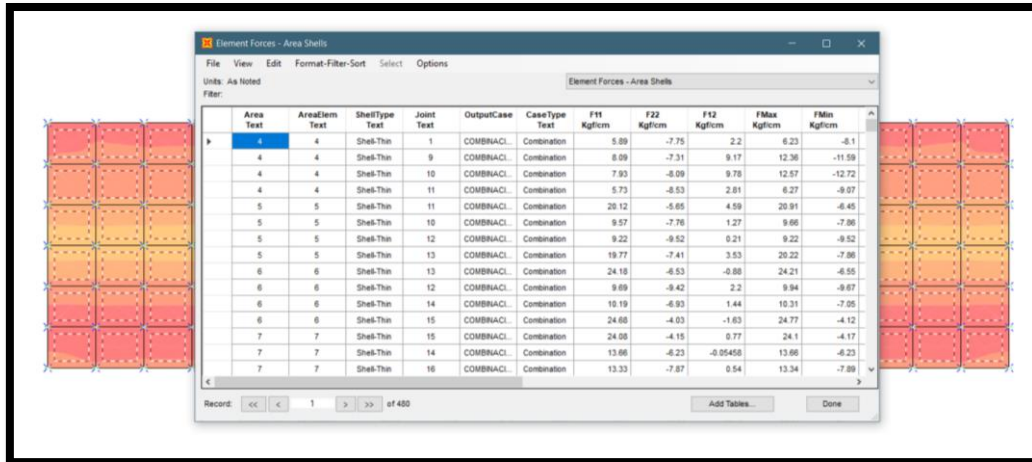
Mediante una sección de corte es posible observar la forma del momento y ubicación del máximo efecto.

Figura 7.8.2.6. Momento flector de la zapata.



De la misma manera, desde la tabla “Element Forces – Area Shell” se puede determinar el momento flector máximo desde la lectura del elemento finito.

Figura 7.8.2.7. Elementos finitos de la zapata.



Area Text	AreaItem Text	ShellType Text	Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	F11 Kgf/cm	F22 Kgf/cm	F12 Kgf/cm	FMax Kgf/cm	FMin Kgf/cm
4	4	Shell-Tho	1	COMBRACL	Combination	5.09	-7.75	2.2	6.23	-8.1
4	4	Shell-Tho	9	COMBRACL	Combination	6.09	-7.31	9.17	12.36	-11.59
4	4	Shell-Tho	10	COMBRACL	Combination	7.93	-8.09	9.78	12.57	-12.72
4	4	Shell-Tho	11	COMBRACL	Combination	5.73	-8.53	2.81	6.27	-9.07
5	5	Shell-Tho	11	COMBRACL	Combination	20.12	-5.65	4.59	20.91	-6.45
5	5	Shell-Tho	10	COMBRACL	Combination	9.57	-7.76	1.27	9.66	-7.86
5	5	Shell-Tho	12	COMBRACL	Combination	9.22	-9.52	6.21	9.22	-9.52
5	5	Shell-Tho	13	COMBRACL	Combination	19.77	-7.41	3.53	20.22	-7.86
6	6	Shell-Tho	13	COMBRACL	Combination	24.18	-6.53	-0.88	24.21	-6.55
6	6	Shell-Tho	12	COMBRACL	Combination	9.89	-9.42	2.2	9.94	-9.67
6	6	Shell-Tho	14	COMBRACL	Combination	10.19	-6.93	1.44	10.31	-7.05
6	6	Shell-Tho	15	COMBRACL	Combination	24.05	-4.03	-1.63	24.77	-4.12
7	7	Shell-Tho	15	COMBRACL	Combination	24.05	-4.15	0.77	24.1	-4.17
7	7	Shell-Tho	14	COMBRACL	Combination	13.66	-6.23	-0.05450	13.86	-6.23
7	7	Shell-Tho	16	COMBRACL	Combination	13.33	-7.87	0.54	13.34	-7.89

El momento flector máximo del elemento finito seleccionado se encuentra entre los puntos 74 y 75. El momento de diseño producido en un elemento finito se calculará de la siguiente manera:

$$M_u = M_{prom} * a$$

Donde:

M_{prom} : es el promedio de los vértices del elemento finito

a : es el ancho del elemento finito medido en la dirección perpendicular de análisis

De tal manera, el momento máximo de diseño es:

$$M_u = 5223.13 \frac{\text{kg} - \text{cm}}{\text{cm}} * 50 \text{ cm} = 261156.70 \text{ kg} - \text{cm}$$

De aquí es posible calcular la cantidad de refuerzo requerida en el ancho, a , del elemento finito. El esfuerzo que el acero de refuerzo debe soportar con un diámetro tentativo de $\phi 5/8$ es igual a:

$$R_u = \frac{261156.70 \text{ kg} - \text{cm}}{50 \text{ cm} * (40 - 7.5 \text{ cm} - \frac{1.5875}{2})^2} = 5.24 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La cuantía, ρ , requerida para suplir este refuerzo es:

$$\rho = \frac{50 * \phi * f_c * f_y - \sqrt{(50 * \phi * f_c * f_y)^2 - 23600 * \phi * R_u * f_c * f_y^2}}{118 * \phi * f_y^2}$$

Remplazando valores, la cuantía requerida, $\rho = 0.003$, valor que es menor al mínimo requerido para estructuras contenedoras de material, dependiendo de la longitud, la cuantía mínima es:

$$\rho_{\min} = 0.0030, \quad 3\text{m} \leq L \leq 9\text{m}$$

$$\rho_{\min} = 0.0040, \quad 9\text{m} \leq L \leq 12\text{m}$$

Para nuestro muro que venimos diseñando, $L=10\text{ m}$, por lo tanto, $\rho_{\min} = 0.004$, luego la cuantía mínima de refuerzo es calculada como:

$$A_{s-\min} = (0.004) * (50) * (40) = 8\text{cm}^2$$

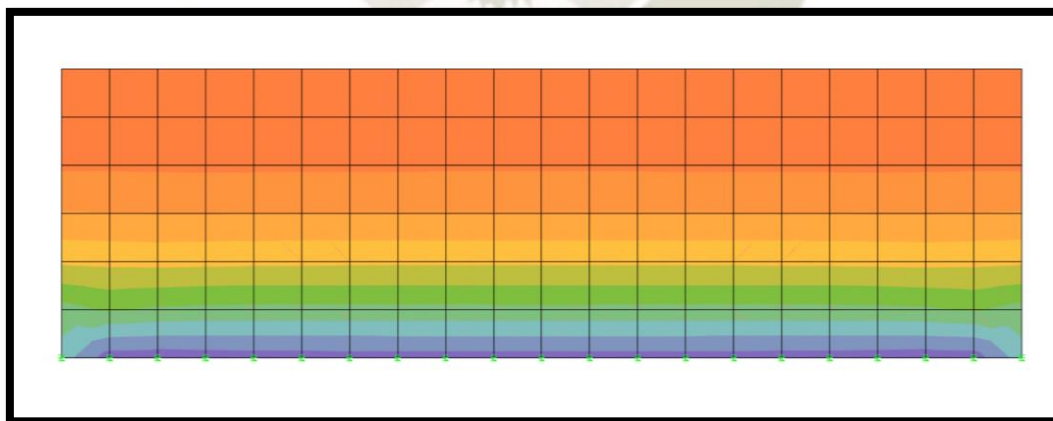
Que en barras de refuerzo equivale a:

$$3 \text{ } \varnothing 5/8" @ 25\text{cm}$$

Distribuidos en un ancho, $a=50\text{cm}$

De igual manera se calcula el acero de refuerzo que se colocara en la pantalla, en la figura siguiente se puede observar el comportamiento producido por las presiones del suelo, la sobrecarga y el incremento dinámico de sismo.

Figura 7.8.2.8. momentos flectores en la pantalla.



El momento máximo para diseño calculado fue,

$$M_u = 4610.18 \frac{\text{kg} - \text{cm}}{\text{cm}} * 50 \text{ cm} = 230509.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

El esfuerzo que el acero de refuerzo debe soportar con un diámetro tentativo de $\phi 5/8$ " es igual a:

$$R_u = \frac{230509.00 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{50 \text{ cm} * (40 - 7.5 \text{ cm} - \frac{1.5875}{2})^2} = 7.96 \text{ kg/cm}^2$$

Y produjo una cuantía de, $\rho = 0.0047$, que es mayor al mínimo requerido. Por consiguiente:

$$\text{As requerido} = 0.0047 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 50 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 7.05 \text{ kg/cm}^2$$

4 $\phi 5/8$ " @ 25cm

Distribuidos en un ancho, $a = 50 \text{ cm}$.

7.9. Diseño Estructural con CYPECAD

CYPECAD ha sido concebido para realizar el diseño, cálculo y dimensionado de estructuras de hormigón armado y metálicas para edificación y obra civil, sometidas a acciones horizontales y verticales.

7.9.1. Normas y Materiales

- Norma: ACI 318M-11 (USA)
- Hormigón: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de barras: Grado 60 (Latinoamérica)
- Recubrimiento en el intradós del muro: 5.0 cm
- Recubrimiento en el trasdós del muro: 7.5 cm
- Recubrimiento superior de la cimentación: 7.5 cm
- Recubrimiento inferior de la cimentación: 7.5 cm
- Recubrimiento lateral de la cimentación: 7.5 cm
- Tamaño máximo del árido: 50 mm

7.9.2. Acciones

Aceleración Sísmica. Aceleración de cálculo: 0.175 Porcentaje de sobrecarga: 100 %

- Empuje en el intradós: Pasivo
- Empuje en el trasdós: Activo

7.9.3. Datos Generales

- Cota de la rasante: 0.00 m
- Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m
- Enrase: Intradós
- Longitud del muro en planta: 10.00 m
- Separación de las juntas: 5.00 m
- Tipo de cimentación: Zapata corrida

7.9.4. Descripción del Terreno

- Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro: 0 %
- Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro: 0 %
- Evacuación por drenaje: 100 %
- Porcentaje de empuje pasivo: 100 %
- Cota empuje pasivo: 0.80 m
- Tensión admisible: 3.51 kg/cm²
- Coeficiente de rozamiento terreno-cimiento: 1

ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coeficientes de empuje
1 - Arena	0.00 m	Densidad aparente: 1.47 kg/cm ³ Densidad sumergida: 1.00 kg/cm ³ Ángulo rozamiento interno: 20.5 grados	Activo trasdós: 0.33 Pasivo intradós: 3.06

RELLENO EN INTRADÓS

Referencias	Descripción	Coeficientes de empuje
Relleno	Densidad aparente: 1.47 kg/cm ³ Densidad sumergida: 1.00 kg/cm ³ Ángulo rozamiento interno: 20.5 grados	Activo trasdós: 0.33 Pasivo intradós: 3.06

RELLENO EN TRASDÓS

Referencias	Descripción	Coeficientes de empuje
Relleno	Densidad aparente: 1.47 kg/dm ³ Densidad sumergida: 1.00 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 30.5 grados Cohesión: 0.108 kg/cm ²	Activo trasdós: 0.33 Pasivo intradós: 3.06

7.9.5. Geometría

MURO

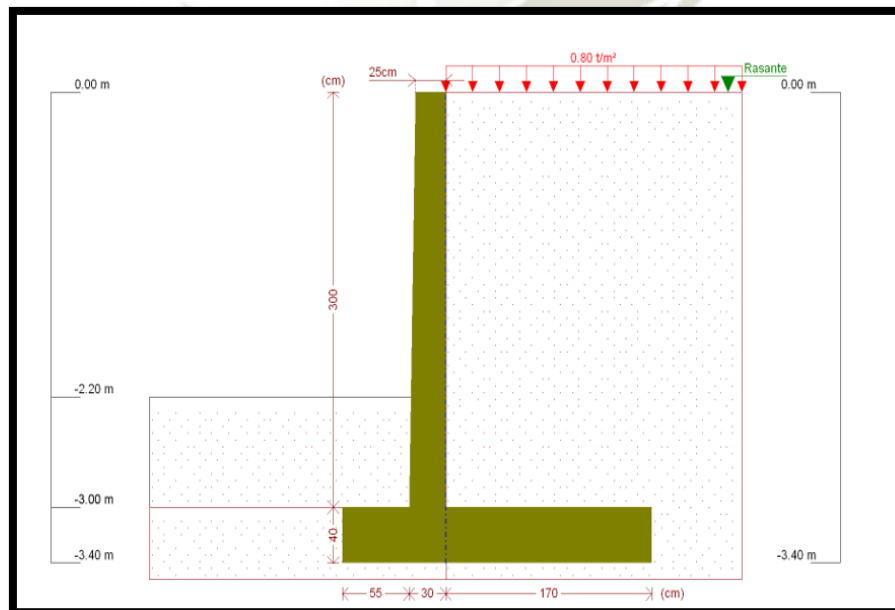
Altura: 3.00 m
Espesor superior: 25.0 cm
Espesor inferior: 30.0 cm

ZAPATA CORRIDA

Con puntera y talón
Canto: 40 cm

7.9.6. Esquema de las Fases

Figura 7.9.6.1. Dimensiones del muro de contención.



7.9.7. Cargas

CARGAS EN EL TRASDÓS

Tipo	Cota	Datos	Fase inicial	Fase final
Uniforme	En superficie	Valor: 0.8 t/m ²	Fase	Fase

7.9.8. Resultados de Fases

Esfuerzos sin mayorar.

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.15	0.00
-0.29	0.18	0.06	0.01	0.29	0.00
-0.59	0.38	0.17	0.04	0.43	0.00
-0.89	0.57	0.32	0.11	0.57	0.00
-1.19	0.77	0.51	0.24	0.72	0.00
-1.49	0.98	0.75	0.42	0.86	0.00
-1.79	1.19	1.03	0.69	1.01	0.00
-2.09	1.40	1.36	1.04	1.15	0.00
-2.39	1.62	1.58	1.49	0.11	0.00
-2.69	1.84	1.43	1.94	-1.07	0.00
-2.99	2.08	0.93	2.30	-2.25	0.00
Máximos	2.09 Cota: -3.00 m	1.58 Cota: -2.42 m	2.31 Cota: -3.00 m	1.20 Cota: -2.19 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: -0.00 m	-2.29 Cota: -3.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

FASE 1: FASE

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS CON SOBRECARGAS

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.29	0.18	0.00	-0.00	0.02	0.00
-0.59	0.38	0.03	0.00	0.17	0.00
-0.89	0.57	0.10	0.02	0.31	0.00
-1.19	0.77	0.22	0.07	0.46	0.00
-1.49	0.98	0.38	0.15	0.60	0.00
-1.79	1.19	0.58	0.29	0.74	0.00
-2.09	1.40	0.82	0.50	0.89	0.00
-2.39	1.62	0.97	0.77	-0.15	0.00
-2.69	1.84	0.74	1.03	-1.33	0.00
-2.99	2.08	0.17	1.18	-2.51	0.00
Máximos	2.09 Cota: -3.00 m	0.97 Cota: -2.35 m	1.18 Cota: -3.00 m	0.94 Cota: -2.19 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: -0.32 m	-2.55 Cota: -3.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS CON PORCENTAJE DE SOBRECARGA Y SISMO

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
-0.29	0.18	0.10	0.01	0.32	0.00

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
-0.59	0.38	0.30	0.07	0.63	0.00
-0.89	0.57	0.60	0.38	0.95	0.00
-1.19	0.77	0.99	0.44	1.26	0.00
-1.49	0.98	1.48	0.96	1.58	0.00
-1.79	1.19	2.06	1.33	1.89	0.00
-2.09	1.40	2.74	2.04	2.20	0.00
-2.39	1.61	3.38	2.96	1.47	0.00
-2.69	1.84	3.76	4.14	0.61	0.00
-2.99	2.08	3.88	6.19	-0.25	0.00
Máximos	2.09 Cota: -3.00 m	3.88 Cota: -2.98 m	6.23 Cota: -3.00 m	2.31 Cota: -2.19 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: -0.00 m	-0.28 Cota: -3.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

7.9.9. Combinaciones

HIPÓTESIS

1 - Carga permanente
2 - Empuje de tierras
3 - Sobrecarga
4 - Sismo

COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Combinación	Hipótesis			
	1	2	3	4
1	0.90	0.90		
2	1.40	0.90		
3	0.90	1.70		
4	1.40	1.70		
5	0.90	0.90	1.70	
6	1.40	0.90	1.70	
7	0.90	1.70	1.70	

8	1.40	1.70	1.70	
9	0.90	1.27		1.00
10	0.90	1.27	1.00	1.00
11	1.05	0.90		1.00
12	1.05	0.90	1.00	1.00

COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Combinación	Hipótesis		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

7.9.10. Descripción del Armado

CORONACIÓN				
Armadura superior: 2Ø3/8"				
Anclaje intradós / trasdós: 10 / 10 cm				
PANTALLA				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø3/8"c/35 Solape: 0.3 m	Ø3/8"c/25	Ø5/8"c/30 Solape: 0.3 m	Ø3/8"c/25
CIMENTACION				
Armadura	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø3/8"c/25	Ø5/8"c/25 Patilla Intradós / Trasdós: 30 / 30 cm		
Inferior	Ø3/8"c/25	Ø5/8"c/25 Patilla intradós / trasdós: 30 / 30 cm		
Longitud de pata en arranque: 30 cm				

7.9.11. Descripción Geométricas y Resistencia

Referencia: PANTALLA : MURO DE CONTECION		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: Criterio de CYPE Ingenieros	Máximo: 34.31 t/m Calculado: 3.98 t/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: Norma ACI 318M-11. Artículo 14.5.3.2	Mínimo: 19 cm Calculado: 25 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1	Mínimo: 4 cm	
- Trasdós:	Calculado: 24 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 24 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.5	Máximo: 45 cm	
- Trasdós:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 25 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: Norma ACI 318M-11. Artículo 14.3.3	Mínimo: 0.001	
- Trasdós (-3.00 m):	Calculado: 0.0012	Cumple
- Intradós (-3.00 m):	Calculado: 0.0012	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: Criterio de CYPE Ingenieros (Cuantía horizontal > 20% Cuantía vertical)	Calculado: 0.00095	
- Trasdós:	Mínimo: 0.00044	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00013	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: - Trasdós (-3.00 m): Norma ACI 318M-11. Artículo 14.3.2	Mínimo: 0.0006 Calculado: 0.00221	Cumple

Referencia: PANTALLA : MURO DE CONTECION		
Comprobación	Valores	Estado
<p>Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada:</p> <p>- Trasdós (-3.00 m):</p> <p>Norma ACI 318M-11. Artículo 10.5.1</p>	<p>Mínimo: 0.00221</p> <p>Calculado: 0.00339</p>	Cumple
<p>Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida:</p> <p>- Intradós (-3.00 m):</p> <p>Norma ACI 318M-11. Artículo 14.3.2</p>	<p>Mínimo: 0.0006</p> <p>Calculado: 0.00067</p>	Cumple
<p>Cuantía máxima geométrica de armadura vertical total:</p> <p>- (0.00 m):</p> <p>Norma ACI 318M-11. Artículo 10.9.1</p>	<p>Máximo: 0.08</p> <p>Calculado: 0.00346</p>	Cumple
<p>Separación libre mínima armaduras verticales:</p> <p>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1</p> <p>- Trasdós, vertical:</p> <p>- Intradós, vertical:</p>	<p>Mínimo: 4 cm</p> <p>Calculado: 26.8 cm</p> <p>Calculado: 33 cm</p>	Cumple Cumple
<p>Separación máxima entre barras:</p> <p>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.5</p> <p>- Armadura vertical Trasdós, vertical:</p> <p>- Armadura vertical Intradós, vertical:</p>	<p>Máximo: 45 cm</p> <p>Calculado: 30 cm</p> <p>Calculado: 35 cm</p>	Cumple Cumple
<p>Comprobación a flexión compuesta:</p> <p>Comprobación realizada por unidad de longitud de muro</p>		Cumple
<p>Comprobación a cortante:</p> <p>Norma ACI 318M-11. Artículo 11.2.1.2</p>	<p>Máximo: 10.08 t/m</p> <p>Calculado: 4.04 t/m</p>	Cumple
<p>Verificación de la fisuración por tensión en barras:</p> <p>Norma ACI 318M-11. Artículo 10.6.4</p>	<p>Máximo: 2.22484 t/cm²</p> <p>Calculado: 1.56512 t/cm²</p>	Cumple
<p>Longitud de solapes:</p> <p>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.15.1</p>	<p>Calculado: 0.30 m</p>	

Referencia: PANTALLA : MURO DE CONTECION		
Comprobación	Valores	Estado
- Base trasdós:	Mínimo: 0.40 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.40 m	Cumple
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: Criterio de CYPE Ingenieros	Calculado: 10 cm	
- Trasdós:	Mínimo: 10 cm	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0 cm	Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: Criterio de CYPE Ingenieros	Mínimo: 2.2 cm ² Calculado: 1.4 cm ²	No cumple
Hay comprobaciones que no se cumplen		
Información adicional:		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -3.00 m		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -3.00 m		
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -3.00 m		
- Sección crítica a cortante: Cota: -2.75 m		

Referencia: ZAPATA CORRIDA: MURO DE CONTECION		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: Valor introducido por el usuario.	Mínimo: 1.5	
- Coeficiente de seguridad al vuelco (Situaciones persistentes):	Calculado: 5.38	Cumple
- Coeficiente de seguridad al vuelco (Situaciones accidentales sísmicas):	Calculado: 2.43	Cumple

Referencia: ZAPATA CORRIDA: MURO DE CONTECION		
Comprobación	Valores	Estado
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento (Situaciones persistentes):	Calculado: 3.7	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento (Situaciones accidentales sísmicas):	Calculado: 1.65	Cumple
Canto mínimo:		
- Zapata:	Mínimo: 15 cm	
Norma ACI 318M-11. Artículo 15.7	Calculado: 40 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno:		
Valor introducido por el usuario:		
- Tensión media (Situaciones persistentes):	Máximo: 3.51 kp/cm ² Calculado: 0.554 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima (Situaciones persistentes):	Máximo: 4.387 kp/cm ² Calculado: 0.603 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media (Situaciones accidentales sísmicas):	Máximo: 3.51 kp/cm ² Calculado: 0.517 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima (Situaciones accidentales sísmicas):	Máximo: 4.387 kp/cm ² Calculado: 0.997 kp/cm ²	Cumple
Flexión en zapata:		
Comprobación basada en criterios resistentes	Calculado: 7.96 cm ² /m	
- Armado superior trasdós:	Mínimo: 4.43 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 0 cm ² /m	Cumple
- Armado superior intradós:	Mínimo: 0 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 0.99 cm ² /m	Cumple
Esfuerzo cortante:		
Norma ACI 318M-11. Artículo 11.2.1.1		
- Trasdós (Situaciones persistentes):	Máximo: 19.17 t/m Calculado: 2.42 t/m	Cumple

Referencia: ZAPATA CORRIDA: MURO DE CONTECION

Comprobación	Valores	Estado
- Trasdós (Situaciones accidentales sísmicas):	Máximo: 15.33 t/m Calculado: 4.02 t/m	Cumple
- Intradós (Situaciones persistentes):	Máximo: 19.17 t/m Calculado: 1.33 t/m	Cumple
- Intradós (Situaciones accidentales sísmicas):	Máximo: 15.33 t/m Calculado: 1.68 t/m	Cumple
Longitud de anclaje:		
- Arranque trasdós: Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5	Mínimo: 24.2 cm Calculado: 29.9 cm	Cumple
- Arranque intradós: Norma ACI 318M-11. Artículo 12.3	Mínimo: 20.7 cm Calculado: 29.9 cm	Cumple
- Armado inferior trasdós (Patilla): Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5.1	Mínimo: 0 cm Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado inferior intradós (Patilla): Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5.1	Mínimo: 26 cm Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado superior trasdós (Patilla): Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5.1	Mínimo: 0 cm Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado superior intradós (Patilla): Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5.1	Mínimo: 26 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recubrimiento:		
- Lateral: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.7.1	Mínimo: 7.5 cm Calculado: 7.5 cm	Cumple
Diámetro mínimo:		
Criterio de CYPE Ingenieros.	Mínimo: Ø 3/8"	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: Ø5/8"	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø3/8"	Cumple

Referencia: ZAPATA CORRIDA: MURO DE CONTECION		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø5/8"	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø3/8"	Cumple
Separación máxima entre barras: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.5	Máximo: 45 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 25 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1	Mínimo: 4 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 25 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.12.2.1	Mínimo: 0.001	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00199	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00199	Cumple
Cuantía mecánica mínima: Norma ACI 318M-11. Artículo 10.5	Calculado: 0.00199	
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: 0.00033	Cumple
- Armadura transversal superior:	Mínimo: 0.00147	Cumple
Información adicional:		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 4.83 t·m		

Referencia: ZAPATA CORRIDA: MURO DE CONTECION

Comprobación	Valores	Estado
--------------	---------	--------

- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 1.10 t-m		
---	--	--



7.9.12. Diseño del Armado de Muro

Figura 7.9.12.1. Diseño del Armado de muro 3D.

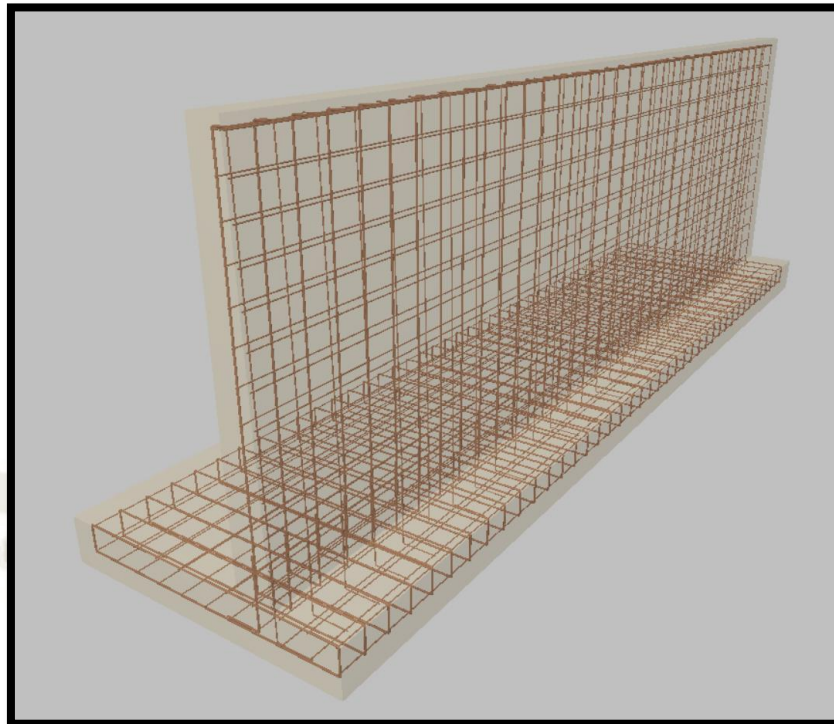
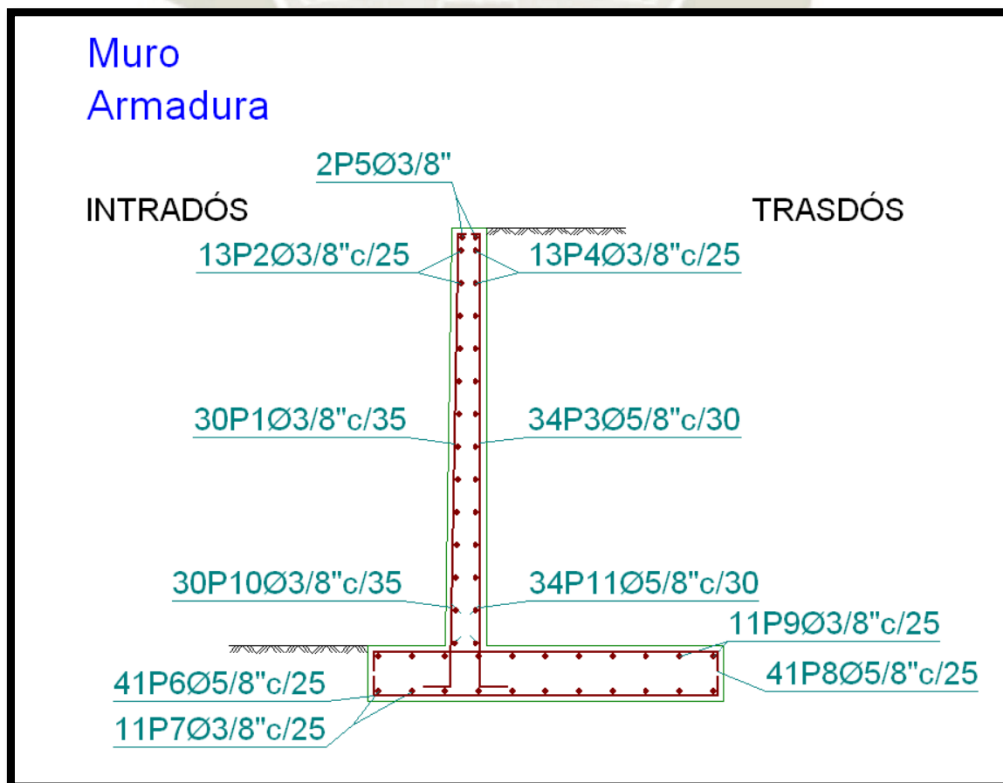


Figura 7.9.12.2. Diseño del armado de muro.





CAPÍTULO VIII
ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

CAPÍTULO VIII

8. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

Su principal objetivo es reducir la degradación ambiental innecesaria que la mano del hombre pueda ocasionar en la zona crítica de la quebrada Huaylla.

De forma que se puedan mitigar todos los impactos negativos que se susciten en el presente proyecto.

8.1. Impactos Ambientales

Se refiere a la influencia de los doscientos metros de muro de contención para con el medio ambiente que lo rodea, el cual generara un impacto directo y uno específico.

8.1.1. Zona de Impacto Directo

Es de esperar que el proyecto a realizar genere puestos de trabajo mayormente en lo que vendría a ser la mano de obra no calificada como la emigración temporal de técnicos y profesionales en la materia, ocasionando un leve bienestar en los hogares afectados.

8.1.2. Zona de Impacto Específico

Se refiere a la ubicación exacta donde se desarrollarán los doscientos metros de muro de contención los cuales están divididos por 02 etapas: Construcción y Operación.

a) Construcción:

- Muros de Construcción:

Se llevará a cabo la construcción de doscientos metros de muro de contención en la ladera izquierda de la zona más crítica de la quebrada Huaylla para así poder mitigar los posibles daños que pueda ocasionar un caudal de 26.7 m³/s.

- Descolmatación

Como se puede visualizar en la figura 1.1. previamente a la construcción de la obra hidráulica se tendrá que realizar una descolmatación ya que de lo contrario no se podrá garantizar el adecuado funcionamiento de las estructuras de contención.

- Operación:

Se contempla el lapso de que durara la construcción de los doscientos metros de muro de contención de principio a fin en la posible zona afectada por una inundación y el

mejoramiento del desarrollo rural, ya que es casi seguro que los beneficiarios sean todos de la zona de impacto directo por ser un área deprimida y de población marginada.

Además, se espera el aprovechamiento del caudal recuperado ya que este podría significar un cambio en el ecosistema existente, con referencia a lugares que actualmente no poseen el recurso hídrico.

8.2. Mitigación y control de los impactos negativos

8.2.1. Etapa de construcción

a) Salud Humana

Se darán charlas de seguridad diariamente antes de iniciar las labores buscando prevenir algún tipo de accidente en el trabajo de la misma manera se darán capacitaciones sobre primeros auxilios.

En cuanto a lo que son los agentes naturales nocivos para la salud humana como el polvo o los excesivos rayos del sol se entregaran los necesarios implementos para la protección personal para cada tipo de labor como son los respiradores, mascarillas, viseras, etc.

b) Cultura

el choque cultural podría ocurrir por los diferentes orígenes del personal que concurrirá en una misma área de trabajo así que para evitar posibles estos posibles roces se tendrá la participación de un personal profesional especializado en el área.

c) Empleo

Como se dijo en el punto 8.1.1. se concentrarán las expectativas del empleo para los habitantes de la zona pues en la actualidad en su gran mayoría se dedican a los trabajos rurales percibiendo un ingreso económico inadecuado.

d) Ecología:

La fauna se verá afectada en los meses de construcción a causa de los ruidos, vibraciones, presencia del hombre en masa, etc. En compensación, el caudal antes desperdiciado podrá ser utilizado en nuevas irrigaciones, ampliando el área agrícola.

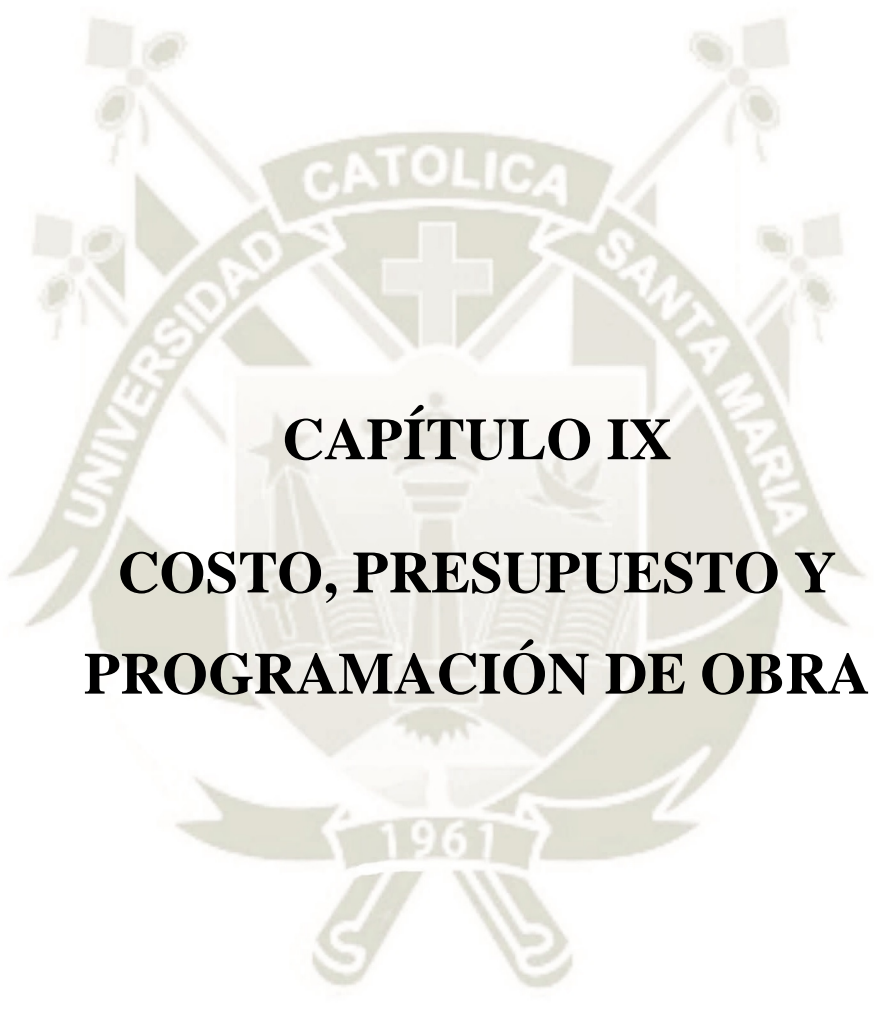
e) Agricultura

a futuro se podrá elevar la productividad agrícola mediante la planificación de nuevos proyectos agrícolas en la zona gracias a la incorporación de mayor volumen hídrico.

8.2.2. Seguimiento y Monitoreo

A lo largo de las etapas antes mencionadas se implementará una política de cuidado del medio ambiente que tendrá como fin darle seguimiento a los efectos negativos que se presenten en la ejecución del proyecto para de esta manera tratar de mitigarlos.





CAPÍTULO IX
COSTO, PRESUPUESTO Y
PROGRAMACIÓN DE OBRA

CAPITULO IX

9. COSTO PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN DE OBRA

Se realizará un presupuesto para el proyecto en estudio haciendo uso del software S10 y una programación de obra acorde a tiempos de ejecución mediante el software MS Project.

En el proceso se realizó también el análisis de precios unitarios y la fórmula polinómica.

9.1. Metrados

Los metrados se realizaron mediante hojas de cálculo Excel y el software Civil 3D este último para lo que se refiere a volúmenes de movimiento de tierras, teniendo como soporte el uso de planos estructurales y detalles, que serán mostrados a continuación mediante el uso de cuadros.

9.2. Análisis de Precios Unitarios

Se efectuaron de acuerdo precios, normativas, y rendimientos actuales los cuales serán mostrados por el software S10.

9.3. Gastos Generales

Se consideraron todos los gastos generales referidos a la producción del proyecto en su etapa de construcción.

a) Movilización y Desmovilización

Se consideraron todos los gastos referidos a la movilización y desmovilización de la maquinaria y equipos al lugar donde se realizará la obra.

b) Tarifa de Equipo

Se calculó el costo horario de los equipos que se emplearan en el proyecto según sus características de acuerdo a tarifas que se manejan actualmente.

9.4. Utilidades

Además de mitigar un peligro latente para las familias de la zona es necesario una retribución económica para el proyectista que varía en este caso en un rango de 5% al 12% del costo directo, este monto va asociado a lo que es la envergadura del proyecto.

9.5. Presupuesto

Después de realizar todos los cálculos necesarios se logró hallar un presupuesto, Cuyo monto asciende a la suma S/. 558,323.37 (quinientos cincuenta y ocho mil trescientos veintitrés con 37/100 soles)

9.6. Programación y Planeamiento

La programación de obra está referida a lo que es la ejecución de los muros de contención. Siendo un periodo de 04 meses calendario para la culminación del proyecto, como se aprecia en el cronograma realizado por el software MS Project.

Cuadro Nro. 9.6.1. Calculo de Volumen de Corte

VOLÚMEN DE CORTE				
PROGRESIVA	AREA DE CORTE (m2)	AREA PROMEDIO (m2)	DISTANCIA (m)	VOLUMEN (m3)
0+000	3.823	3.7855	10.00	37.855
0+010	3.748	3.7815	10.00	37.815
0+020	3.815	3.8035	10.00	38.035
0+030	3.792	3.8125	10.00	38.125
0+040	3.833	3.8135	10.00	38.135
0+050	3.794	3.831	10.00	38.31
0+060	3.868	3.896	10.00	38.96
0+070	3.924	3.869	10.00	38.69
0+080	3.814	3.7915	10.00	37.915
0+090	3.769	3.818	10.00	38.18
0+100	3.867	3.8105	10.00	38.105
0+110	3.754	3.7765	10.00	37.765
0+120	3.799	3.8365	10.00	38.365
0+130	3.874	3.853	10.00	38.53
0+140	3.832	3.834	10.00	38.34
0+150	3.836	3.8135	10.00	38.135
0+160	3.791	3.831	10.00	38.31
0+170	3.871	3.915	10.00	39.15
0+180	3.959	3.969	10.00	39.69
0+190	3.979	3.973	10.00	39.73

0+200	3.967	-	-	-
		SUMA =	200	768.14

VOLUMEN DE CORTE	768.14 m ³
------------------	-----------------------

Cuadro Nro. 9.6.2 Calculo de Volumen de Relleno

VOLÚMEN DE RELLENO				
PROGRESIVA	AREA RELLENO (m ²)	AREA PROMEDIO (m ²)	DISTANCIA (m)	VOLUMEN (m ³)
0+000	10.86	11.026	10.00	110.26
0+010	11.192	11.0725	10.00	110.725
0+020	10.953	10.9815	10.00	109.815
0+030	11.01	10.9545	10.00	109.545
0+040	10.899	10.9575	10.00	109.575
0+050	11.016	10.8715	10.00	108.715
0+060	10.727	10.494	10.00	104.94
0+070	10.261	10.555	10.00	105.55
0+080	10.849	10.972	10.00	109.72
0+090	11.095	10.9415	10.00	109.415
0+100	10.788	10.9955	10.00	109.955
0+110	11.203	11.11	10.00	111.1
0+120	11.017	10.8395	10.00	108.395
0+130	10.662	10.712	10.00	107.12
0+140	10.762	10.751	10.00	107.51
0+150	10.74	10.8375	10.00	108.375
0+160	10.935	10.6435	10.00	106.435
0+170	10.352	10.2125	10.00	102.125
0+180	10.073	10.041	10.00	100.41
0+190	10.009	10.0255	10.00	100.255
0+200	10.042	-	-	-
		SUMA =	200	2149.94

VOLUMEN DE RELLENO	2154.03 m ³
--------------------	------------------------

Cuadro Nro. 9.6.3. Calculo de Volumen de Descolmación

VOLÚMEN DE DESCOLMATACION				
PROGRESIV A	AREA DESCOLMATACION (m2)	AREA PROMEDIO (m2)	DISTANCI A (m)	VOLUME N (m3)
0+000	1.560	0.874	10.00	8.735
0+010	0.187	0.190	10.00	1.900
0+020	0.193	0.866	10.00	8.655
0+030	1.538	0.980	10.00	9.800
0+040	0.422	0.211	10.00	2.110
0+050	0.000	0.000	10.00	0.000
0+060	0.000	0.000	10.00	0.000
0+070	0.000	0.000	10.00	0.000
0+080	0.000	0.000	10.00	0.000
0+090	0.000	0.000	10.00	0.000
0+100	0.000	5.170	10.00	51.700
0+110	10.340	9.211	10.00	92.105
0+120	8.081	8.785	10.00	87.845
0+130	9.488	8.269	10.00	82.690
0+140	7.050	7.299	10.00	72.990
0+150	7.548	6.885	10.00	68.850
0+160	6.222	5.127	10.00	51.265
0+170	4.031	2.809	10.00	28.085
0+180	1.586	2.028	10.00	20.280
0+190	2.470	2.483	10.00	24.830
0+200	2.496	-	-	-
		SUMA =	200	611.840

VOLUMEN DE DESCOLMATACION	611.84 m3
---------------------------	-----------

Cuadro Nro. 9.6.4. Calculo del metrado de Trazo y Replanteo

PARTIDA	TRAZO Y REPLANTEO					
GRAFICO	DESCRIPCION	CANTIDAD	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTO (m)	UNIDAD (m2)
	TRAZO Y REPLANTEO	20.00	10.00	2.55	-	25.50

TOTAL	510.00
-------	--------

Cuadro Nro. 9.6.5. Calculo del metrado de concreto del muro

PARTIDA	CONCRETO ZAPATA $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$					
GRAFICO	DESCRIPCION	CANTIDAD	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTO (m)	UNIDAD (m3)
	MURO DE CONTENCIÓN ZAPATA	20.00	10.00	2.55	0.40	10.20
					TOTAL	204.00

PARTIDA	CONCRETO PANTALLA ($f^c = 210 \text{ kg/cm}^2$)					
GRAFICO	DESCRIPCION	CANTIDAD	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTO (m)	UNIDAD(m3)
	MURO DE CONTENCIÓN PANTALLA	20.00	10.00	0.30	3.00	8.25
					TOTAL	165.00

Cuadro Nro. 9.6.6. Calculo del metrado de encofrado y desencofrado del muro.

PARTIDA	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO ZAPATA					
GRAFICO	DESCRIPCION	CANTIDAD	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTO (m)	UNIDAD (m2)
	ZAPATA POSTERIOR	20.00	10.00	-	0.40	8.00
	ZAPATA ANTERIOR	20.00	-	2.55	0.40	2.04
					TOTAL	200.80

PARTIDA	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PANTALLA					
GRAFICO	DESCRIPCION	CANTIDAD	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTO (m)	UNIDAD (m2)
	PANTALLA POSTERIOR	20.00	10.00	0.30	3.00	1.65
	PANTALLA ANTERIOR	20.00	10.00	-	3.00	60.00
					TOTAL	1233.00

Cuadro Nro. 9.6.7. Calculo de la Junta

PARTIDA		JUNTA DE CONSTRUCCION DE WATER STOP				
GRAFICO	DESCRIPCION	CANTIDAD	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTO (m)	UNIDAD (m)
		14.00	10.00	-	3.40	-
					TOTAL	47.60





CAPITULO X
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

CAPITULO X

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1. Conclusiones

1. Se concluye que el tramo actual entre las progresivas 0+590 a 0+790 es vulnerable hidrológicamente en el cual se diseñó muros de contención para así mitigar posibles daños contra inundaciones.
2. Mediante funciones de distribución de probabilidad, ya que se cuenta con los datos de precipitación máxima de 24 horas en la estación Characato comprendidos entre los años 1977 – 2015 se efectuó la estimación del caudal máximo de diseño para un periodo de retorno de 100 años haciendo uso del software comercial HEC-HMS el cual nos entrega un valor de 26.7 m³/s.
3. El análisis de inundabilidad realizado por los softwares HEC-GEO-RAS y HEC-RAS nos permite observar y analizar el comportamiento del flujo de agua en régimen permanente del cauce de la quebrada Huaylla frente a un análisis de vulnerabilidad.
4. El análisis de vulnerabilidad hidrológica nos obliga a proponer la construcción de muros en concreto armado para el tramo comprendido entre las progresivas 0+590 a 0+790 diseñados mediante hojas de cálculo y modelados por los softwares SAP 2000 y CYPECAD.

10.2. Recomendaciones

1. Se recomendaría no solo realizar la descolmatación de las áreas indicadas en las secciones entre las progresivas 0+590 a 0+790 sino también la limpieza del cauce para así poder asegurar el correcto flujo de agua a futuro.
2. La fórmula de Dick Peschk presentada en el “manual de hidrología, hidráulica y drenaje” del ministerio de transportes y comunicaciones nos indica una distribución de lluvia de 24 horas, la cual no se ajusta a nuestro caso, por ende, se recomienda distribuirla en 3 a 4 horas tal y como ocurre en nuestra región.



CAPITULO XI
PANEL FOTOGRÁFICO Y RELACIÓN
DE PLANOS

CAPITULO XI

11. PANEL FOTOGRAFICO Y RELACION DE PLANOS

11.1. Panel Fotográfico



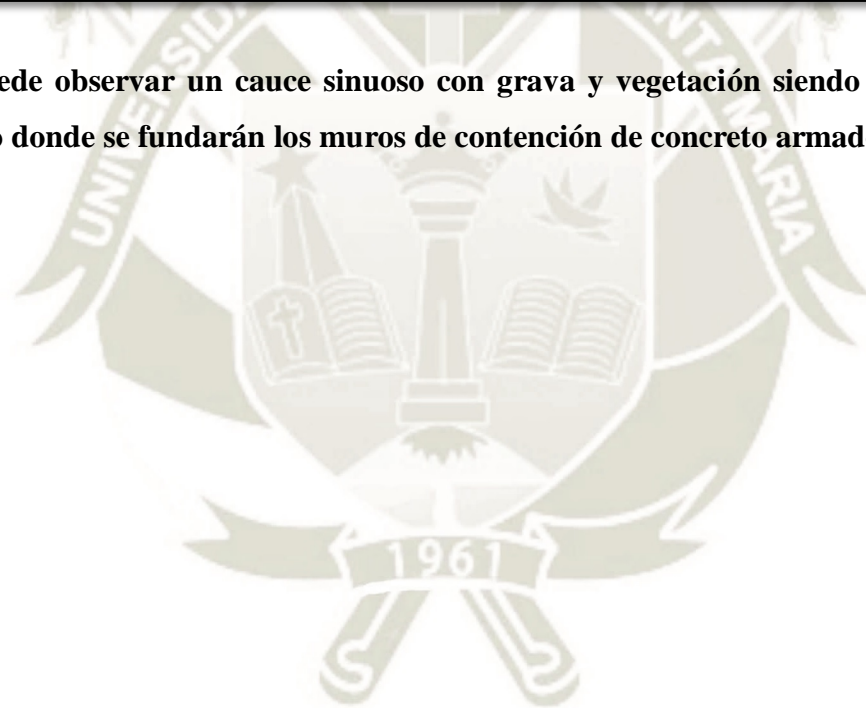
Se aprecia una de las calicatas localizada en el lugar donde se fundarán los muros de contención.



Se puede observar en la margen derecha alturas poco considerables de máximo un metro de altura cercanas a la población.



Se puede observar un cauce sinuoso con grava y vegetación siendo este el punto crítico donde se fundarán los muros de contención de concreto armado.

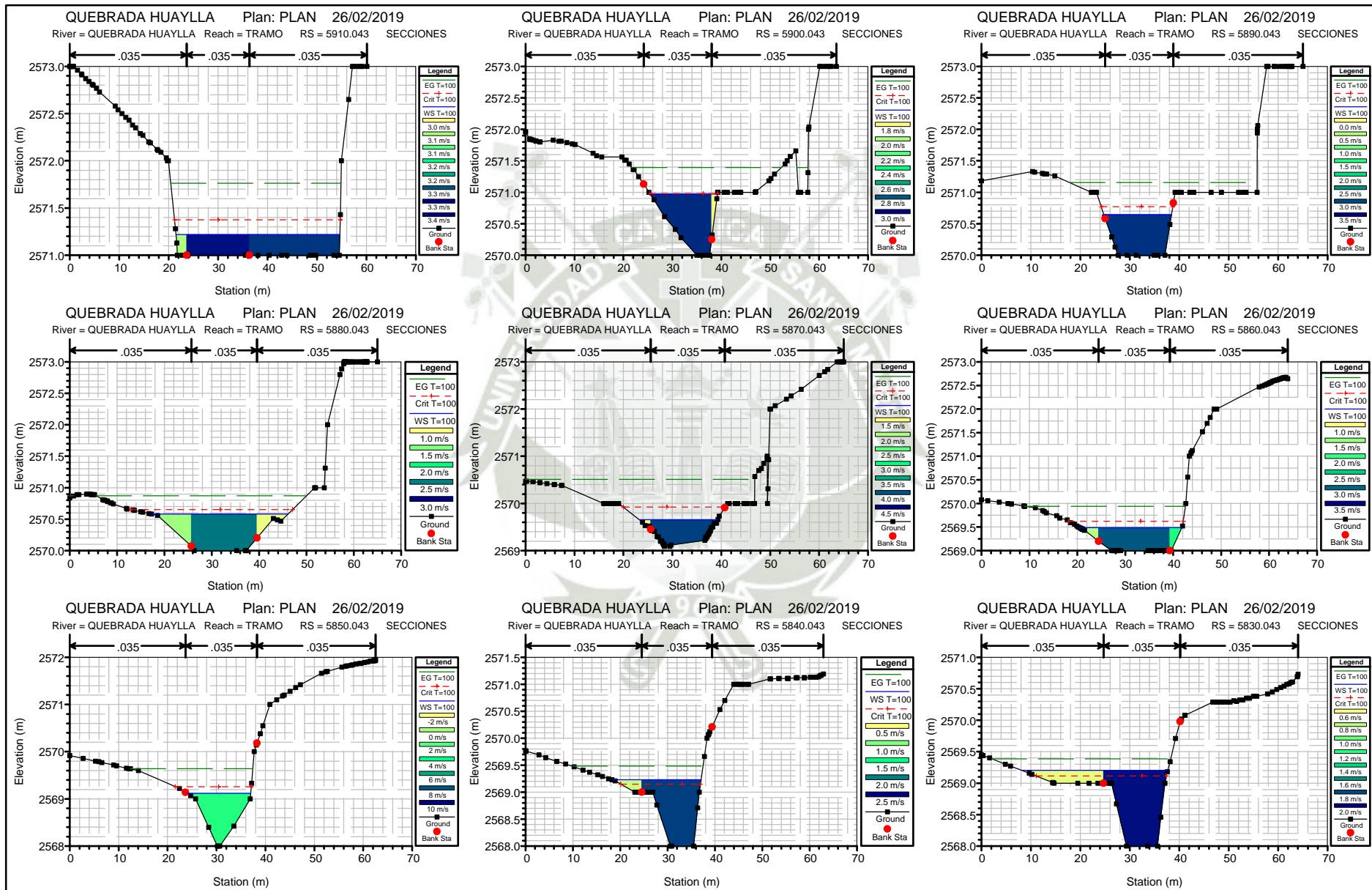


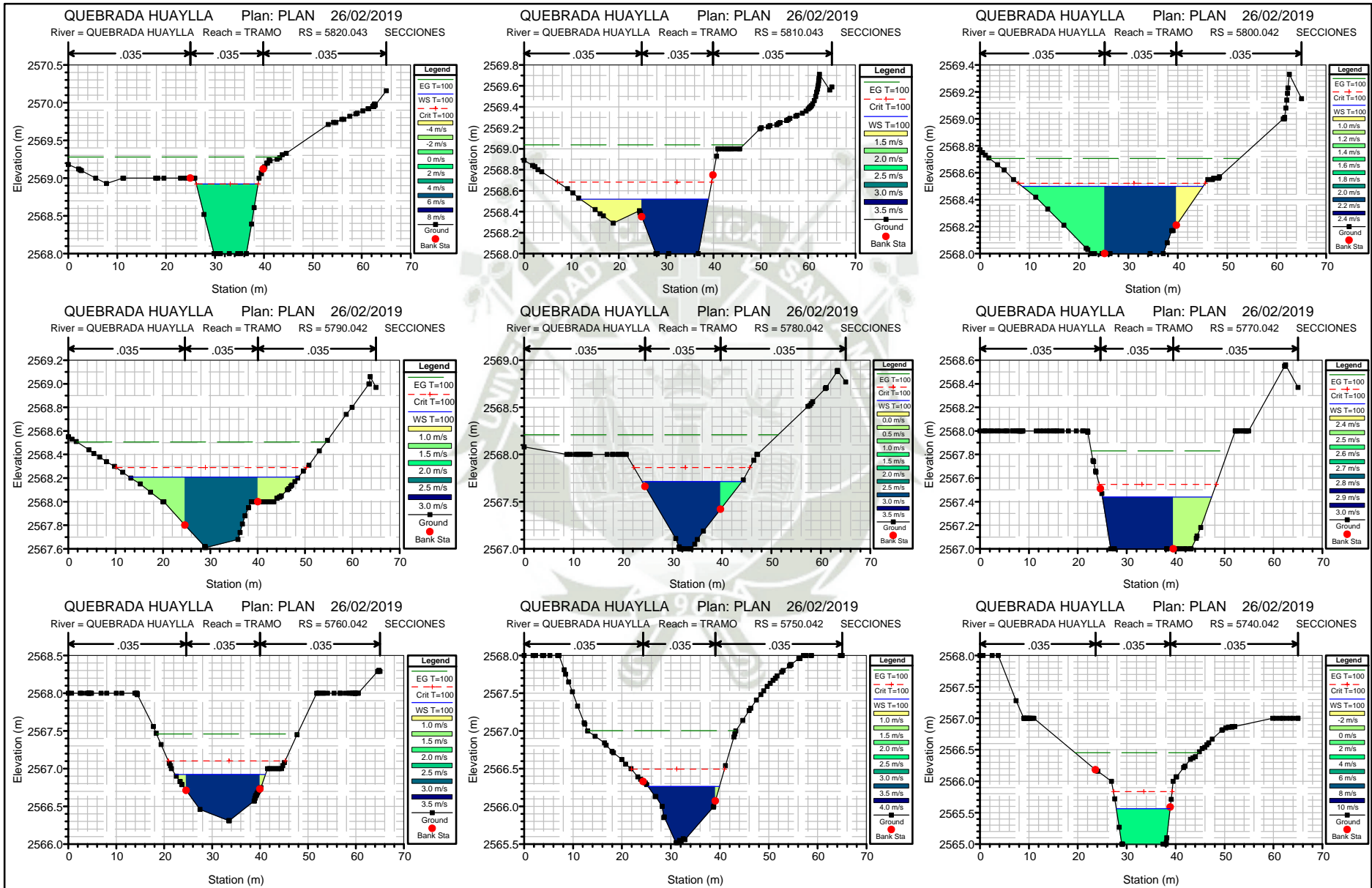
11.2. Relación de Planos

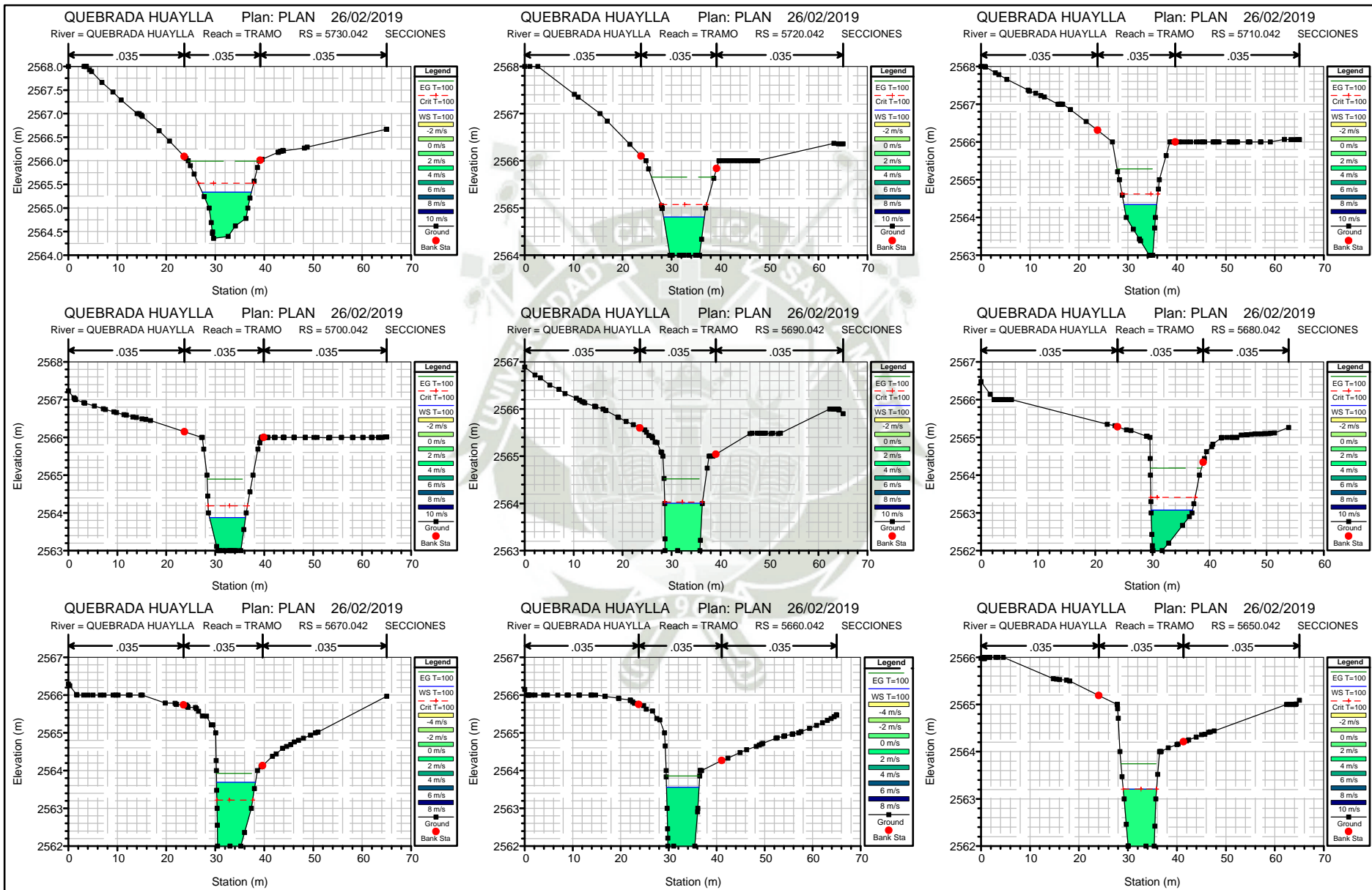
- Mapa de Vulnerabilidad por Inundación.....(IN-01)
- Mapa de Vulnerabilidad por Inundación.....(IN-02)
- Mapa de Vulnerabilidad por Inundación.....(IN-03)
- Mapa de Vulnerabilidad por Inundación.....(IN-04)
- Mapa de Vulnerabilidad por Inundación.....(IN-05)
- Mapa de Vulnerabilidad por Inundación.....(IN-06)
- Mapa de Vulnerabilidad por Inundación.....(IN-07)
- Mapa de Vulnerabilidad por Inundación.....(IN-08)
- Mapa de Vulnerabilidad por Inundación.....(IN-09)
- Mapa de Vulnerabilidad por Inundación.....(IN-10)
- Mapa de Vulnerabilidad por Inundación.....(IN-11)
- Mapa de Vulnerabilidad por Inundación.....(IN-12)
- Topografía de la quebrada Huaylla.....(TP-01)
- Ubicación de la Zona del Proyecto.....(UB-01)
- Determinación del Numero de Curva en la Zona del Proyecto.....(NC-01)
- Secciones de inundación y Muro en Voladizo.....(MS-01)
- Secciones de inundación y Muro en Voladizo.....(MS-02)
- Secciones de inundación y Muro en Voladizo.....(MS-03)
- Secciones de inundación y Muro en Voladizo.....(MS-04)
- Secciones de inundación y Muro en Voladizo.....(MS-05)
- Secciones de inundación y Muro en Voladizo.....(MS-06)
- Detalle de Muro de Contención en Voladizo.....(MC-01)
- Encauzamiento de tramo crítico de la quebrada Huaylla.....(MP-01)
- Encauzamiento de tramo crítico de la quebrada Huaylla.....(MP-02)
- Sección Critica encauzada.....(SE-01)

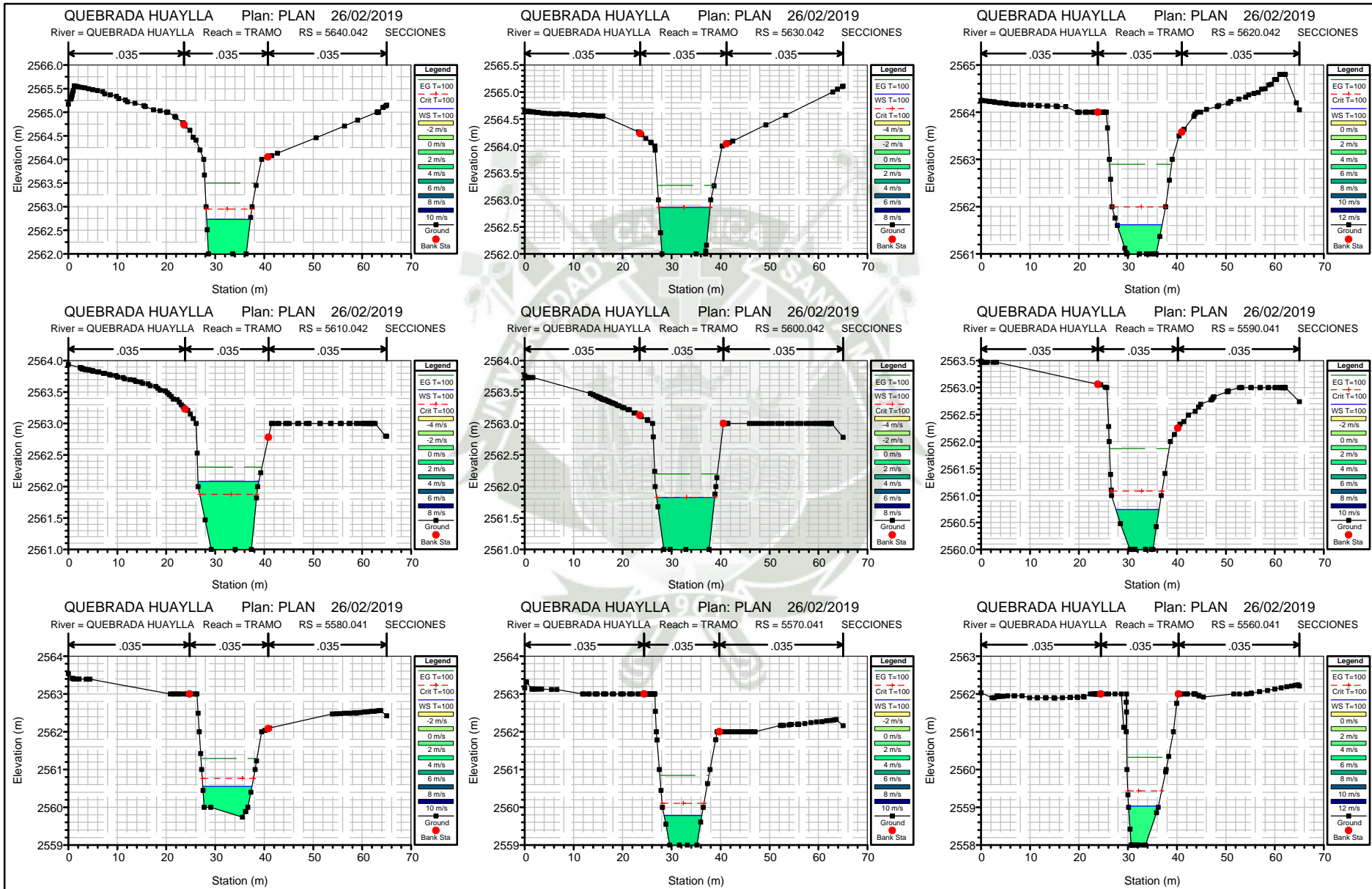
REFERENCIAS

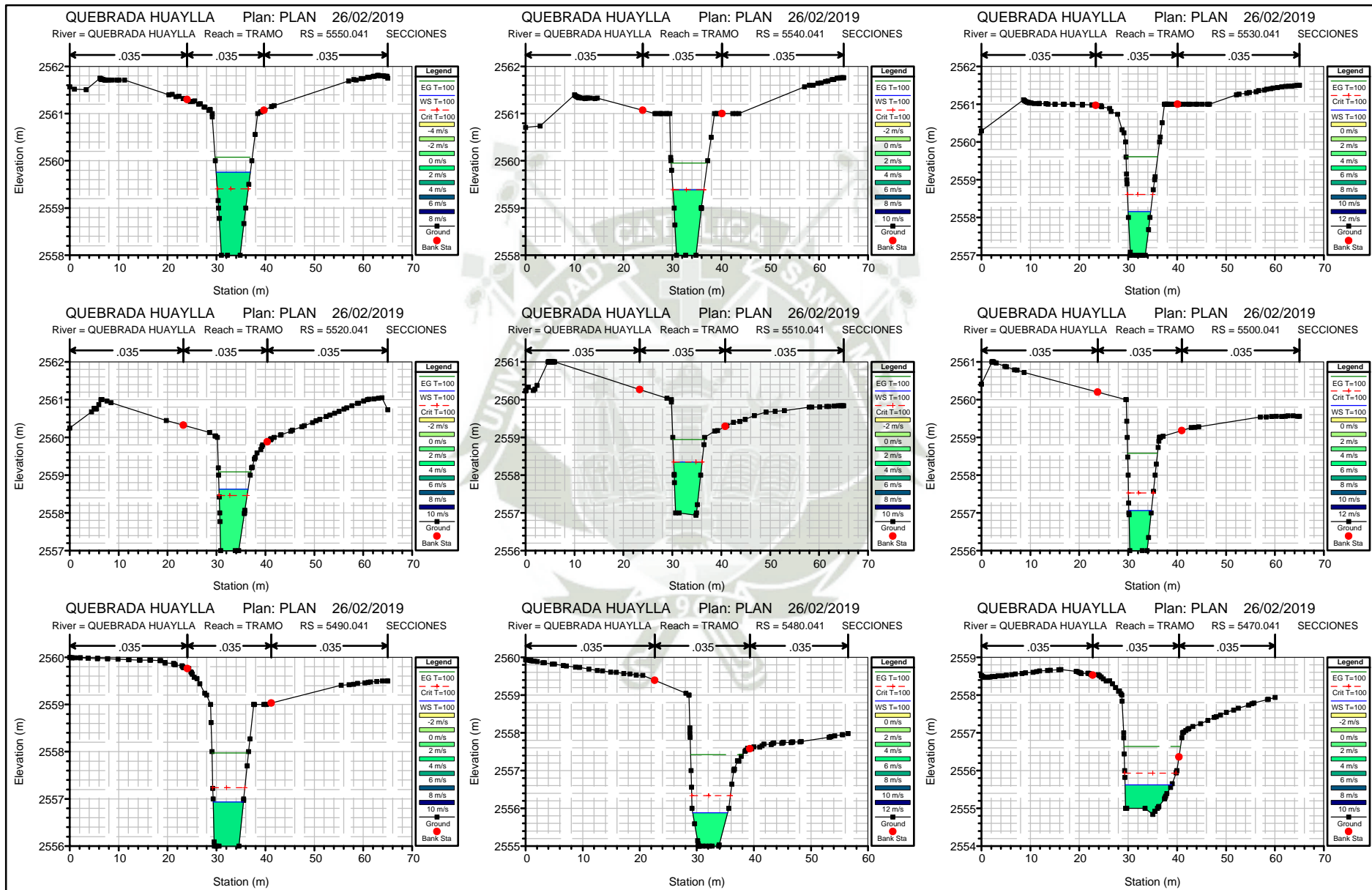
- MARLAH II/GTZ (2002). *Guía para la gestión local de riesgo por deslizamientos*. San Salvador, El Salvador: Proyecto sistema de monitoreo de deslizamientos(SIMDE/GTZ).
- Instituto Nacional de Defensa Civil (2006). *Manual básico para la estimación del riesgo*. Lima, Perú: Dirección Nacional de Prevención (DINAPRE).
- Aparicio Mijares, F. (1992). *Fundamentos de hidrología de superficie*. D.F. México: Editorial Limusa de C.V. Grupo noriega editores.
- Villón Béjar, M. (2006). *Hidrología estadística*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Monsalve Sáenz, G. (1995). *Hidrología en la ingeniería*. Santafé de Bogotá, Colombia: Departamento de publicaciones escuela colombiana de ingeniería.
- Chow, V. T. (1994). *Hidrología aplicada*. Santafé de Bogotá, Colombia: McGraw-Hill.
- Autoridad Nacional del Agua (2006). *Reglamento para la delimitación y mantenimiento de fajas marginales en cursos fluviales y cuerpos naturales y artificiales*. Lima, Perú: Diario Oficial El Peruano.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2012). *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje*. Lima, Perú: MTC.
- Villón Béjar, M. (2014). *Hec-Hms Ejemplos*. Cartago, Costa Rica: Editorial tecnológica de Costa Rica.
- Torres Belandria, R. (2008). *Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado*. Mérida, Venezuela: Facultad de ingeniería de la universidad de los andes.

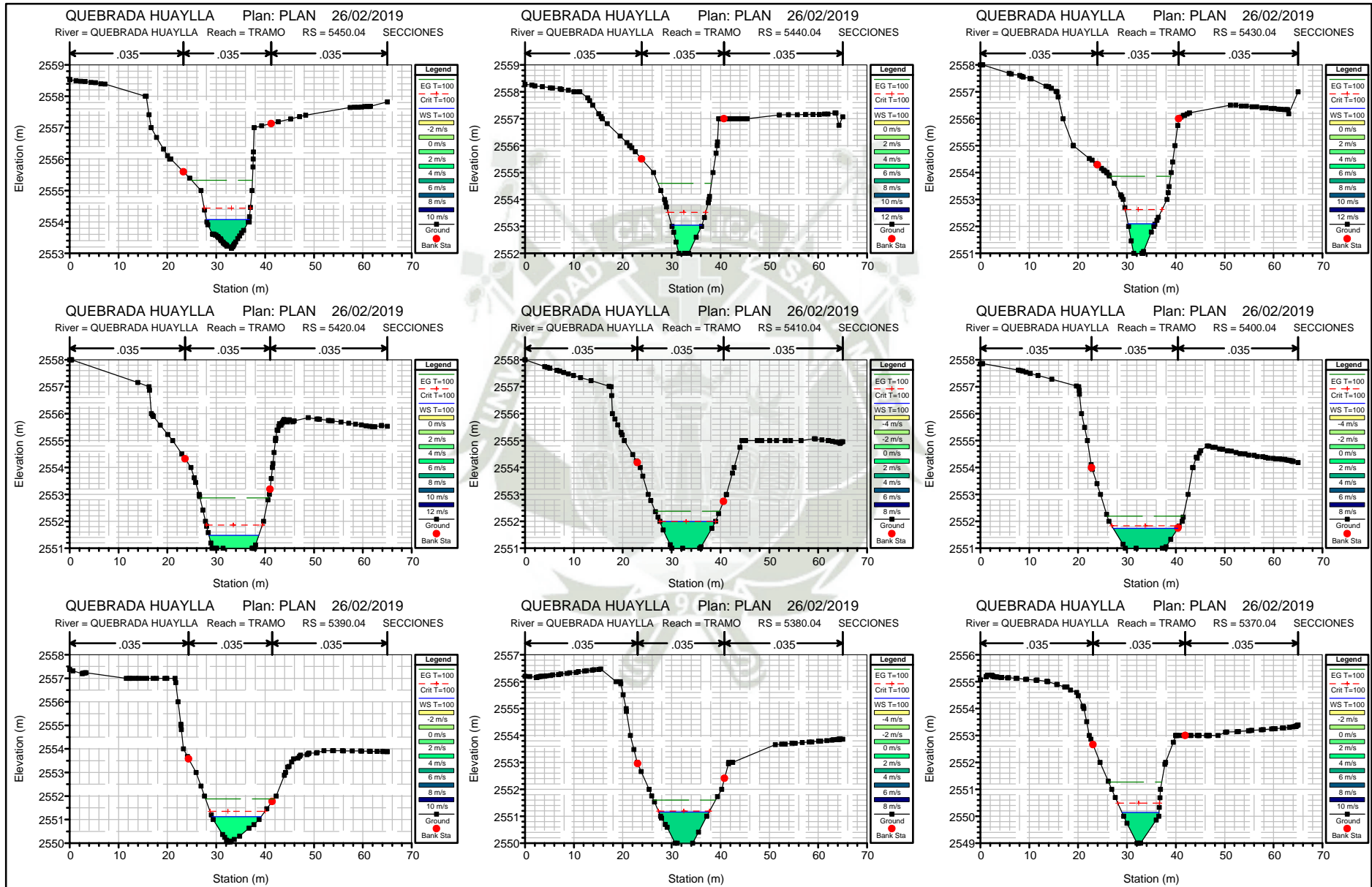


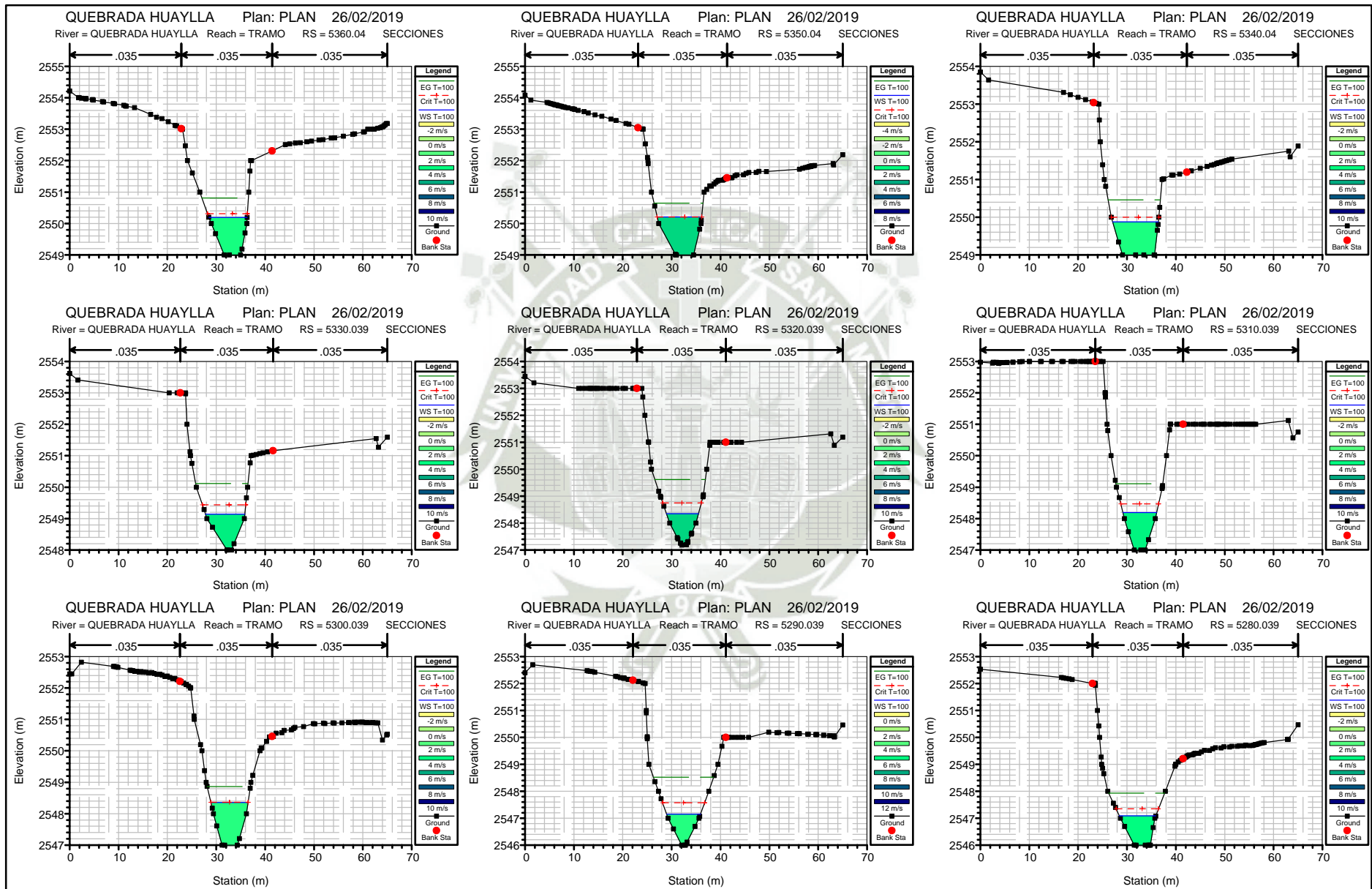


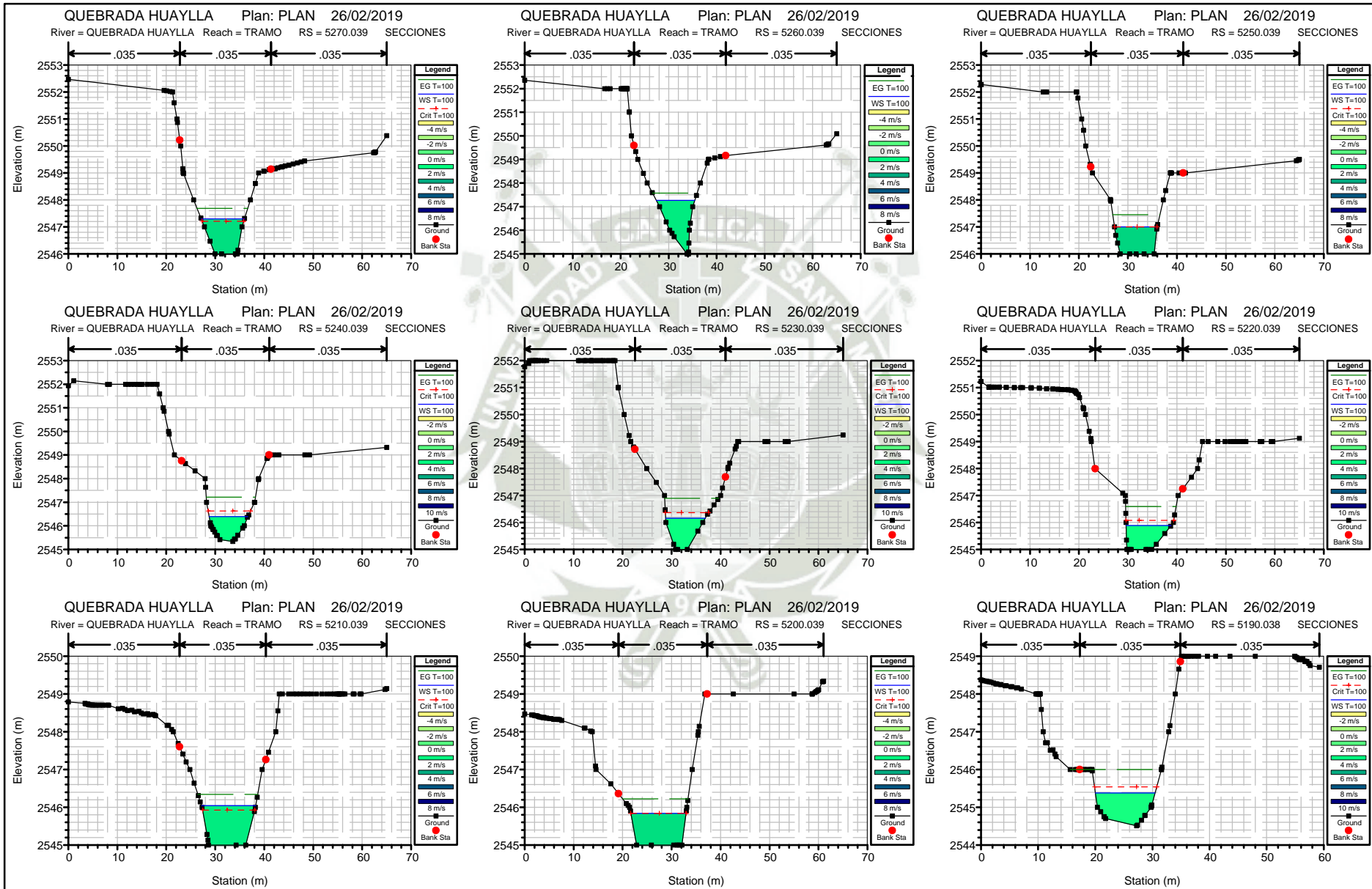


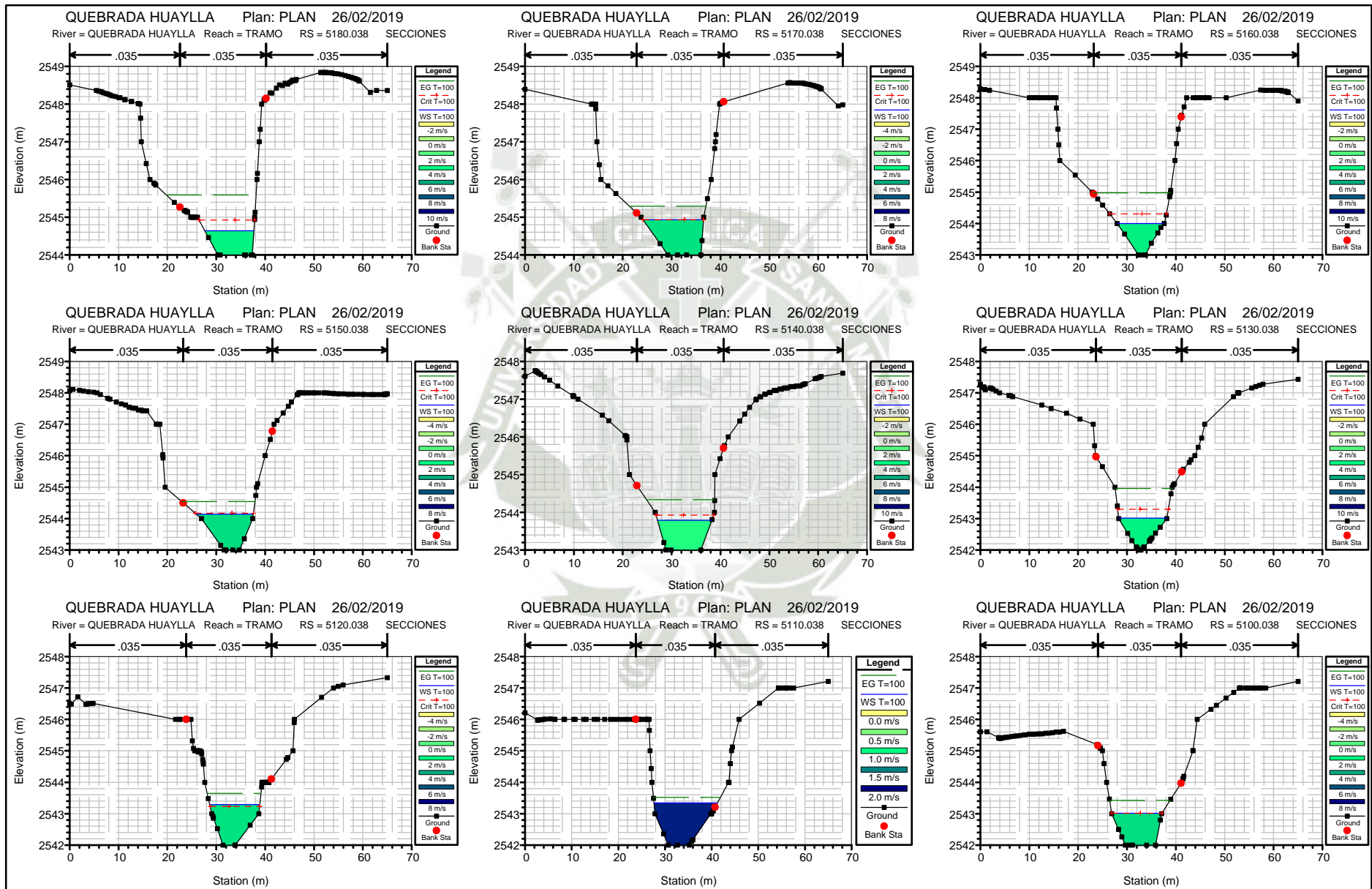


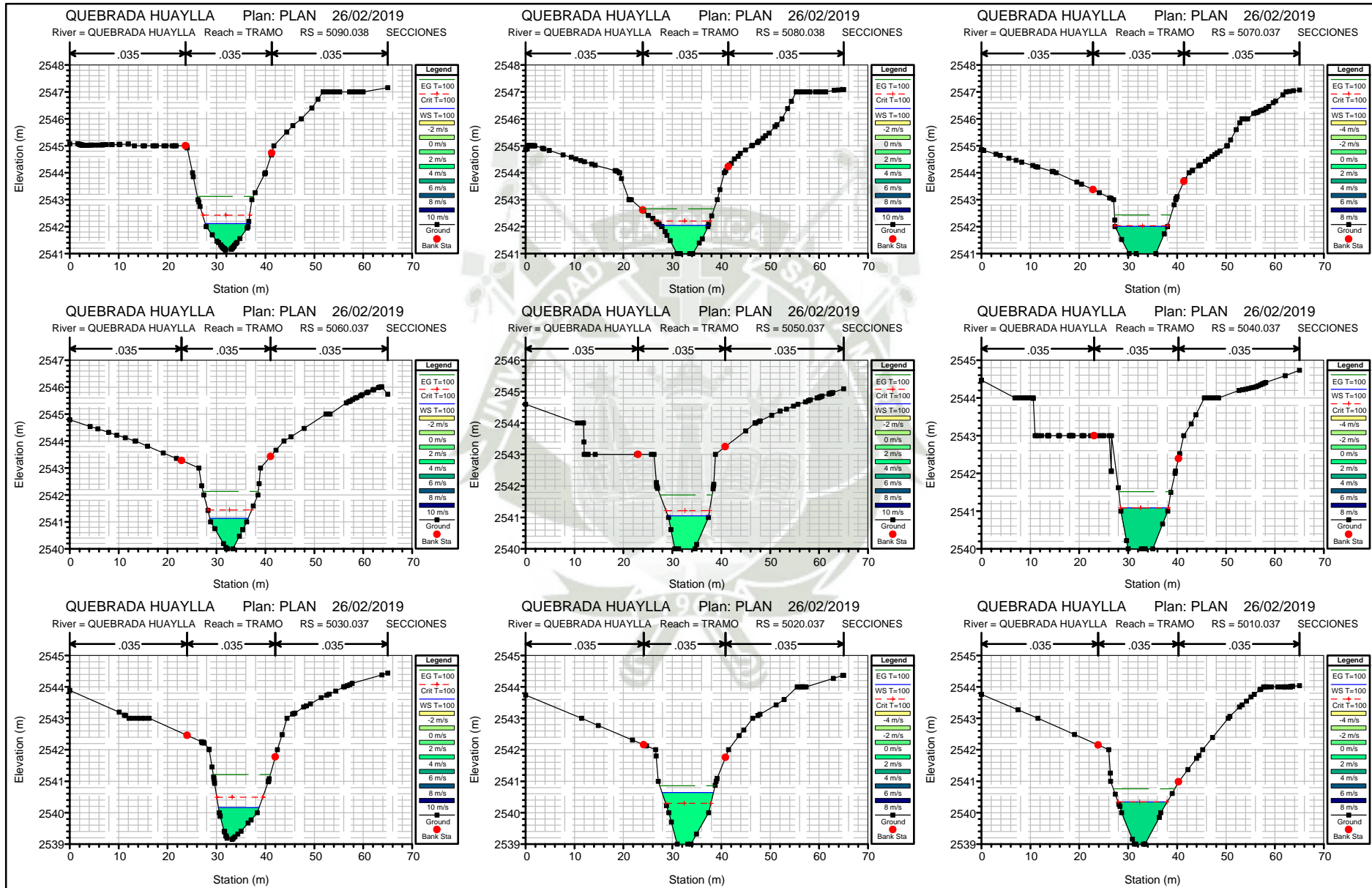


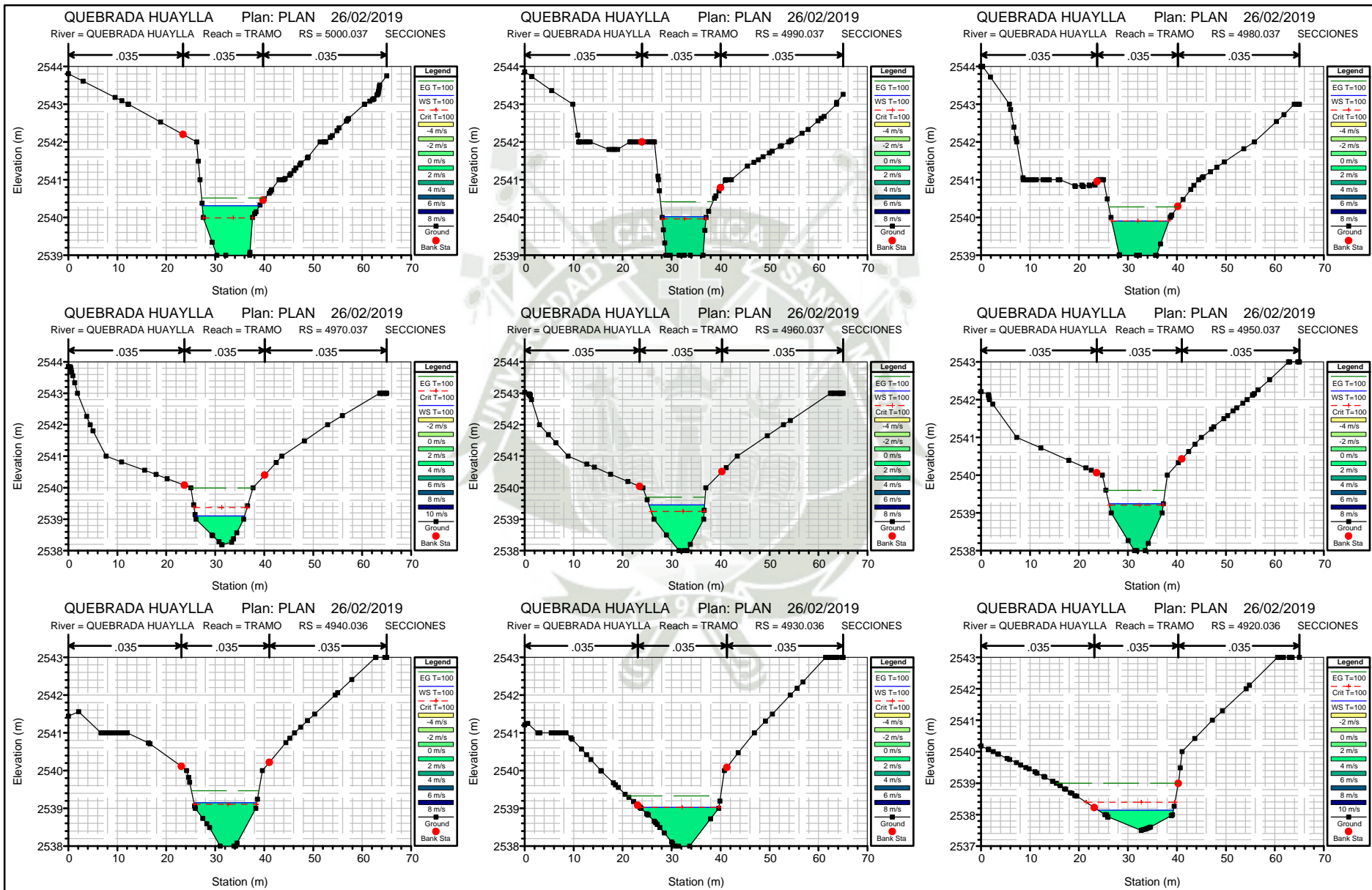


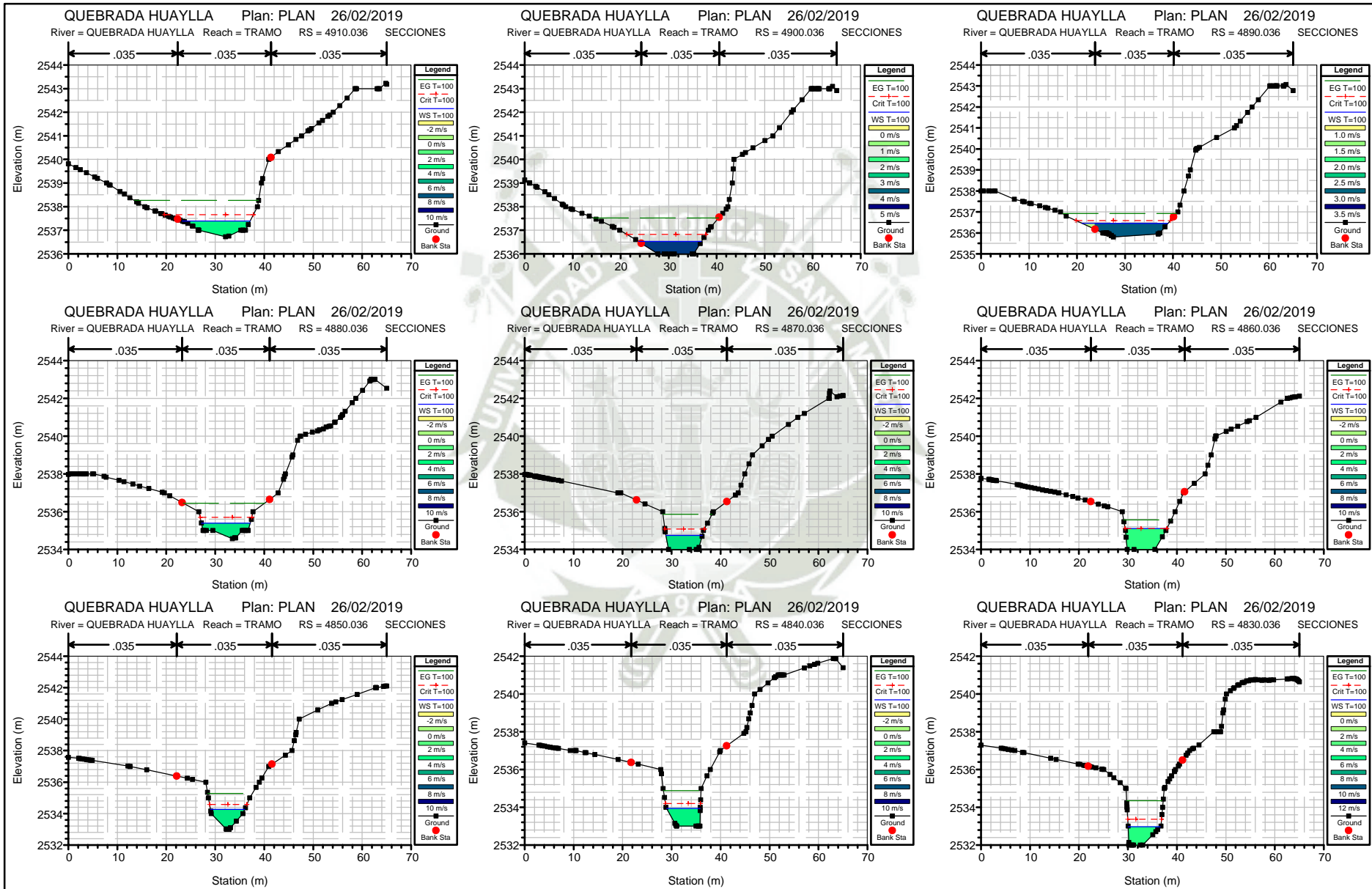


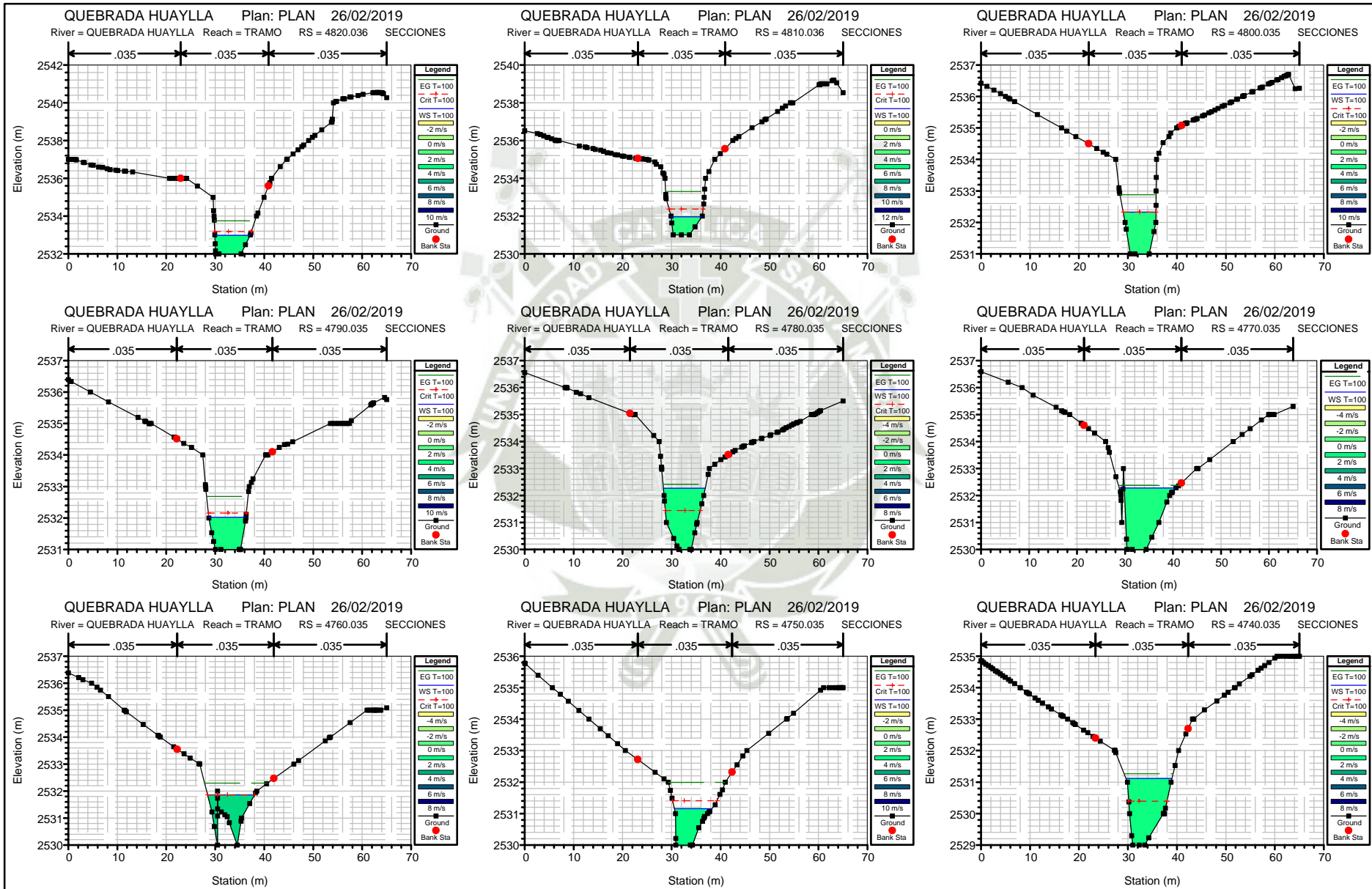


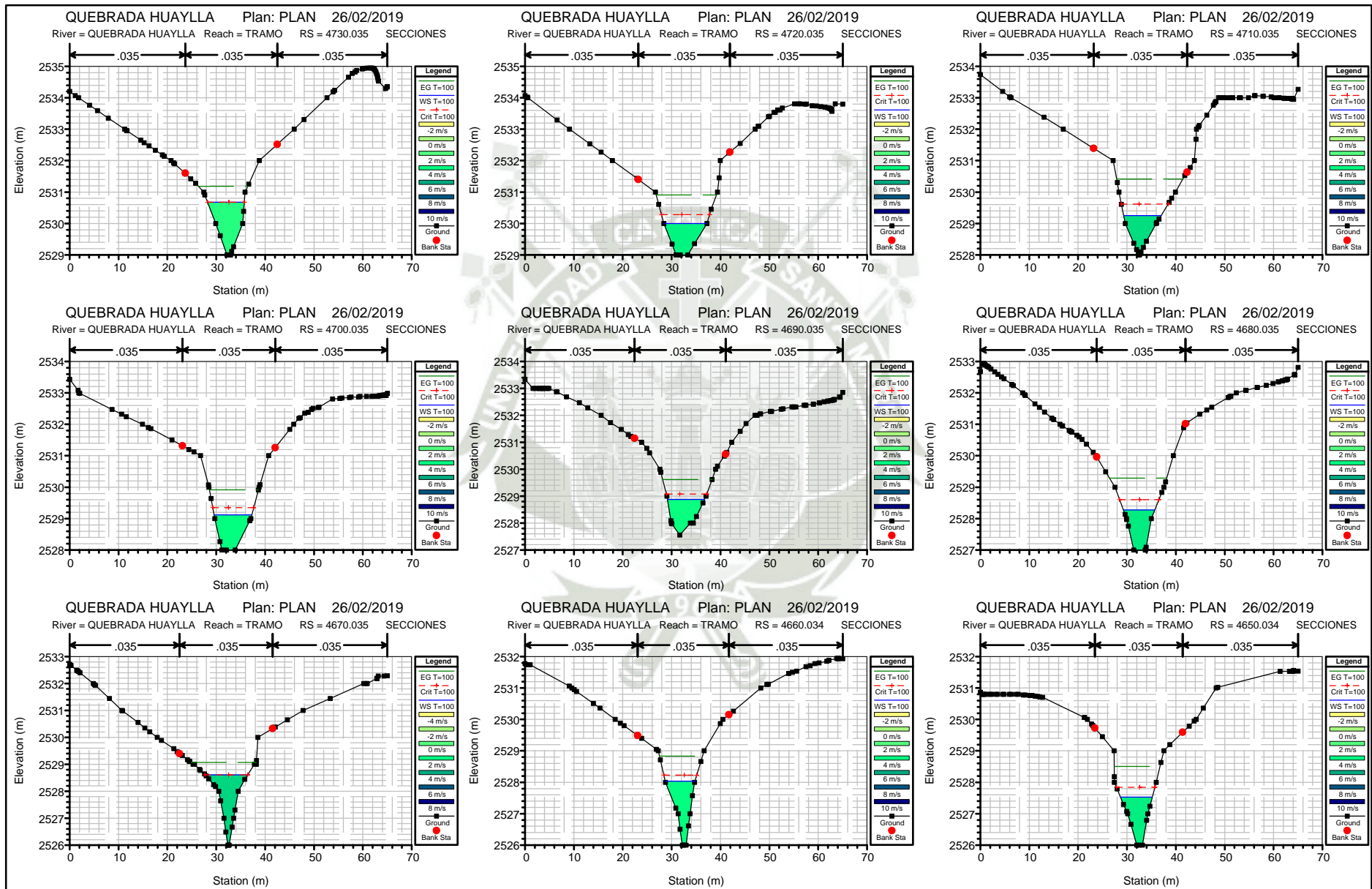


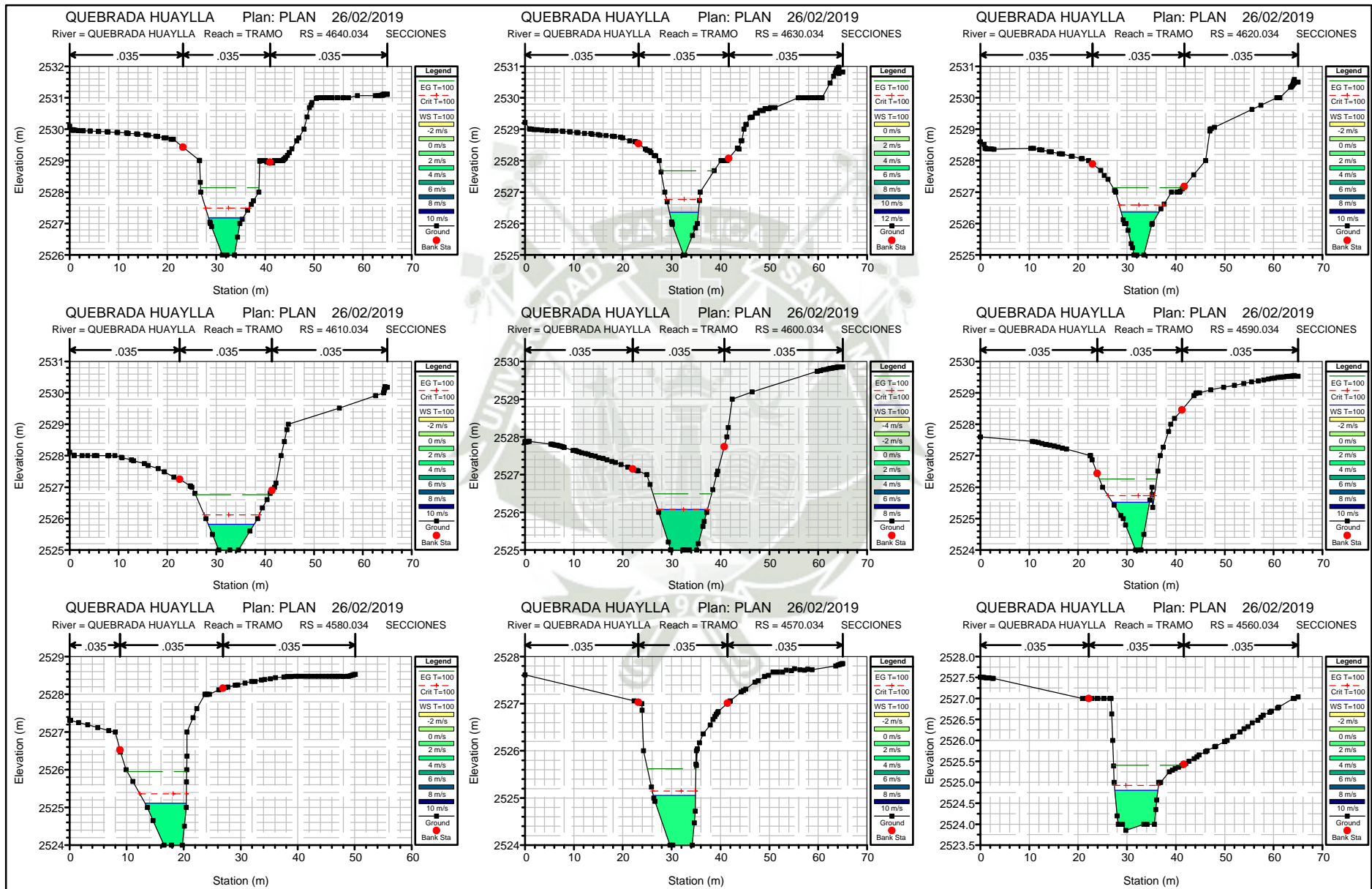


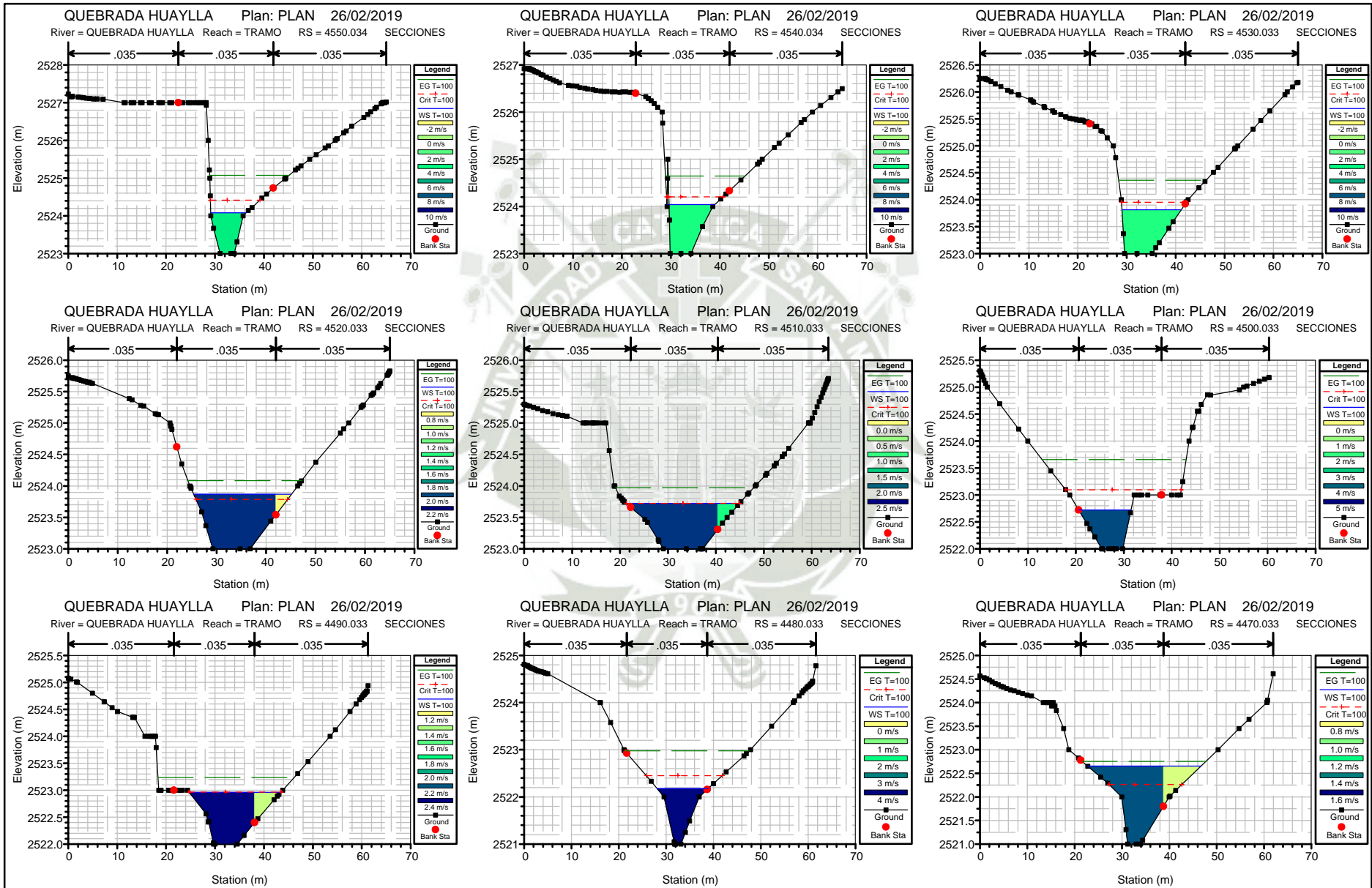


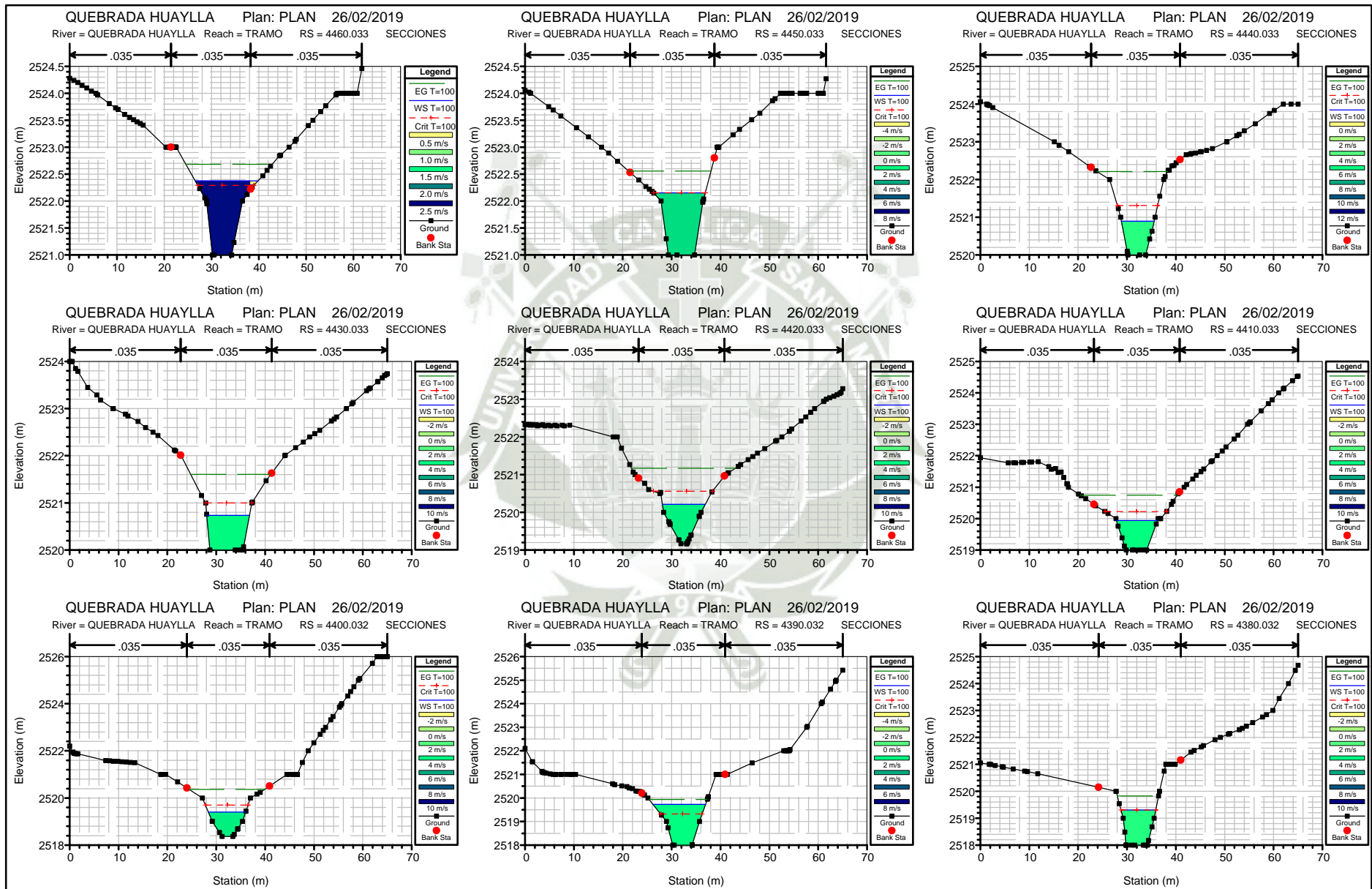


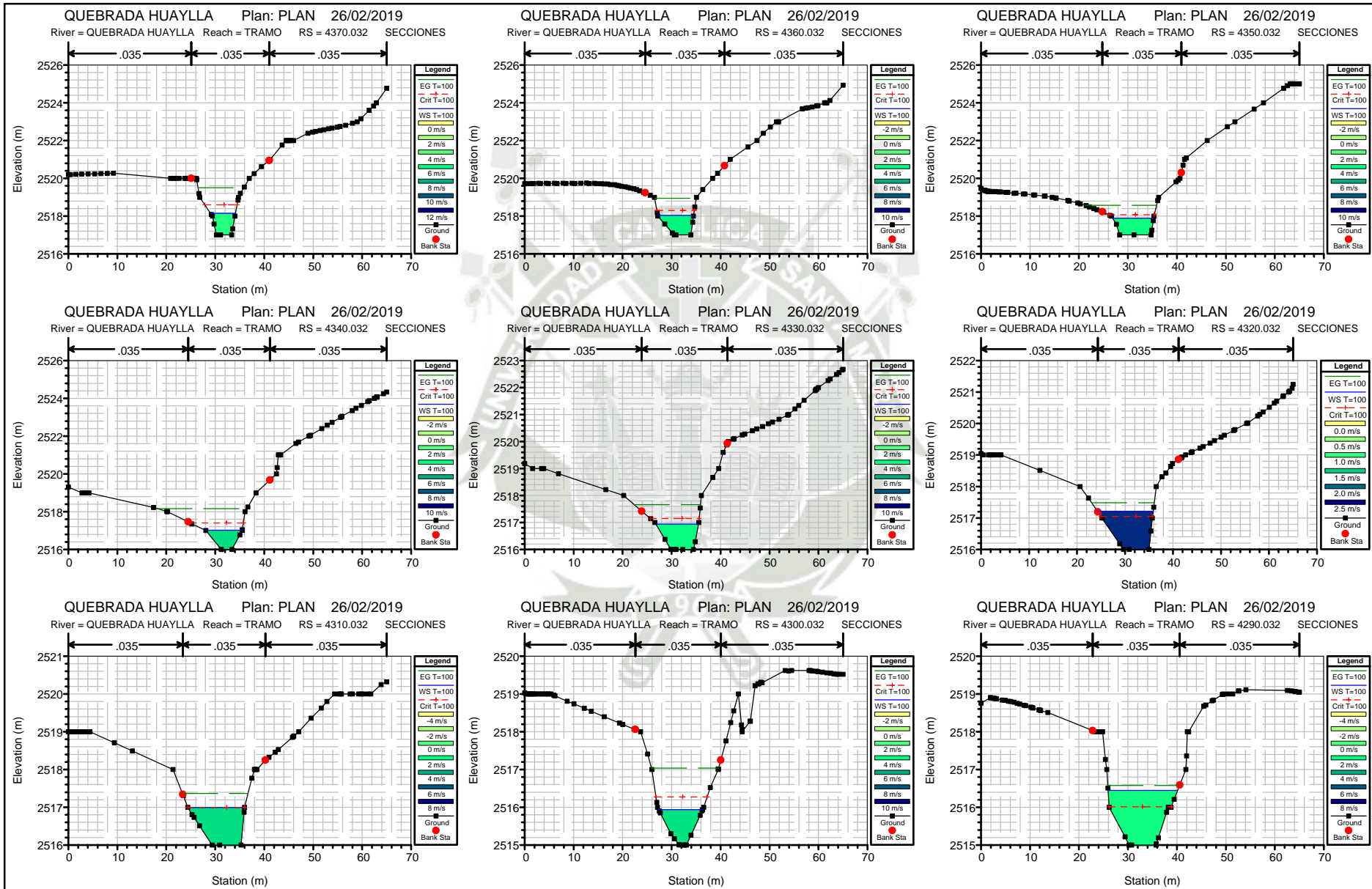


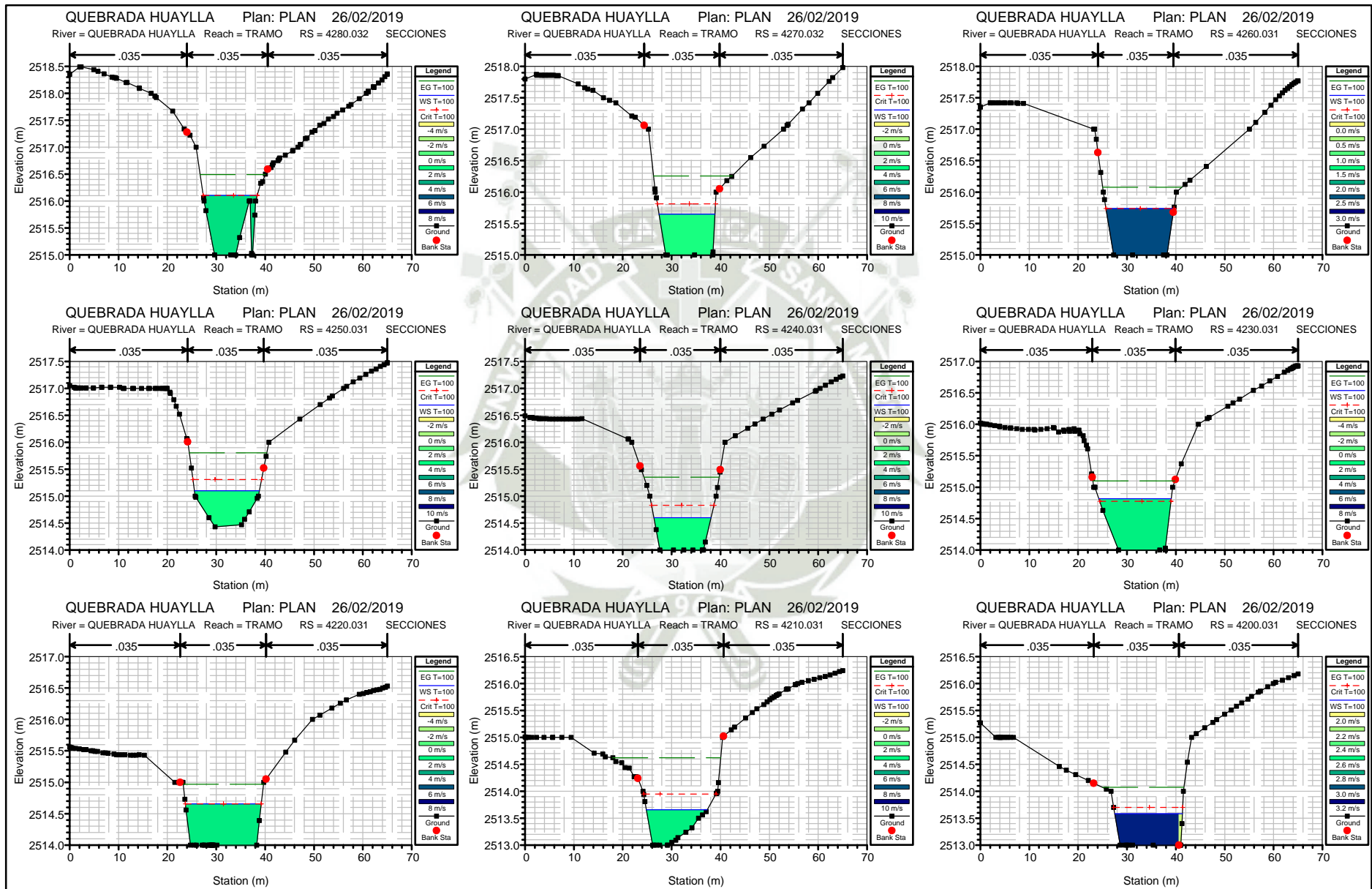


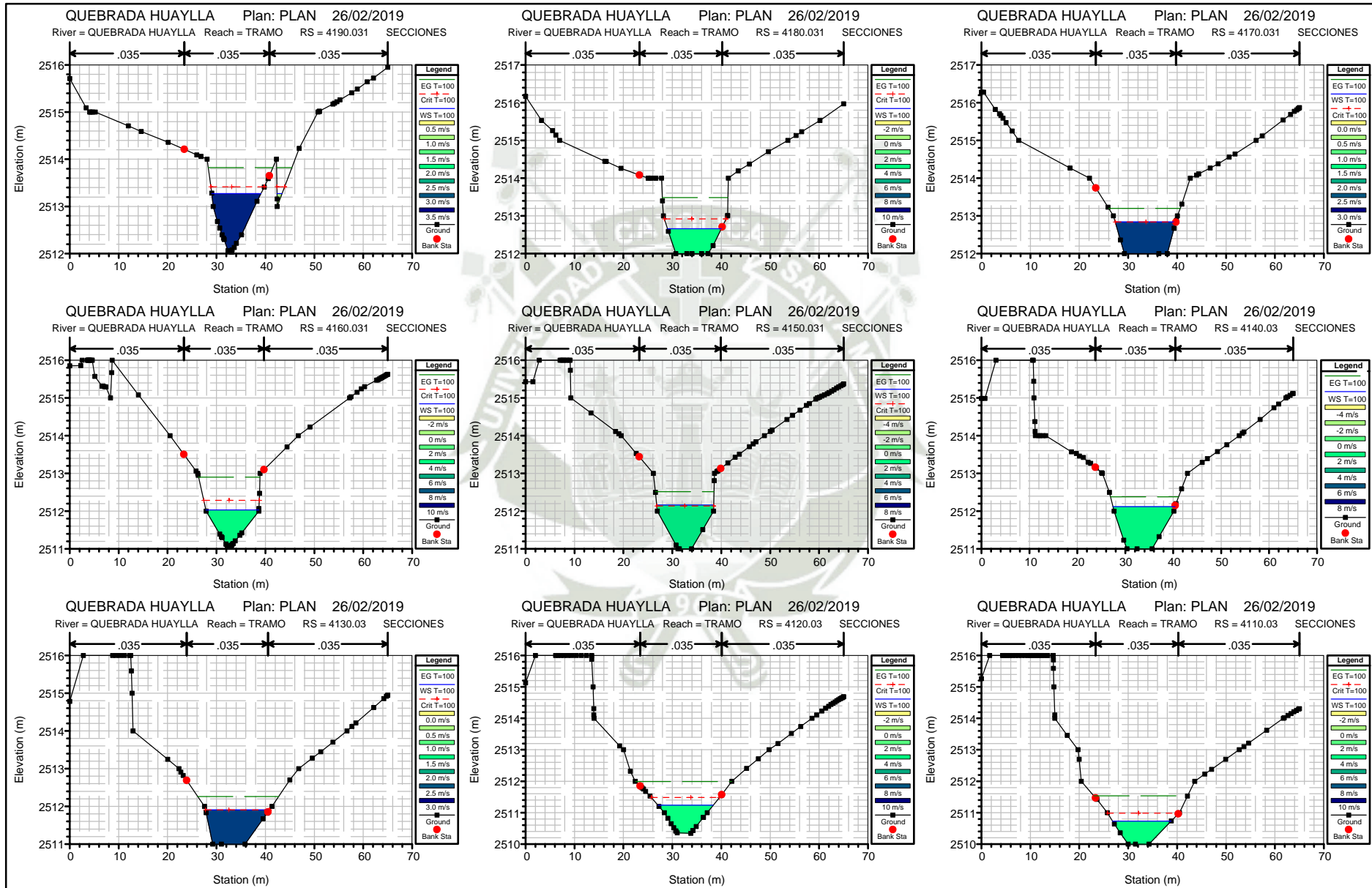


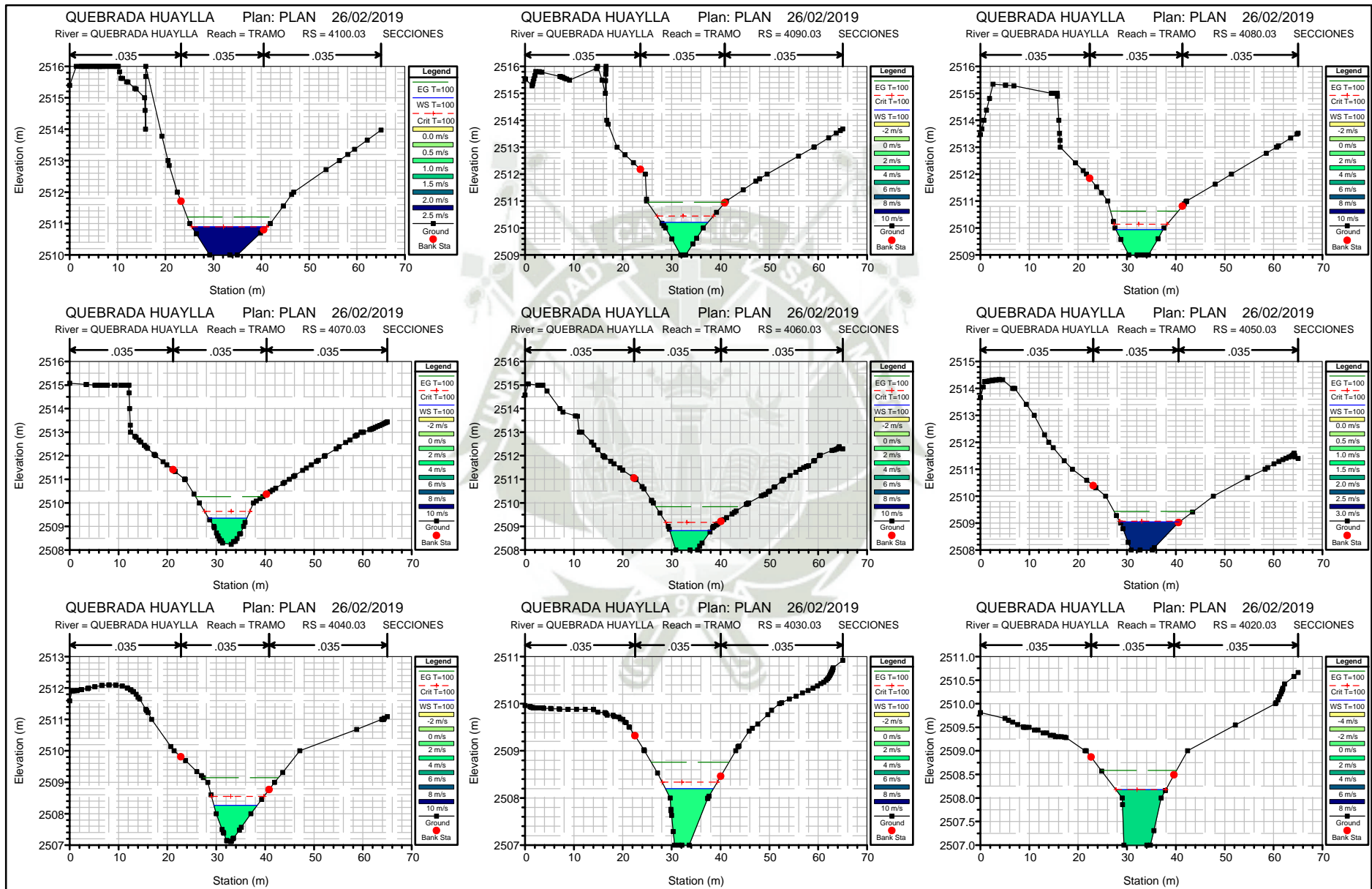


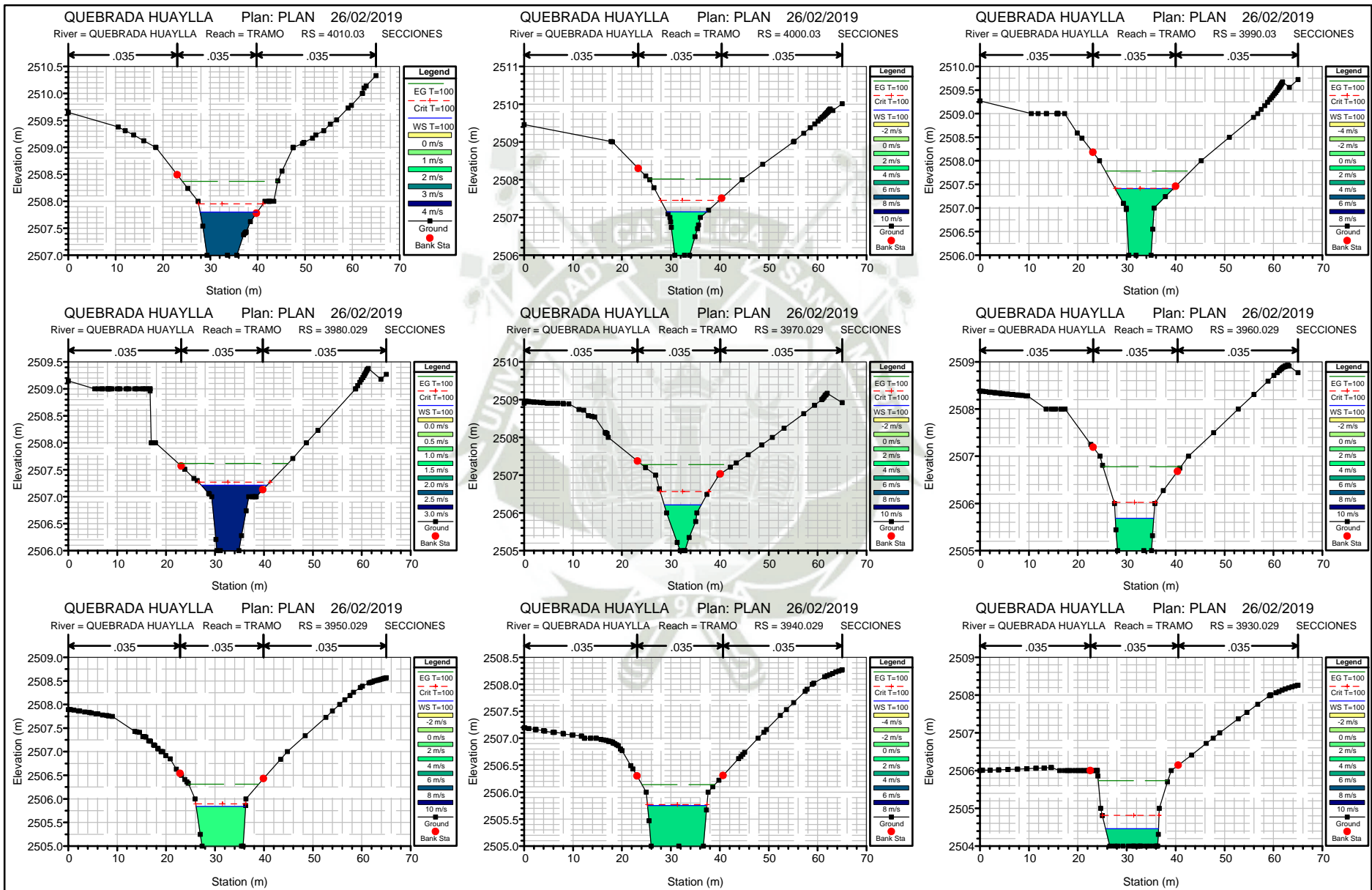


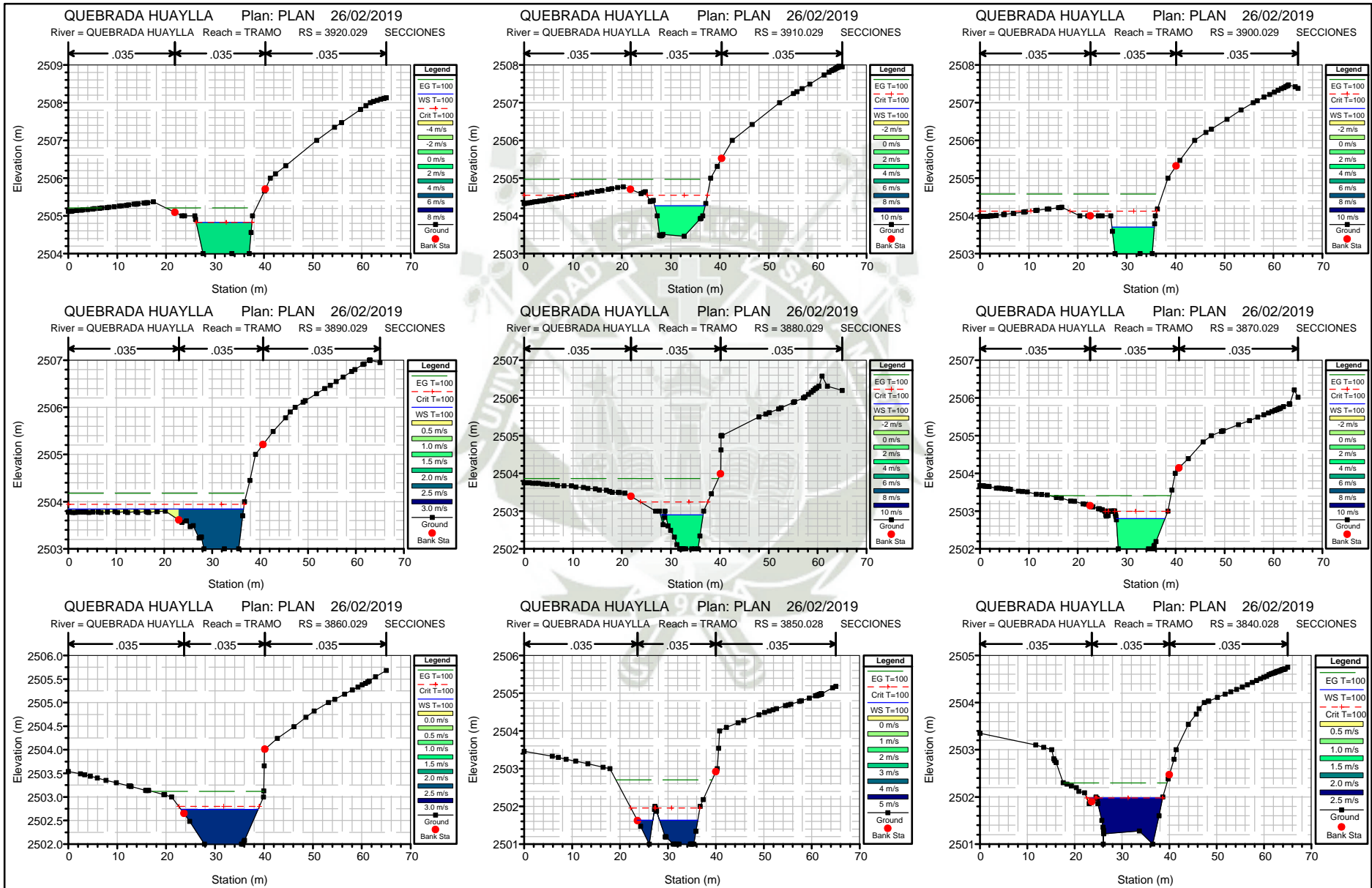


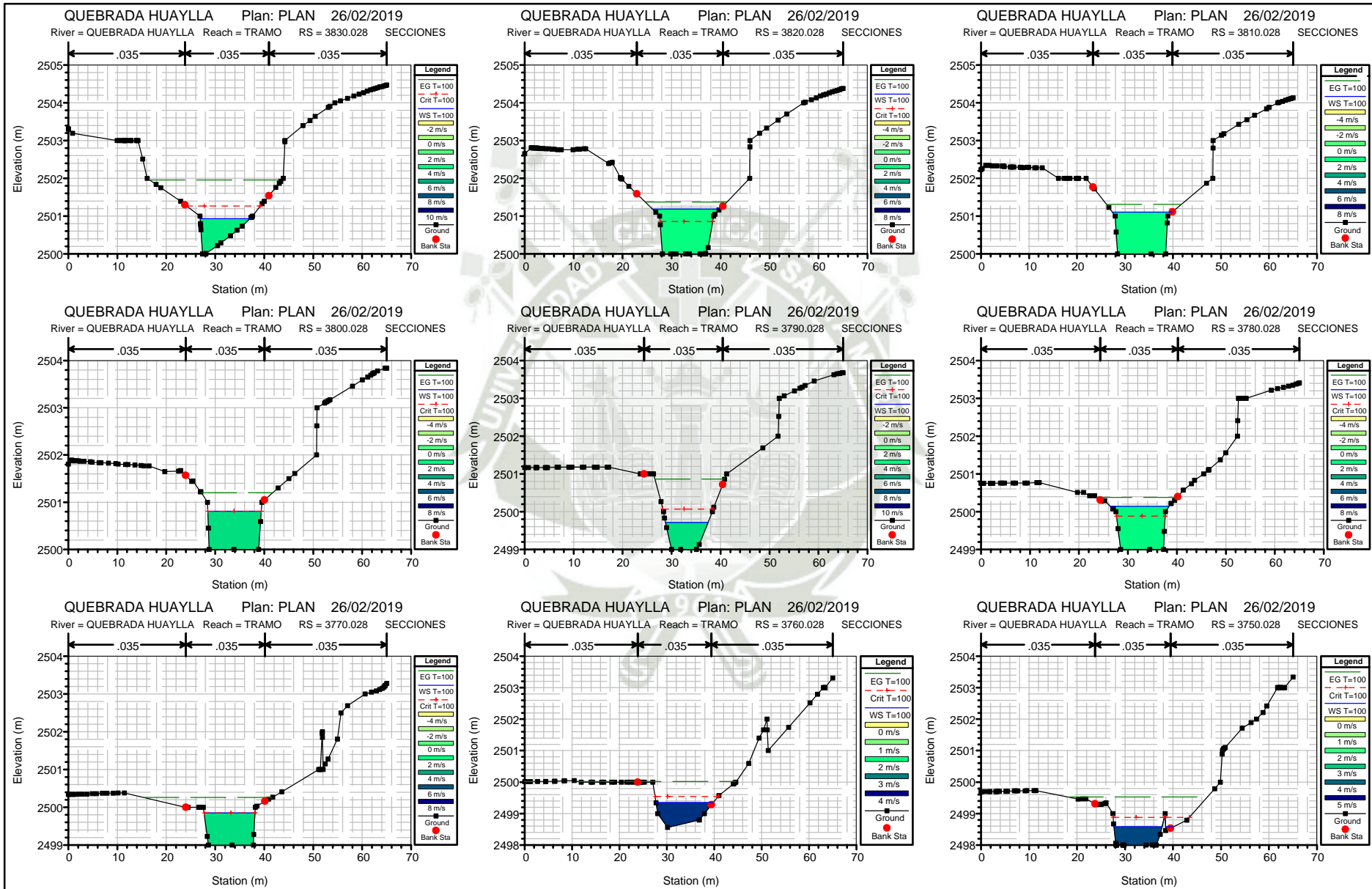


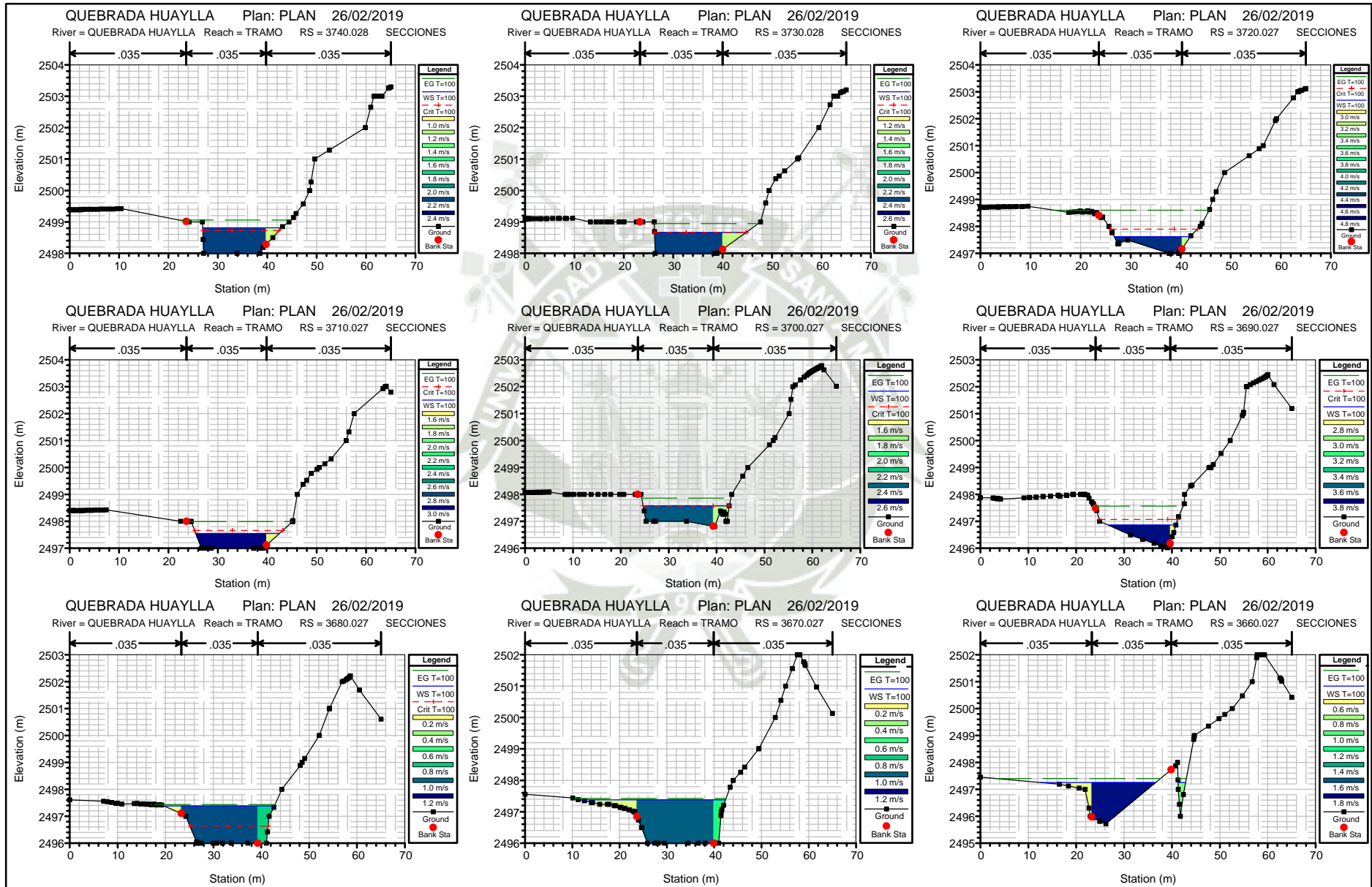


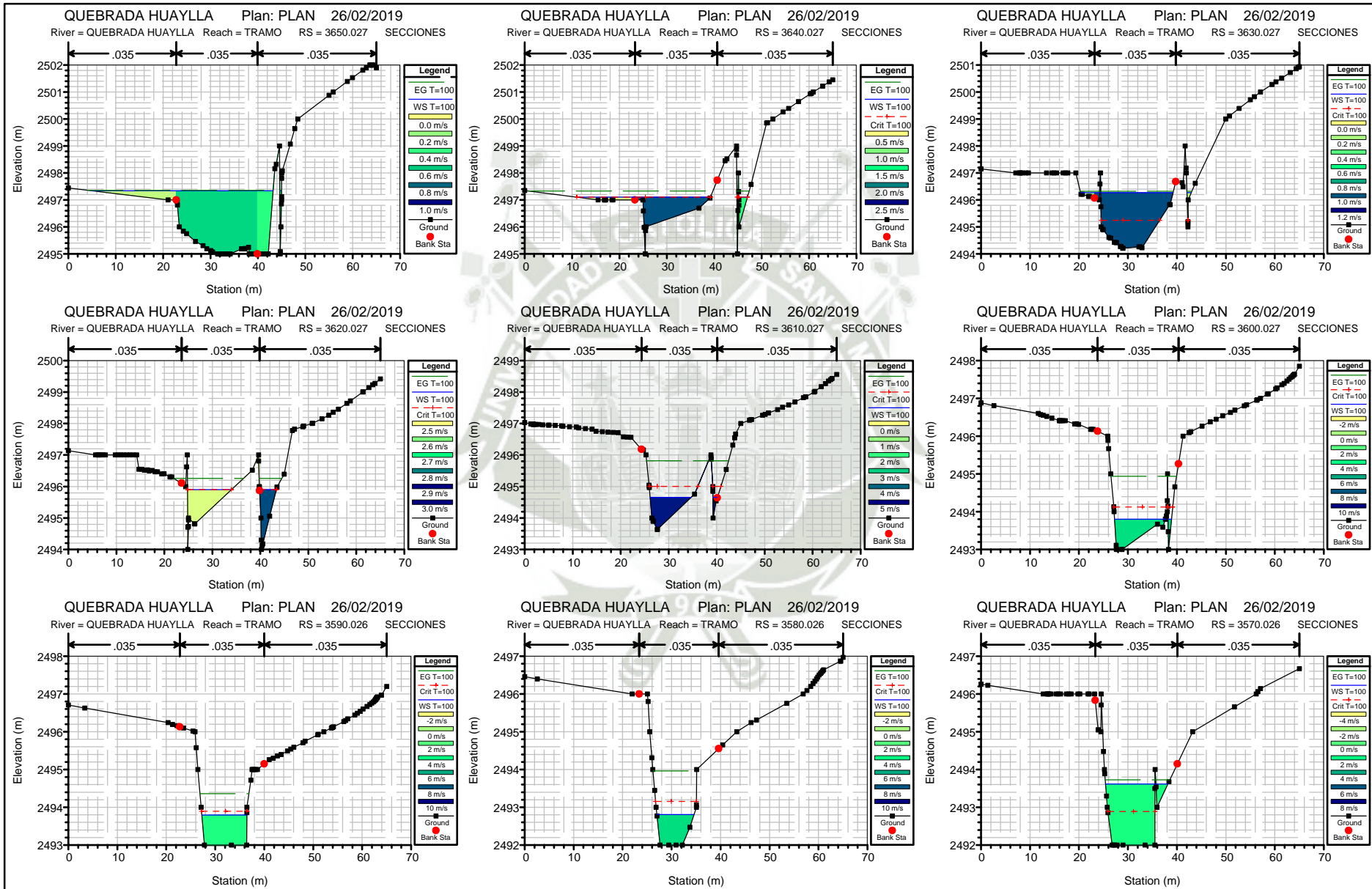


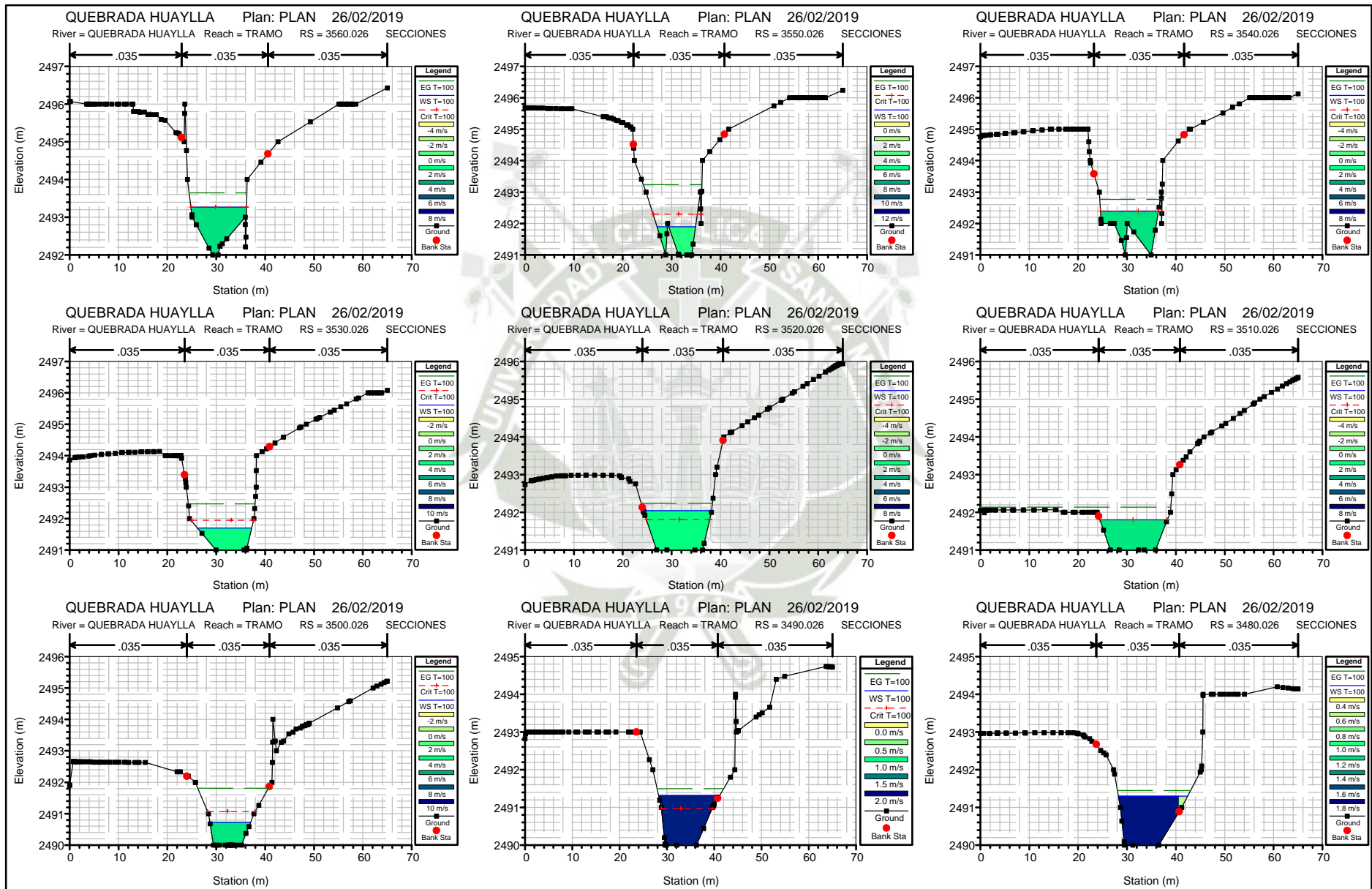


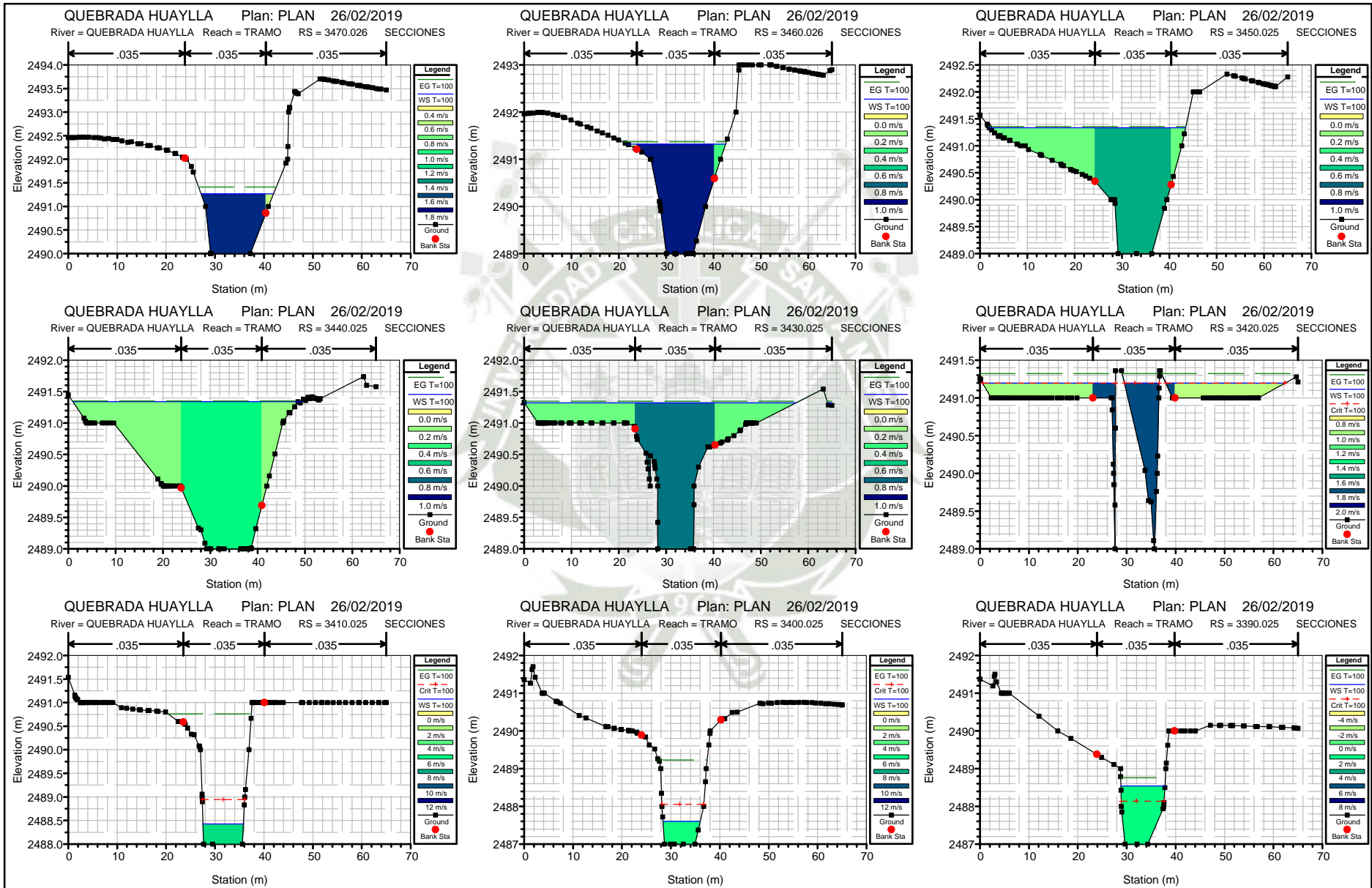


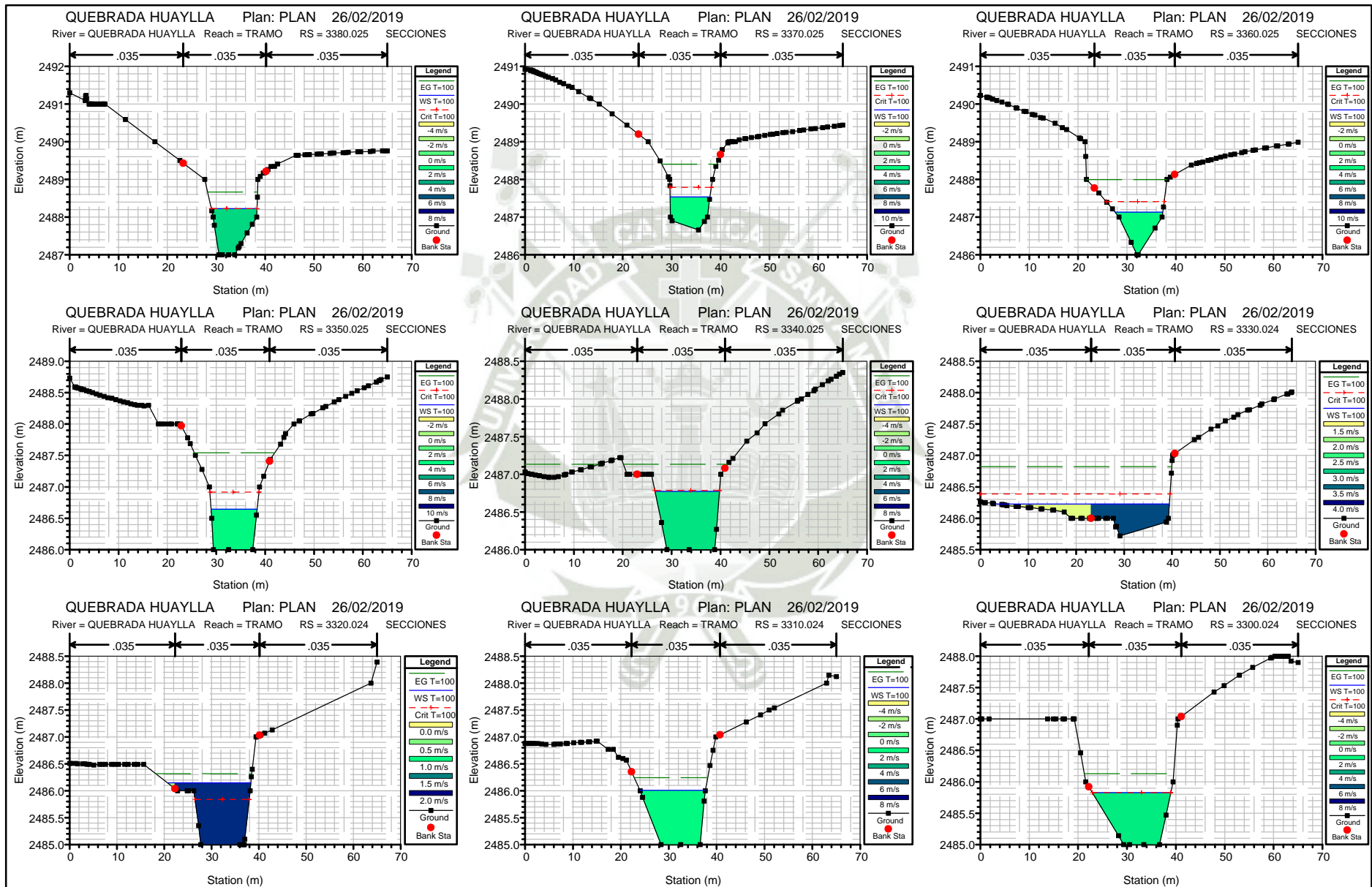


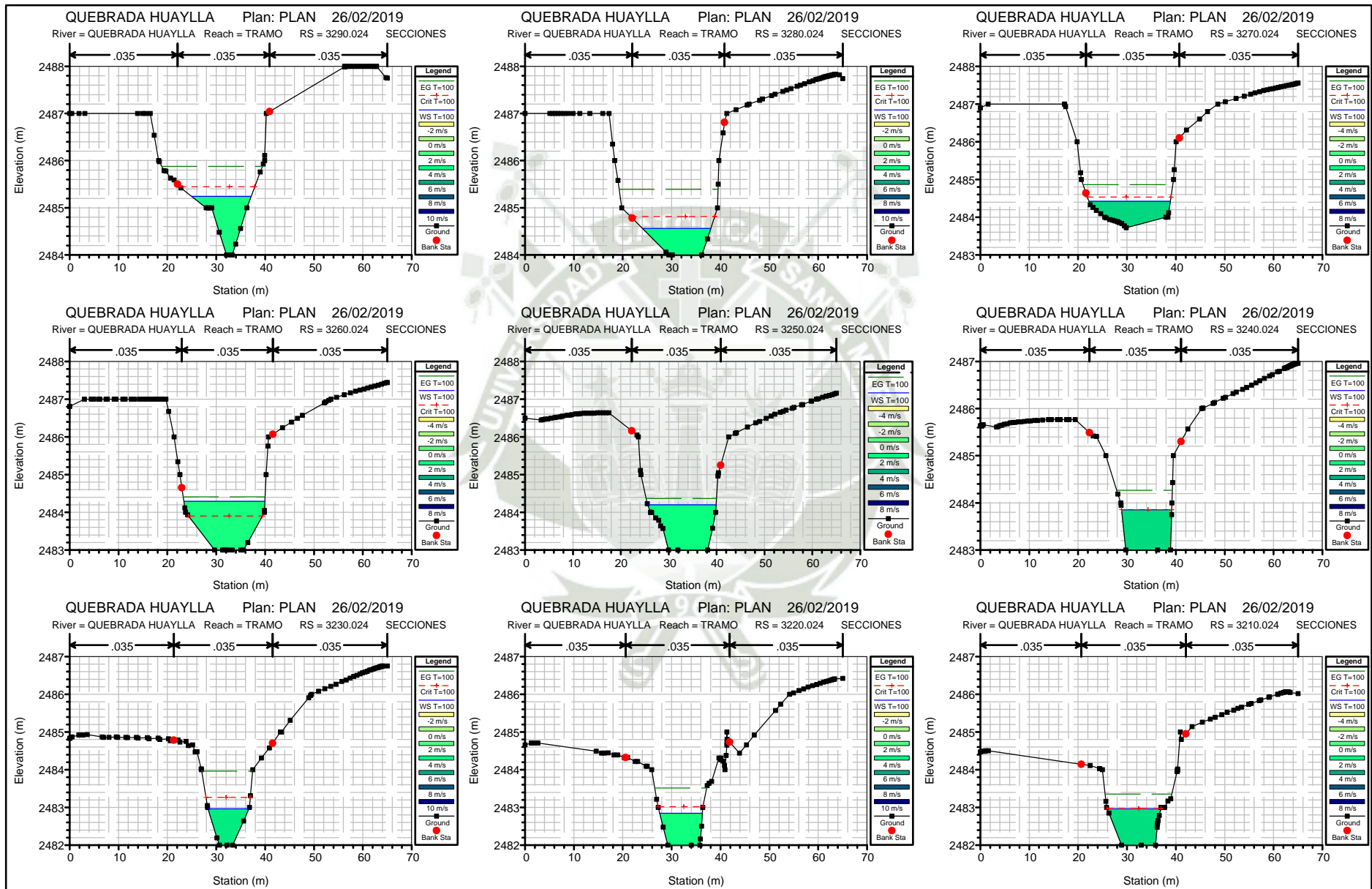


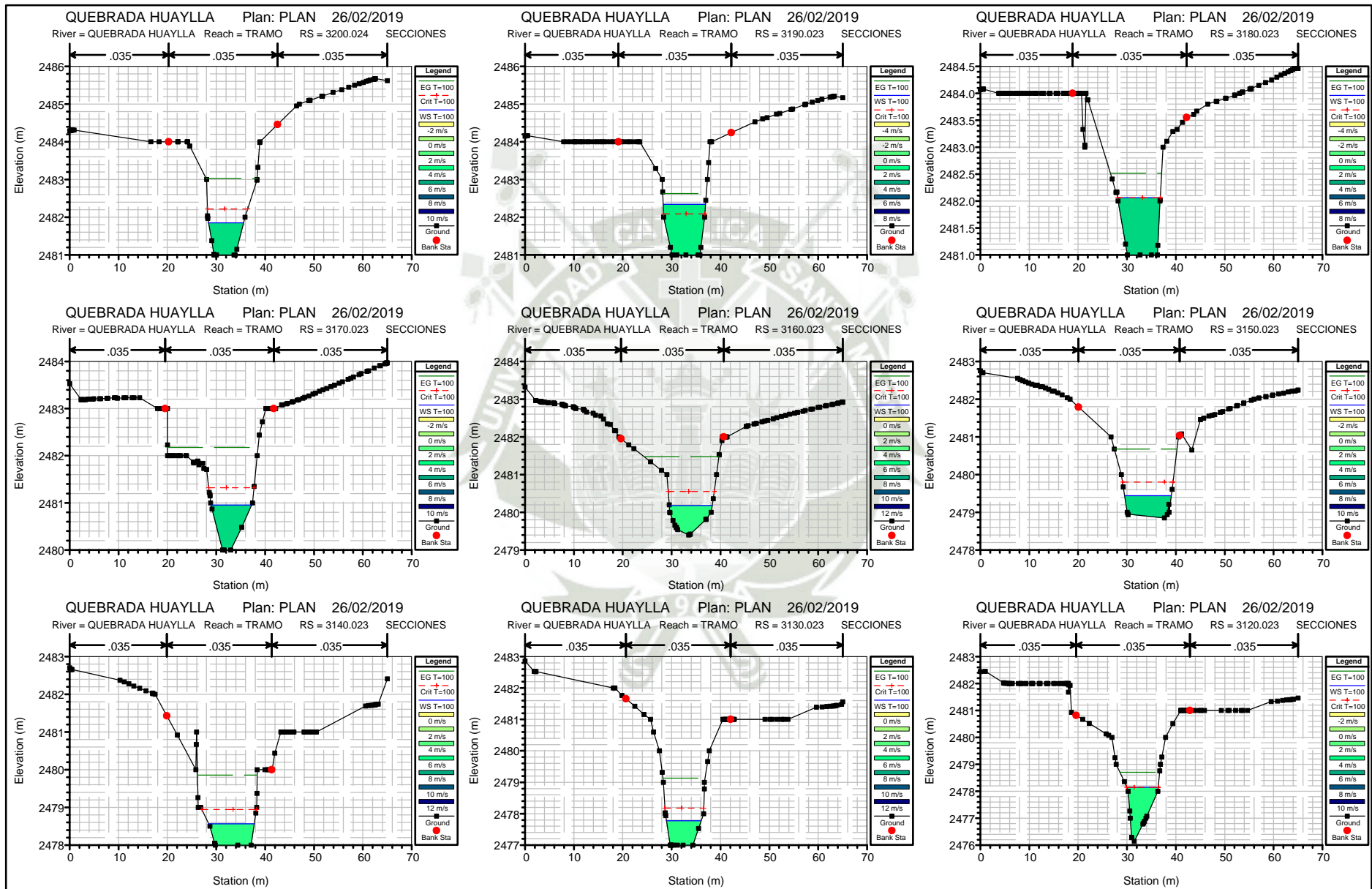


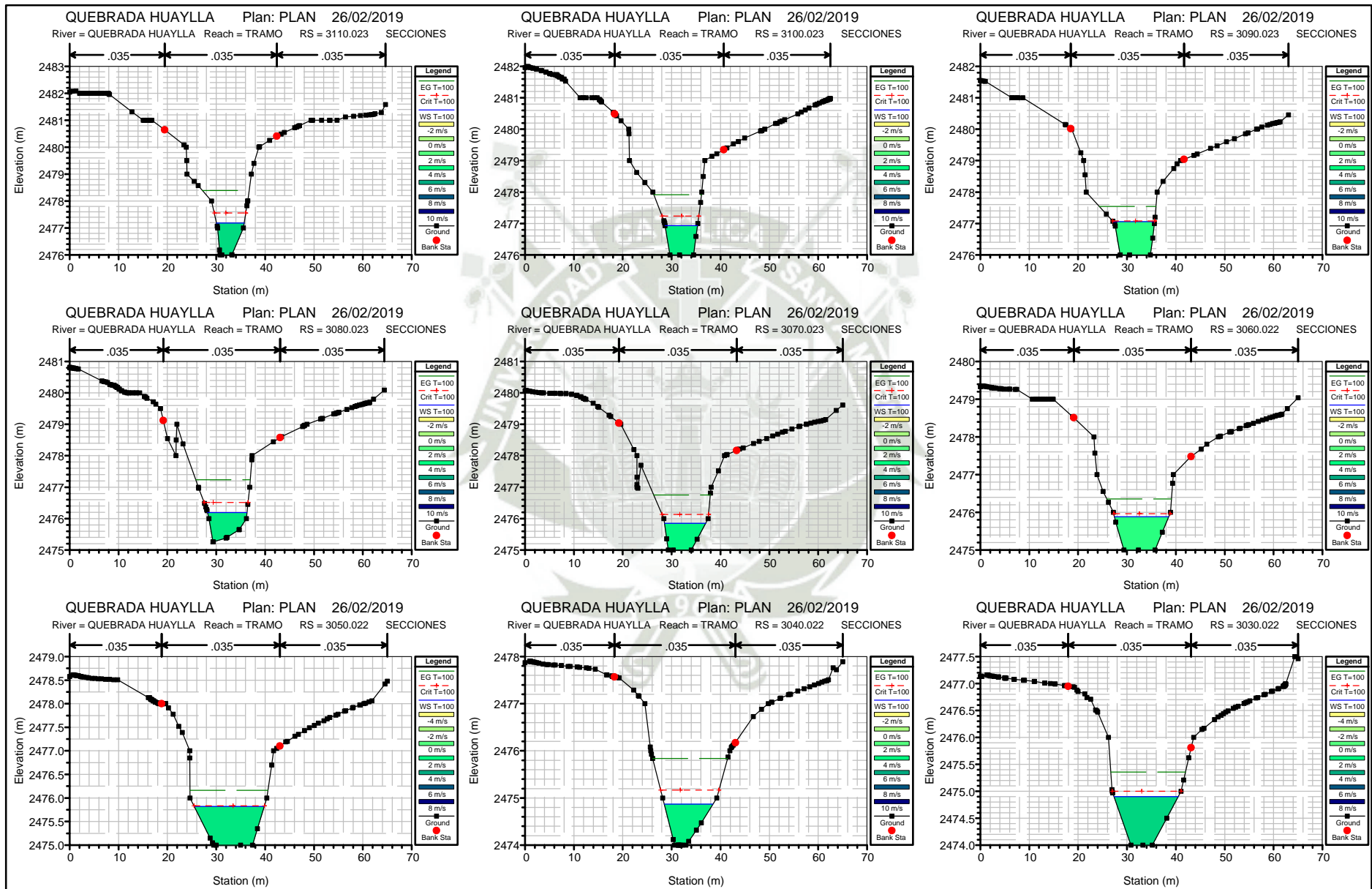


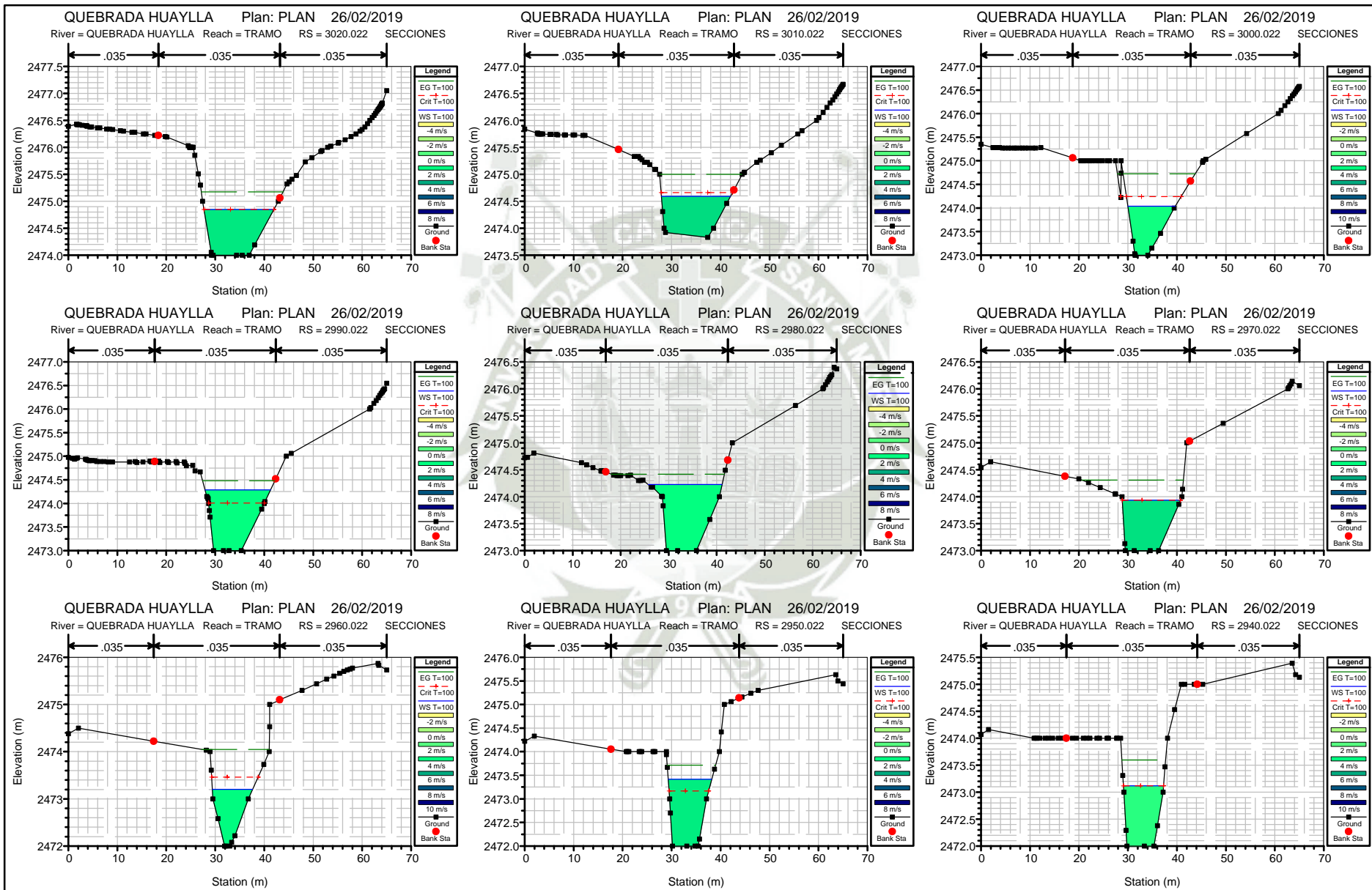


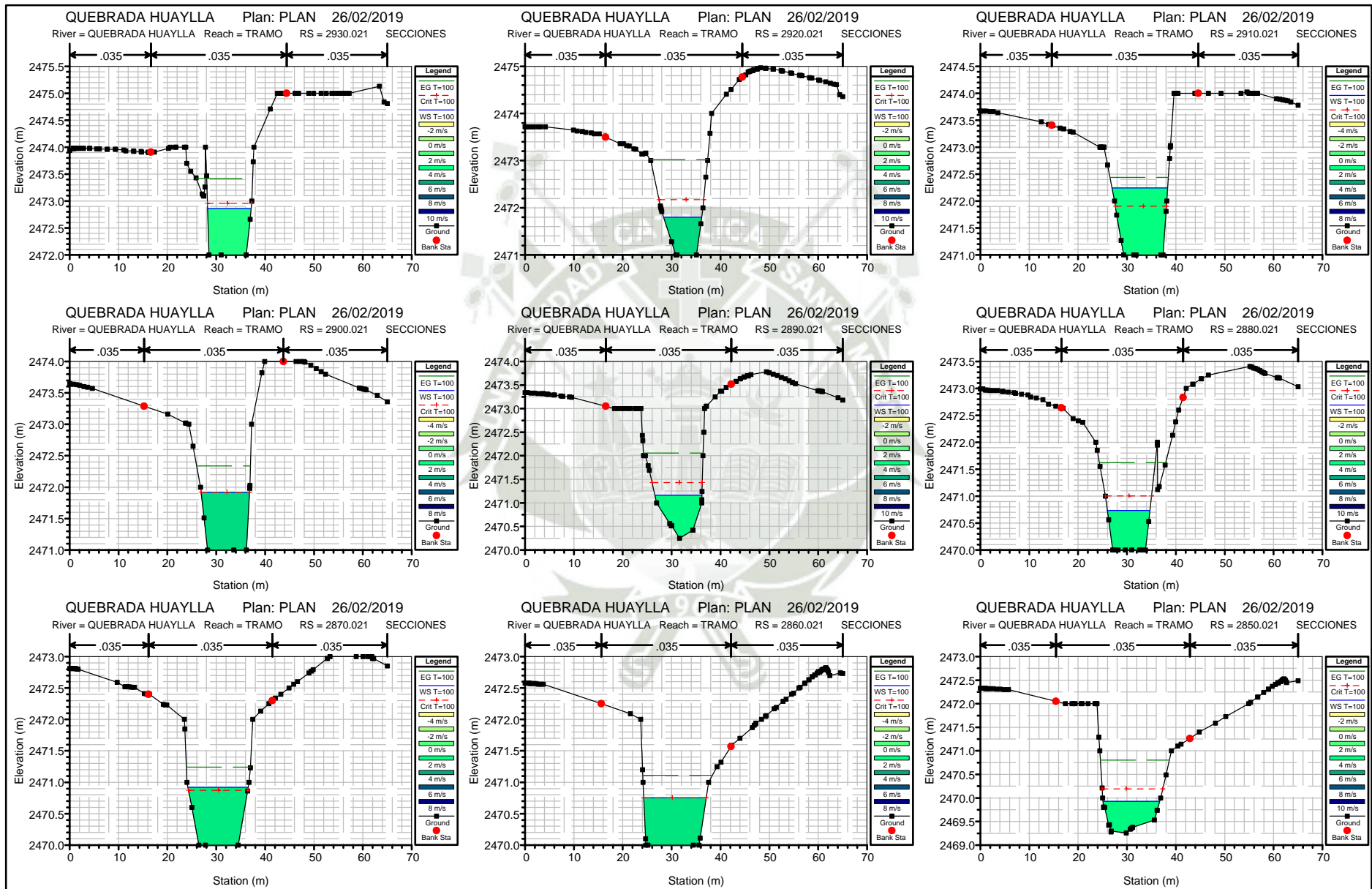


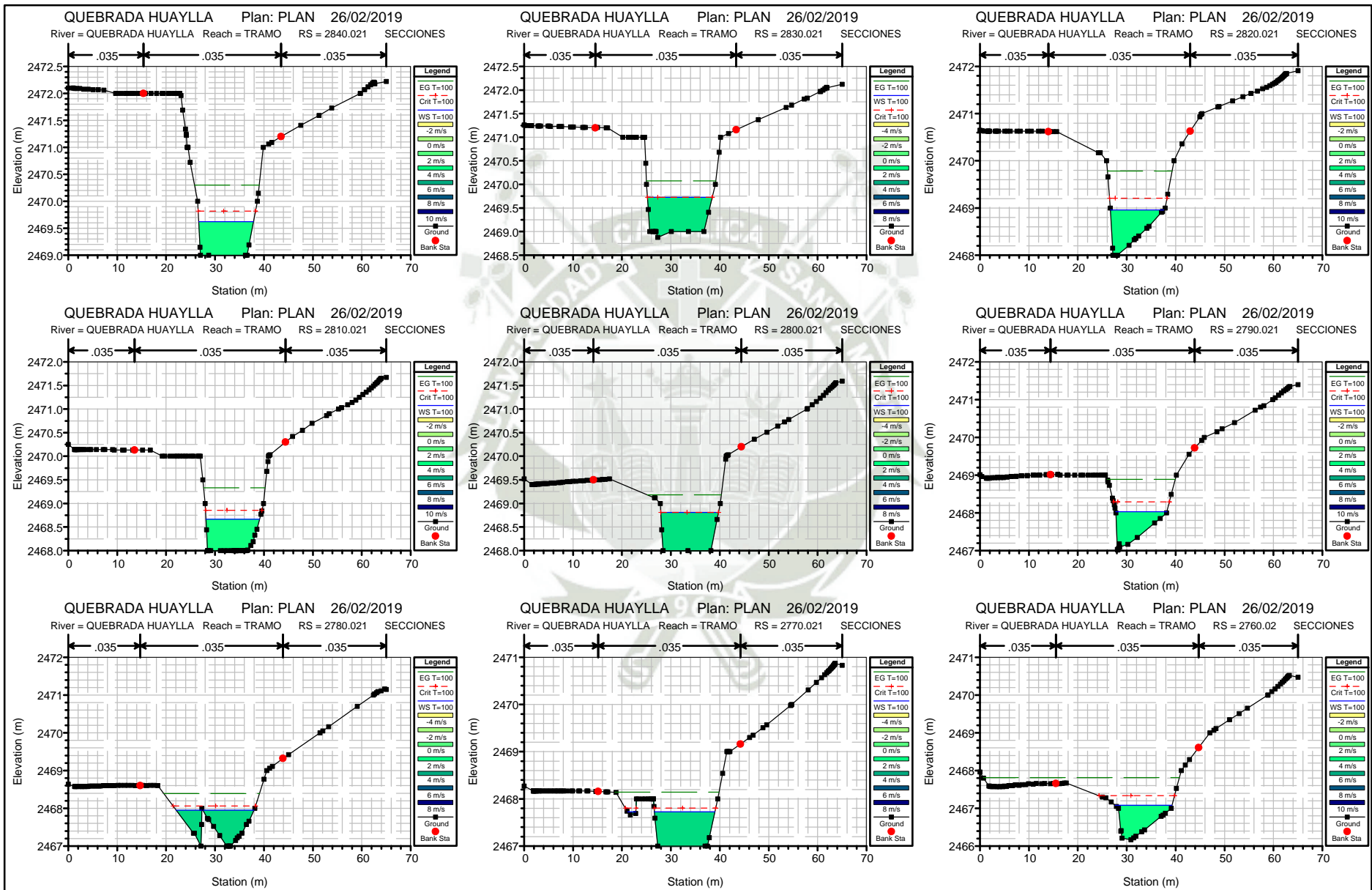


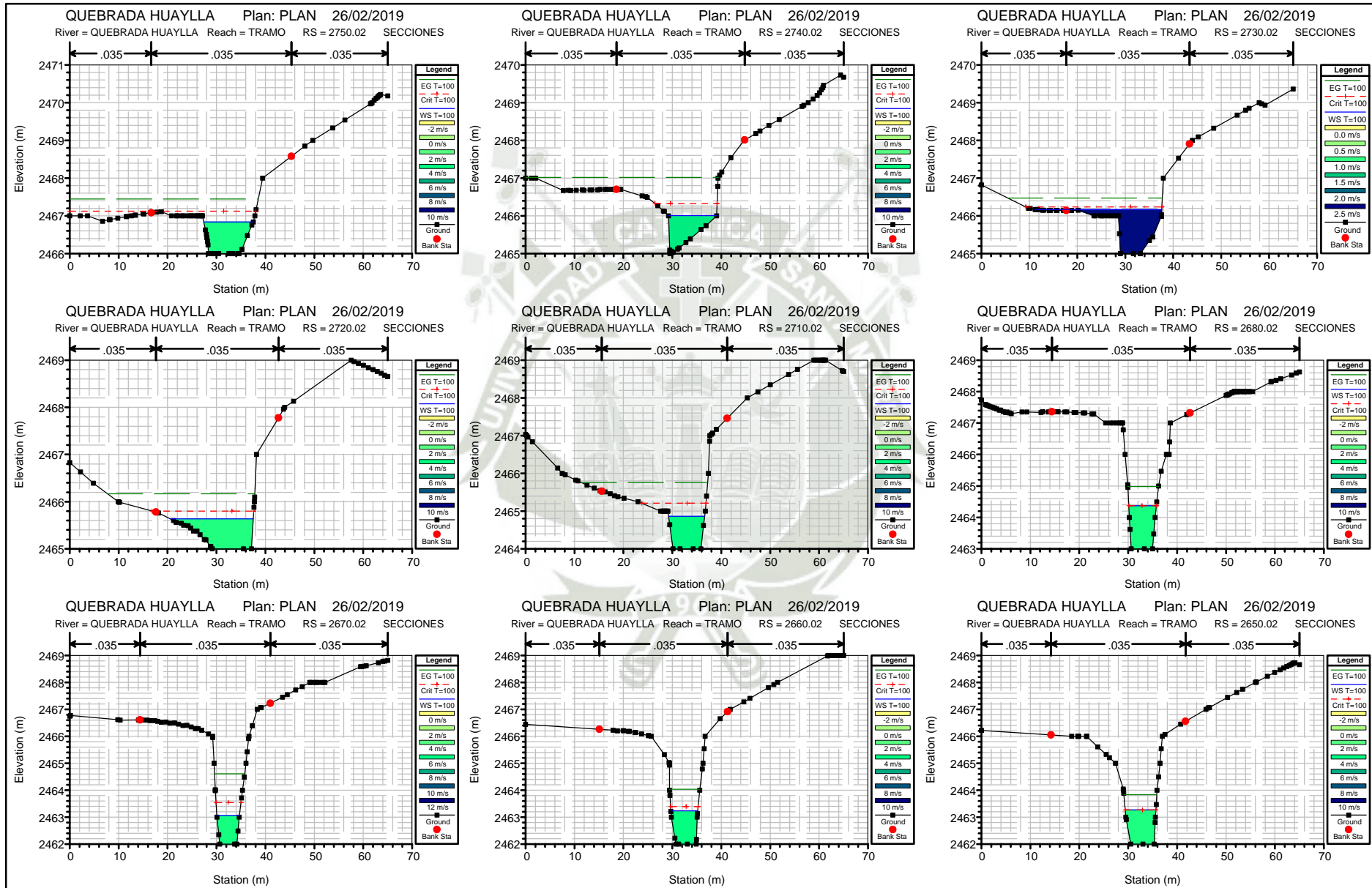


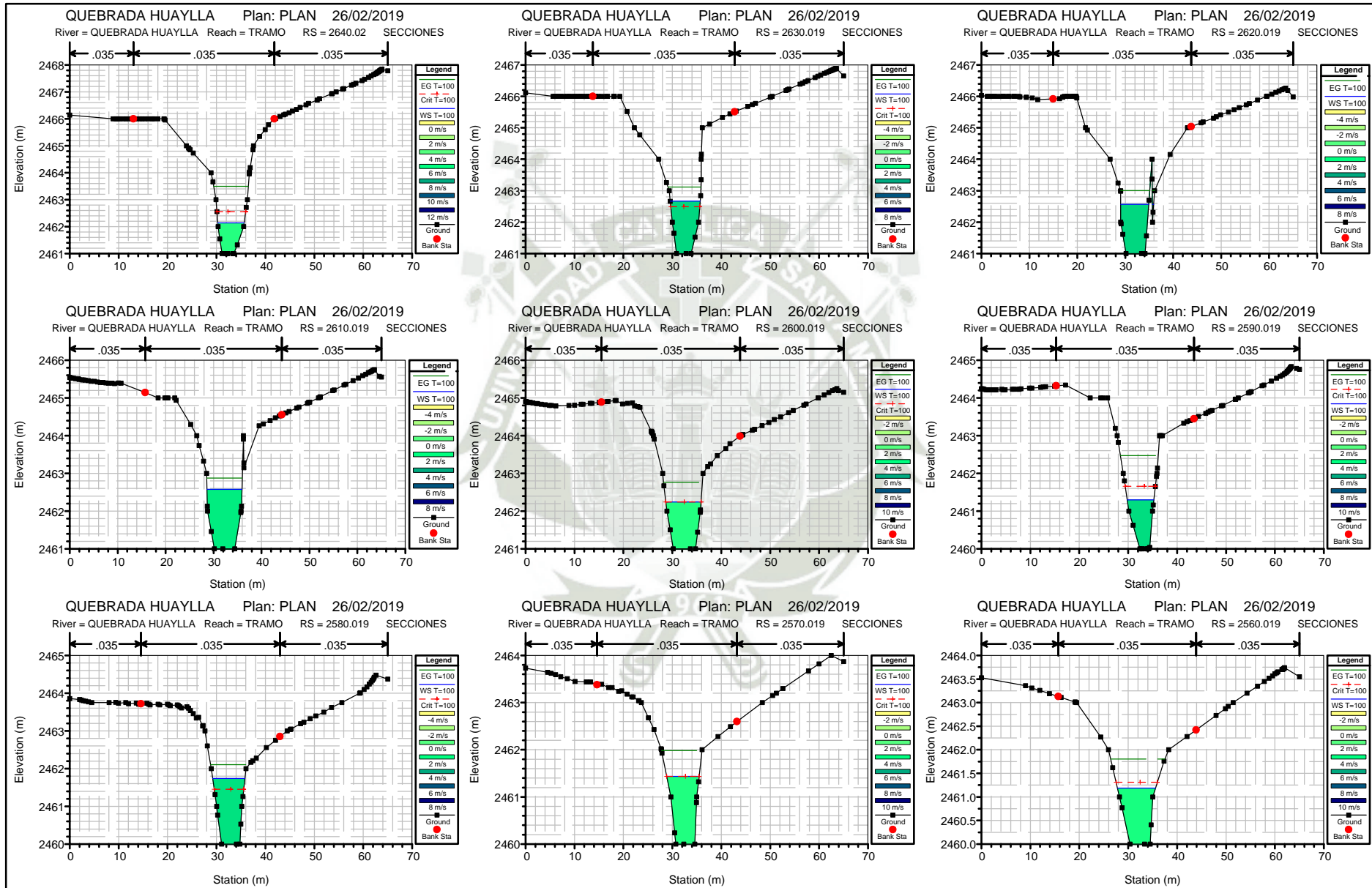


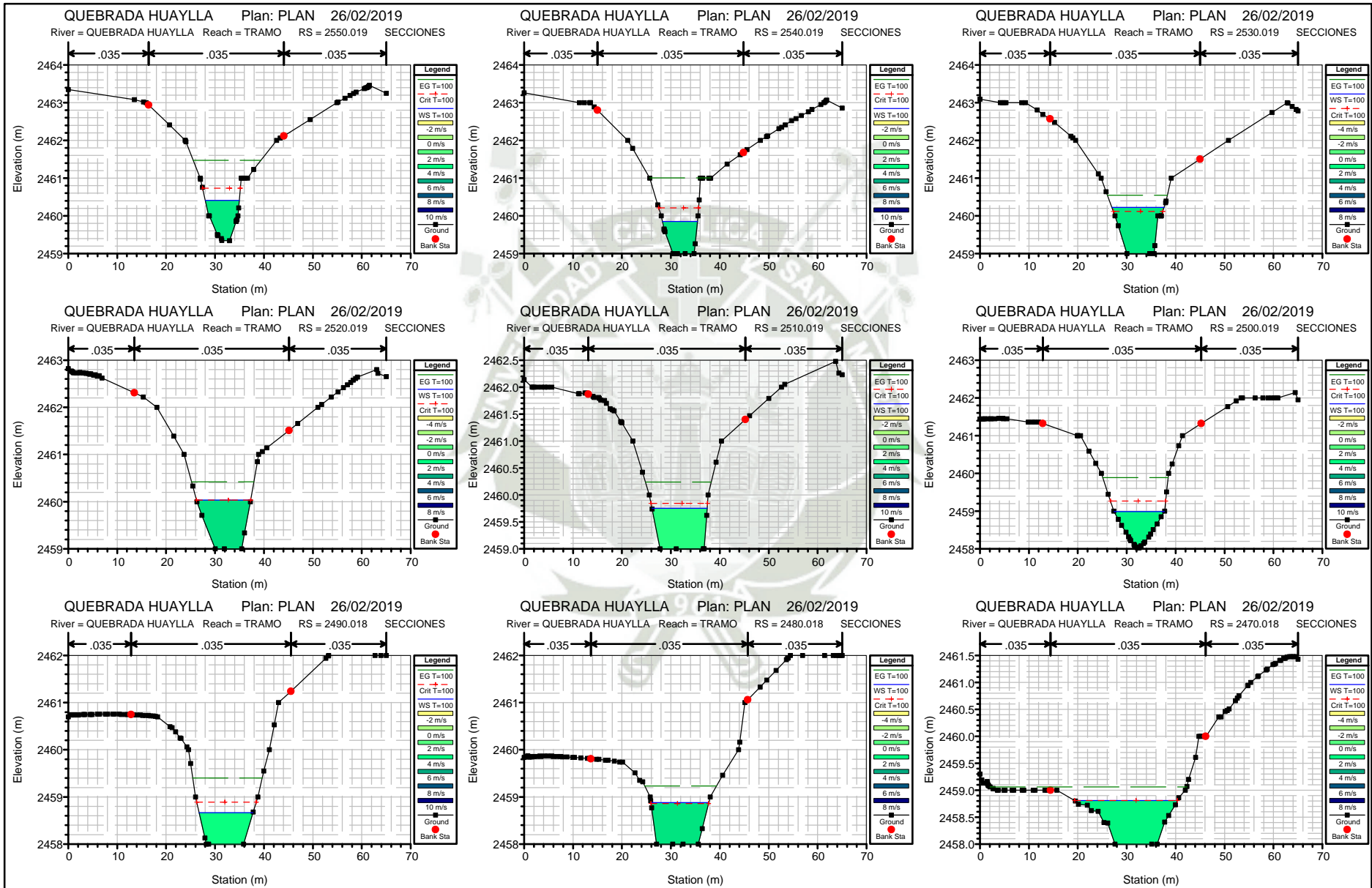


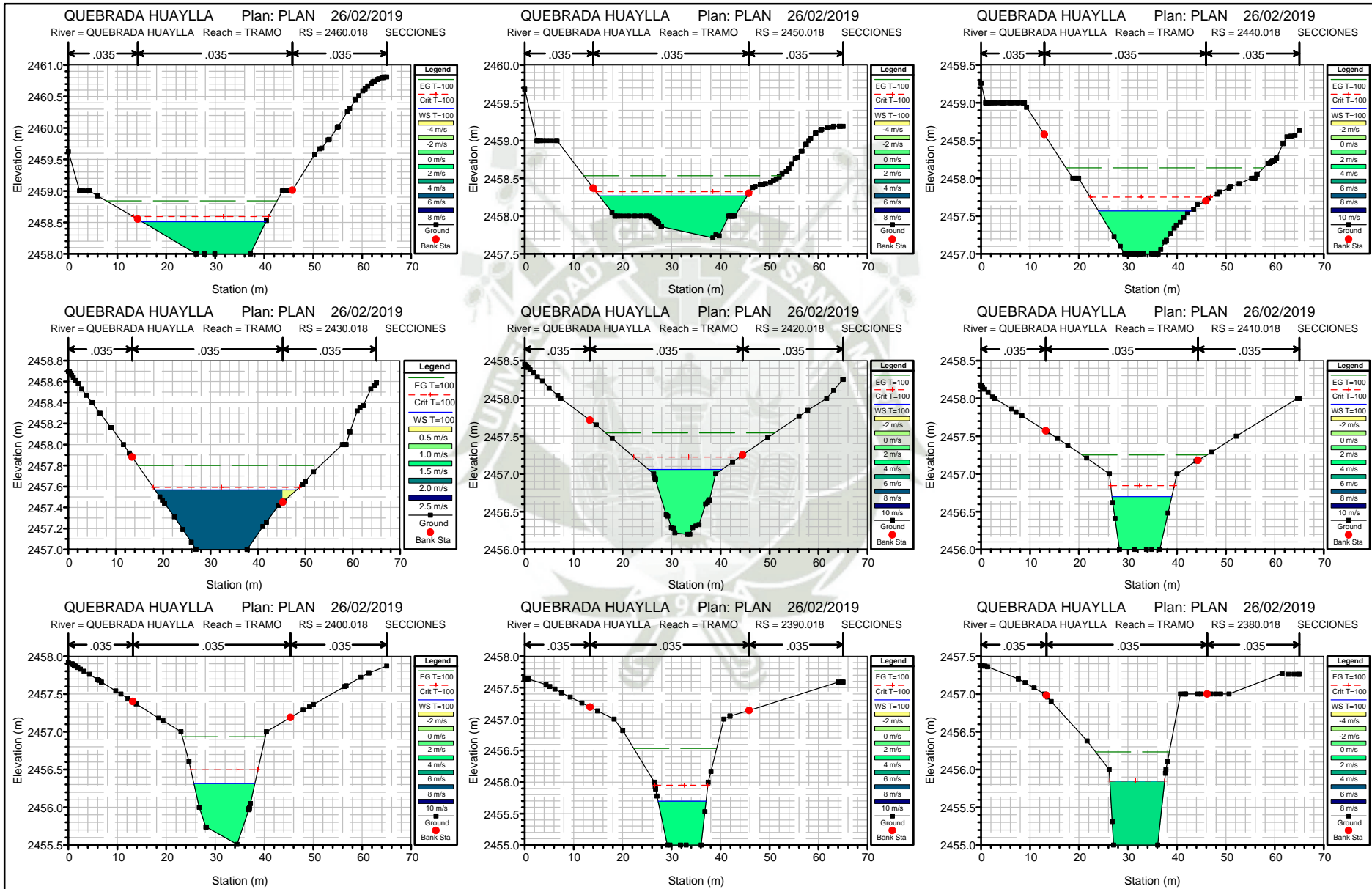


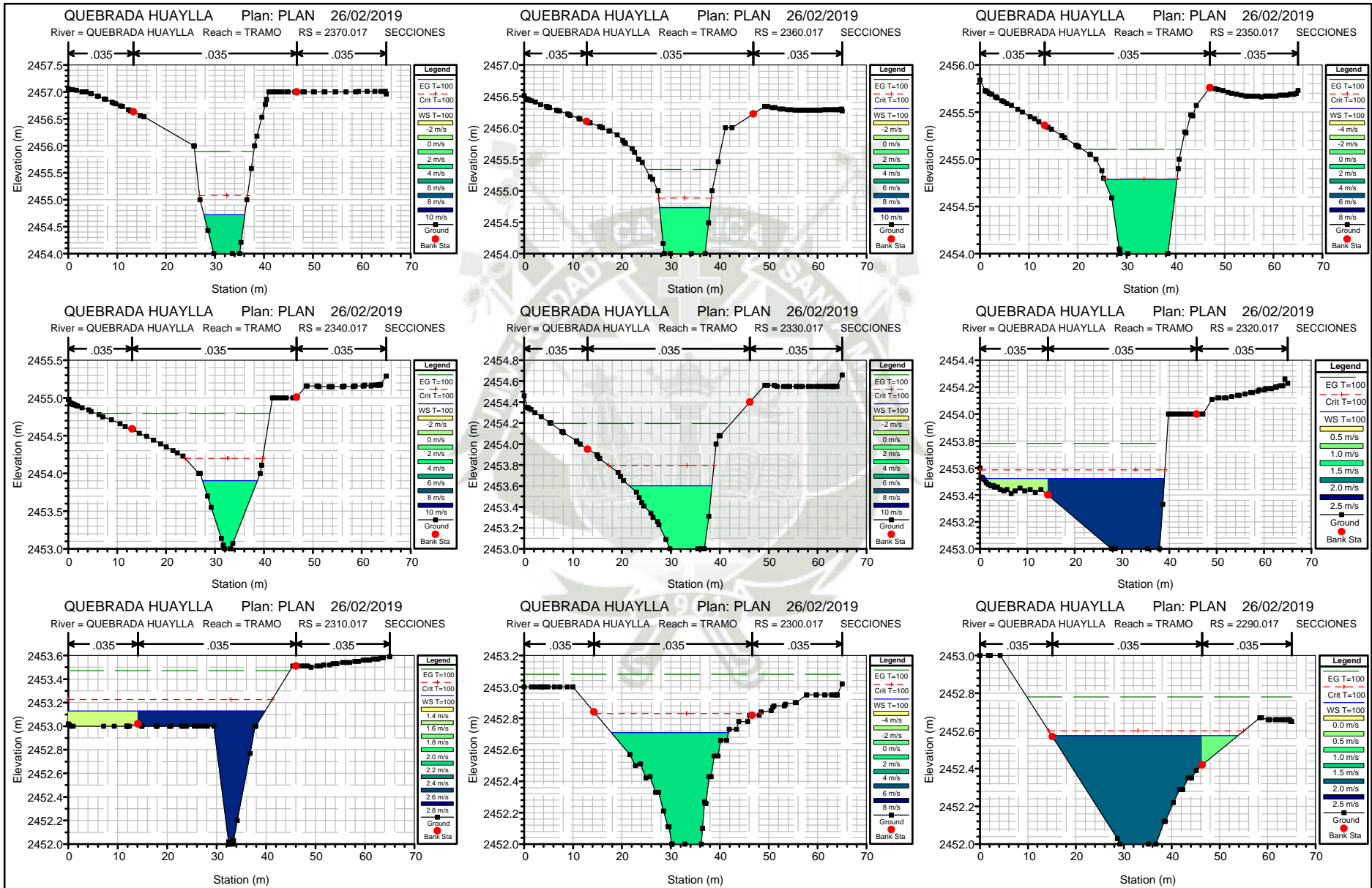


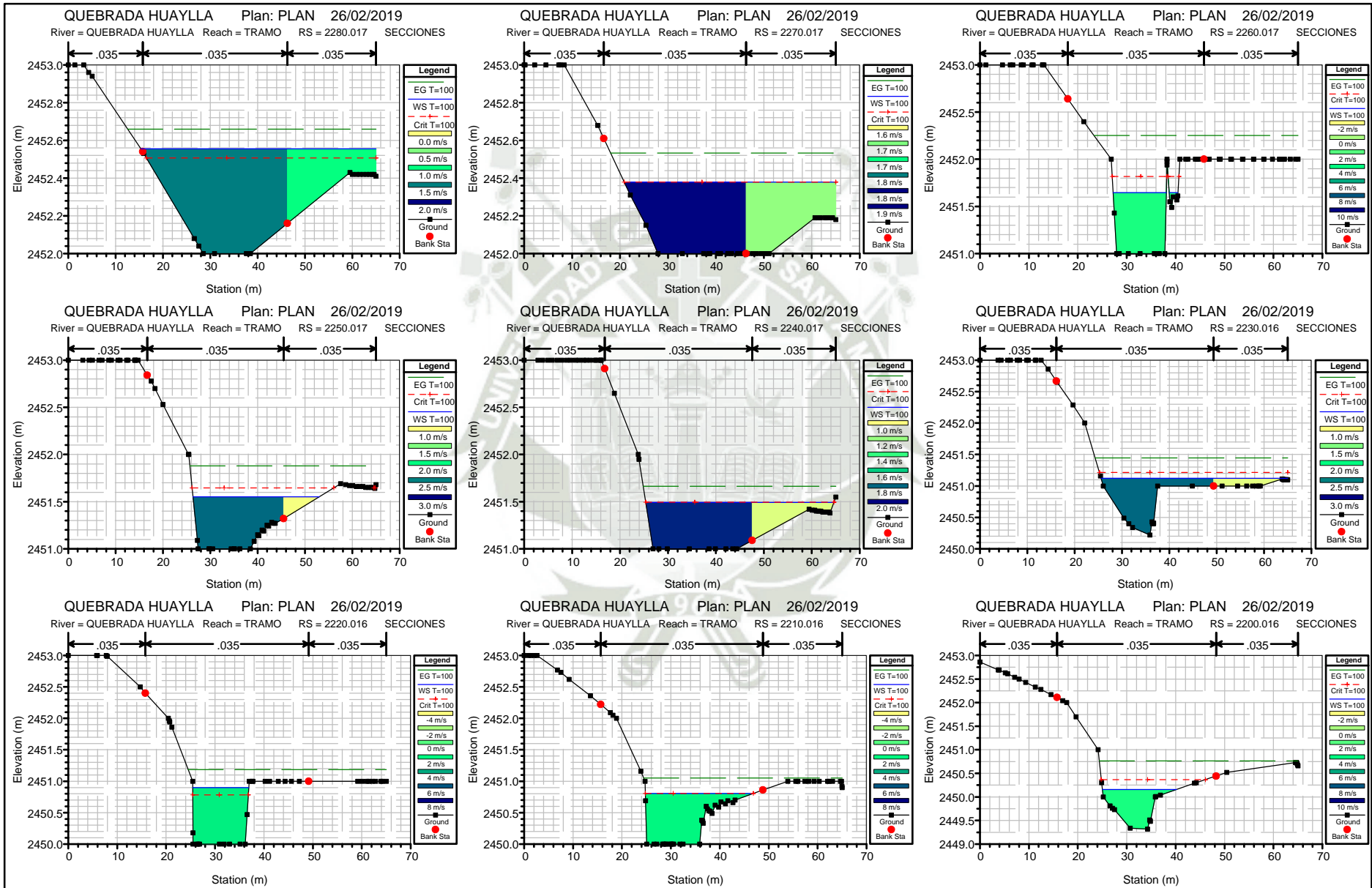


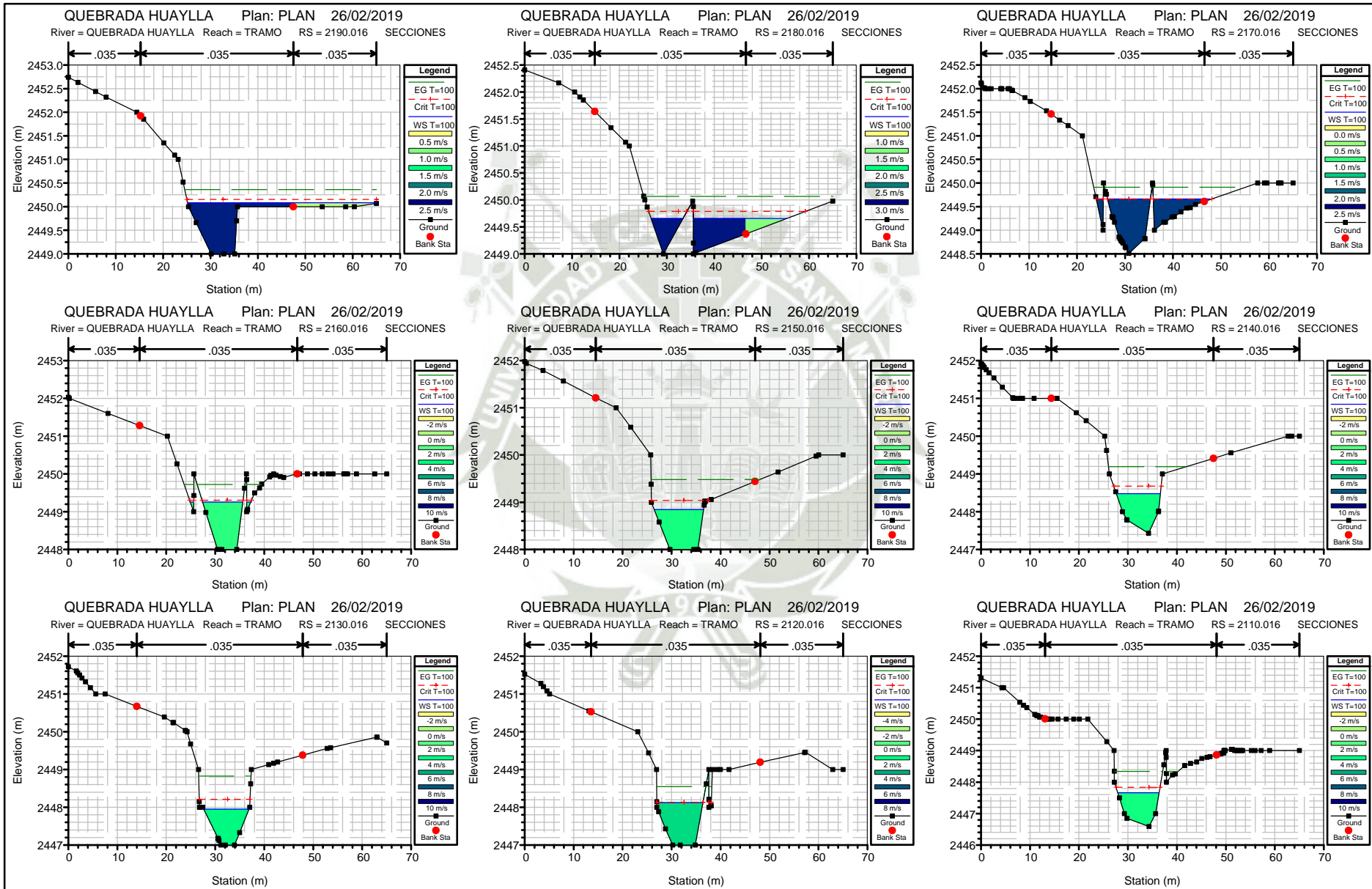


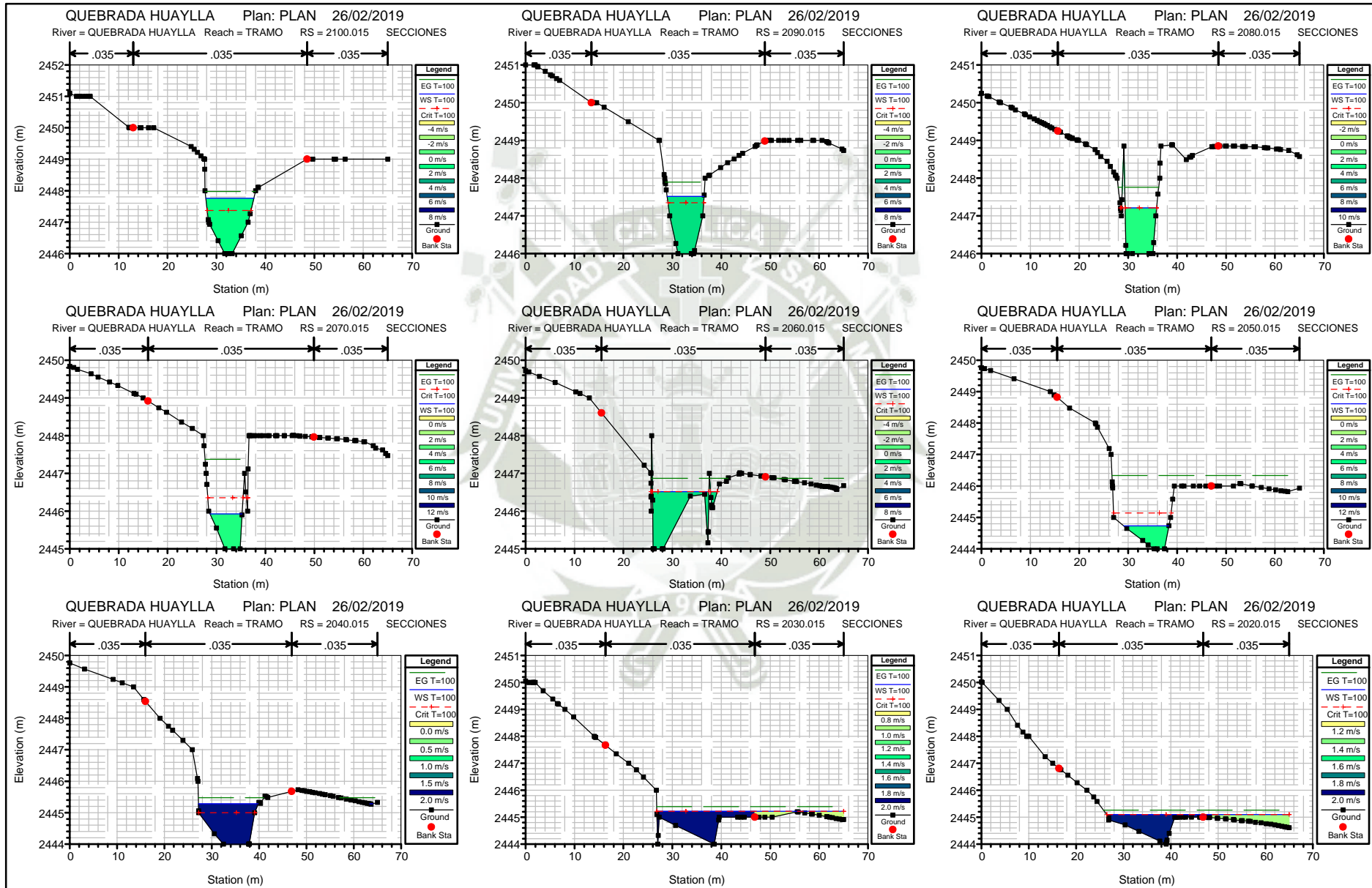


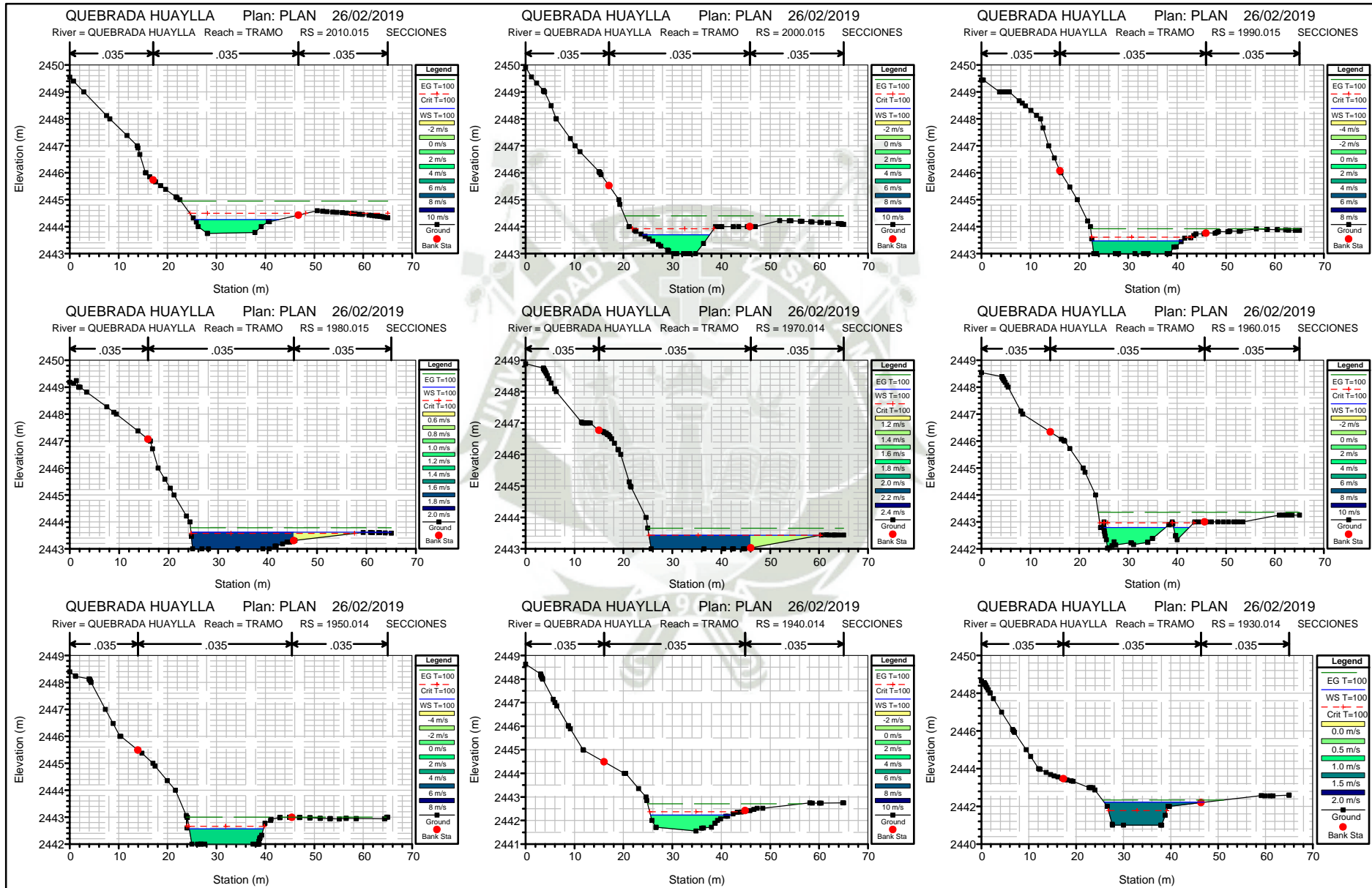


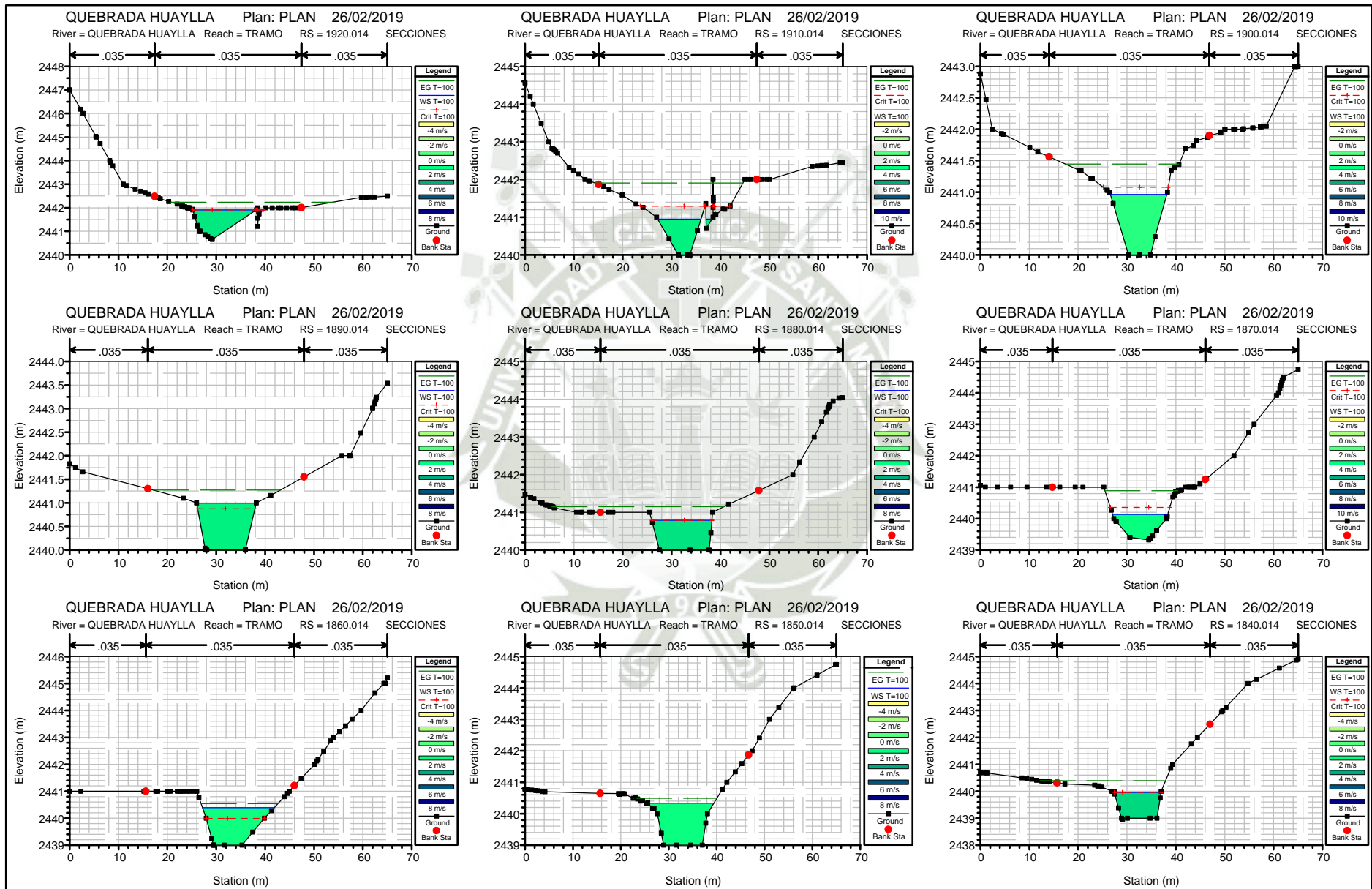


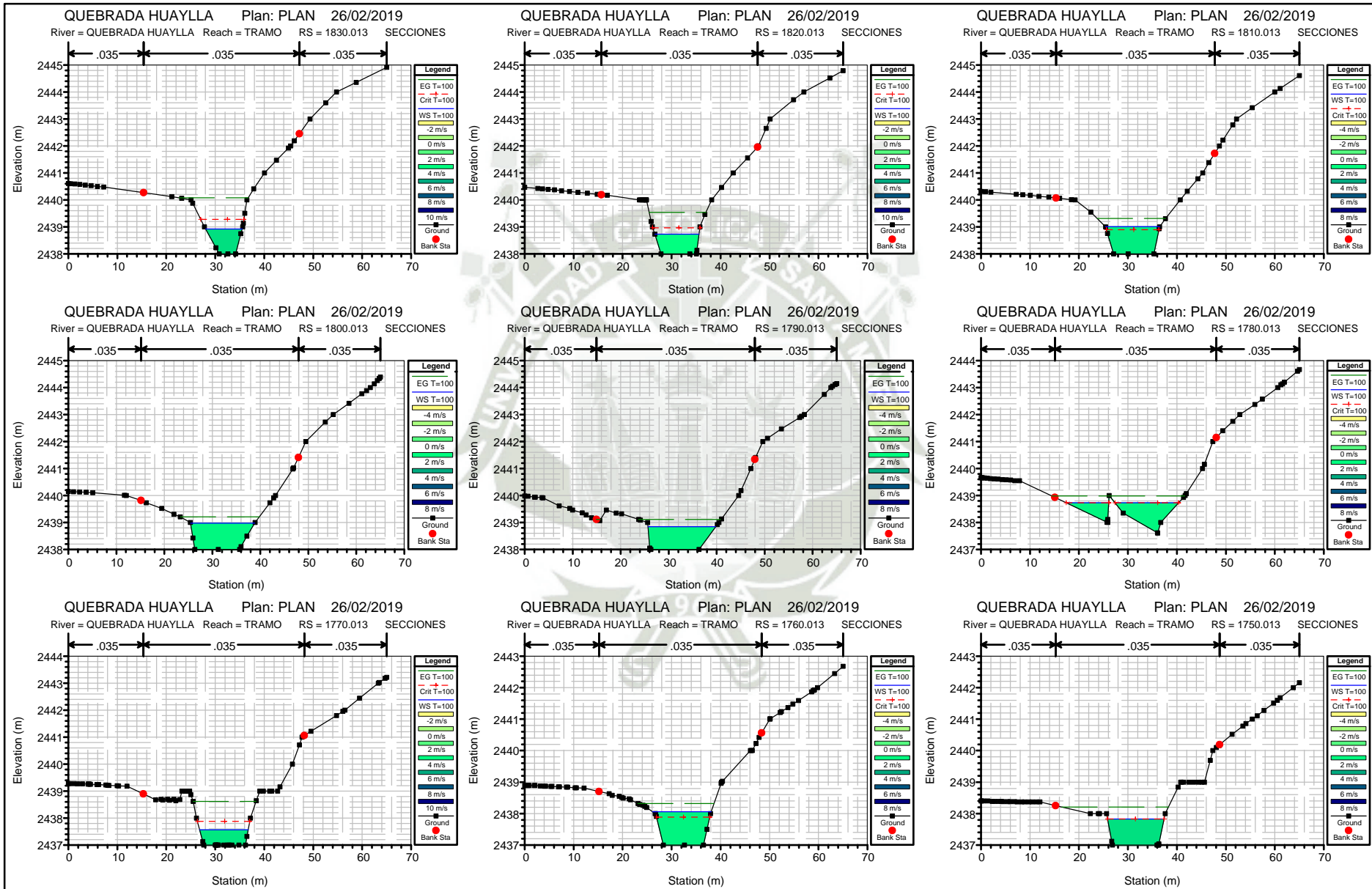


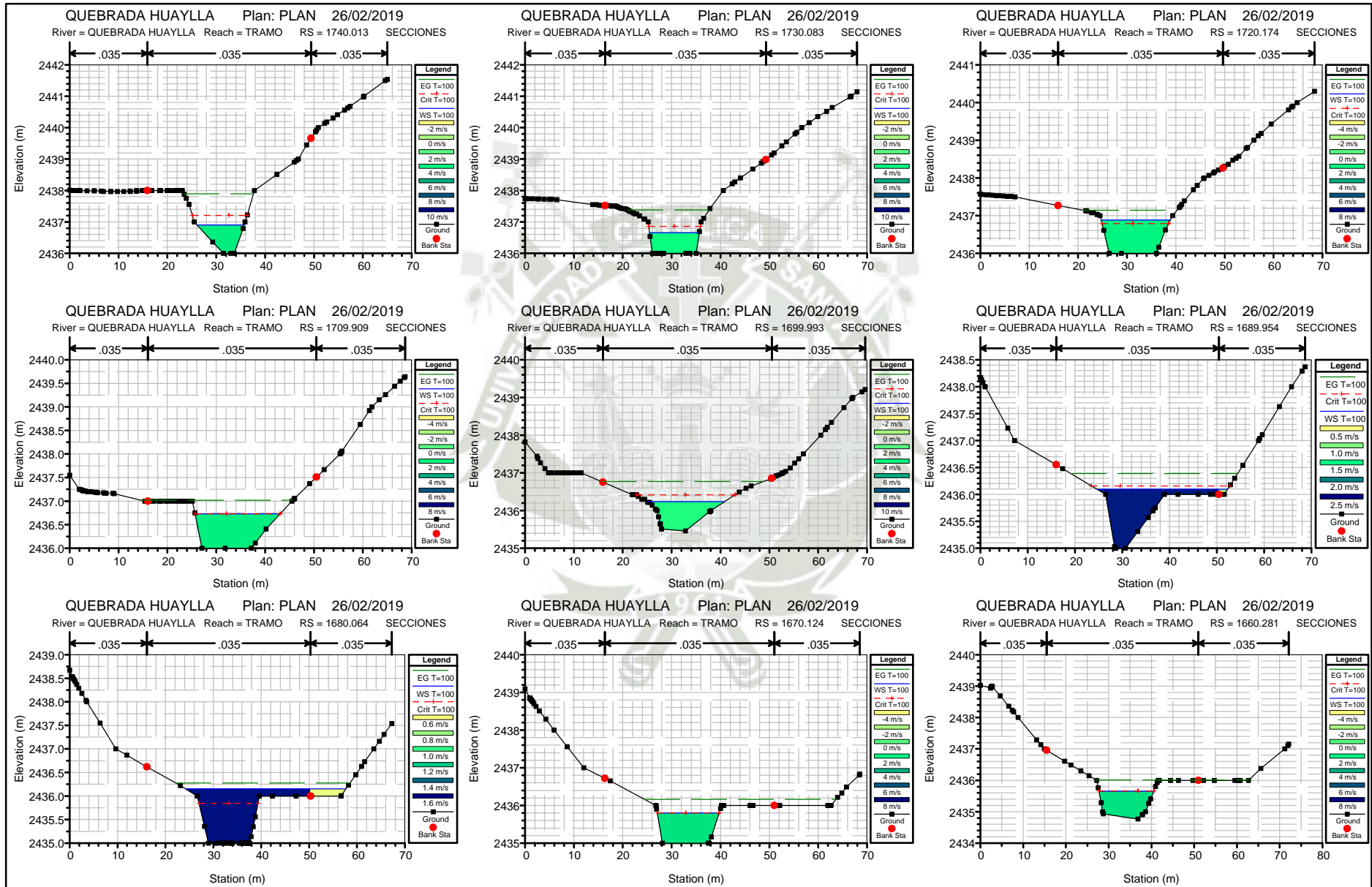


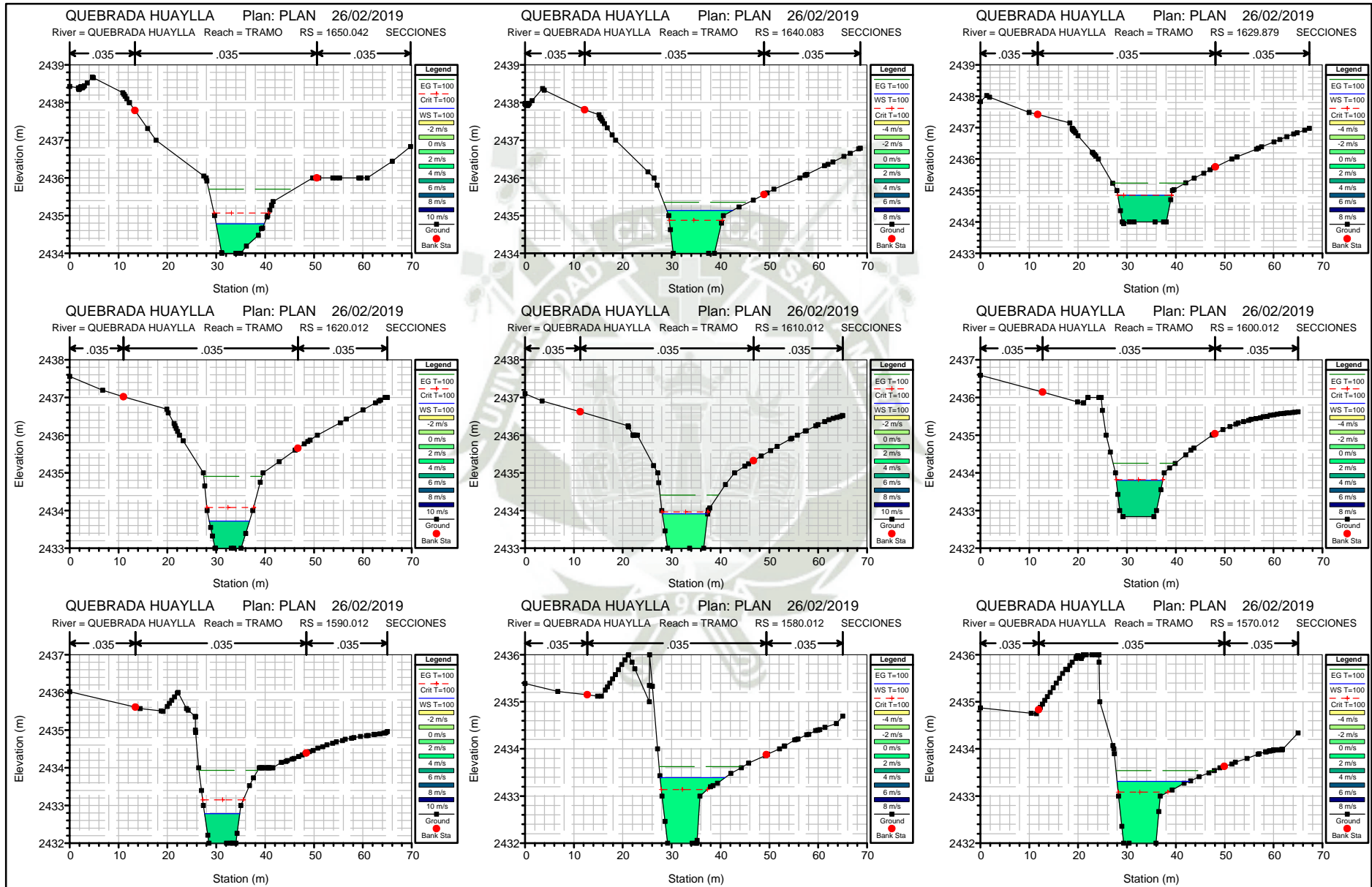


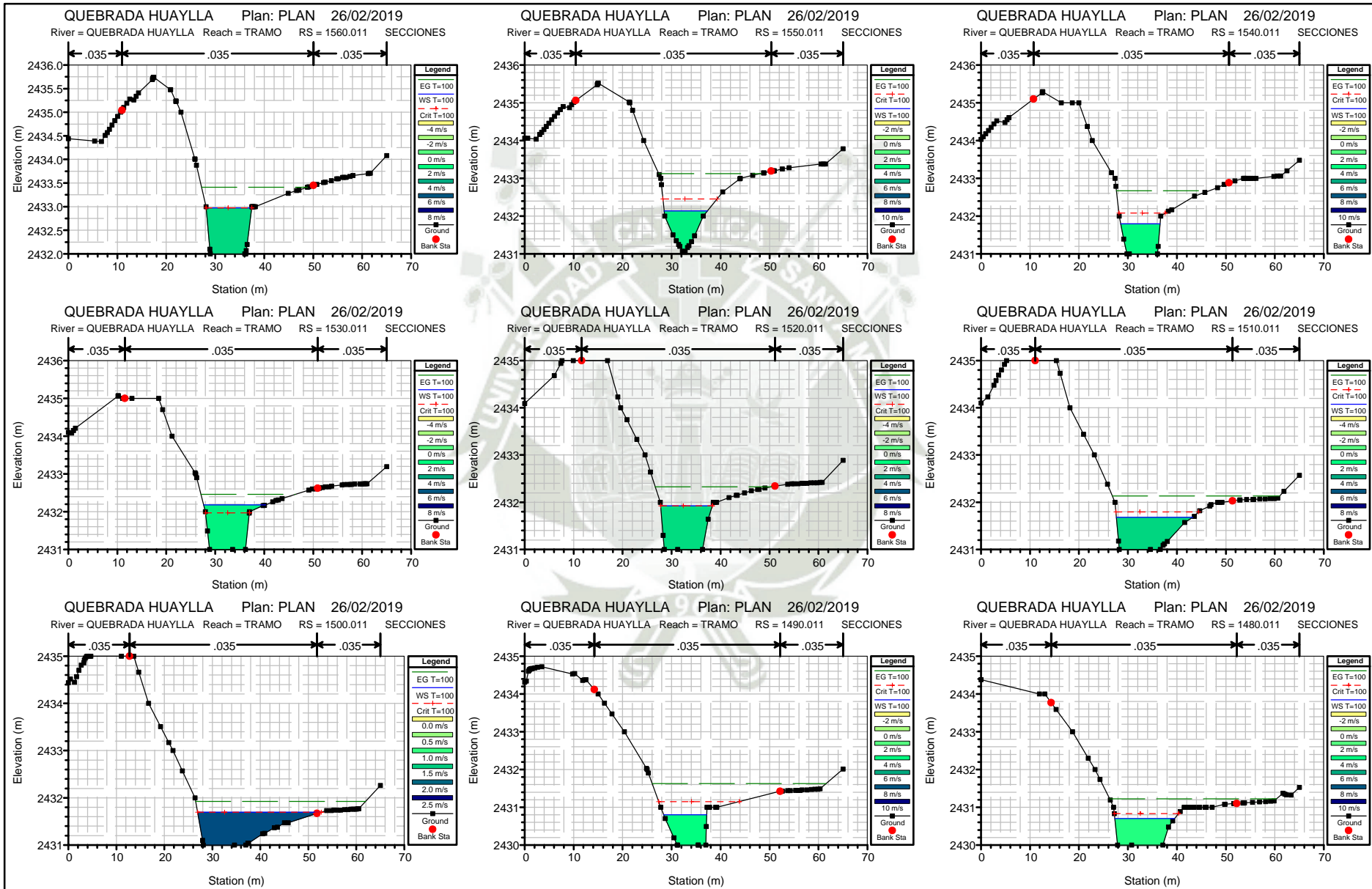


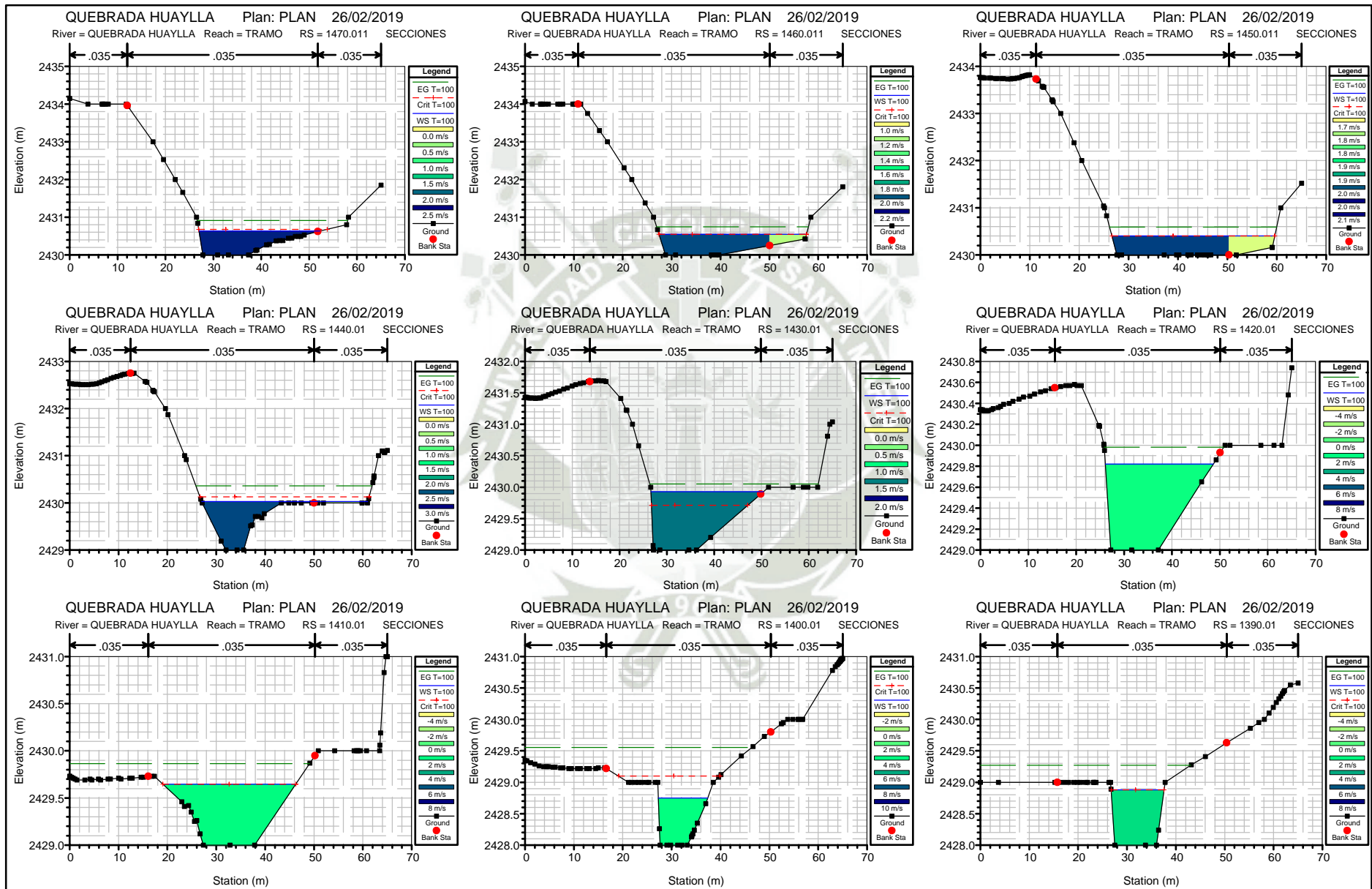


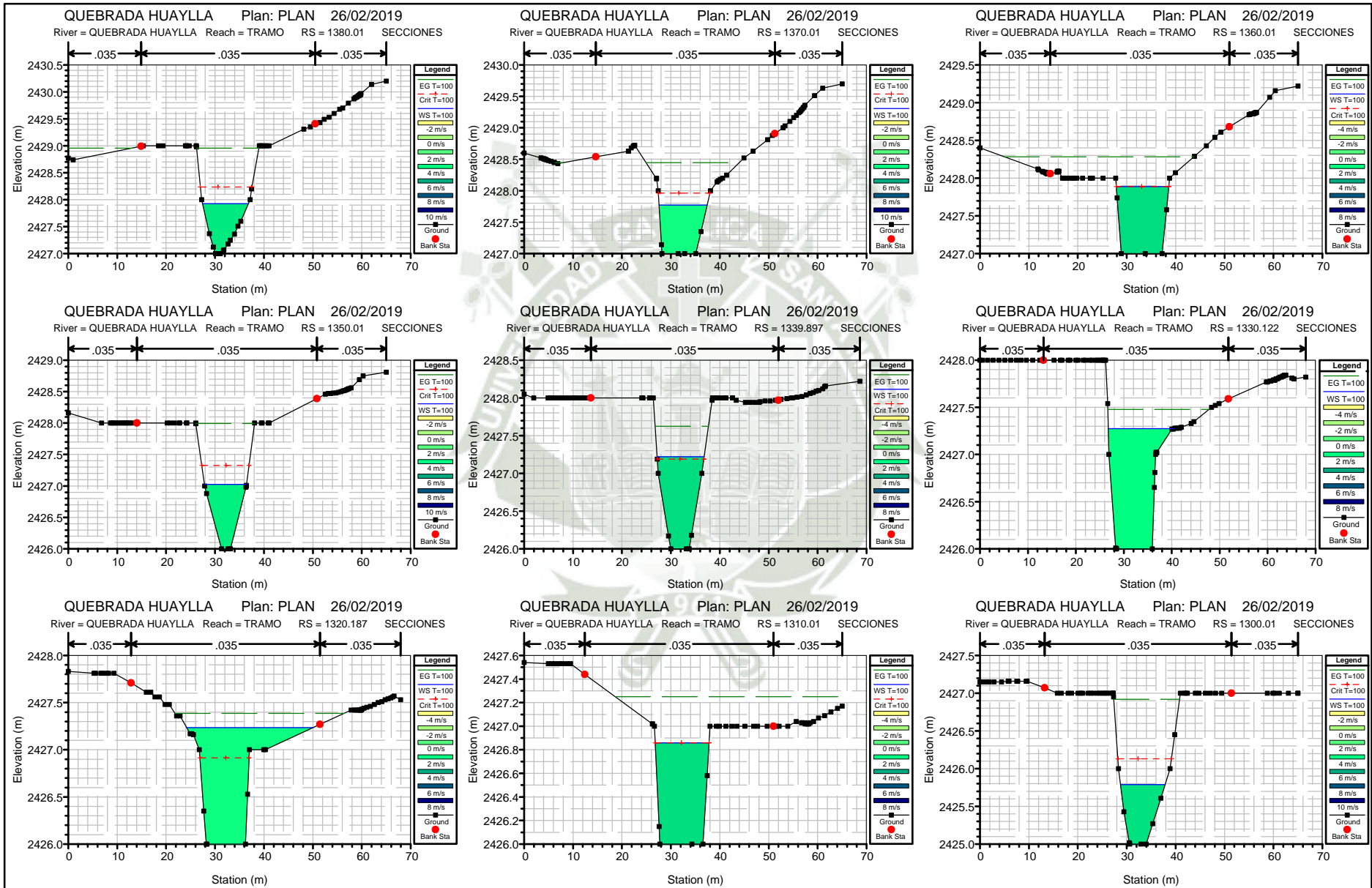


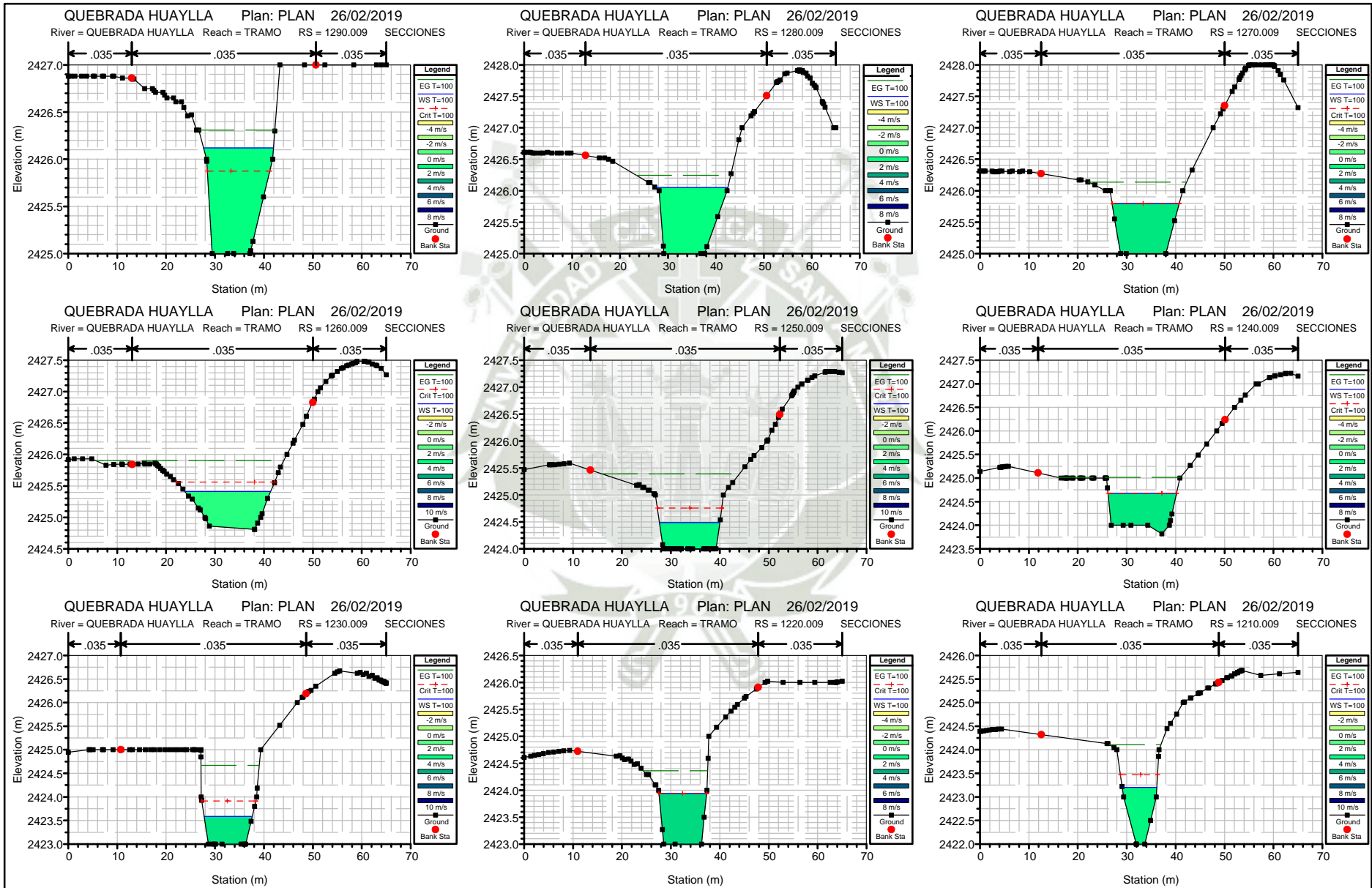


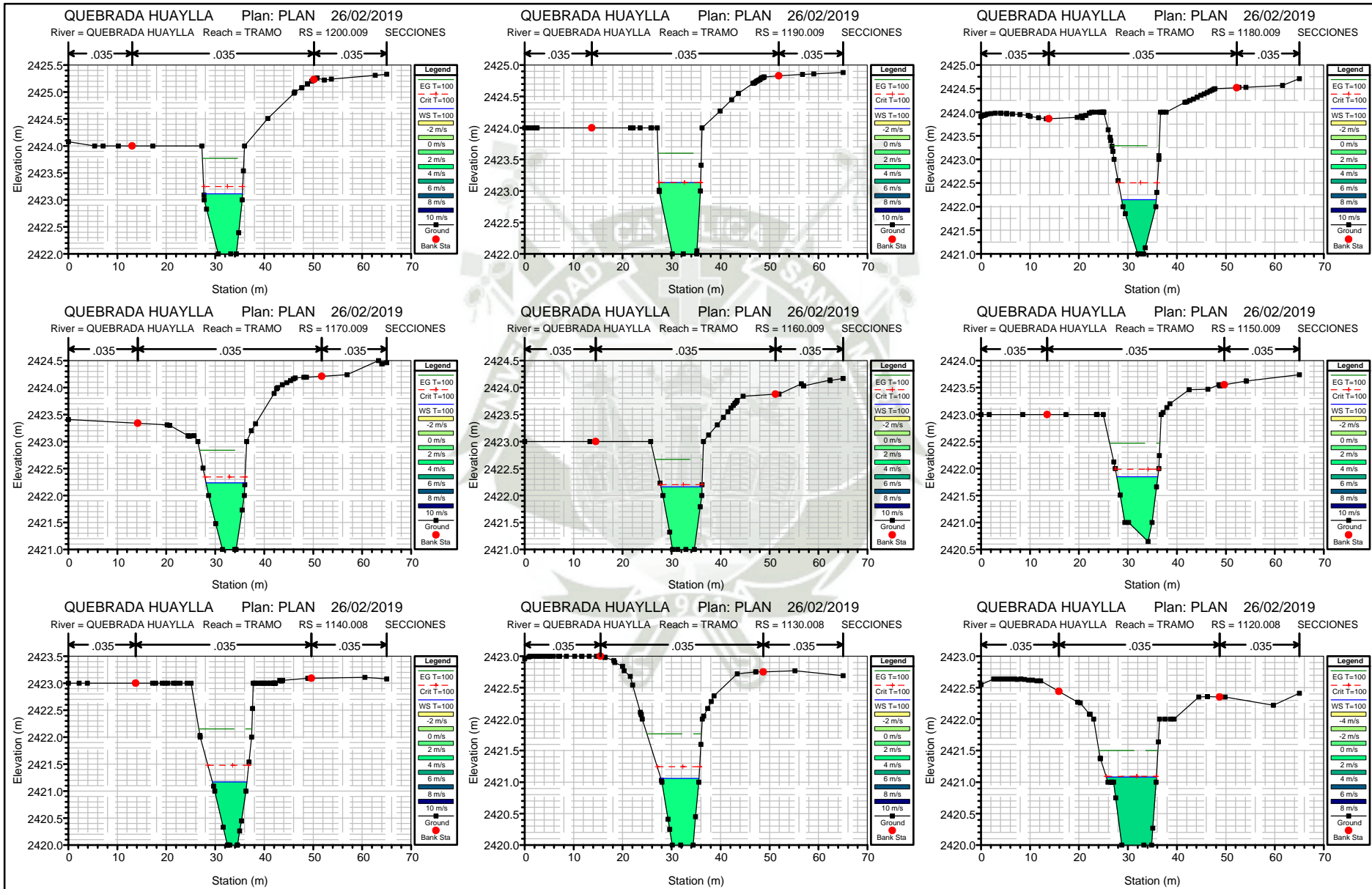


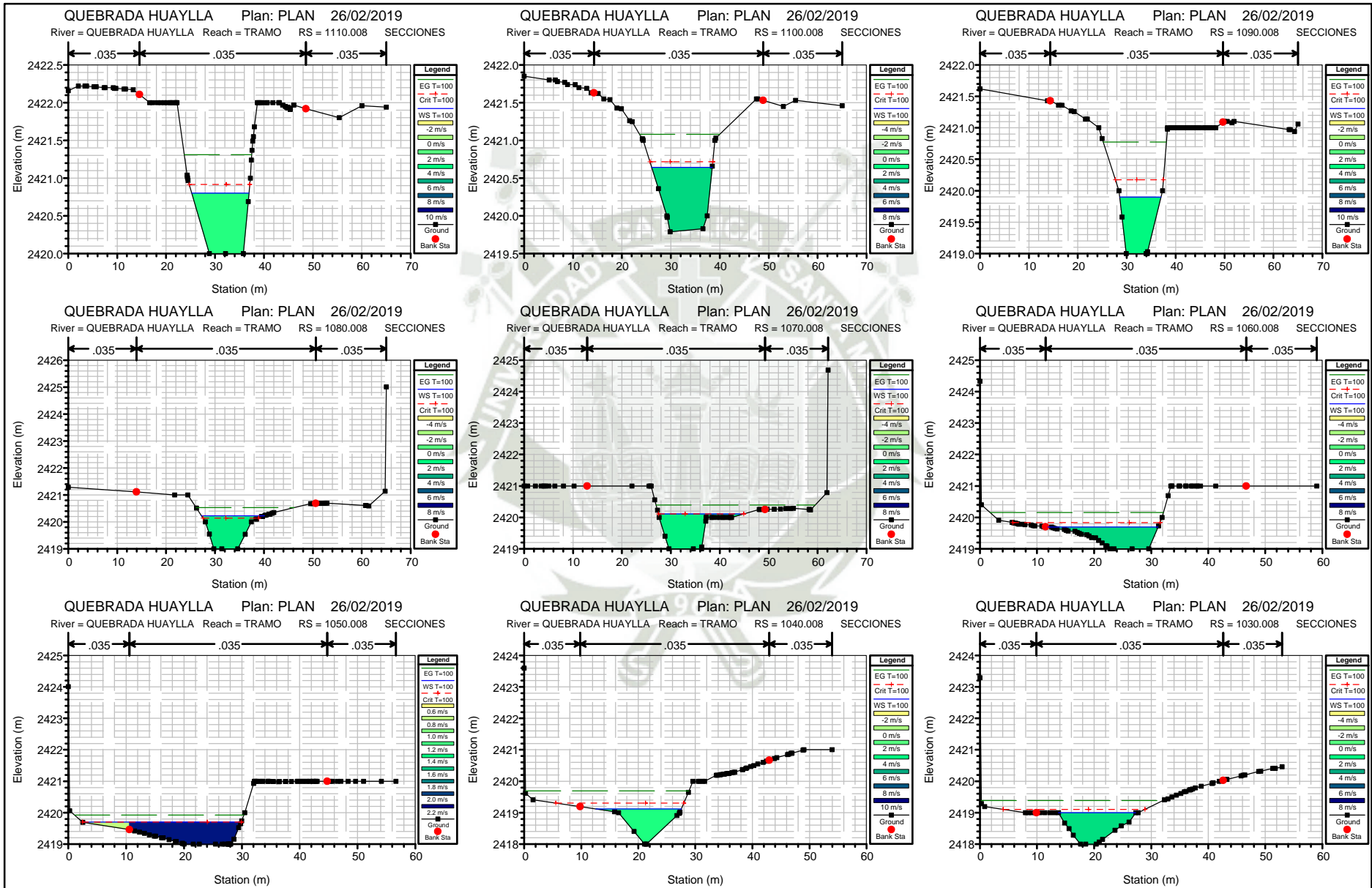


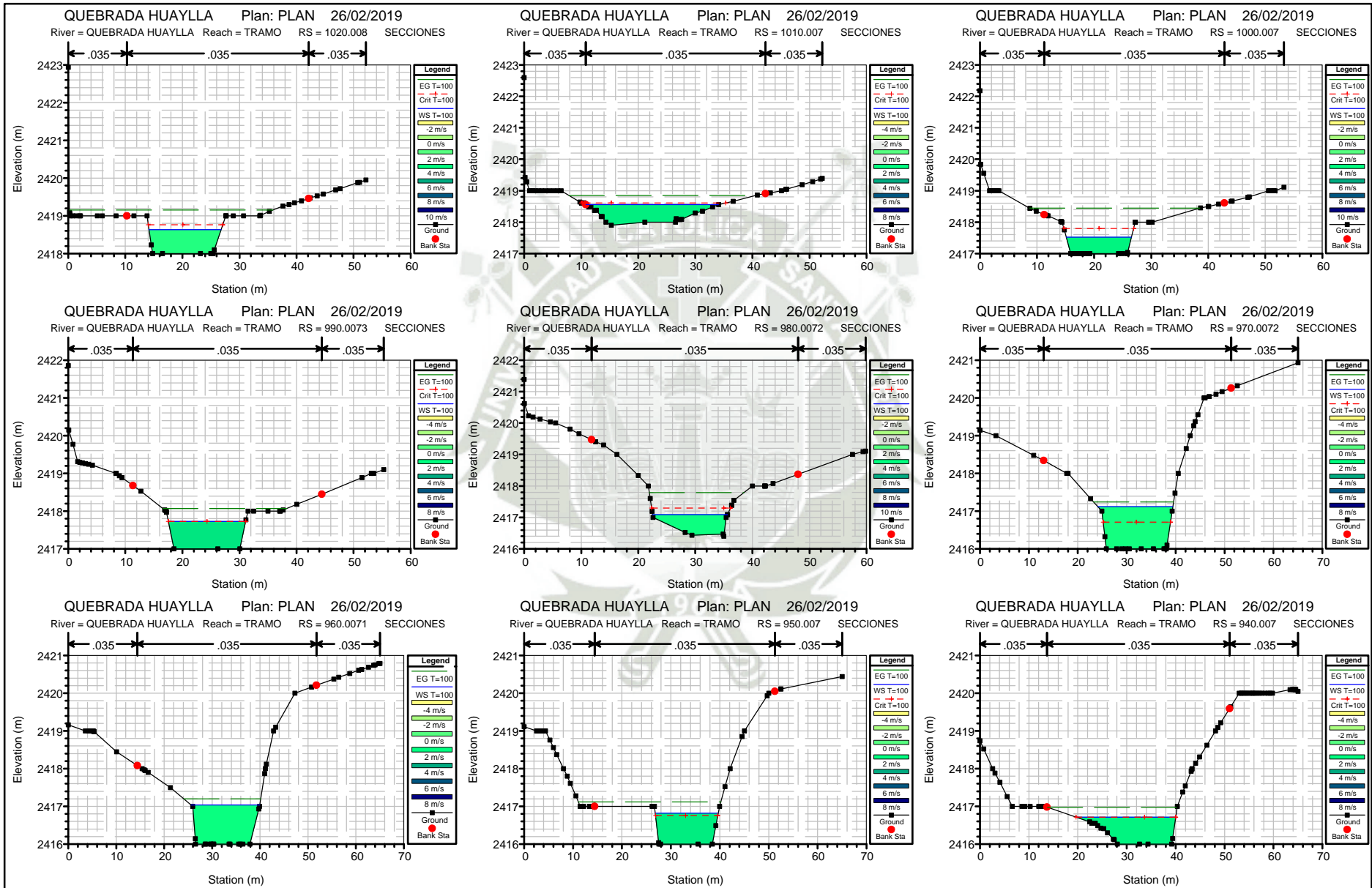


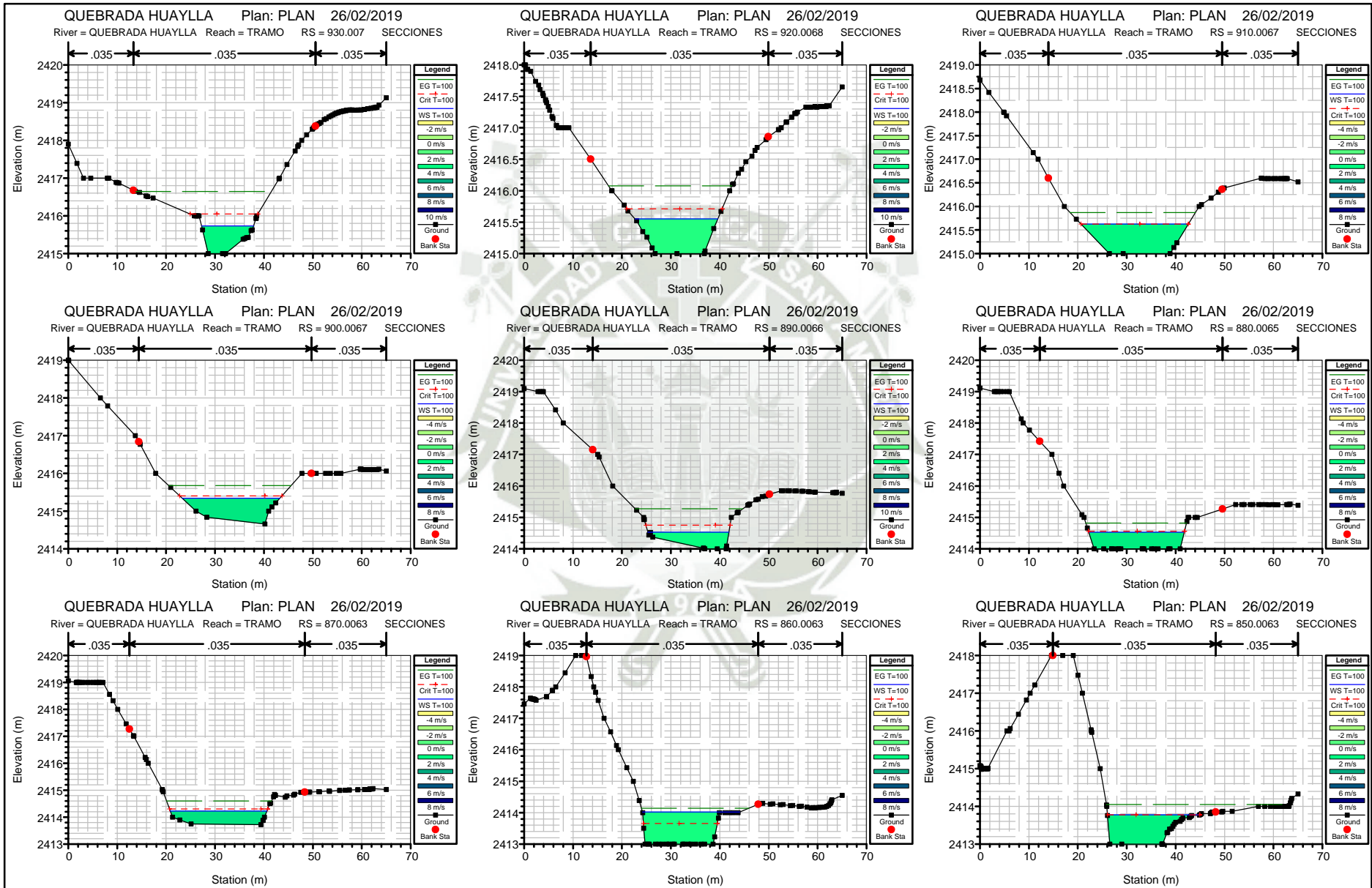


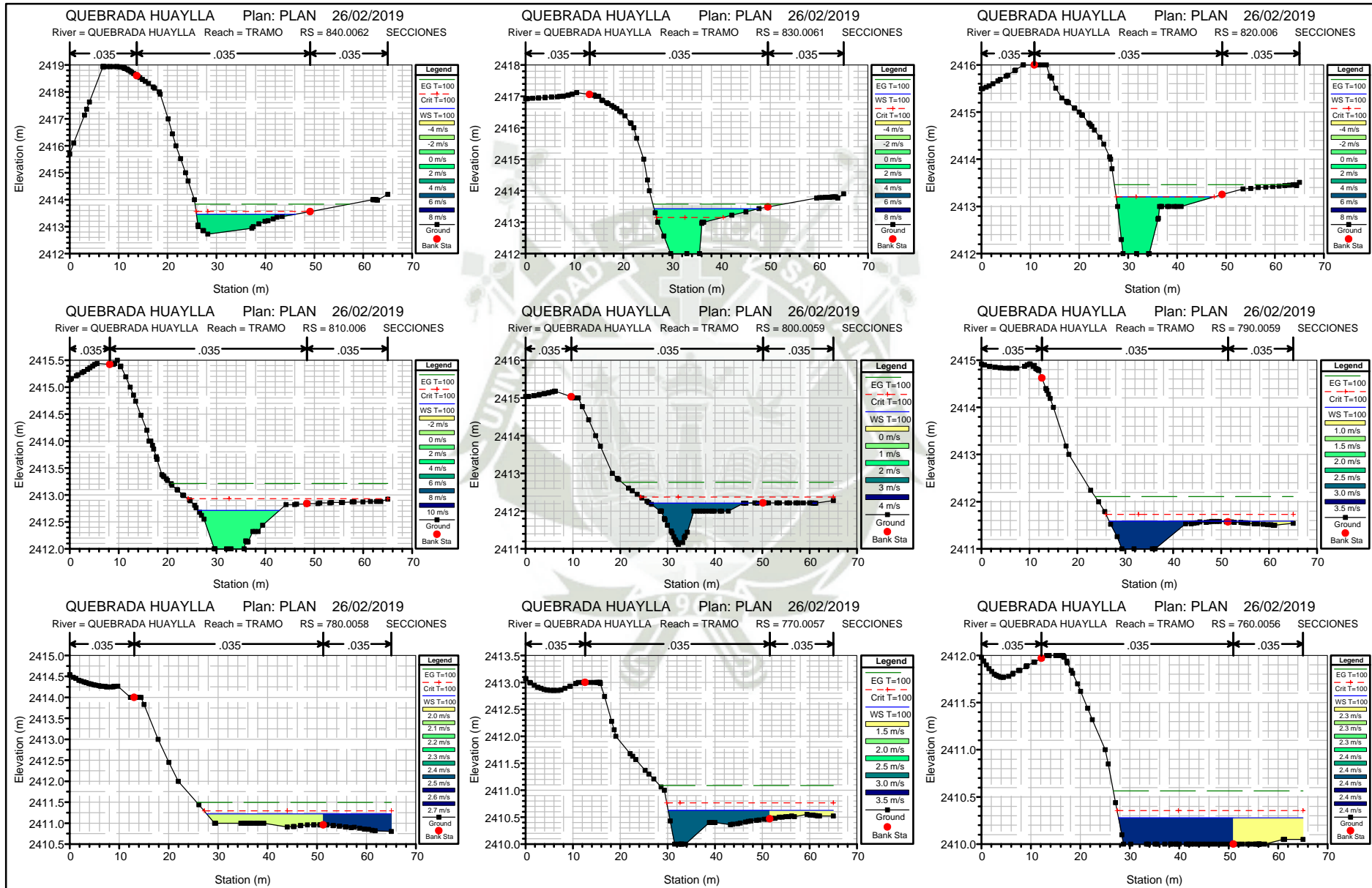


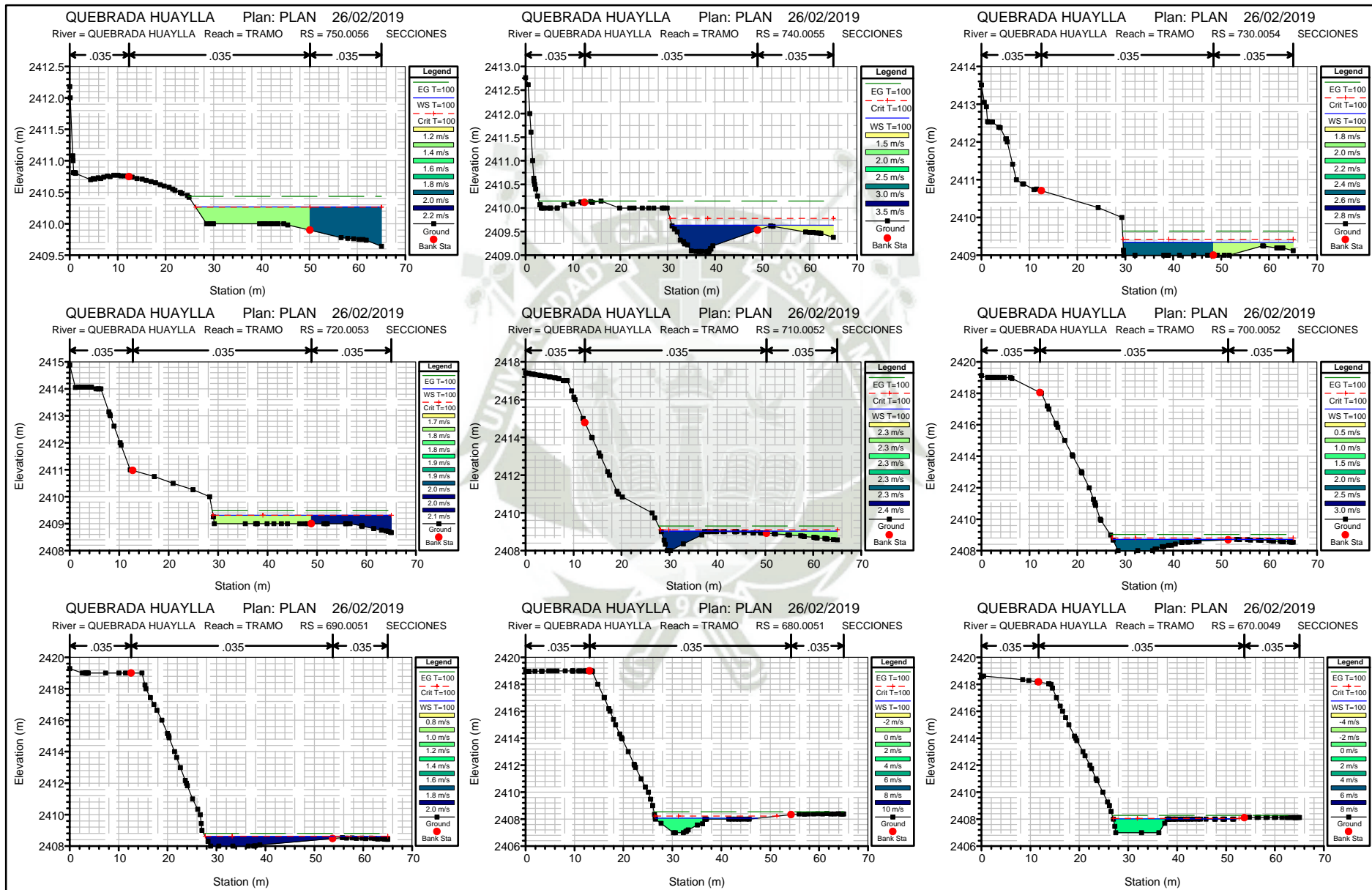


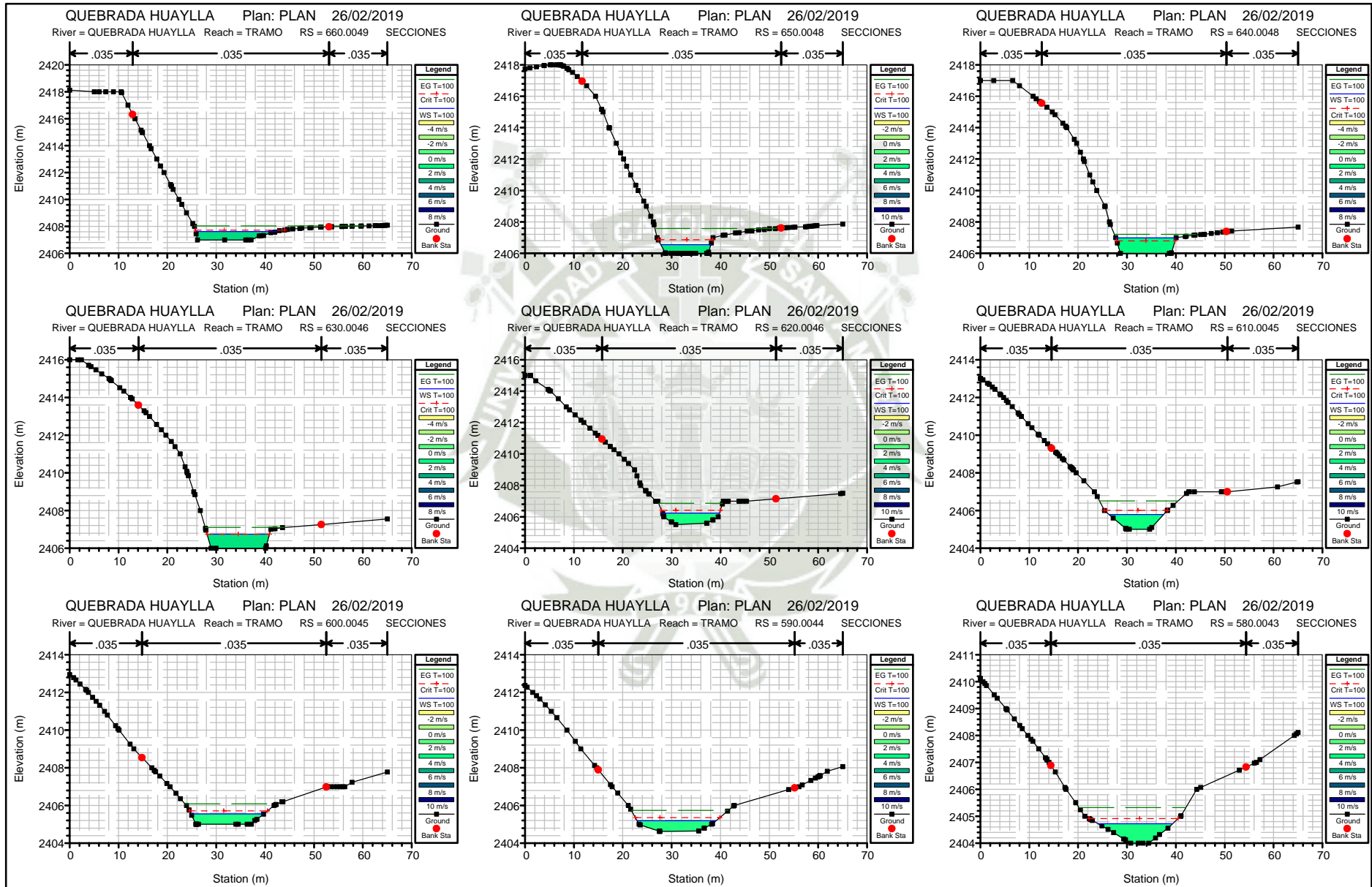


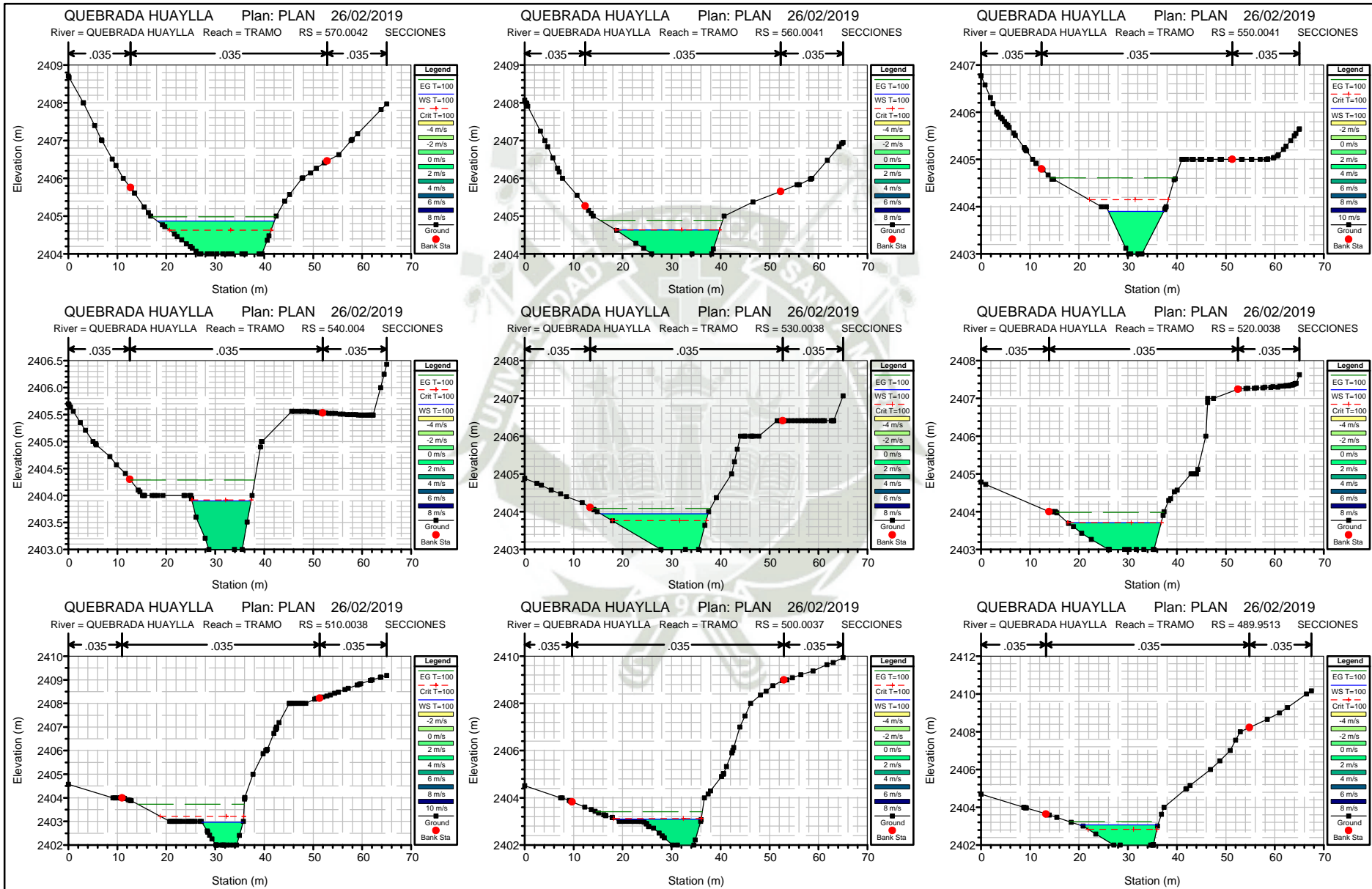


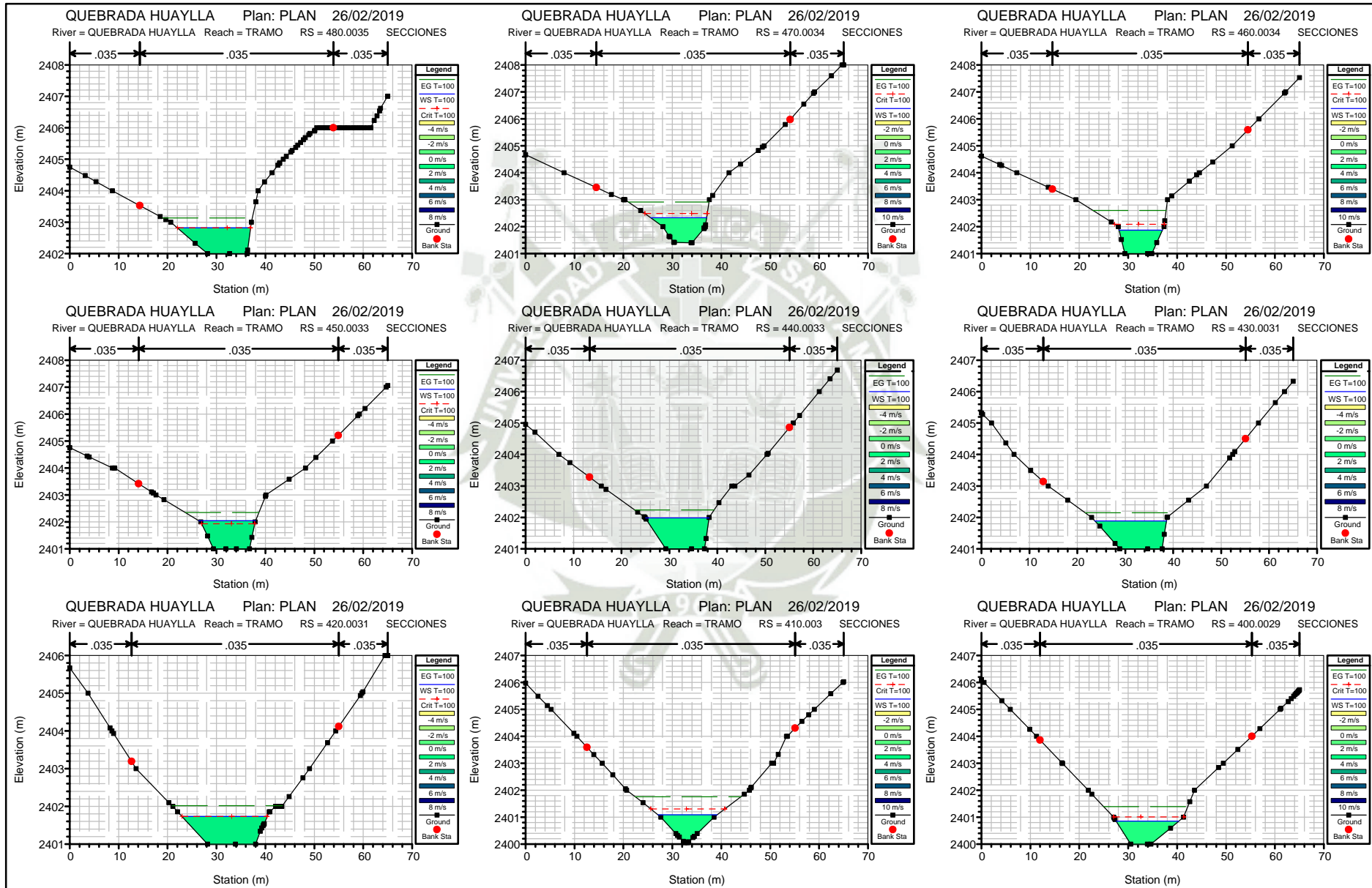


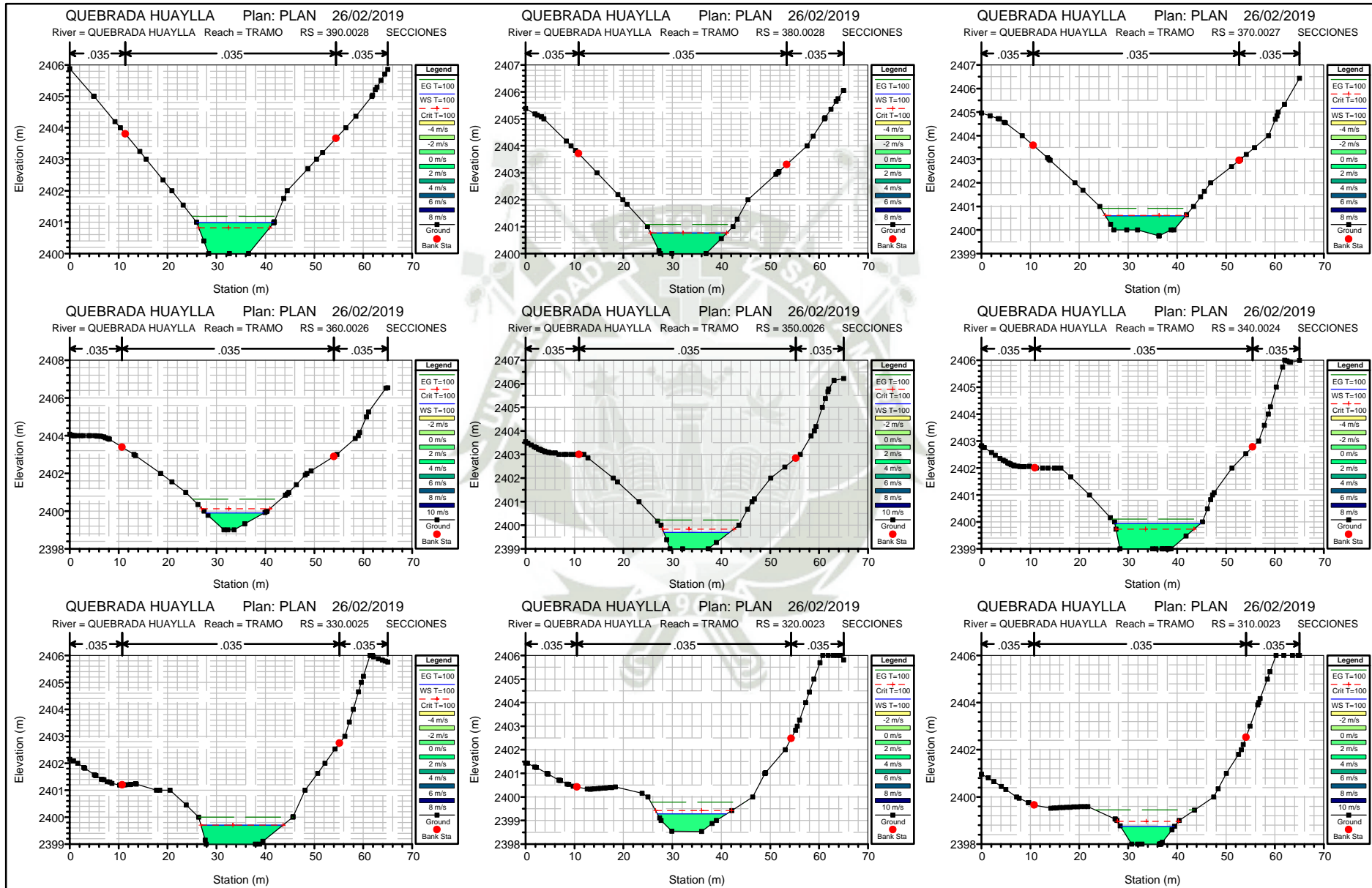


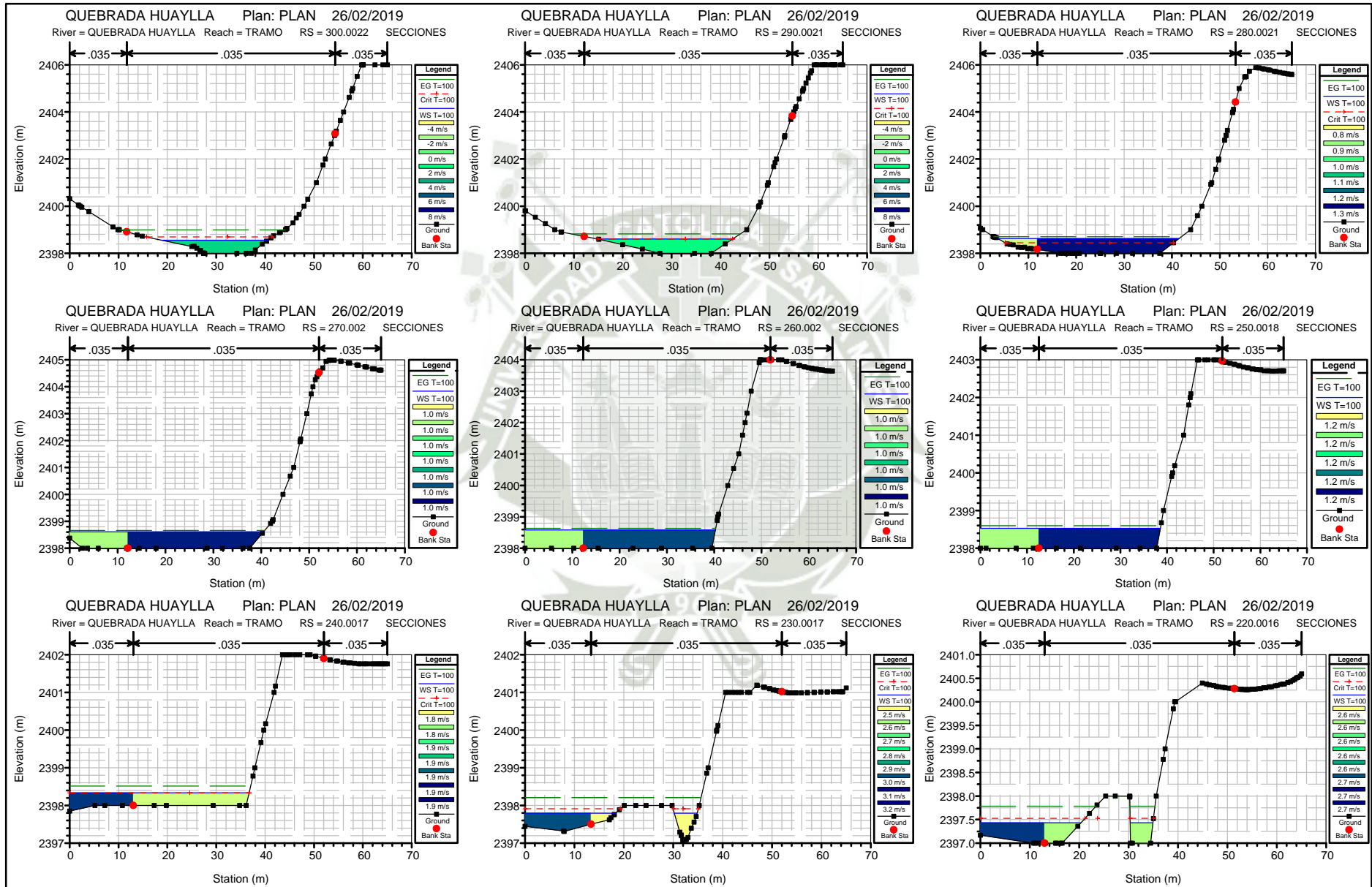


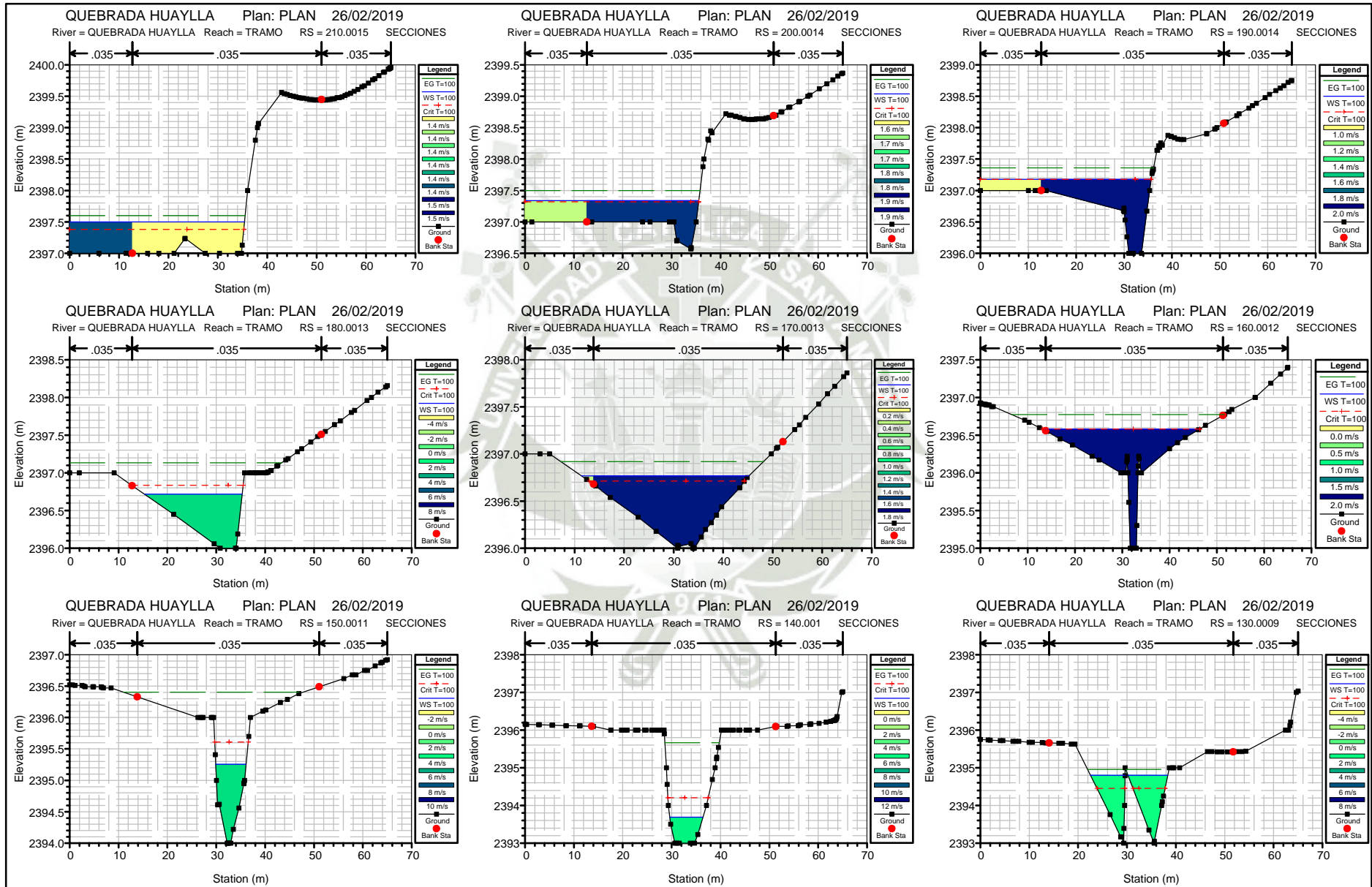


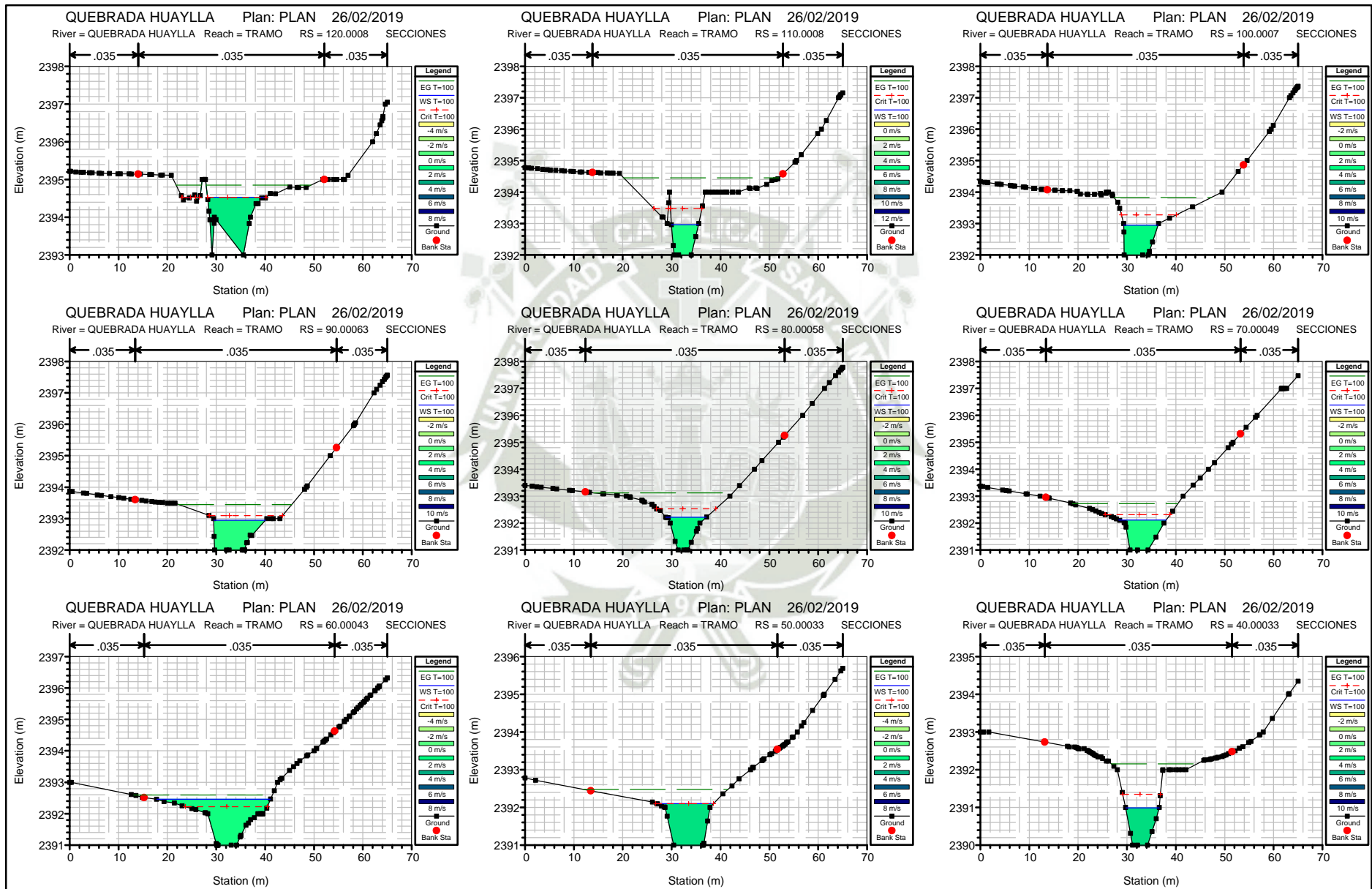


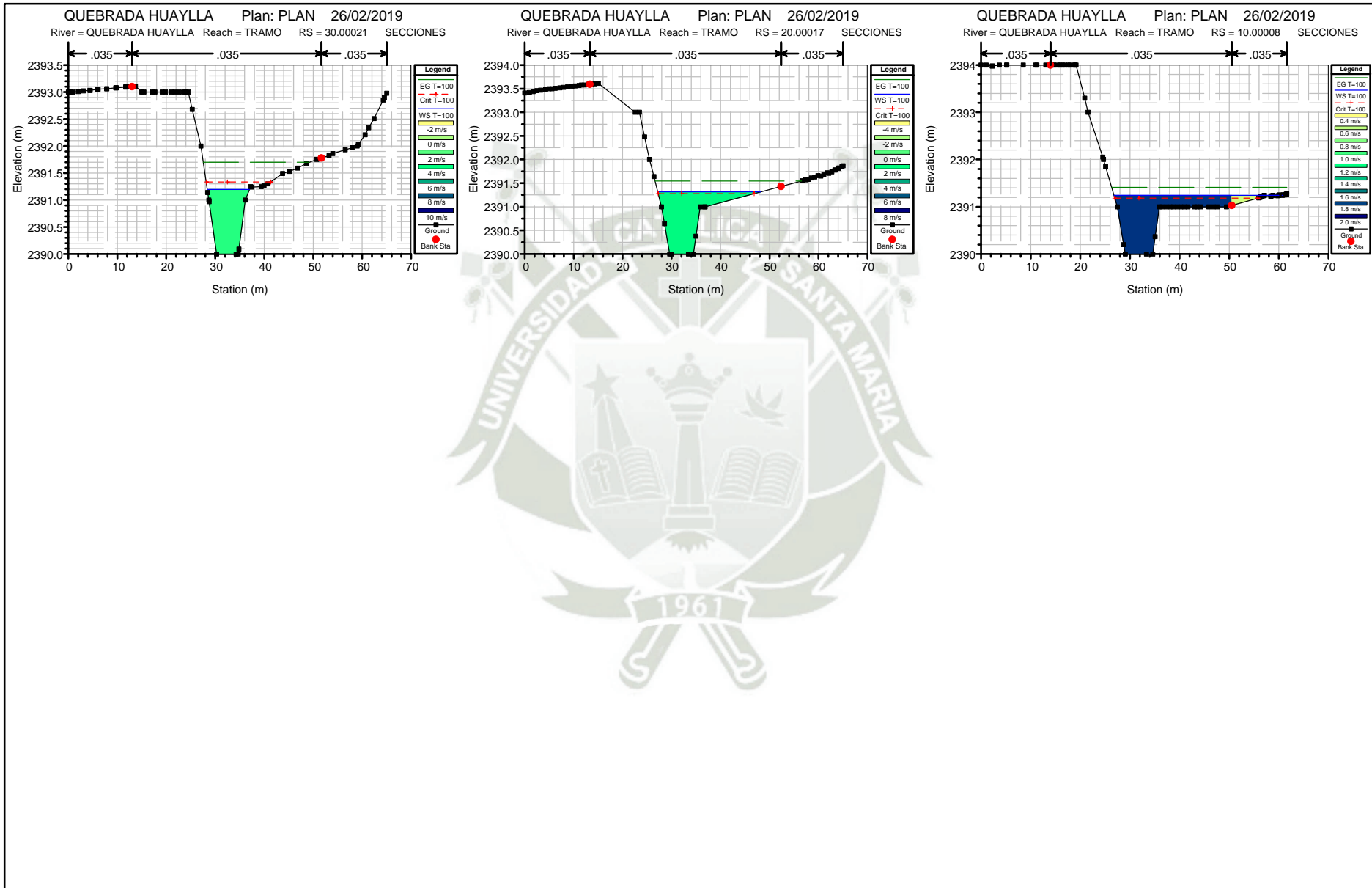












Análisis de precios unitarios

Presupuesto **1703001 PROYECTO DEFENSAS RIBEREÑAS**
 Subpresupuesto **001 PROYECTO DEFENSAS RIBEREÑAS** Fecha presupuesto **13/06/2020**

Partida **Drenaje de muro con tubería 4".**
 Rendimiento **m/DIA** **MO. 45.0000** **EQ. 45.0000** Costo unitario directo por : m **34.44**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010009	operario	hh	1.0000	0.1778	20.10	3.57
0101010011	peon	hh	2.0000	0.3556	14.84	5.28
8.85						
Materiales						
0207010011	gravilla	m3		0.3400	45.00	15.30
0246250003	tubo pvc sal 4" x 3m	pza		0.5000	20.03	10.02
25.32						
Equipos						
0301010044	herramientas manuales	%mo		3.0000	8.85	0.27
0.27						

Partida **01.01 Cartel de identificacion de la obra de 3.6m x 2.4m.**
 Rendimiento **und/DIA** **MO. 1.0000** **EQ. 1.0000** Costo unitario directo por : und **1,500.00**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Materiales						
02901500080004	cartel de obra tipo banner.	und		1.0000	1,500.00	1,500.00
1,500.00						

Partida **01.02 Caseta adicional p/guardiania y/deposito.**
 Rendimiento **m2/DIA** **MO. 40.0000** **EQ. 40.0000** Costo unitario directo por : m2 **128.82**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010008	capataz	hh	0.1000	0.0200	22.11	0.44
0101010009	operario	hh	2.0000	0.4000	20.10	8.04
0101010010	oficial	hh	2.0000	0.4000	16.50	6.60
0101010011	peon	hh	4.0000	0.8000	14.84	11.87
26.95						
Materiales						
02041200010013	clavos con cabezas 1/2", 3", 4"	kg		0.1500	2.64	0.40
0207030003	hormigon	m3		0.0650	40.02	2.60
02100500020003	arpillera de polietileno de 2m de altura	m		1.0000	3.50	3.50
0231010005	madera tornillo p/encofrado	p2		3.8000	6.51	24.74
02310500010008	triplay lupuna 4mm x 8mm x 2mm	pln		0.5500	86.03	47.32
0267110031	calamina galvanizada 1.83 x 0.83 x 0.22mm	pln		0.9000	25.00	22.50
101.06						
Equipos						
0301010044	herramientas manuales	%mo		3.0000	26.95	0.81
0.81						

Partida **01.03 Cerco provisional de obra c/malla arpillera.**
 Rendimiento **m/DIA** **MO. 50.0000** **EQ. 50.0000** Costo unitario directo por : m **14.55**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010008	capataz	hh	0.1000	0.0160	22.11	0.35
0101010010	oficial	hh	1.0000	0.1600	16.50	2.64
0101010011	peon	hh	3.0000	0.4800	14.84	7.12
10.11						
Materiales						
02040100020002	alambre negro N°16	kg		0.0500	2.46	0.12
02100500020003	arpillera de polietileno de 2m de altura	m		0.0051	3.50	0.02
0270170003	puntales de eucalipto de 3.0m	pza		0.4000	10.00	4.00
4.14						
Equipos						

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	1703001 PROYECTO DEFENSAS RIBEREÑAS			Fecha presupuesto	13/06/2020
Subpresupuesto	001 PROYECTO DEFENSAS RIBEREÑAS				
0301010044	herramientas manuales	%mo		3.0000	10.11
					0.30
					0.30

Partida	01.04	Movilizacion de maquinarias y herramientas para la obra.			
---------	--------------	---	--	--	--

Rendimiento	glb/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : glb	4,838.28
-------------	----------------	------------	------------	----------------------------------	-----------------

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra					
01010100060003	operador de equipo pesado	hh	4.0000	32.0000	20.12	643.84
0101010011	peon	hh	6.0000	48.0000	14.84	712.32
						1,356.16
	Equipos					
0301010044	herramientas manuales	%mo		3.0000	1,356.16	40.68
03012200010003	camion plataforma 4 x 2 140 - 210 hp 19 tn	hm	1.0000	8.0000	260.99	2,087.92
0301220012	camion volquete 4 x 2 140 - 210 hp 6m3	hm	1.0000	8.0000	169.19	1,353.52
						3,482.12

Partida	02.01	Trazo y replanteo.			
---------	--------------	---------------------------	--	--	--

Rendimiento	m2/DIA	MO. 450.0000	EQ. 450.0000	Costo unitario directo por : m2	2.80
-------------	---------------	--------------	--------------	---------------------------------	-------------

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra					
0101010008	capataz	hh	0.1000	0.0018	22.11	0.04
0101010011	peon	hh	3.0000	0.0533	14.84	0.79
0101030010	topografo	hh	1.0000	0.0178	22.66	0.40
						1.23
	Materiales					
02130300010003	yeso en bolsas de 25kg	bol		0.0600	15.20	0.91
0231010006	madera tornillo	p2		0.0470	4.96	0.23
						1.14
	Equipos					
0301000024	teodolito	hm	1.0000	0.0178	12.34	0.22
0301000025	nivel topografico	hm	1.0000	0.0178	9.80	0.17
0301010044	herramientas manuales	%mo		3.0000	1.23	0.04
						0.43

Partida	02.02	Limpieza del terreno manual.			
---------	--------------	-------------------------------------	--	--	--

Rendimiento	m2/DIA	MO. 110.0000	EQ. 110.0000	Costo unitario directo por : m2	3.50
-------------	---------------	--------------	--------------	---------------------------------	-------------

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra					
0101010008	capataz	hh	0.1000	0.0073	22.11	0.16
0101010011	peon	hh	3.0000	0.2182	14.84	3.24
						3.40
	Equipos					
0301010044	herramientas manuales	%mo		3.0000	3.40	0.10
						0.10

Partida	02.03	Agua para la obra.			
---------	--------------	---------------------------	--	--	--

Rendimiento	glb/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : glb	800.00
-------------	----------------	------------	------------	----------------------------------	---------------

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Materiales					
0290130025	agua	glb		1.0000	800.00	800.00
						800.00

Partida	03.01	Elaboracion, implementacion y administracion del plan de seguridad.			
---------	--------------	--	--	--	--

Rendimiento	glb/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : glb	2,000.00
-------------	----------------	------------	------------	----------------------------------	-----------------

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	1703001 PROYECTO DEFENSAS RIBEREÑAS				Fecha presupuesto	13/06/2020
Subpresupuesto	001 PROYECTO DEFENSAS RIBEREÑAS					
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
0258040022	Materiales Elaboracion, implementacion y administracion del plan de seguridad y salud en el trabajo	glb		1.0000	2,000.00	2,000.00
						2,000.00
Partida	03.02	Equipos de proteccion individual.				
Rendimiento	glb/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : glb		12,000.00
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
0258040023	Materiales equipo de proteccion individual	glb		1.0000	12,000.00	12,000.00
						12,000.00
Partida	03.03	Equipos de proteccion colectiva.				
Rendimiento	glb/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : glb		5,000.00
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
0258040024	Materiales equipo de proteccion colectiva	glb		1.0000	5,000.00	5,000.00
						5,000.00
Partida	03.04	Señalización temporal de seguridad.				
Rendimiento	glb/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : glb		3,000.00
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
02671100040009	Materiales señalización temporal de seguridad	glb		1.0000	3,000.00	3,000.00
						3,000.00
Partida	03.05	Capacitacion en seguridad y salud.				
Rendimiento	glb/DIA	MO.	EQ.	Costo unitario directo por : glb		2,000.00
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
02671100040010	Materiales capacitacion en seguridad y salud	glb		1.0000	2,000.00	2,000.00
						2,000.00
Partida	04.01	Descolmatacion con maquinaria.				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 1,800.0000	EQ. 1,800.0000	Costo unitario directo por : m3		4.14
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
0101010008	Mano de Obra capataz	hh	1.0000	0.0044	22.11	0.10
0101010012	operario de equipo liviano	hh	1.0000	0.0044	20.12	0.09
						0.19
0301010044	Equipos herramientas manuales	%mo		3.0000	0.19	0.01
03011800020004	tractor de orugas de 300 - 330 hp	hm	2.0000	0.0089	443.16	3.94
						3.95
Partida	04.02	Excavacion masiva con maquina en material conglomerado.				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 400.0000	EQ. 400.0000	Costo unitario directo por : m3		8.32
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
01010100060003	Mano de Obra operador de equipo pesado	hh	1.0000	0.0200	20.12	0.40
0101010010	oficial	hh	1.0000	0.0200	16.50	0.33
0101010011	peon	hh	3.0000	0.0600	14.84	0.89

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **1703001 PROYECTO DEFENSAS RIBEREÑAS**
 Subpresupuesto **001 PROYECTO DEFENSAS RIBEREÑAS**

Fecha presupuesto **13/06/2020**

						1.62
Equipos						
0301010044	herramientas manuales	%mo		3.0000	1.62	0.05
03011700010007	excavadora sobre orugas 170 - 250 hp	hm	1.0000	0.0200	332.36	6.65
						6.70

Partida **04.03 Nivelacion int. y apisonado manual.**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **100.0000** EQ. **100.0000** Costo unitario directo por : m2 **5.49**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010008	capataz	hh	0.1000	0.0080	22.11	0.18
0101010009	operario	hh	1.0000	0.0800	20.10	1.61
0101010011	peon	hh	1.0000	0.0800	14.84	1.19
						2.98
Materiales						
02041200010014	clavos con cabeza de 3"	kg		0.0100	2.46	0.02
0231010006	madera tornillo	p2		0.0300	4.96	0.15
						0.17
Equipos						
0301010044	herramientas manuales	%mo		3.0000	2.98	0.09
0301100010	compactadora vibratoria tipo plancha 4hp	hm	1.0000	0.0800	28.15	2.25
						2.34

Partida **04.04 Relleno y compactado con material propio.**

Rendimiento **m3/DIA** MO. **850.0000** EQ. **850.0000** Costo unitario directo por : m3 **5.35**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010008	capataz	hh	0.1000	0.0009	22.11	0.02
0101010010	oficial	hh	1.0000	0.0094	16.50	0.16
0101010011	peon	hh	2.0000	0.0188	14.84	0.28
						0.46
Equipos						
0301010044	herramientas manuales	%mo		3.0000	0.46	0.01
0301040005	motobomba 3.5hp 2"	hm	1.0000	0.0094	6.05	0.06
03011000060004	rodillo liso vibratorio autopropulsado 101 - 135hp 10 - 12tn	hm	1.0000	0.0094	151.39	1.42
03012000010005	motoniveladora 145 - 150hp	hm	1.0000	0.0094	207.93	1.95
0301220013	camion cisterna 4 x 2 (agua) 2000gl	hm	1.0000	0.0094	154.51	1.45
						4.89

Partida **05.01 Concreto muro fc=210kg/cm2**

Rendimiento **m3/DIA** MO. **10.0000** EQ. **10.0000** Costo unitario directo por : m3 **433.73**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010008	capataz	hh	0.1000	0.0800	22.11	1.77
0101010009	operario	hh	2.0000	1.6000	20.10	32.16
0101010010	oficial	hh	2.0000	1.6000	16.50	26.40
0101010011	peon	hh	10.0000	8.0000	14.84	118.72
						179.05
Materiales						
02070100010005	piedra chancada 1/2"	m3		0.5300	51.34	27.21
02070200010005	arena gruesa	m3		0.5200	42.34	22.02
0213010007	cemento portland tipo I (42.5kg)	bol		9.7400	18.65	181.65
0290130026	agua, incluye transporte a pie de obra	m3		0.1850	15.00	2.78
						233.66
Equipos						
0301010044	herramientas manuales	%mo		3.0000	179.05	5.37
03012900010007	vibrador de concreto 4hp 2.40"	hm	1.0000	0.8000	6.81	5.45

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	1703001 PROYECTO DEFENSAS RIBEREÑAS		Fecha presupuesto	13/06/2020
Subpresupuesto	001 PROYECTO DEFENSAS RIBEREÑAS			
03012900030006	mezcladora de concreto de 9-11p3	hm	1.0000	0.8000
				12.75
				10.20
				21.02

Partida **05.02** **Encofrado y desencofrado de estructura cara vista.**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **10.0000** EQ. **10.0000** Costo unitario directo por : m2 **53.59**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010008	capataz	hh	0.1000	0.0800	22.11	1.77
0101010009	operario	hh	1.0000	0.8000	20.10	16.08
0101010010	oficial	hh	1.0000	0.8000	16.50	13.20
						31.05
	Materiales					
02040100010003	alambre negro recocido N°8	kg		0.1200	2.46	0.30
02041200010015	clavos para madera con cabeza de 4"	kg		0.2200	2.64	0.58
0231010006	madera tornillo	p2		4.1800	4.96	20.73
						21.61
	Equipos					
0301010044	herramientas manuales	%mo		3.0000	31.05	0.93
						0.93

Partida **05.03** **Acero estructural trabajado para muros fy=4200kg/cm2 grado 60.**

Rendimiento **kg/DIA** MO. **150.0000** EQ. **150.0000** Costo unitario directo por : kg **4.78**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010008	capataz	hh	0.1000	0.0053	22.11	0.12
0101010009	operario	hh	1.0000	0.0533	20.10	1.07
0101010010	oficial	hh	1.0000	0.0533	16.50	0.88
						2.07
	Materiales					
02040100020002	alambre negro N°16	kg		0.0700	2.46	0.17
0204030006	acero corrugado fy=4200kg/cm2 grado 60	kg		1.0500	2.36	2.48
						2.65
	Equipos					
0301010044	herramientas manuales	%mo		3.0000	2.07	0.06
						0.06

Partida **06.01** **Juntas de dilatacion en muro.**

Rendimiento **m/DIA** MO. **80.0000** EQ. **80.0000** Costo unitario directo por : m **52.18**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010008	capataz	hh	0.1000	0.0100	22.11	0.22
0101010010	oficial	hh	1.0000	0.1000	16.50	1.65
0101010011	peon	hh	1.0000	0.1000	14.84	1.48
						3.35
	Materiales					
0210060003	water stop 5/8"	m		1.0500	46.41	48.73
						48.73
	Equipos					
0301010044	herramientas manuales	%mo		3.0000	3.35	0.10
						0.10

Partida **07.01** **Limpieza final de obra.**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **110.0000** EQ. **110.0000** Costo unitario directo por : m2 **3.50**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010008	capataz	hh	0.1000	0.0073	22.11	0.16

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	1703001 PROYECTO DEFENSAS RIBEREÑAS					
Subpresupuesto	001 PROYECTO DEFENSAS RIBEREÑAS				Fecha presupuesto	13/06/2020
0101010011	peon	hh	3.0000	0.2182	14.84	3.24
						3.40
	Equipos					
0301010044	herramientas manuales	%mo	3.0000		3.40	0.10
						0.10

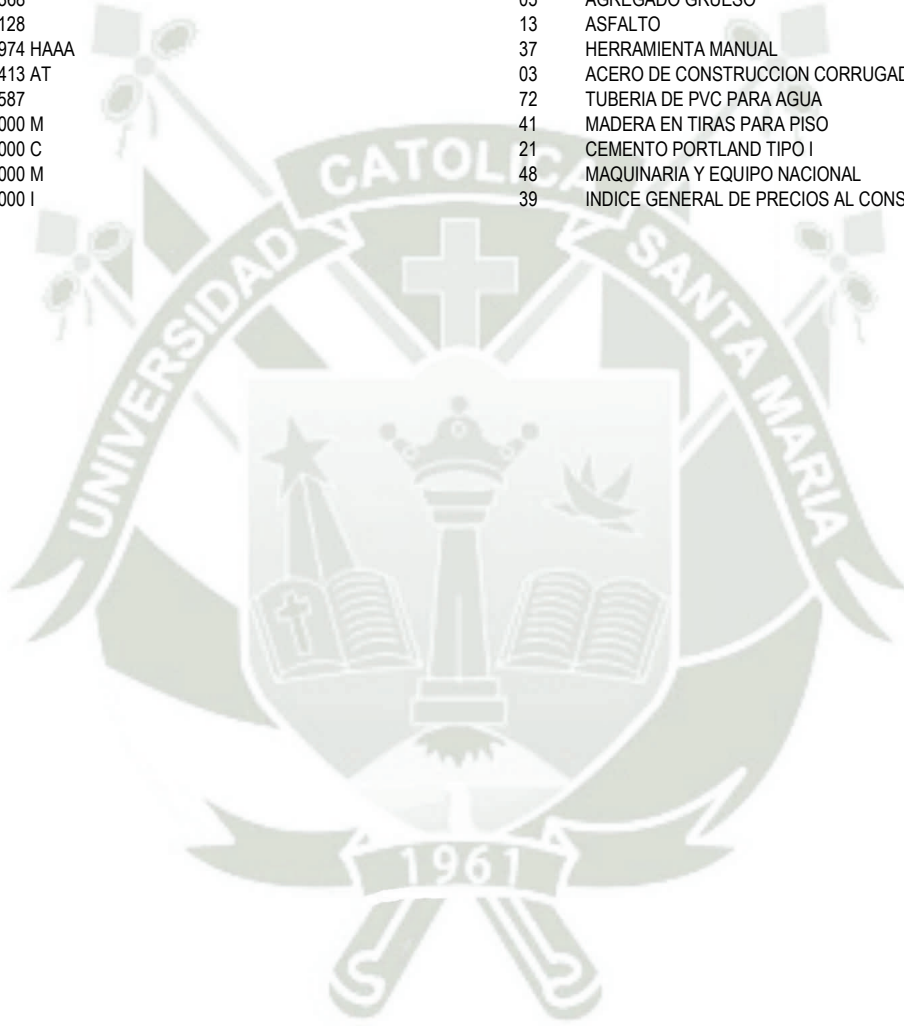


Fórmula Polinómica

Presupuesto 1703001 PROYECTO DEFENSAS RIBEREÑAS
 Subpresupuesto 001 PROYECTO DEFENSAS RIBEREÑAS
 Fecha Presupuesto 13/06/2020
 Moneda NUEVOS SOLES
 Ubicación Geográfica 040105 AREQUIPA - AREQUIPA - CHARACATO

$$K = 0.358*(Mr / Mo) + 0.117*(HAAAr / HAAAo) + 0.109*(ATr / ATo) + 0.069*(Mr / Mo) + 0.143*(Cr / Co) + 0.058*(Mr / Mo) + 0.146*(Ir / Io)$$

Monomio	Factor	(%) Símbolo	Indice	Descripción
1	0.358	100.000 M	47	MANO DE OBRA INC. LEYES SOCIALES
2	0.117	14.530	04	AGREGADO FINO
		21.368	05	AGREGADO GRUESO
		5.128	13	ASFALTO
		58.974 HAAA	37	HERRAMIENTA MANUAL
3	0.109	95.413 AT	03	ACERO DE CONSTRUCCION CORRUGADO
		4.587	72	TUBERIA DE PVC PARA AGUA
4	0.069	100.000 M	41	MADERA EN TIRAS PARA PISO
5	0.143	100.000 C	21	CEMENTO PORTLAND TIPO I
6	0.058	100.000 M	48	MAQUINARIA Y EQUIPO NACIONAL
7	0.146	100.000 I	39	INDICE GENERAL DE PRECIOS AL CONSUMIDOR



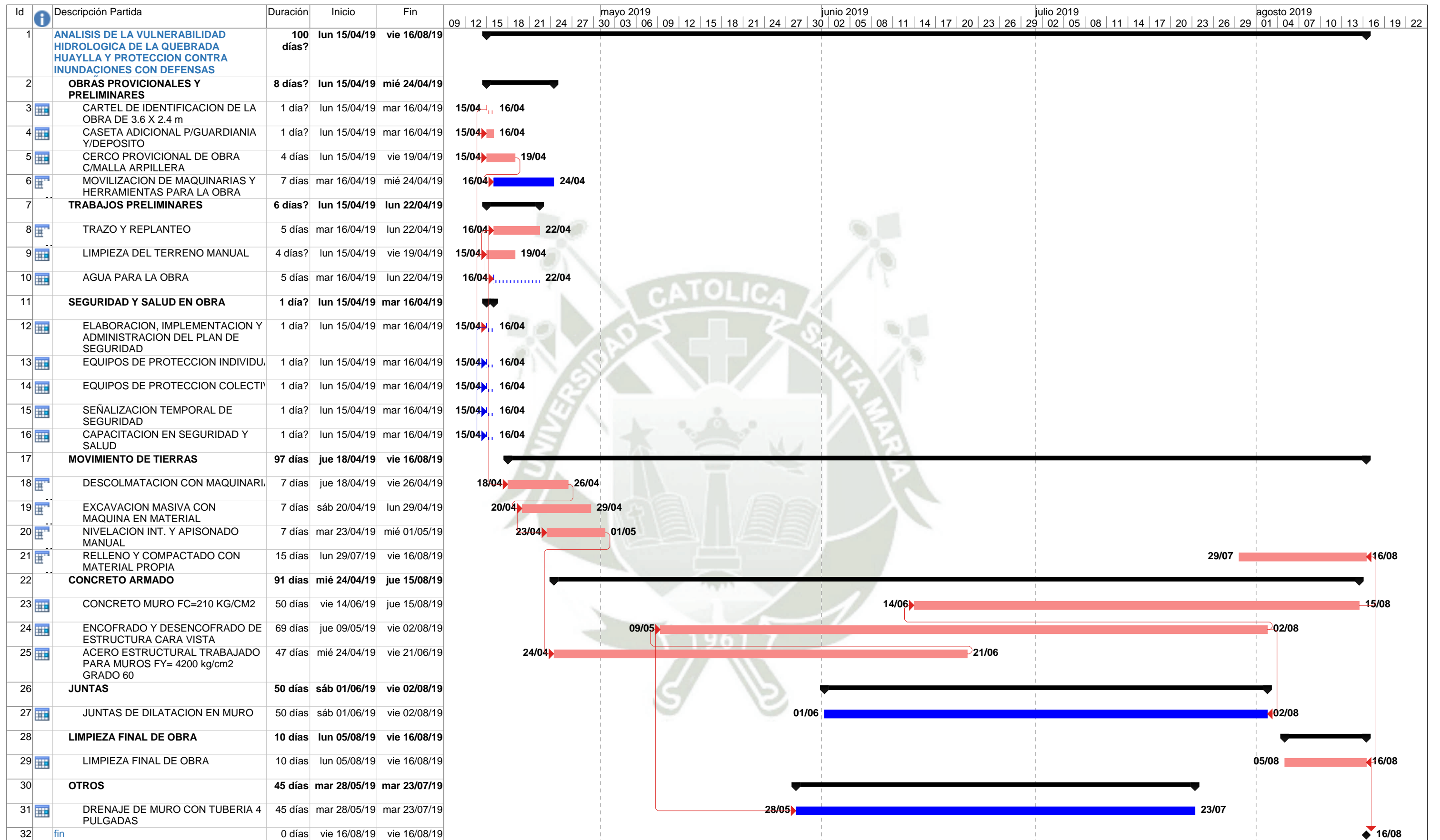
Presupuesto

Presupuesto 1703001 PROYECTO DEFENSAS RIBEREÑAS
 Subpresupuesto 001 PROYECTO DEFENSAS RIBEREÑAS
 Cliente CACERES VALDEZ, JORGE EDUARDO
 Lugar AREQUIPA - AREQUIPA - CHARACATO

Costo al 13/06/2020

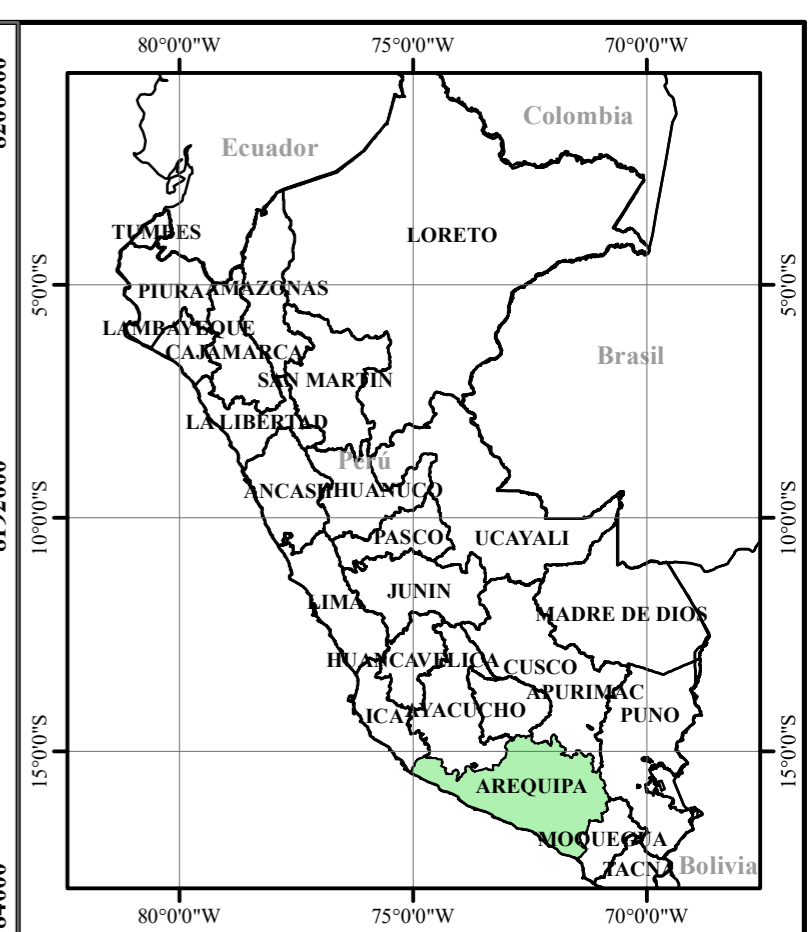
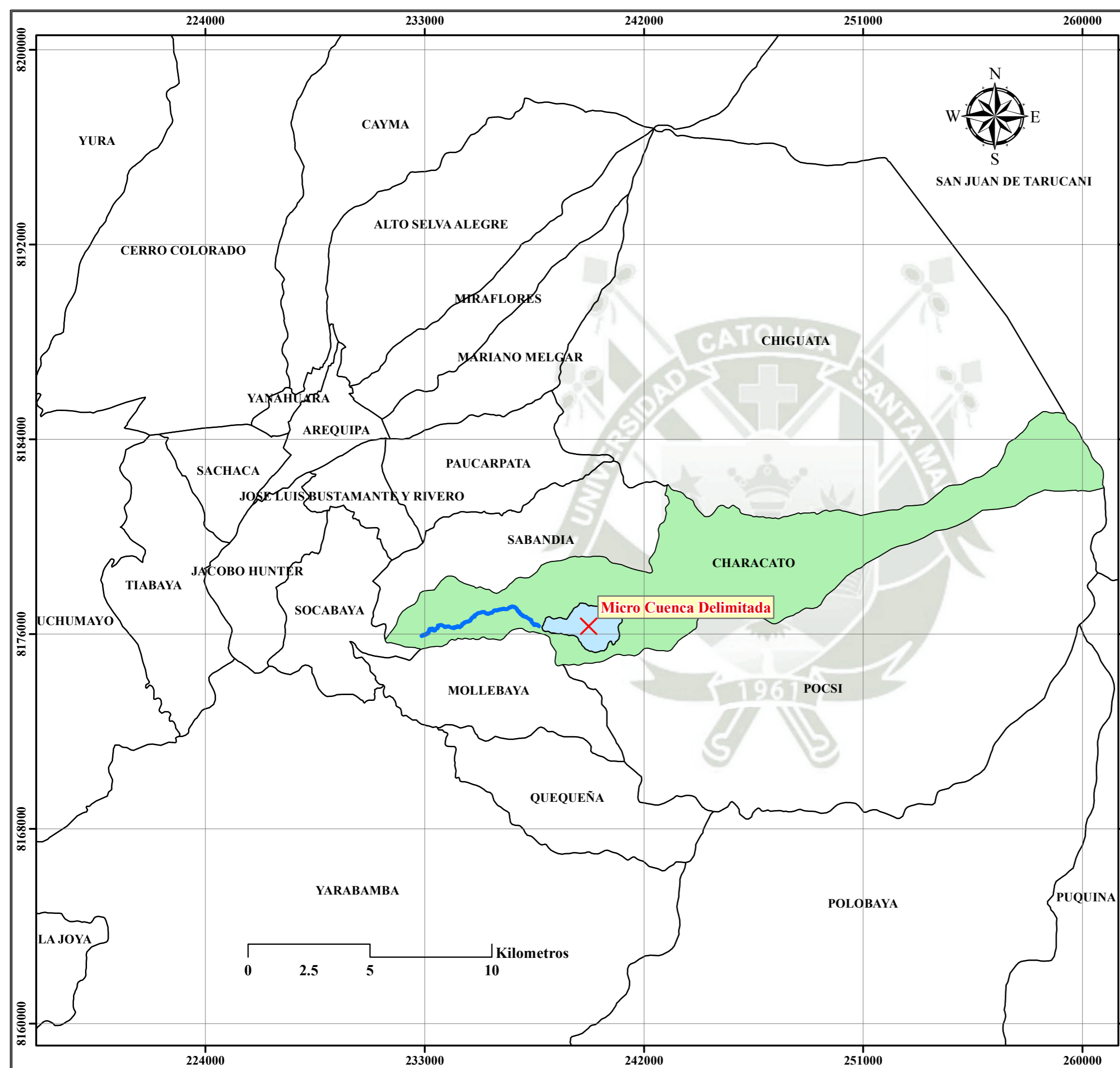
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	OBRAS PROVISIONALES Y PRELIMINARES				16,189.68
01.01	Cartel de identificación de la obra de 3.6m x 2.4m.	und	1.00	1,500.00	1,500.00
01.02	Caseta adicional p/guardiana y/deposito.	m2	20.00	128.82	2,576.40
01.03	Cerco provisional de obra c/malla arpillera.	m	500.00	14.55	7,275.00
01.04	Movilización de maquinarias y herramientas para la obra.	glb	1.00	4,838.28	4,838.28
02	TRABAJOS PRELIMINARES				4,013.00
02.01	Trazo y replanteo.	m2	510.00	2.80	1,428.00
02.02	Limpieza del terreno manual.	m2	510.00	3.50	1,785.00
02.03	Agua para la obra.	glb	1.00	800.00	800.00
03	SEGURIDAD Y SALUD EN OBRA				24,000.00
03.01	Elaboracion, implementacion y administracion del plan de seguridad.	glb	1.00	2,000.00	2,000.00
03.02	Equipos de proteccion individual.	glb	1.00	12,000.00	12,000.00
03.03	Equipos de proteccion colectiva.	glb	1.00	5,000.00	5,000.00
03.04	Señalización temporal de seguridad.	glb	1.00	3,000.00	3,000.00
03.05	Capacitacion en seguridad y salud.	glb	1.00	2,000.00	2,000.00
04	MOVIMIENTO DE TIERRAS				23,247.90
04.01	Descolmatacion con maquinaria.	m3	611.84	4.14	2,533.02
04.02	Excavacion masiva con maquina en material conglomerado.	m3	768.14	8.32	6,390.92
04.03	Nivelacion int. y apisonado manual.	m2	510.00	5.49	2,799.90
04.04	Relleno y compactado con material propio.	m3	2,154.03	5.35	11,524.06
05	CONCRETO ARMADO				325,798.98
05.01	Concreto muro fc=210kg/cm2	m3	369.00	433.73	160,046.37
05.02	Encofrado y desencofrado de estructura cara vista.	m2	1,433.80	53.59	76,837.34
05.03	Acero estructural trabajado para muros fy=4200kg/cm2 grado 60.	kg	18,601.52	4.78	88,915.27
06	JUNTAS				2,483.77
06.01	Juntas de dilatacion en muro.	m	47.60	52.18	2,483.77
07	LIMPIEZA FINAL DE OBRA				1,785.00
07.01	Limpieza final de obra.	m2	510.00	3.50	1,785.00
08	OTROS				6,888.00
	Drenaje de muro con tubería 4".	m	200.00	34.44	6,888.00
	COSTO DIRECTO				404,406.33
	GASTOS GENERALES (10% C.D.)				40,440.63
	UTILIDADES (7% C.D.)				28,308.44
	SUB TOTAL				473,155.40
	IGV (18%)				85,167.97
	PRESUPUESTO TOTAL				558,323.37


SON : QUINIENTOS CINCUENTIOCHO MIL TRESCIENTOS VEINTITRES Y 37/100 NUEVOS SOLES



Proyecto: Cronograma Fecha: sáb 30/03/19	Tarea	[Barra azul]	Tareas externas	[Barra roja]	solo duración	[Barra roja]	Tareas externas	[Barra roja]	Fecha límite	[Icono verde]
	División	[Barra azul punteada]	Hito externo	[Icono negro]	Informe de resumen manual	[Icono azul]	Hito externo	[Barra roja]		
	Hito	[Icono negro]	Hito inactivo	[Barra blanca]	Resumen manual	[Icono azul]	Tareas críticas	[Barra roja]		
	Resumen	[Barra negra]	Resumen inactivo	[Barra blanca punteada]	solo el comienzo	[Barra roja]	División crítica	[Barra roja punteada]		
	Resumen del proyecto	[Icono negro]	Tarea manual	[Icono negro]	solo fin	[Barra negra]	Progreso	[Barra negra]		

FACTORES AMBIENTALES			ETAPA DE CONSTRUCCION								ETAPA DE OPERACION																						
			ACTIVIDADES PRELIMINARES		ACTIVIDADES ESPECIFICAS						SUMATORIA DE LA ETAPA DE CONSTRUCCION	ETAPA DE OPERACION																					
			LIMPIEZA Y DESBROCE	TRAZO Y REPLANTEO	INSTALACION DE CAMPAMENTO	INSTALACION DE SERVICIOS DE ENERGIA ELECTRICA, AGUA Y LETRINAS	TRANSPORTE DE MATERIALES A LA OBRA	MOVIMIENTO DE TIERRAS	CONSTRUCCION DE LOS MUROS EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO	RELLENO CON MATERIAL PROPIO		MEJORA EN LA AGRICULTURA DE LA ZONA	EFFECTOS SOBRE EL PAISAJE	INCREMENTO EN LOS NIVELES DE EMPLEO	INCREMENTO EN LOS SERVICIOS	SUMATORIA DE LA ETAPA DE OPERACION	SUMATORIA DE IMPACTOS EN LA ETAPA DE CONSTRUCCION Y OPERACION																
1	2	3	4	5	6	7	8	1	2	3	4	5	6	7	8																		
CONDICIONES QUIMICAS	AIRE	1	1	-1	3	-4	2	-4	2	-4	2	-2	12	-18	0	0	12	-18															
		2	-1	-2	1	-4	1	-4	1	-4	1	-1	4	-17	0	0	4	-17															
	SUELOS	1	1	1	3	2	1	1	4	5	5	3	10	14	-5	-13																	
		2	-2	-3	1	1	1	1	-1	-1	3	-3	7	-2	10	-5																	
		3	1	-1	1	1	1	1	-1	1	3	-1	0	-2	1	-2																	
		4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	1	-2																	
	AGUA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1															
		2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1															
	CONDICIONES ECOLOGICAS	FLORA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1														
			2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1														
FAUNA		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1															
		2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1															
CONDICIONES SOCIALES	TERRITORIO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1															
		2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1															
		3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1															
		4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1															
	ESTETICA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1															
		2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1															
	NIVEL SOCIAL	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1															
		2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1															
		3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1															
		4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1															
		5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1															
		6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1															
SERVICIO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1																
SUMATORIA DE LOS IMPACTOS POR ACTIVIDAD			12	-16	8	-13	8	-11	19	-20	20	-35	11	-21	18	-27	51	-3	-27	147	-170	58	-30	32	-11	5	-4	4	-3	99	-48	246	-218

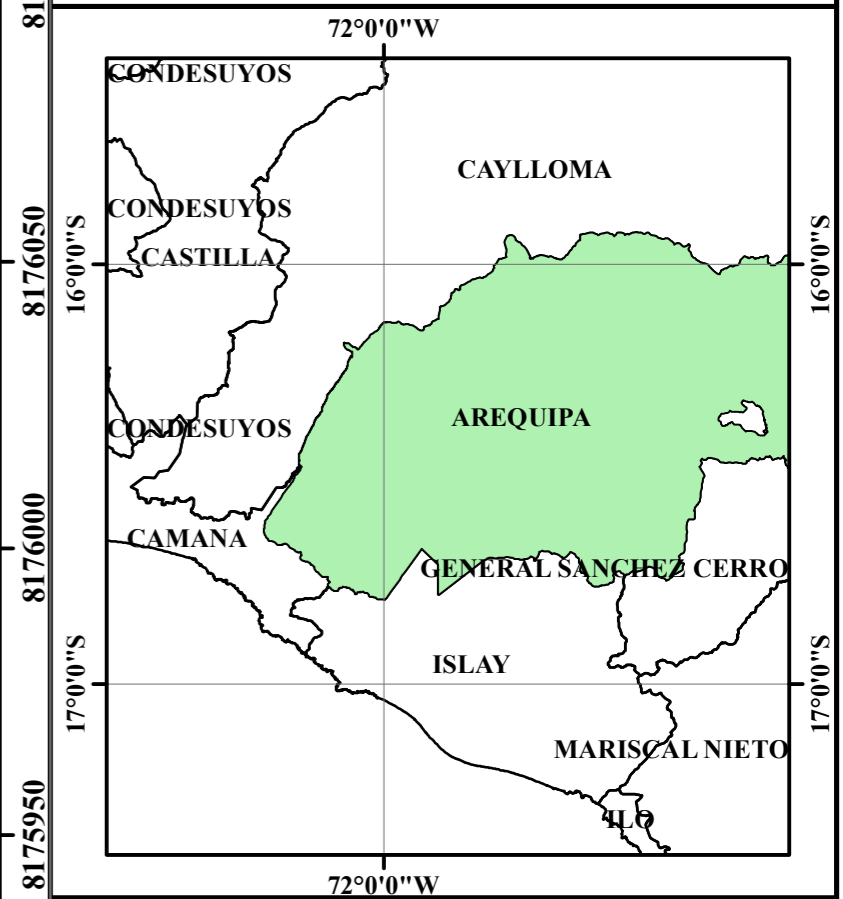
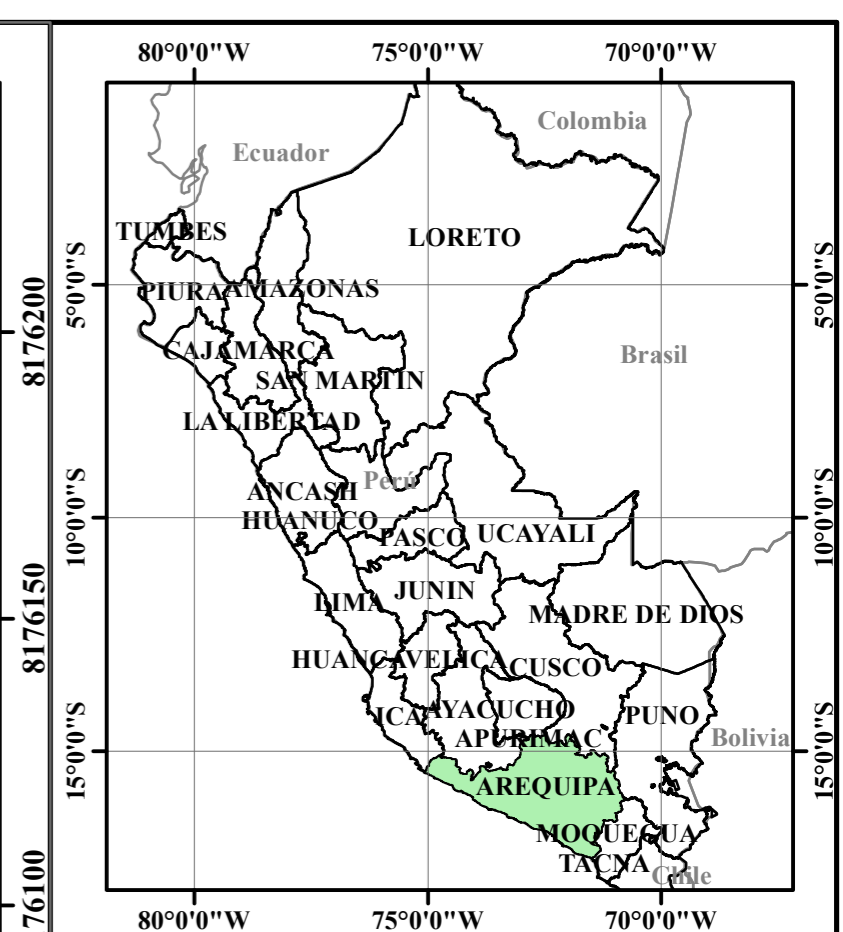
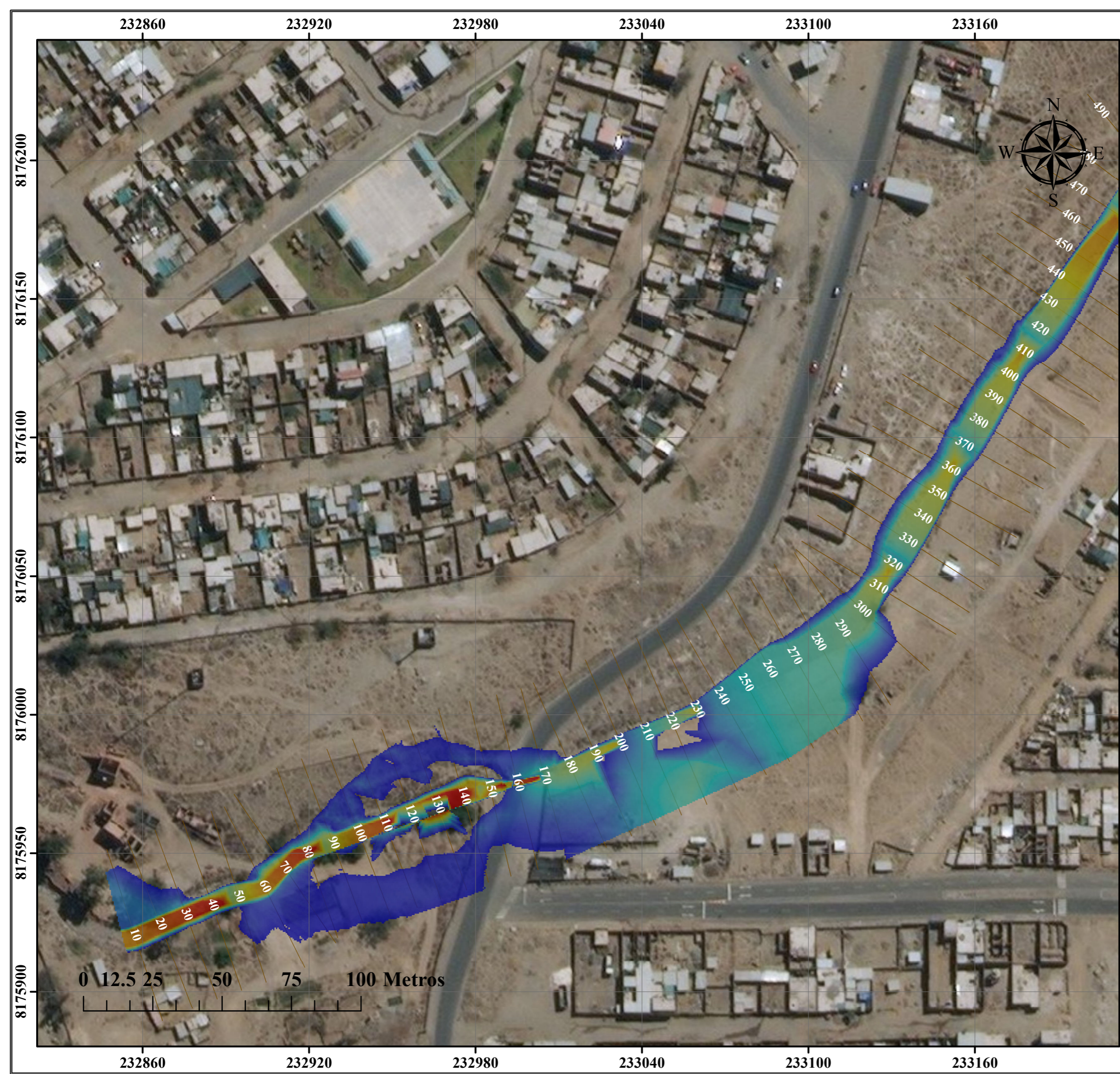


 **Universidad Católica de Santa María**

Tesis: Analisis de la vulnerabilidad hidrológica de la quebrada Huaylla y protección contra inundaciones con defensas ribereñas, simuladas con los programas (Sap 2000 y Cype Cad) en el Distrito de Characato, Provincia de Arequipa, Departamento de Arequipa

Bachiller: **Jorge Eduardo Cáceres Valdez**

Datum: WGS 84 / ZONA 19 S	Fecha: Junio, 2020	Mapa: UB-01
----------------------------------	---------------------------	--------------------

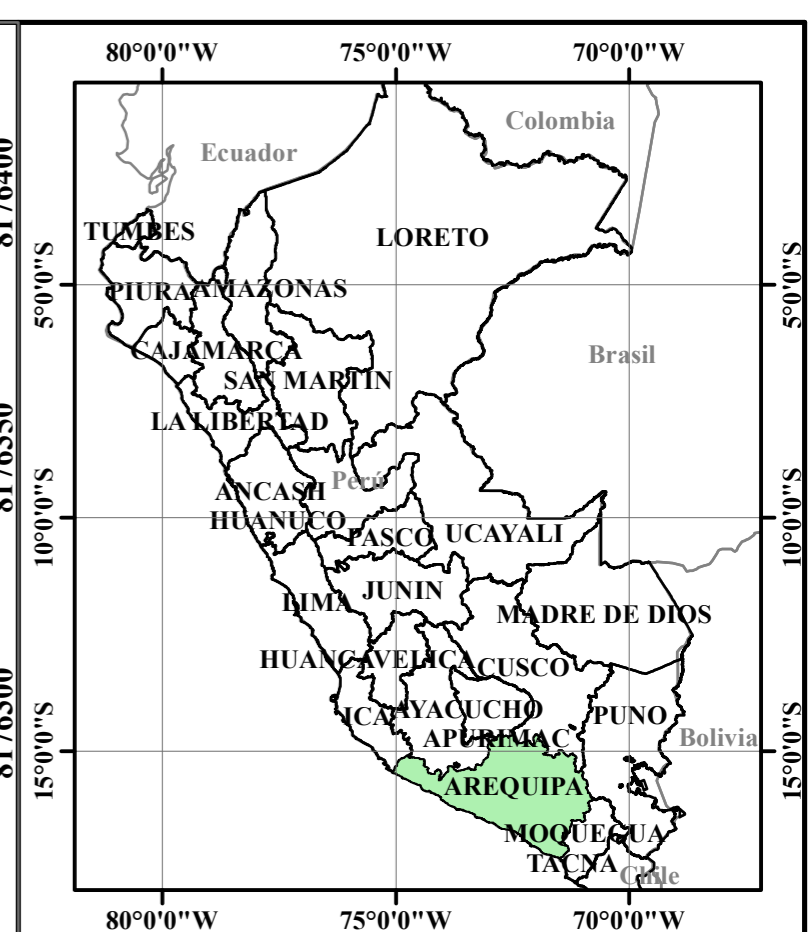
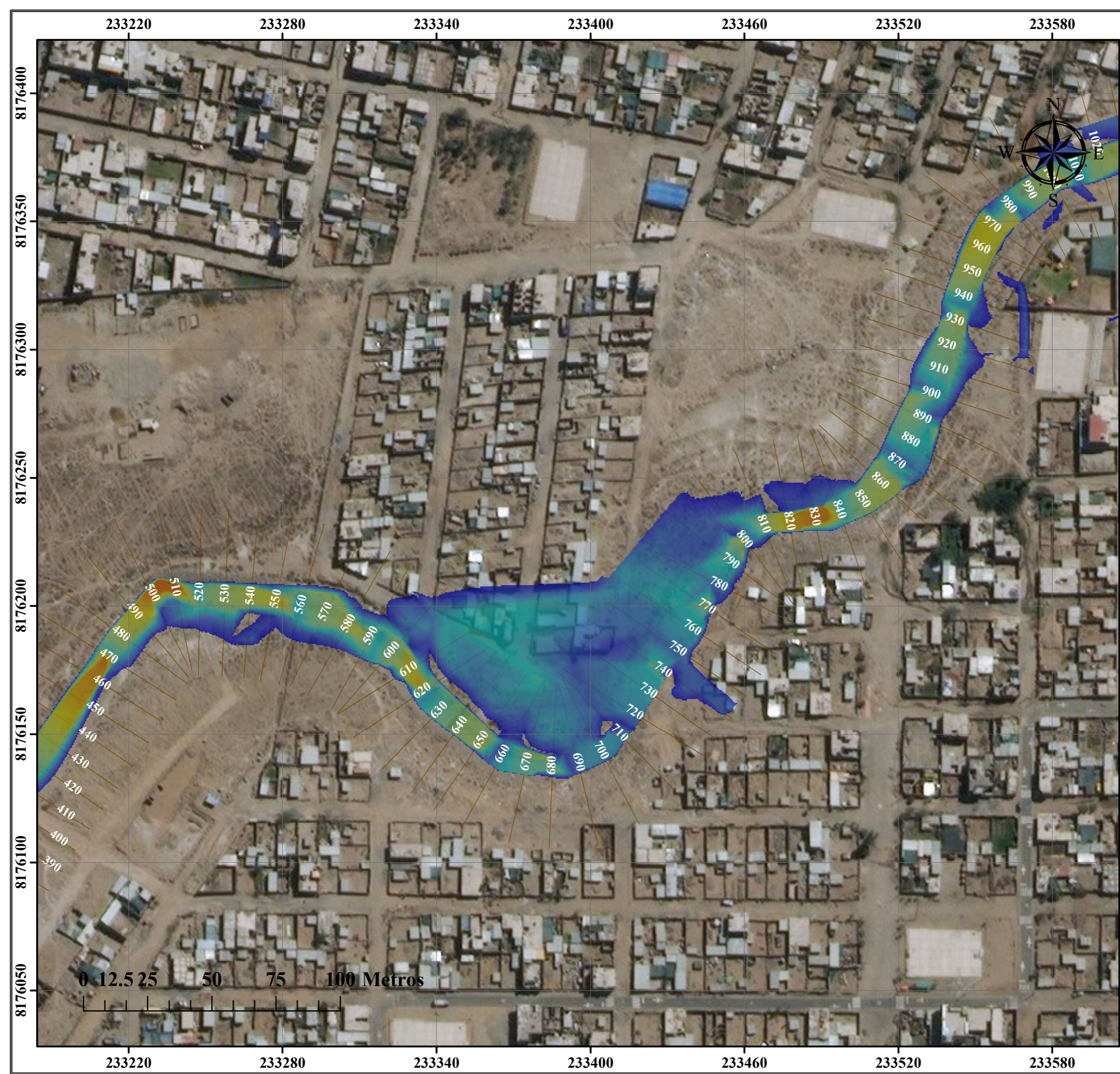



Universidad Católica de Santa María

Tesis: Analisis de la vulnerabilidad hidrológica de la quebrada Huaylla y protección contra inundaciones con defensas ribereñas, simuladas con los programas (Sap 2000 y Cype Cad) en el Distrito de Characato, Provincia de Arequipa, Departamento de Arequipa

Bachiller: **Jorge Eduardo Cáceres Valdez**

Datum: WGS 84 / ZONA 19 S	Fecha: JUNIO, 2020	Mapa: IN-01
---------------------------	--------------------	-------------

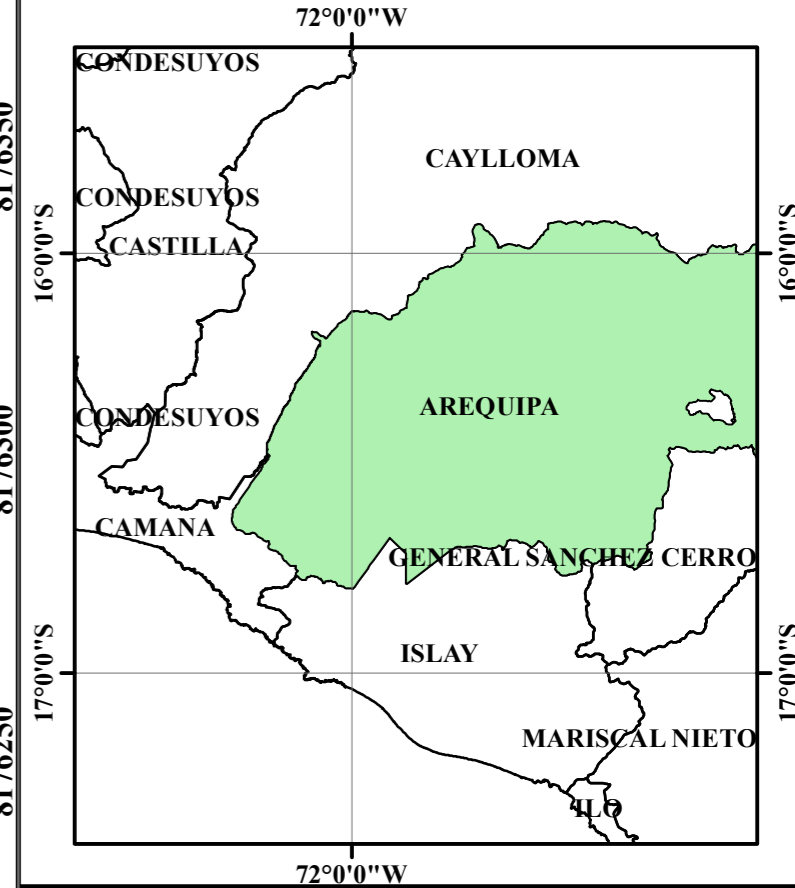
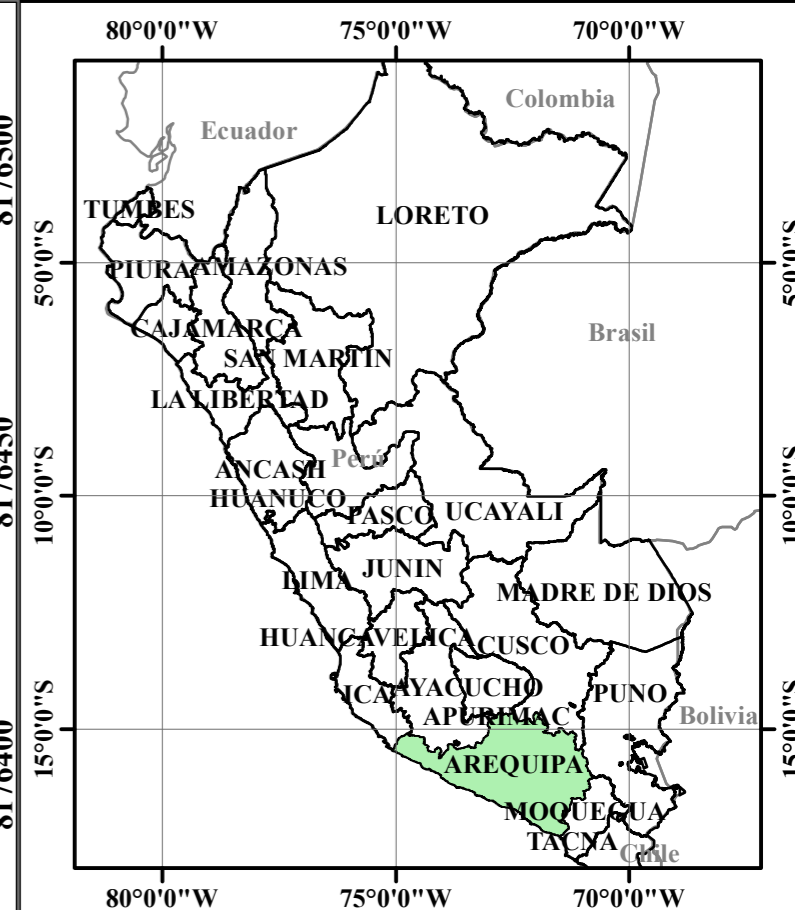



 **Universidad Católica de Santa María**

Tesis: **Análisis de la vulnerabilidad hidrológica de la quebrada Huaylla y protección contra inundaciones con defensas ribereñas, simuladas con los programas (Sap 2000 y Cype Cad) en el Distrito de Characato, Provincia de Arequipa, Departamento de Arequipa**

Bachiller: **Jorge Eduardo Cáceres Valdez**

Datum:	Fecha:	Mapa:
WGS 84 / ZONA 19 S	JUNIO, 2020	IN-02

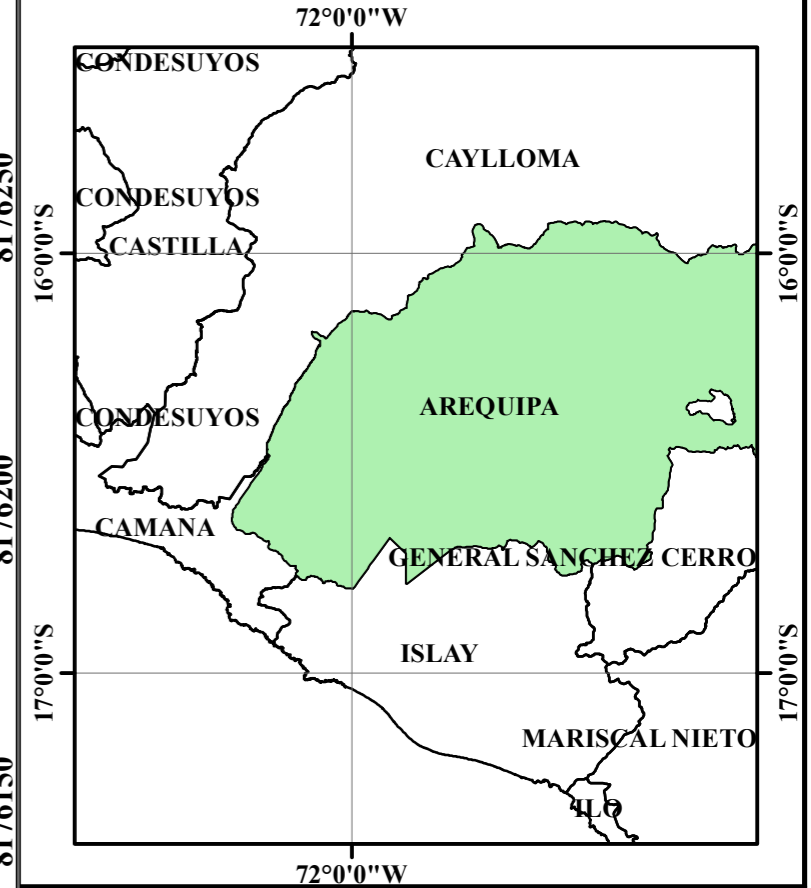
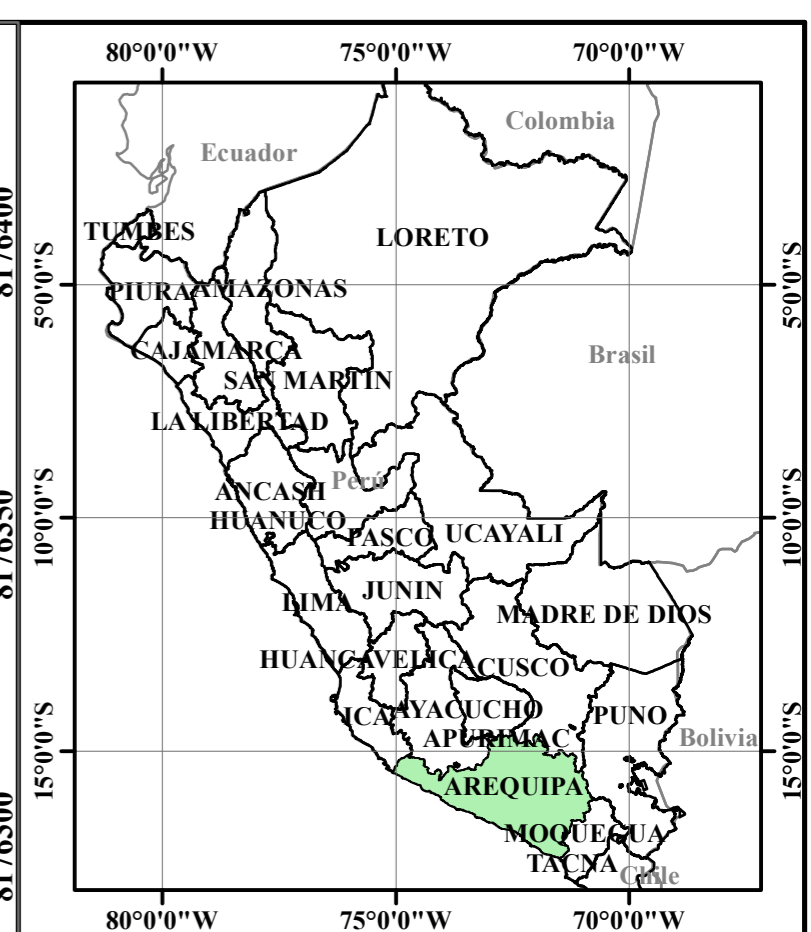
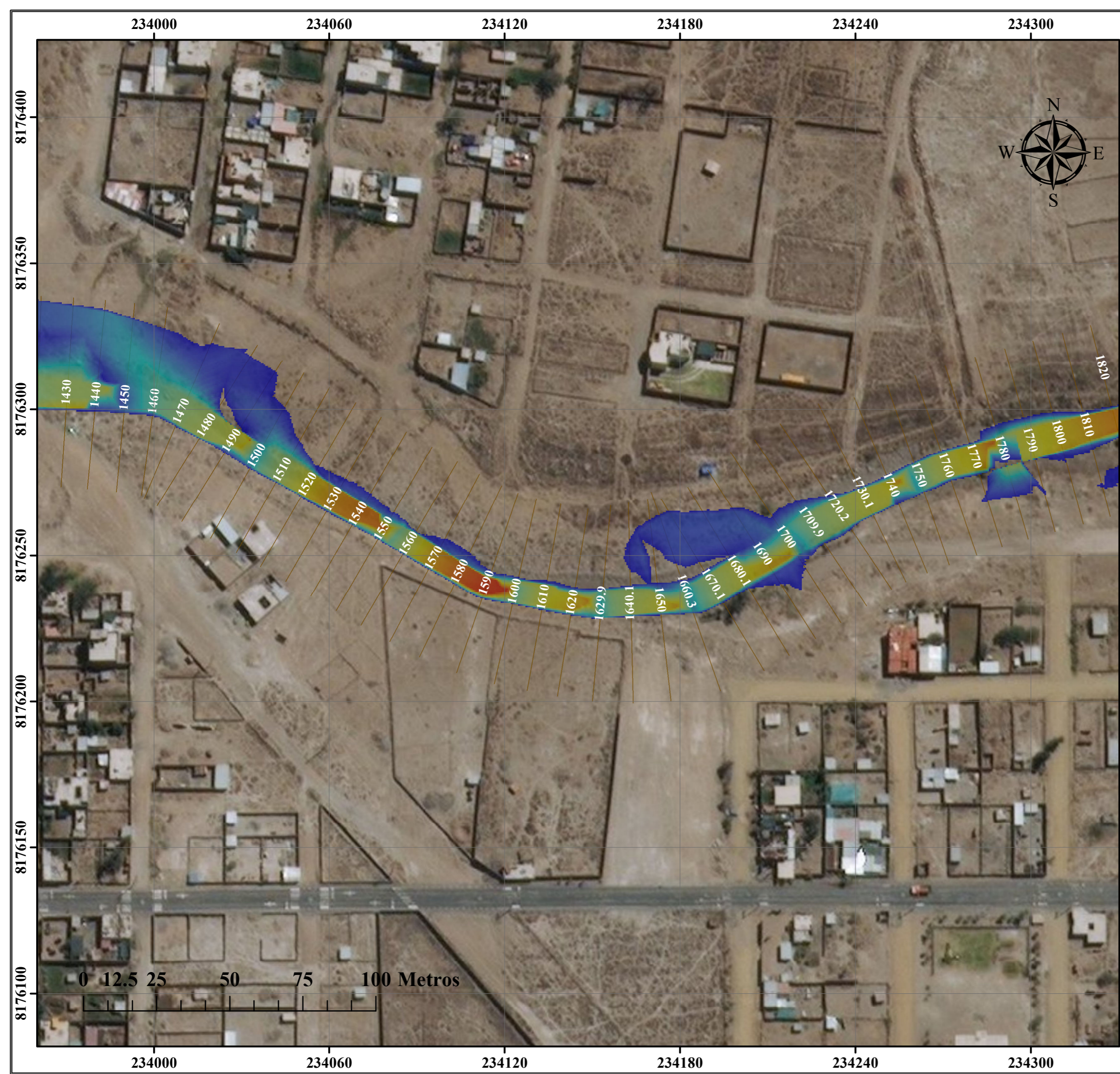



 **Universidad Católica de Santa María**

Tesis: **Análisis de la vulnerabilidad hidrológica de la quebrada Huaylla y protección contra inundaciones con defensas ribereñas, simuladas con los programas (Sap 2000 y Cype Cad) en el Distrito de Characato, Provincia de Arequipa, Departamento de Arequipa**

Bachiller: **Jorge Eduardo Cáceres Valdez**

Datum:	Fecha:	Mapa:
WGS 84 / ZONA 19 S	JUNIO, 2020	IN-03

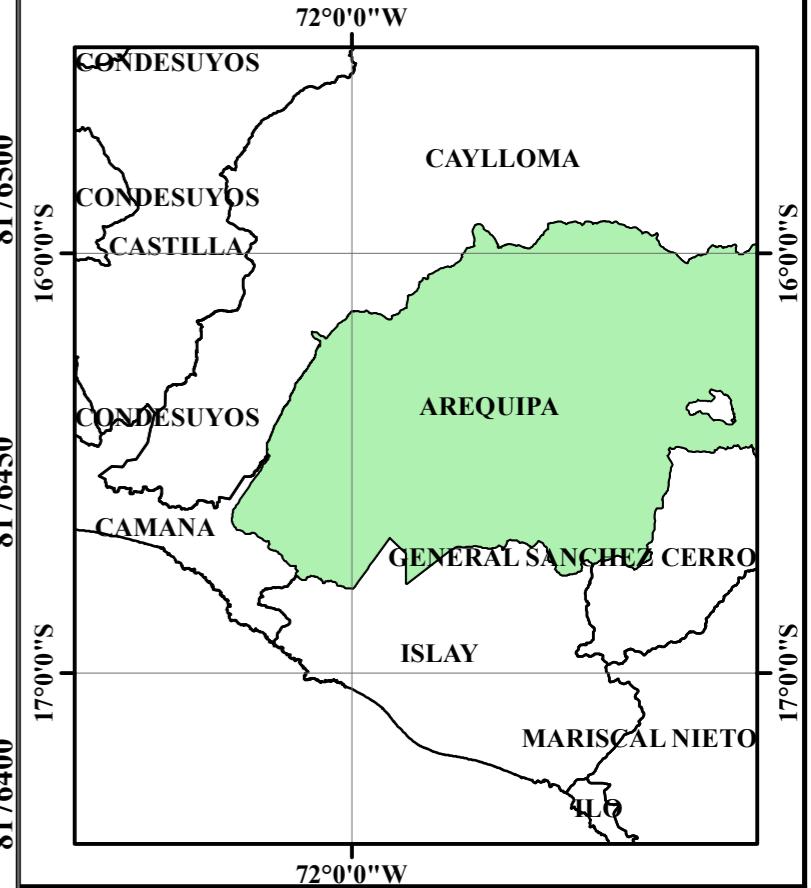
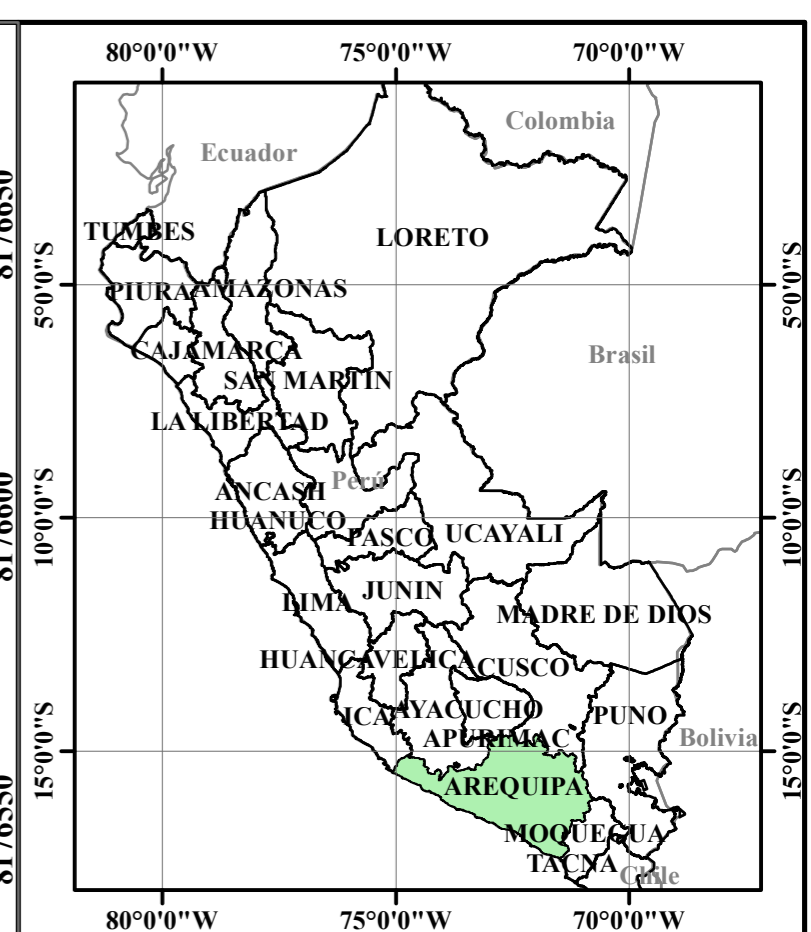
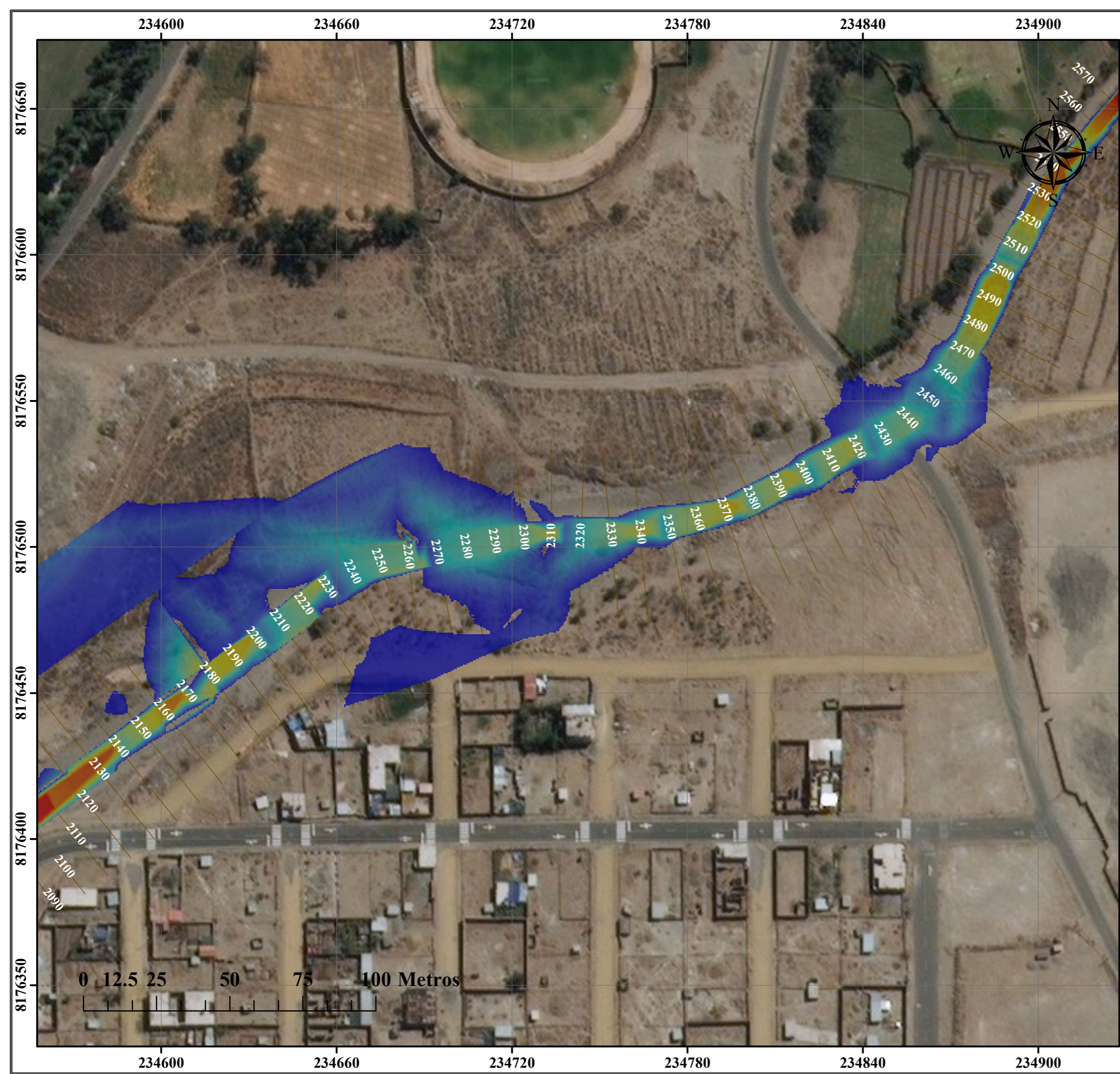


 **Universidad Católica de Santa María**

Tesis: **Análisis de la vulnerabilidad hidrológica de la quebrada Huaylla y protección contra inundaciones con defensas ribereñas, simuladas con los programas (Sap 2000 y Cype Cad) en el Distrito de Characato, Provincia de Arequipa, Departamento de Arequipa**

Bachiller: **Jorge Eduardo Cáceres Valdez**

Datum:	Fecha:	Mapa:
WGS 84 / ZONA 19 S	JUNIO, 2020	IN-04

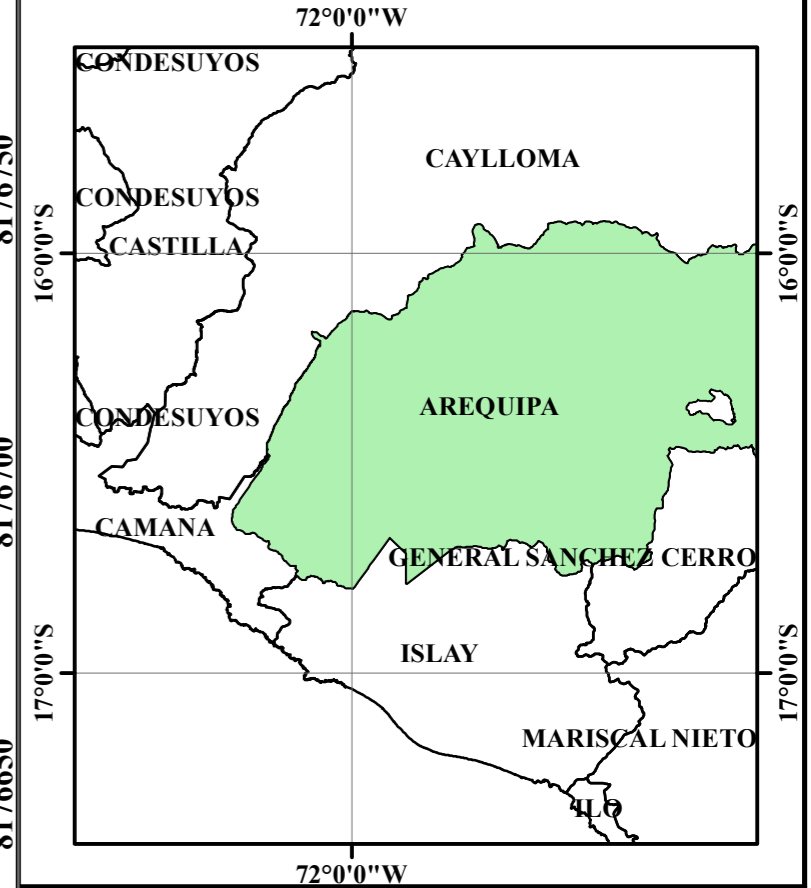
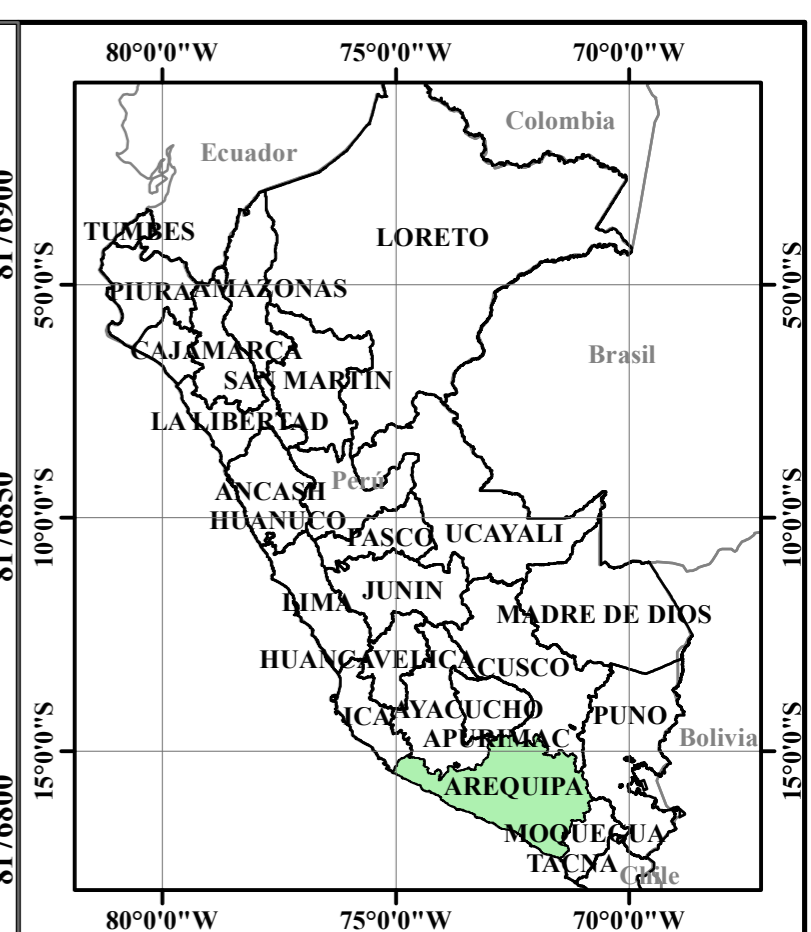



Universidad Católica de Santa María

Tesis: **Análisis de la vulnerabilidad hidrológica de la quebrada Huaylla y protección contra inundaciones con defensas ribereñas, simuladas con los programas (Sap 2000 y Cype Cad) en el Distrito de Characato, Provincia de Arequipa, Departamento de Arequipa**

Bachiller: **Jorge Eduardo Cáceres Valdez**

Datum:	Fecha:	Mapa:
WGS 84 / ZONA 19 S	JUNIO, 2020	IN-05

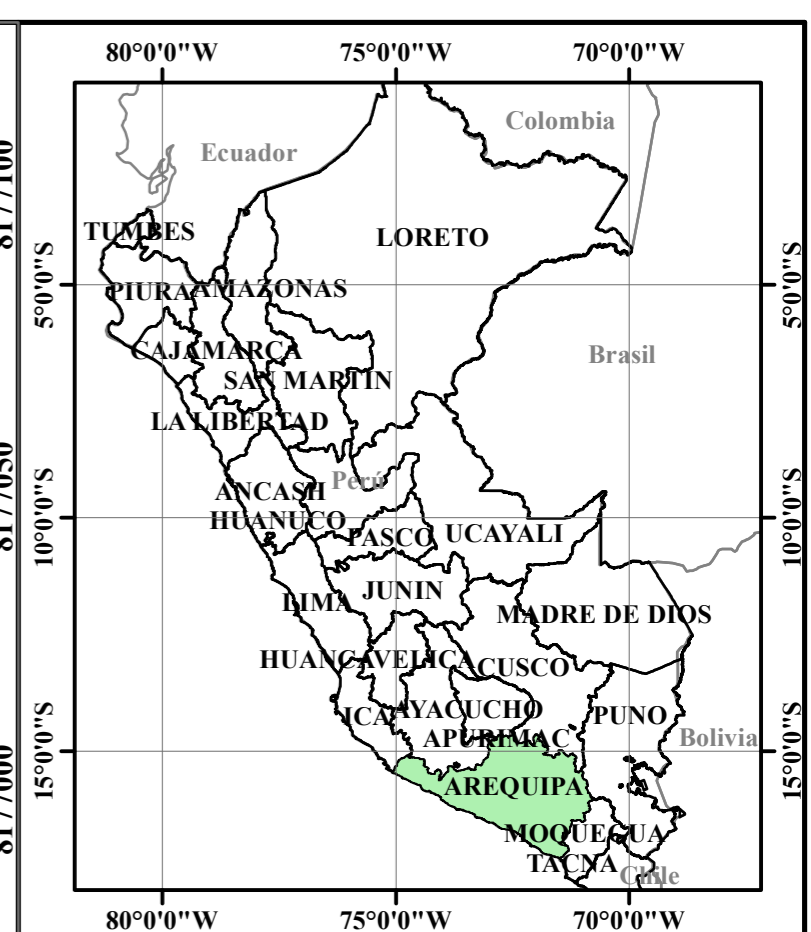



 **Universidad Católica de Santa María**

Tesis: **Análisis de la vulnerabilidad hidrológica de la quebrada Huaylla y protección contra inundaciones con defensas ribereñas, simuladas con los programas (Sap 2000 y Cype Cad) en el Distrito de Characato, Provincia de Arequipa, Departamento de Arequipa**

Bachiller: **Jorge Eduardo Cáceres Valdez**

Datum:	Fecha:	Mapa:
WGS 84 / ZONA 19 S	JUNIO, 2020	IN-06

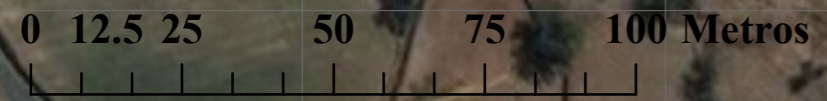


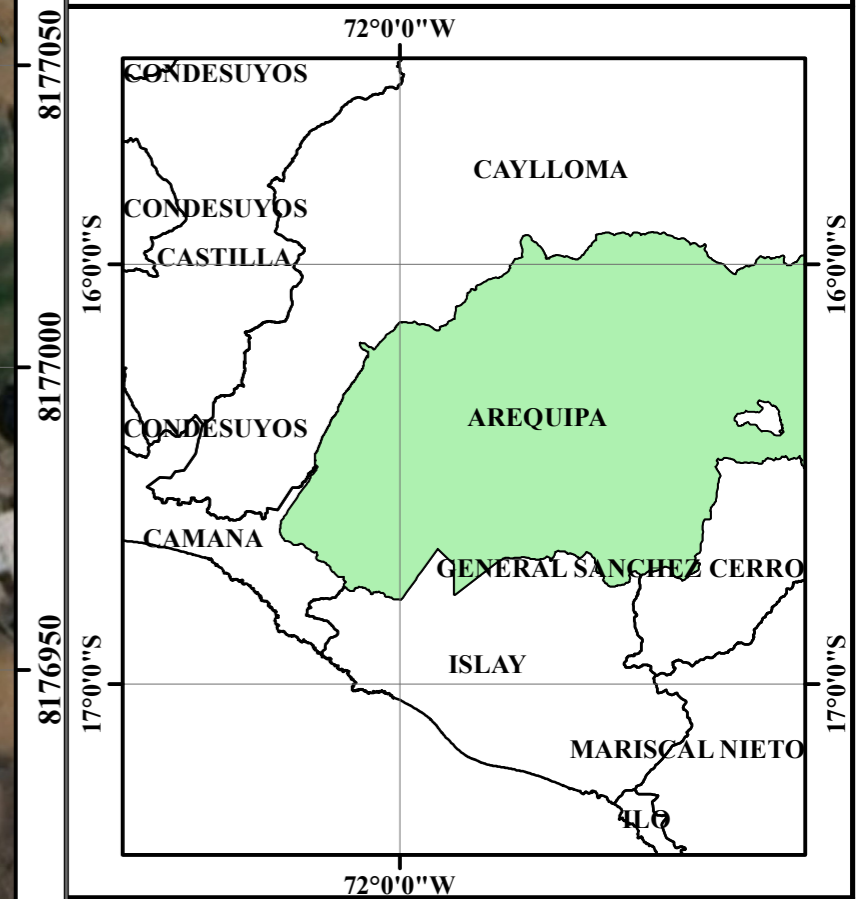
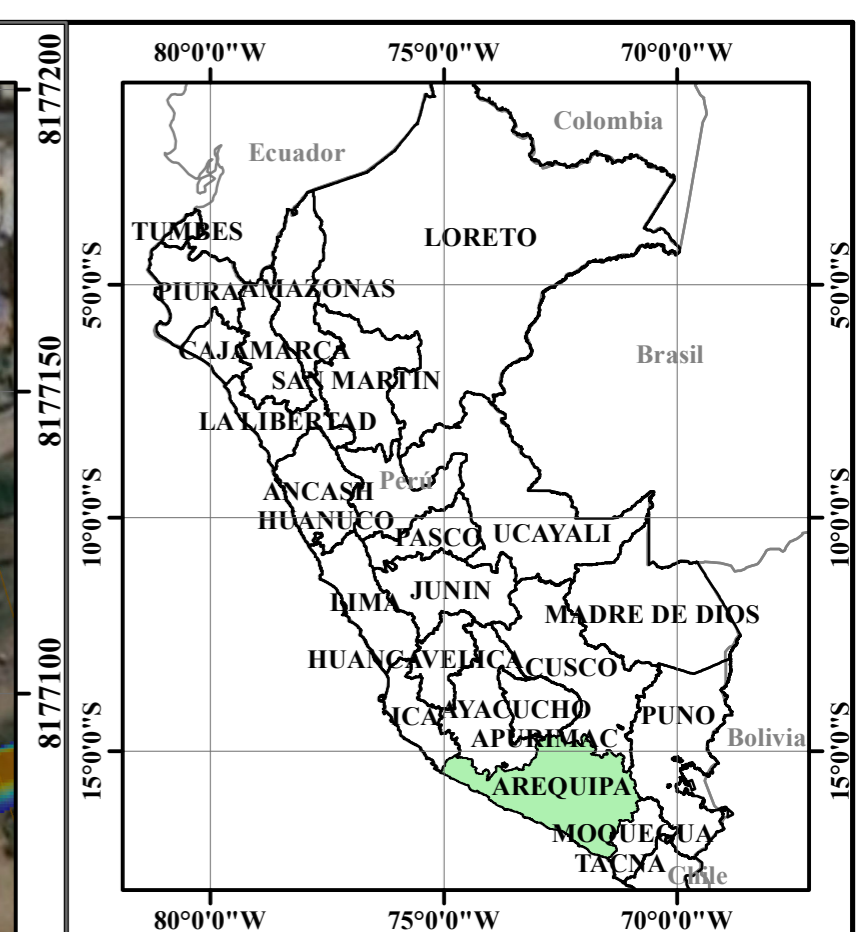
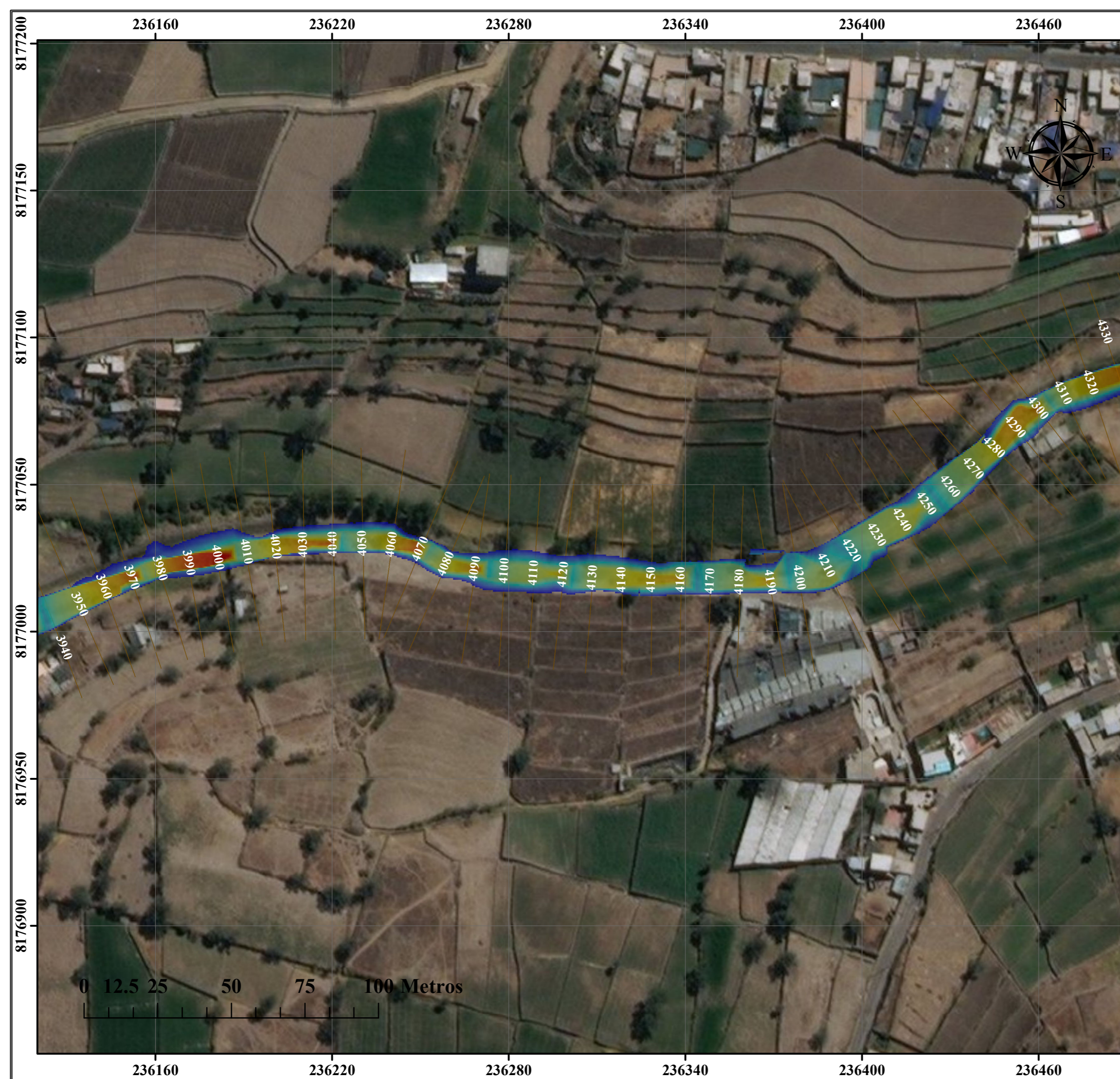
 **Universidad Católica de Santa María**


Tesis: **Análisis de la vulnerabilidad hidrológica de la quebrada Huaylla y protección contra inundaciones con defensas ribereñas, simuladas con los programas (Sap 2000 y Cype Cad) en el Distrito de Characato, Provincia de Arequipa, Departamento de Arequipa**

Bachiller: **Jorge Eduardo Cáceres Valdez**

Datum:	Fecha:	Mapa:
WGS 84 / ZONA 19 S	JUNIO, 2020	IN-07



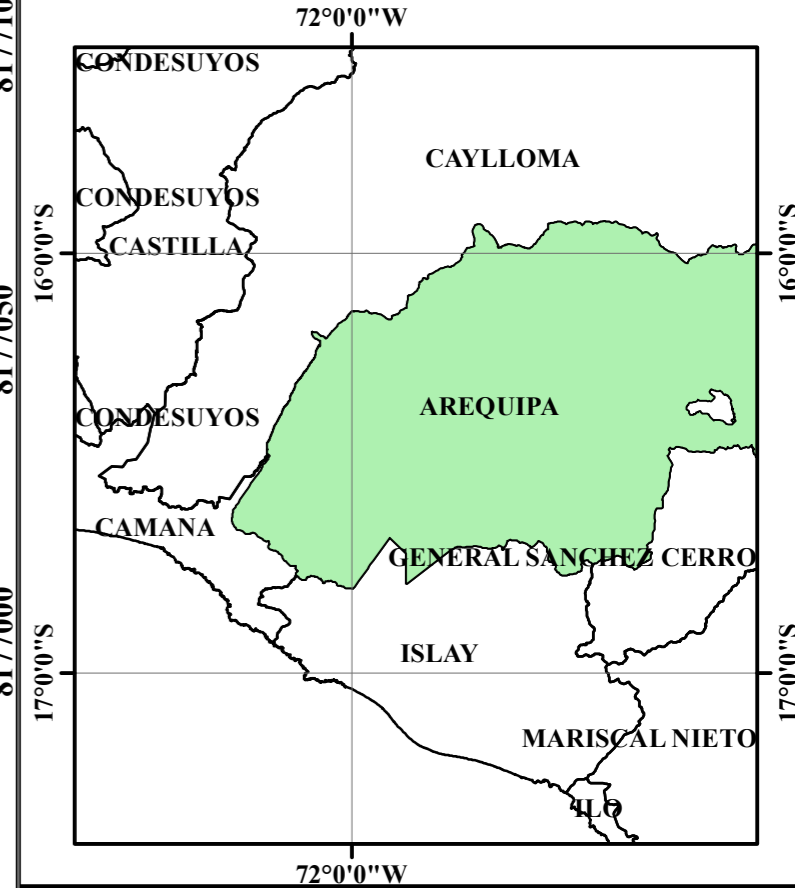
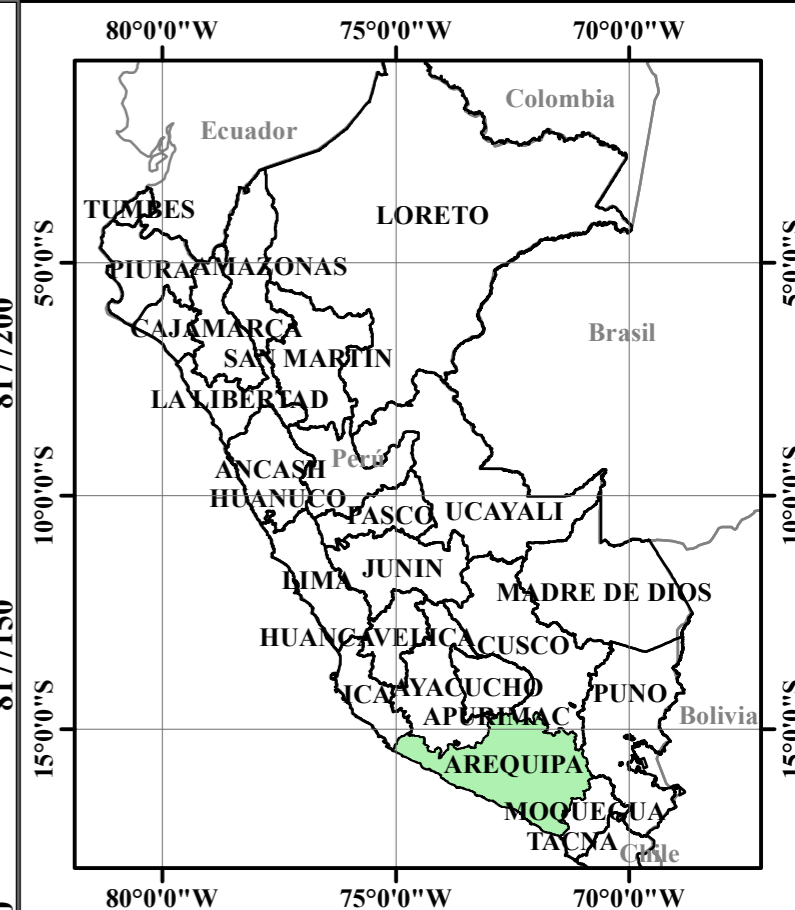
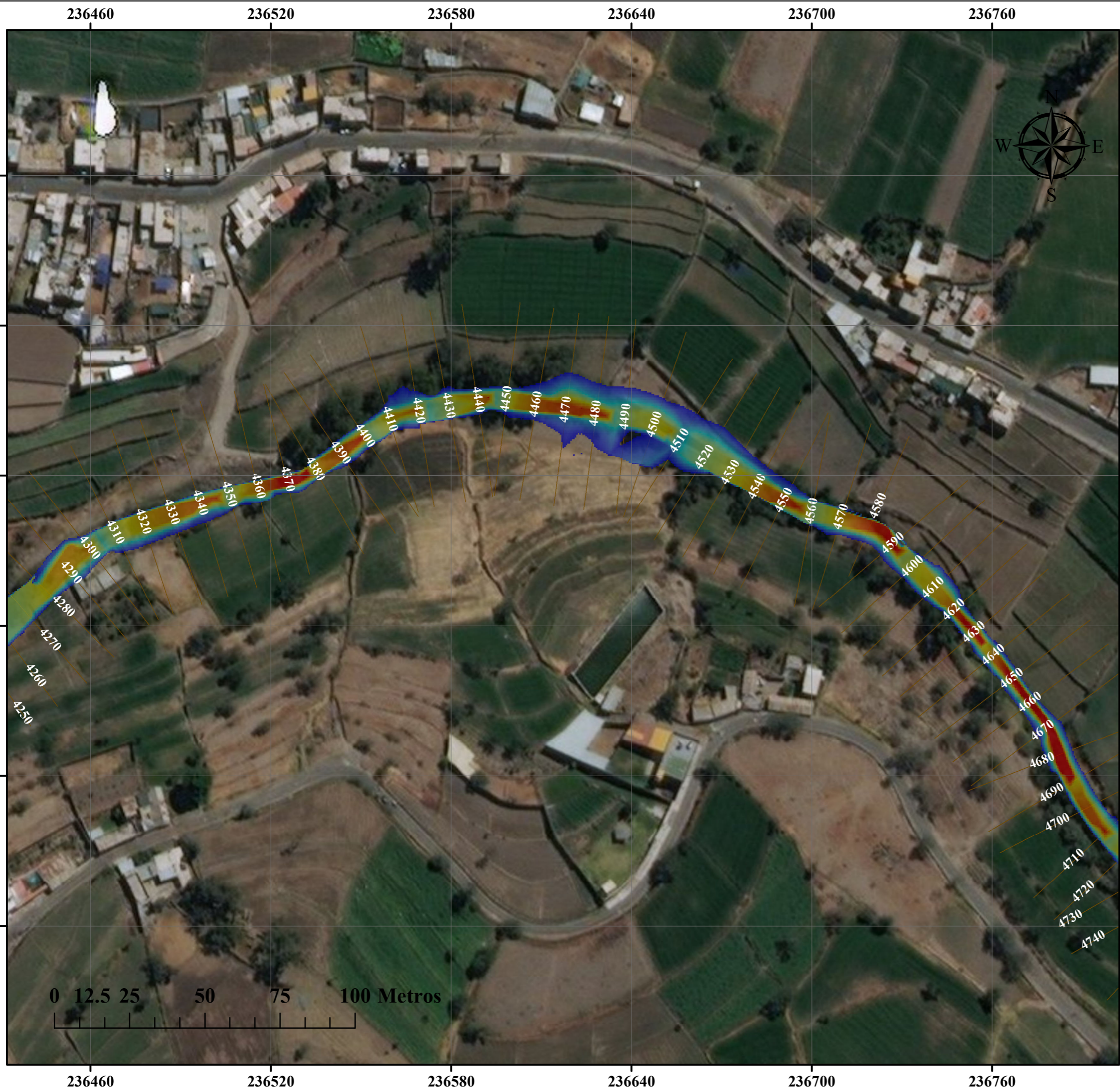


 **Universidad Católica de Santa María**

Tesis: **Análisis de la vulnerabilidad hidrológica de la quebrada Huaylla y protección contra inundaciones con defensas ribereñas, simuladas con los programas (Sap 2000 y Cype Cad) en el Distrito de Characato, Provincia de Arequipa, Departamento de Arequipa**

Bachiller: **Jorge Eduardo Cáceres Valdez**

Datum: WGS 84 / ZONA 19 S	Fecha: JUNIO, 2020	Mapa: IN-08
----------------------------------	---------------------------	--------------------



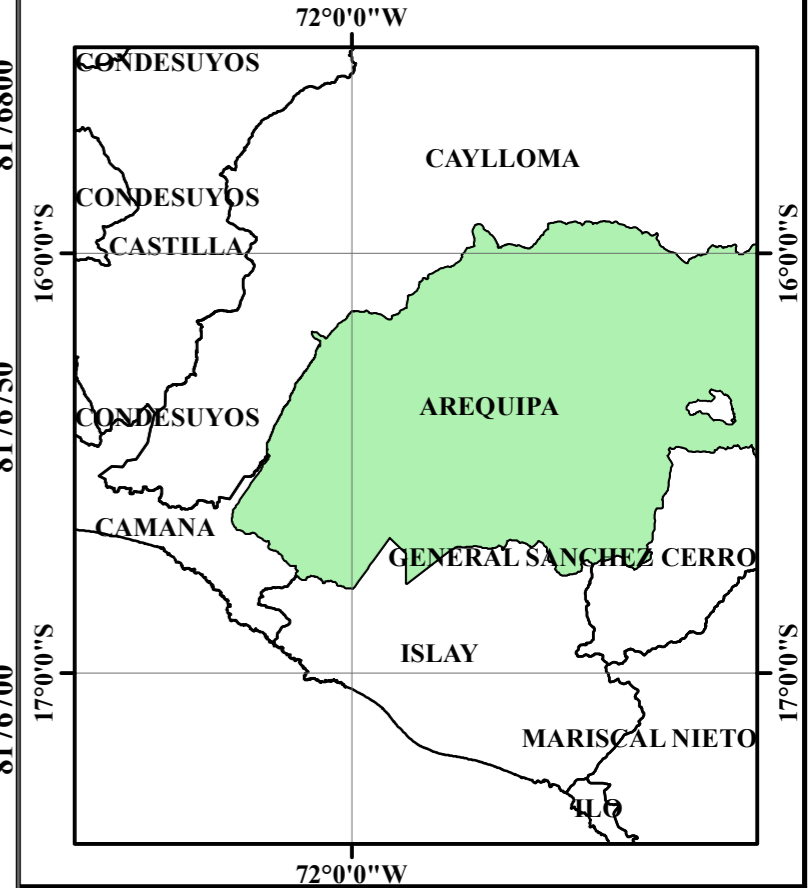
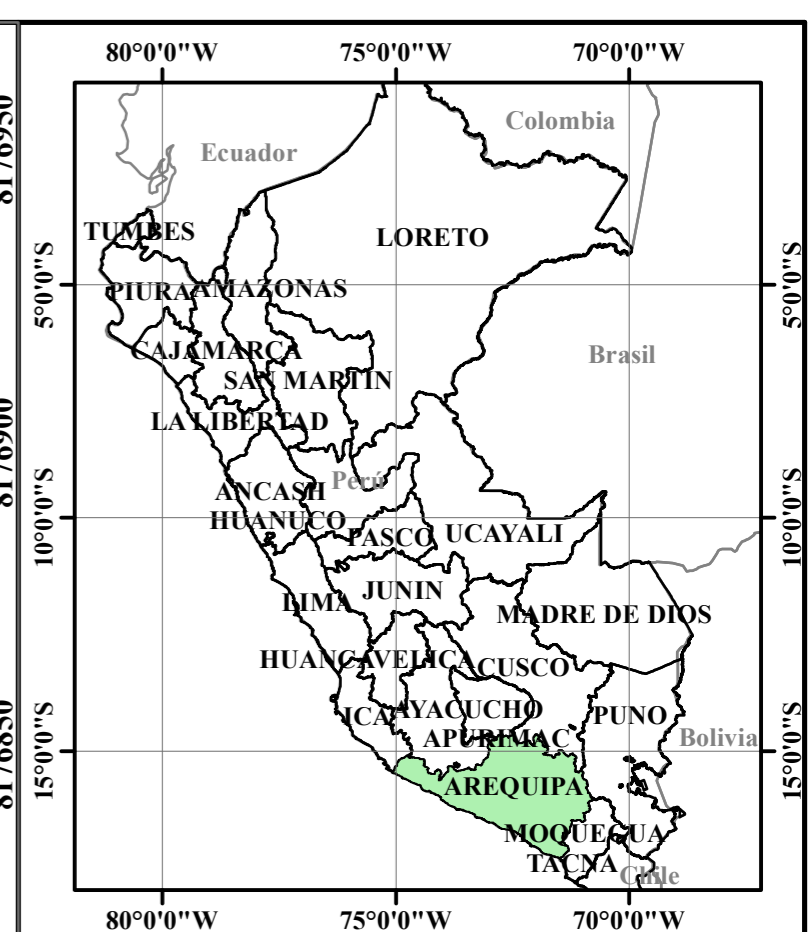
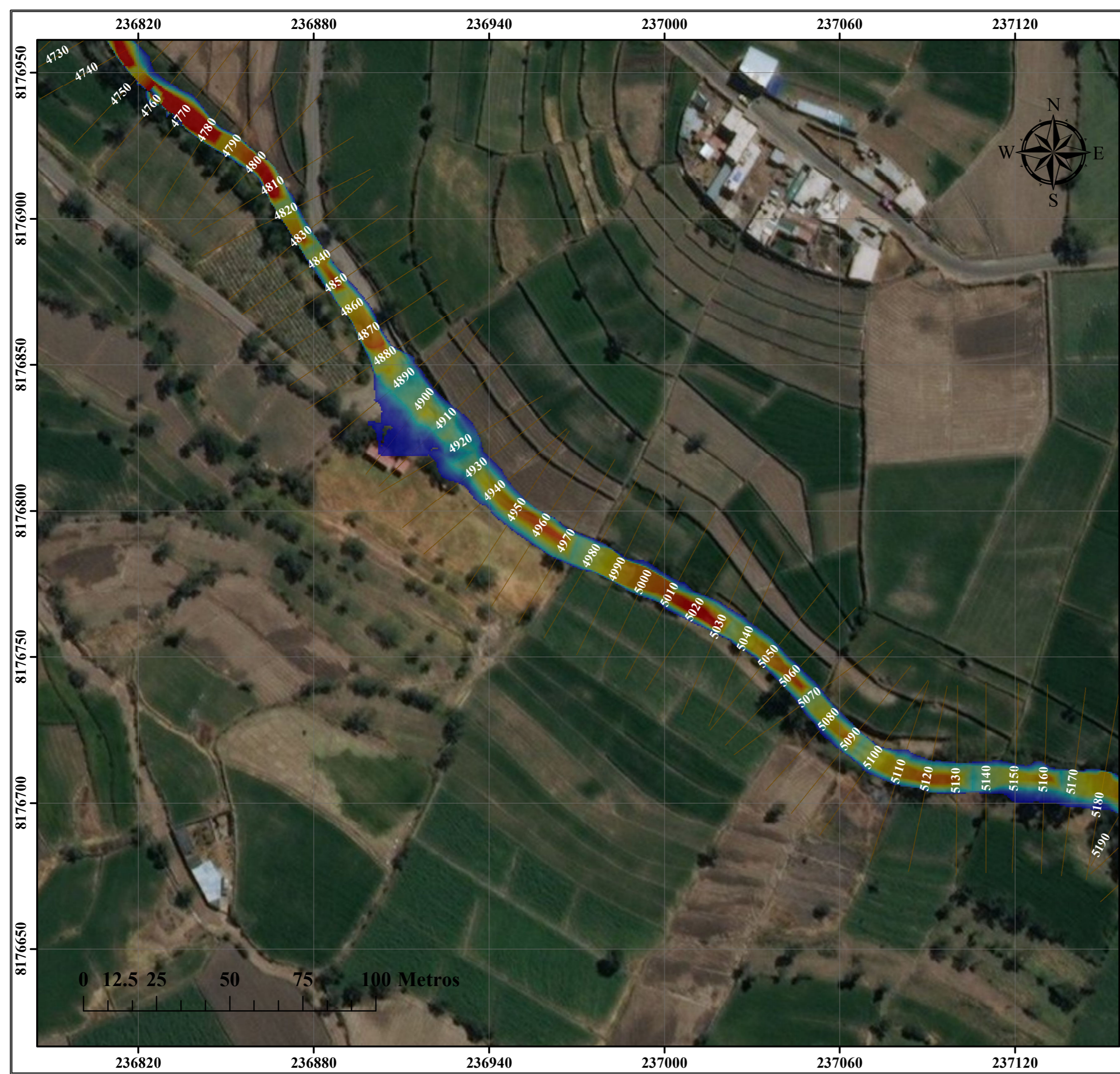
Universidad Católica de Santa María

Tesis: Analisis de la vulnerabilidad hidrológica de la quebrada Huaylla y protección contra inundaciones con defensas ribereñas, simuladas con los programas (Sap 2000 y Cype Cad) en el Distrito de Characato, Provincia de Arequipa, Departamento de Arequipa

Bachiller: **Jorge Eduardo Cáceres Valdez**

Datum: WGS 84 / ZONA 19 S	Fecha: JUNIO, 2020	Mapa: IN-09
---------------------------	--------------------	-------------



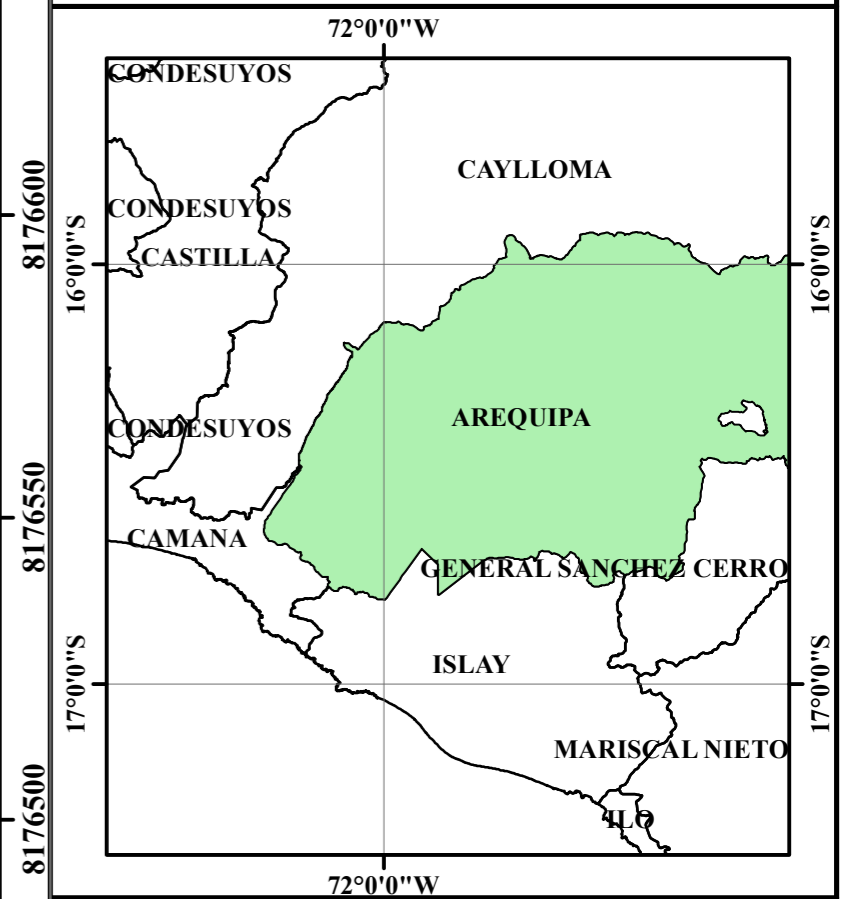
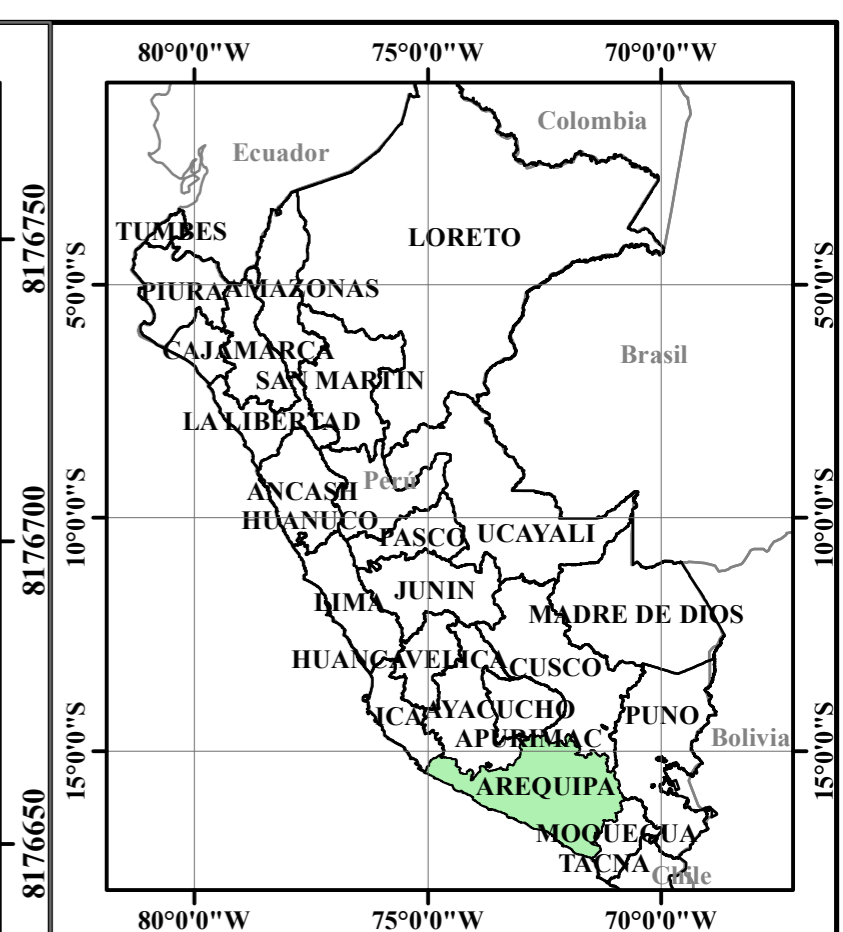


Universidad Católica de Santa María

Tesis: Analisis de la vulnerabilidad hidrológica de la quebrada Huaylla y protección contra inundaciones con defensas ribereñas, simuladas con los programas (Sap 2000 y Cype Cad) en el Distrito de Characato, Provincia de Arequipa, Departamento de Arequipa

Bachiller: **Jorge Eduardo Cáceres Valdez**

Datum: WGS 84 / ZONA 19 S	Fecha: JUNIO, 2020	Mapa: IN-10
---------------------------	--------------------	-------------

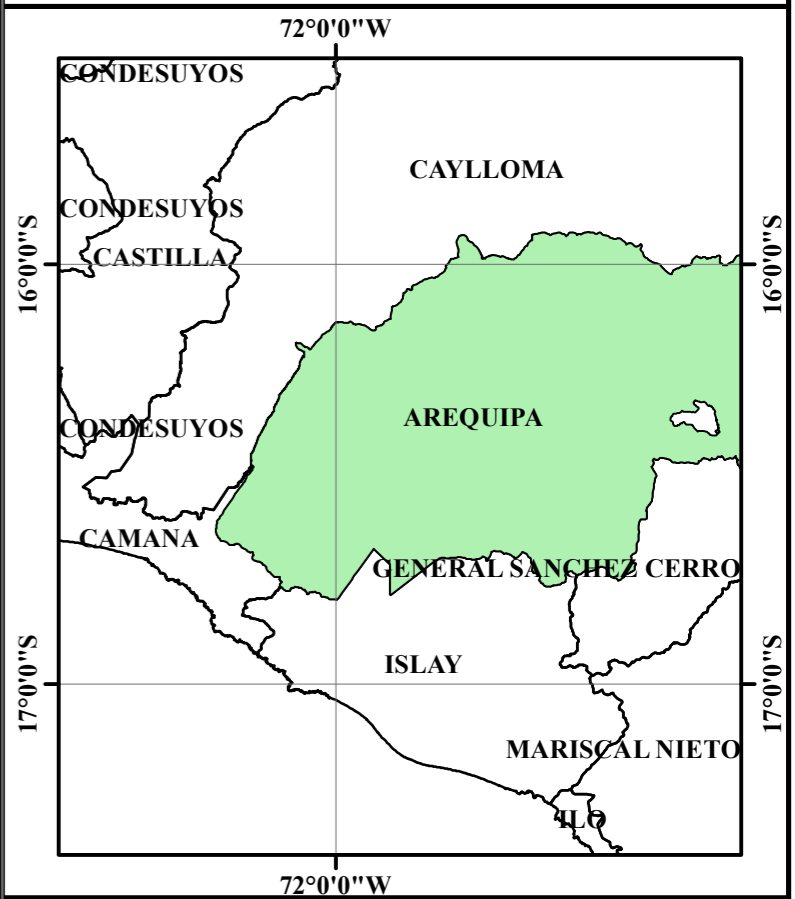
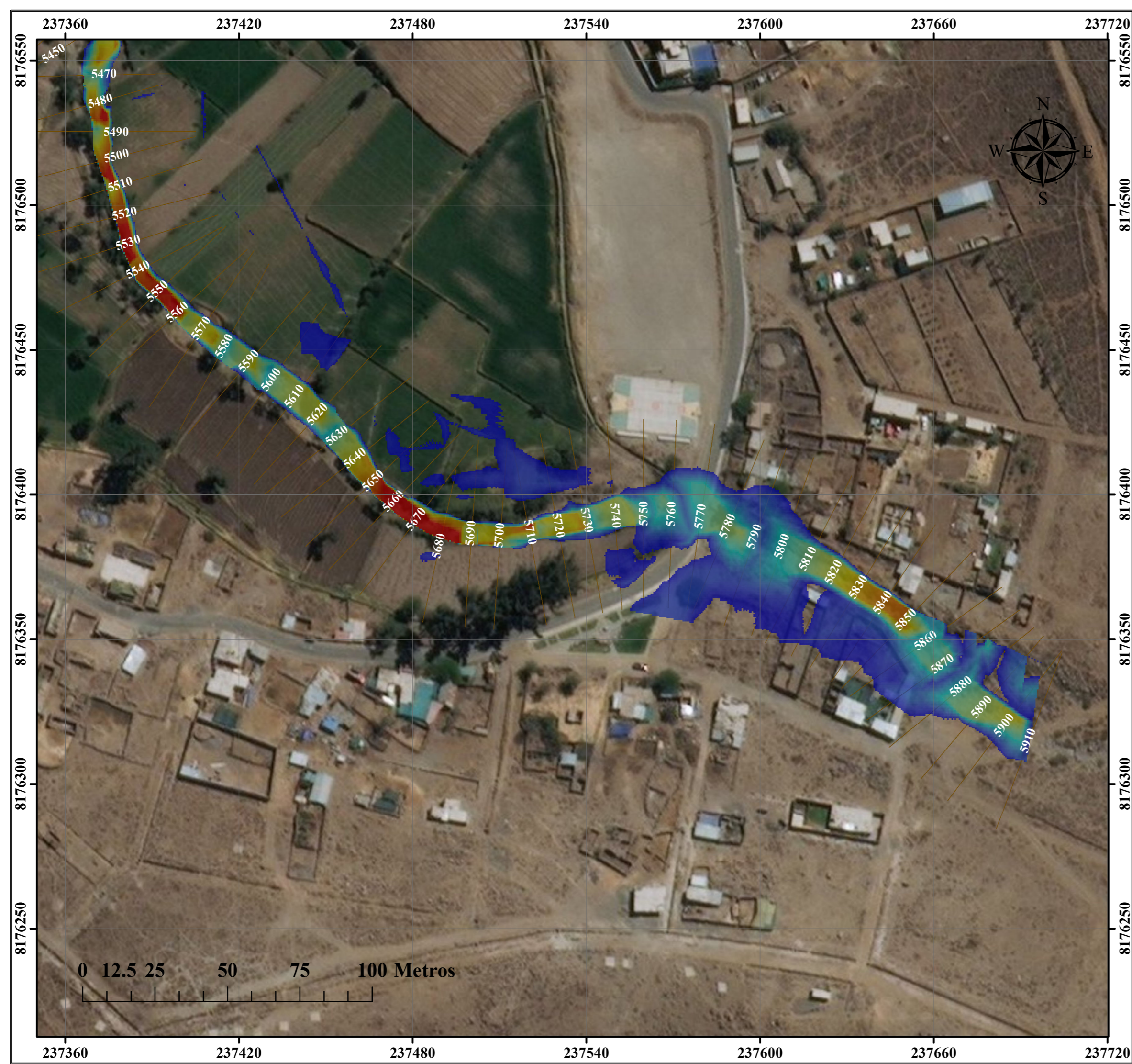


Universidad Católica de Santa María

Tesis: **Análisis de la vulnerabilidad hidrológica de la quebrada Huaylla y protección contra inundaciones con defensas ribereñas, simuladas con los programas (Sap 2000 y Cype Cad) en el Distrito de Characato, Provincia de Arequipa, Departamento de Arequipa**

Bachiller: **Jorge Eduardo Cáceres Valdez**

Datum: WGS 84 / ZONA 19 S	Fecha: JUNIO, 2020	Mapa: IN-11
----------------------------------	---------------------------	--------------------



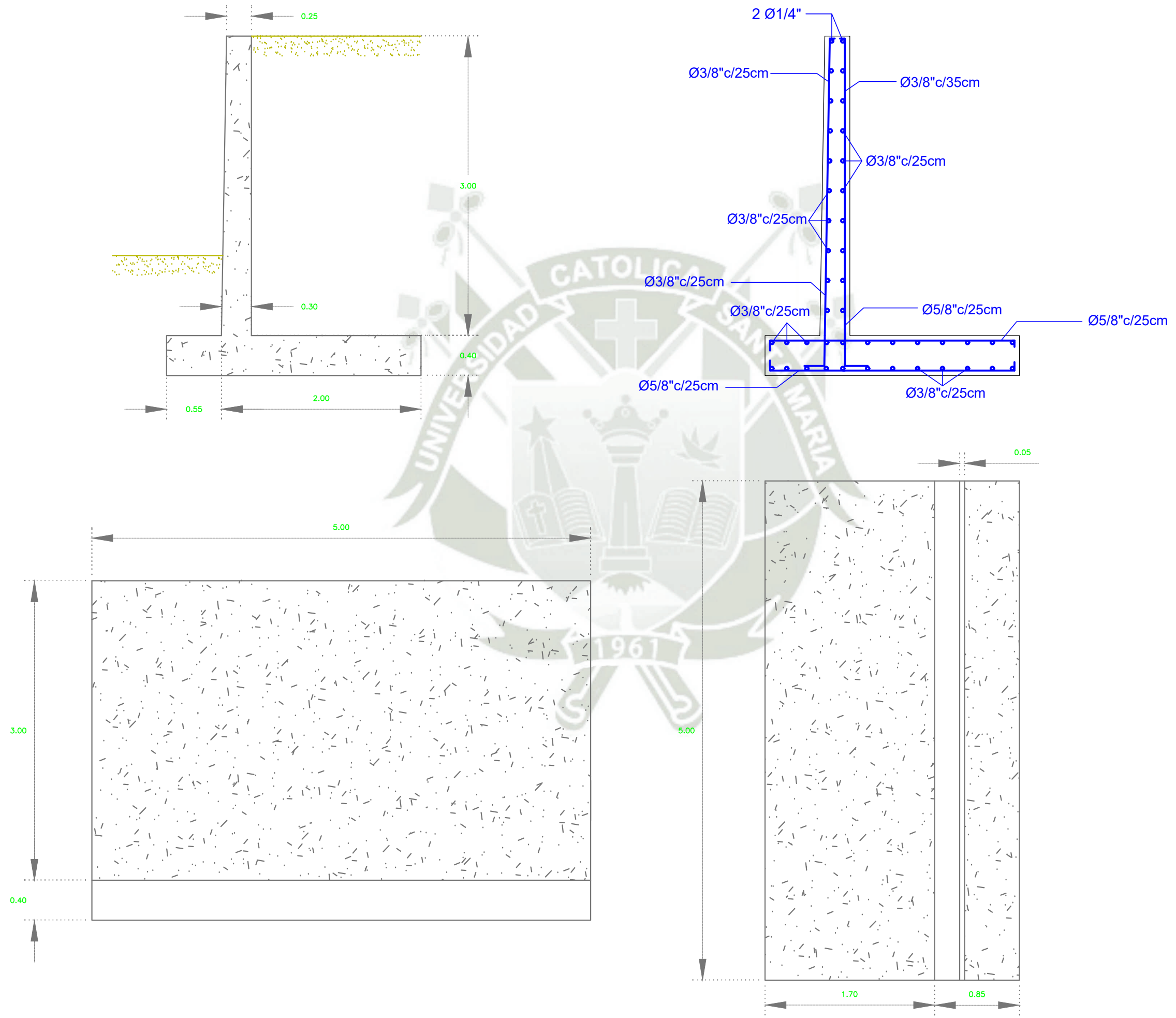
Universidad Católica de Santa María

Tesis: Analisis de la vulnerabilidad hidrológica de la quebrada Huaylla y protección contra inundaciones con defensas ribereñas, simuladas con los programas (Sap 2000 y Cype Cad) en el Distrito de Characato, Provincia de Arequipa, Departamento de Arequipa

Bachiller: **Jorge Eduardo Cáceres Valdez**

Datum:	Fecha:	Mapa:
WGS 84 / ZONA 19 S	JUNIO, 2020	IN-12

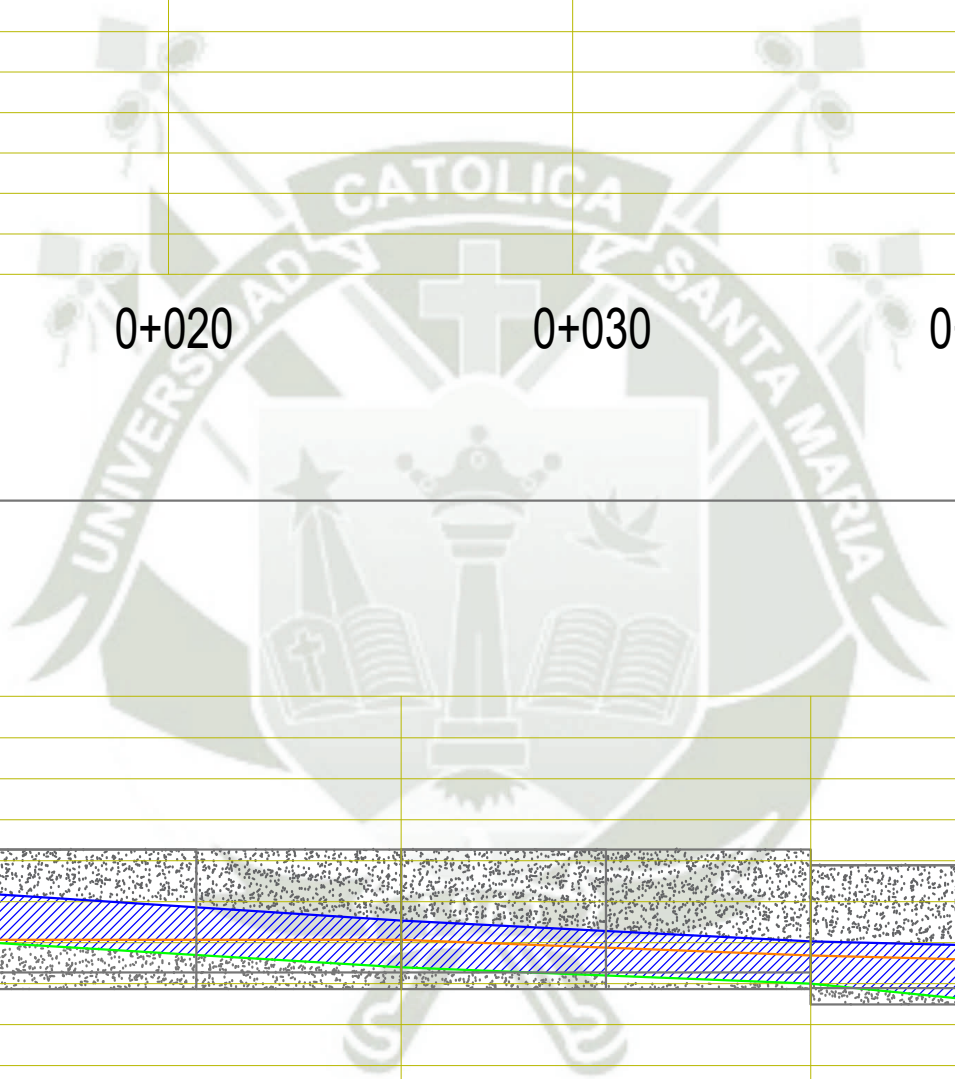
MURO DE CONTENCIÓN H=3.00m

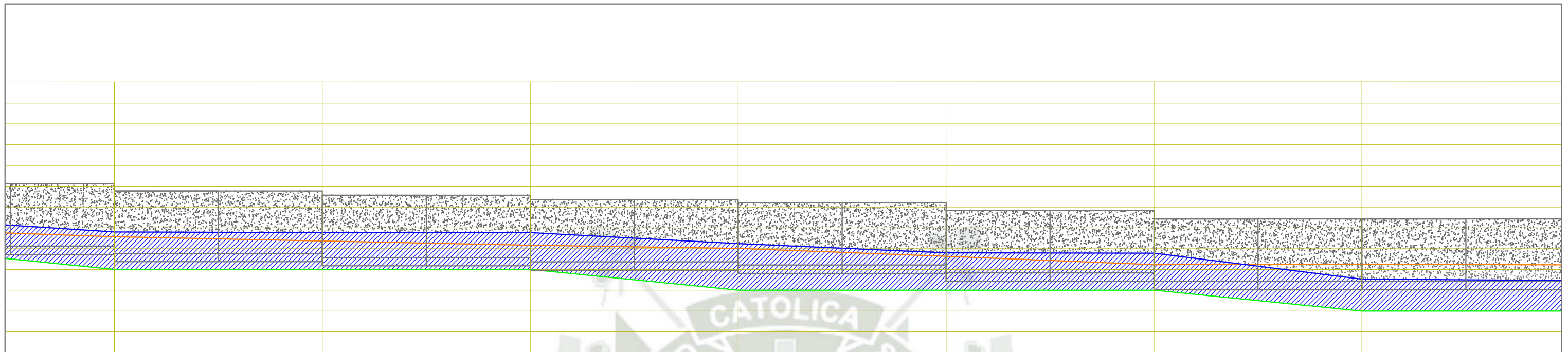


2415
2414
2413
2412
2411
2410
2409
2408
2407
2406
2405
2404
2403
2402

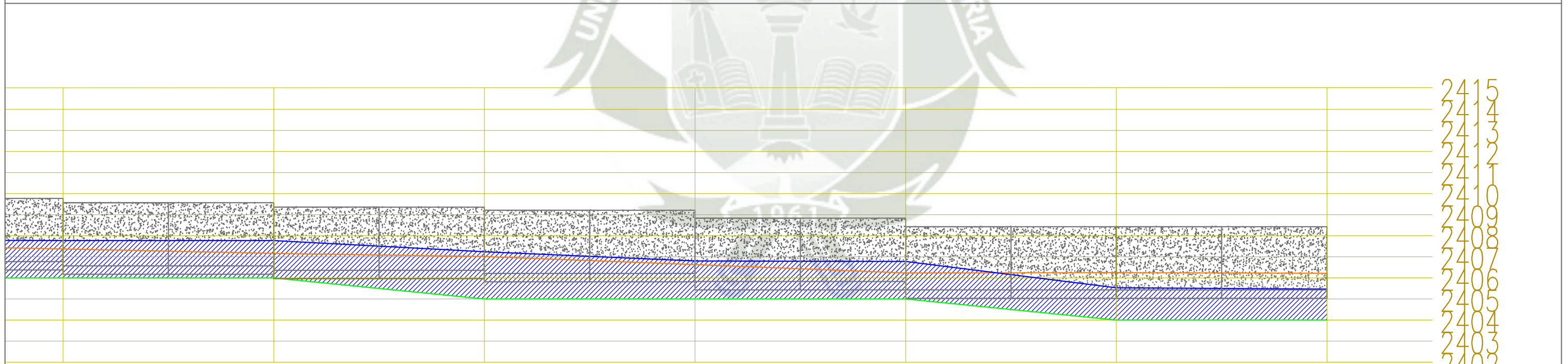
0+000 0+010 0+020 0+030 0+040 0+050 0+060

0+060 0+070 0+080 0+090 0+100 0+110 0+120



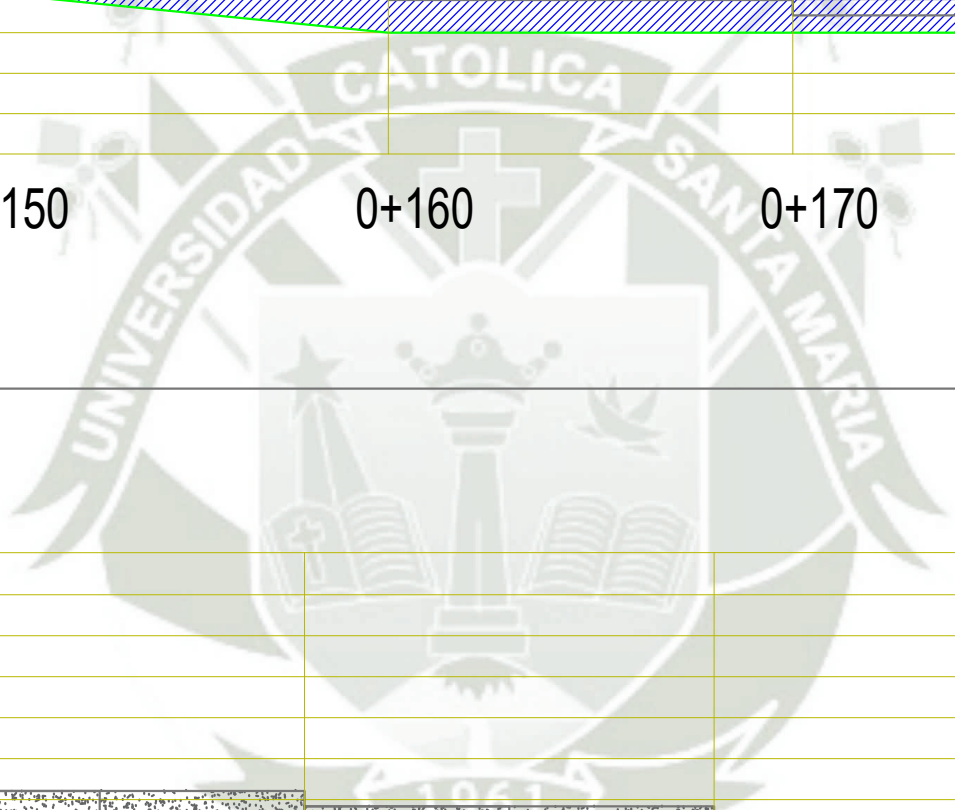


0+130 0+140 0+150 0+160 0+170 0+180 0+190 0+

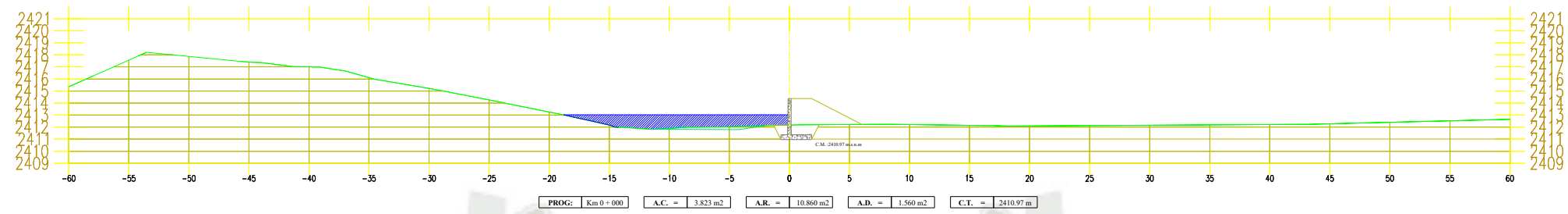


0+140 0+150 0+160 0+170 0+180 0+190 0+200

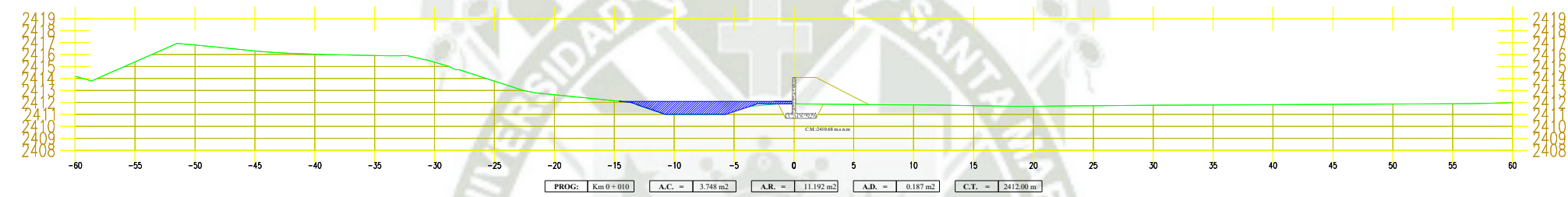
2415
2414
2413
2412
2411
2410
2409
2408
2407
2406
2405
2404
2403
2402



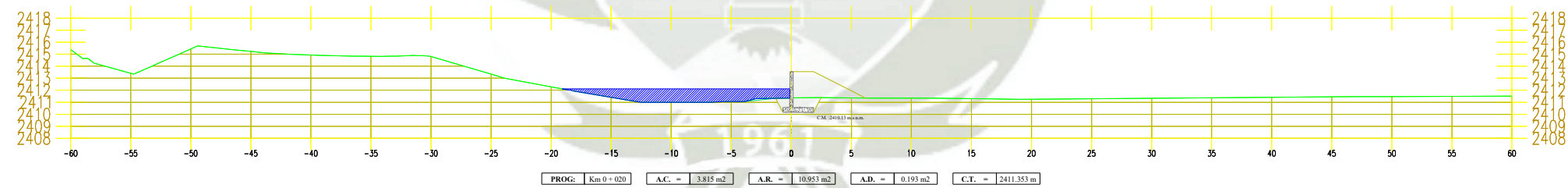
Km 0+000



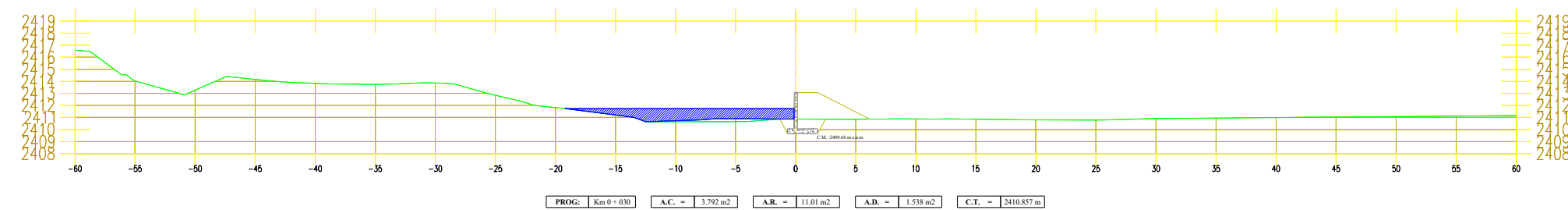
Km 0+010



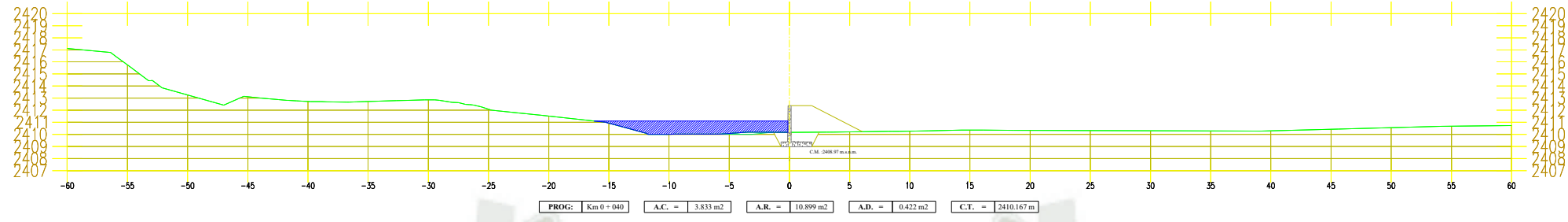
Km 0+020



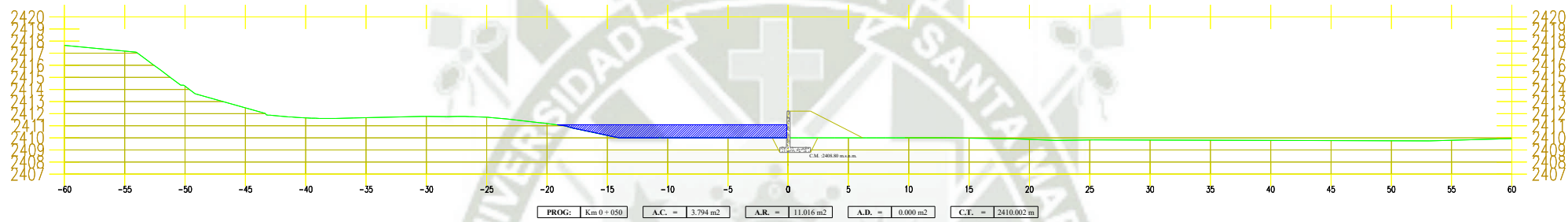
Km 0+030



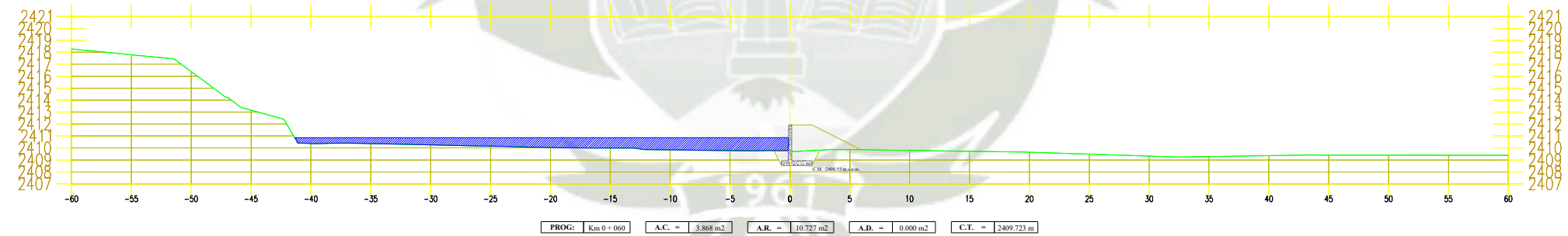
Km 0+040



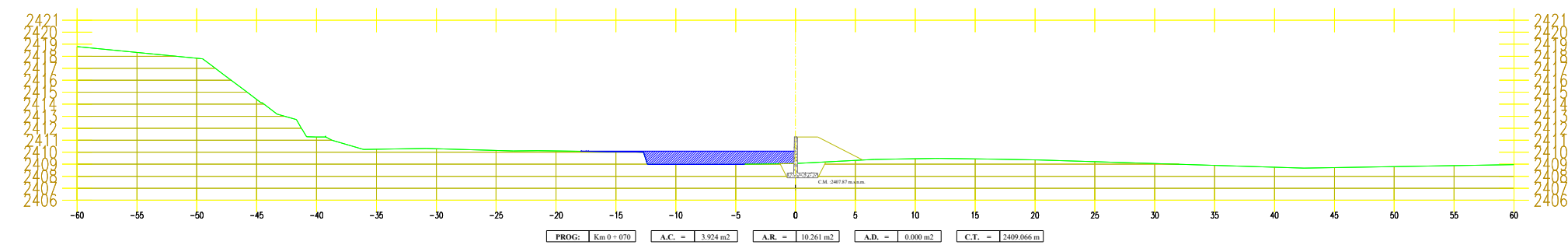
Km 0+050



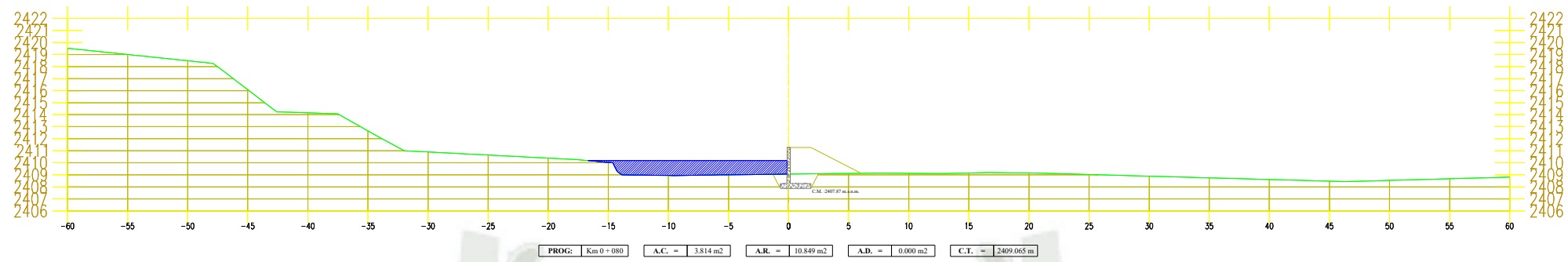
Km 0+060



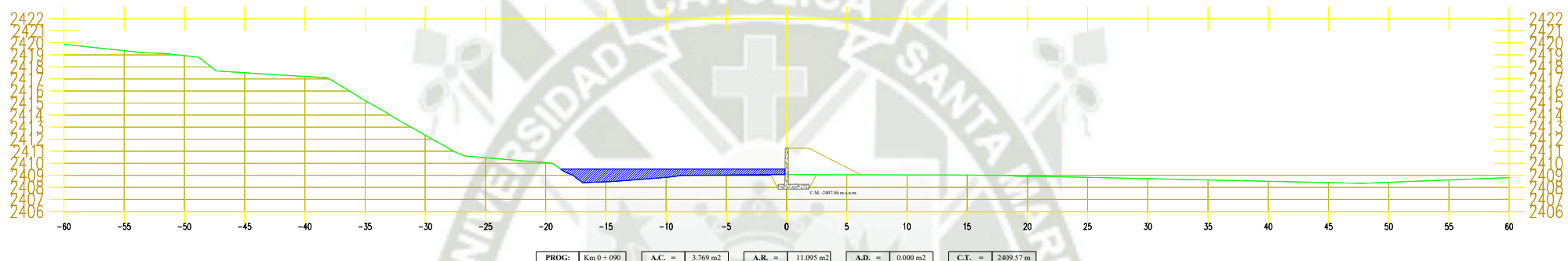
Km 0+070



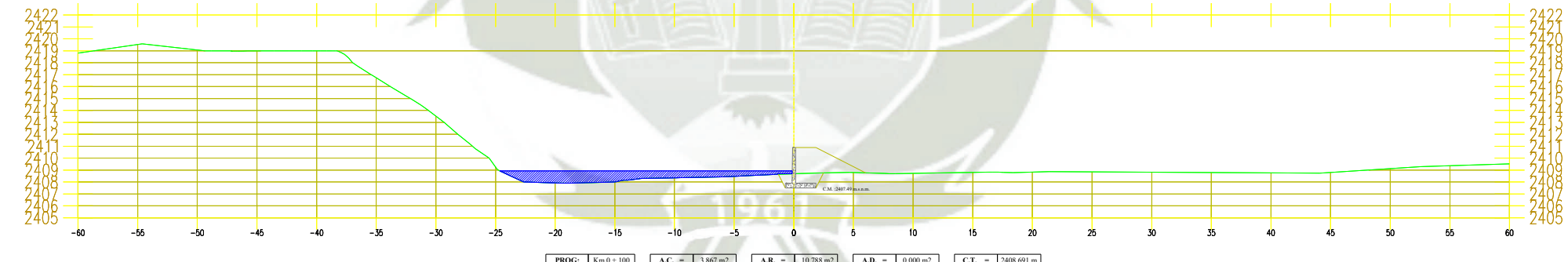
Km 0+080



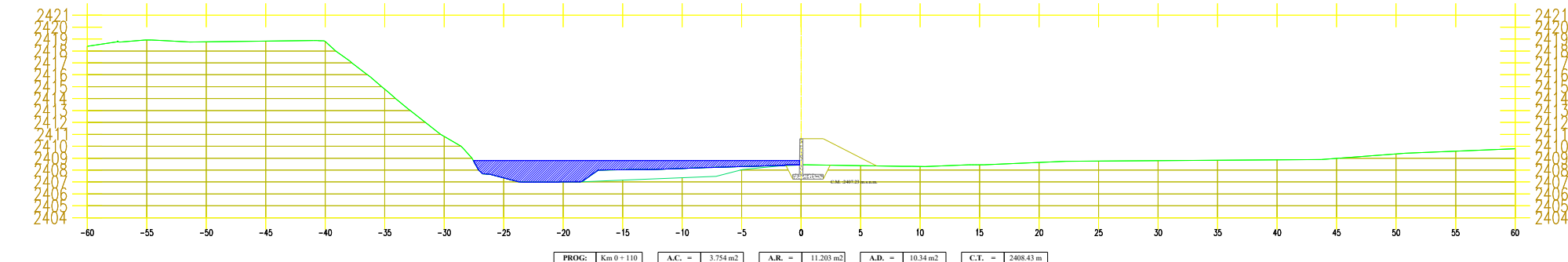
Km 0+090



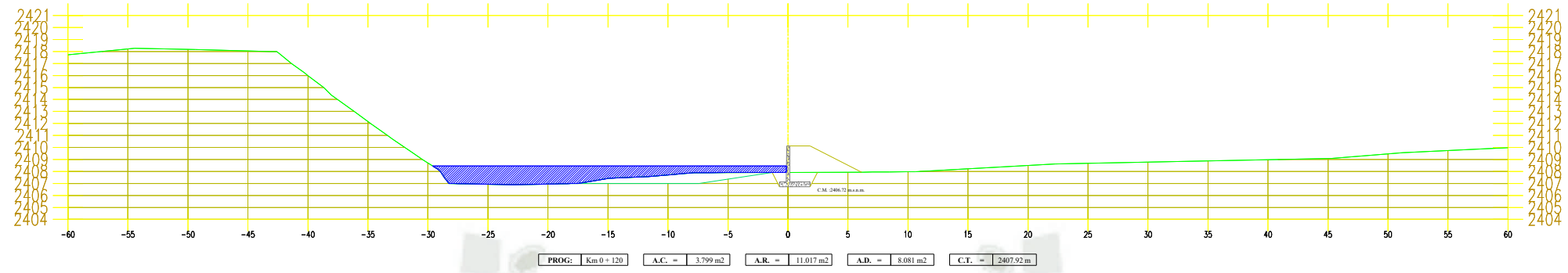
Km 0+100



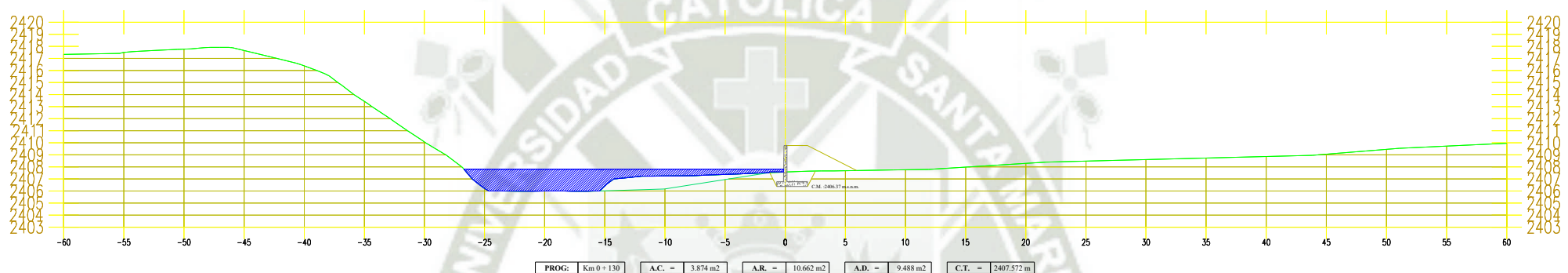
Km 0+110



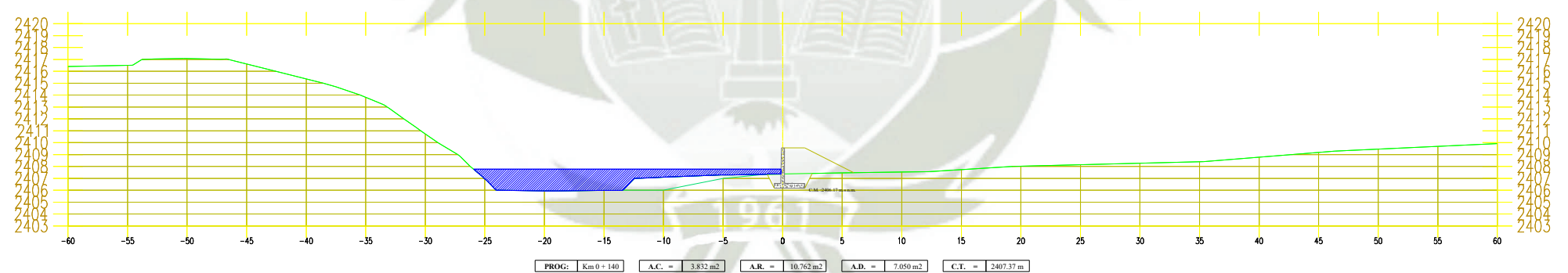
Km 0+120



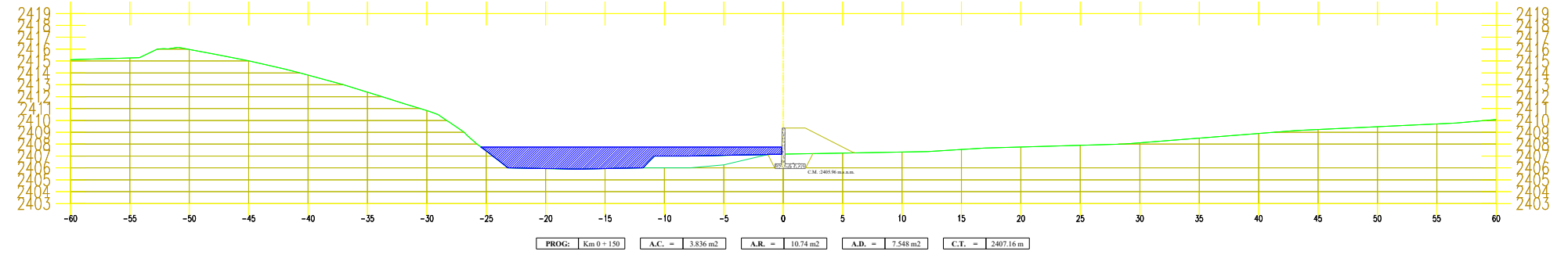
Km 0+130



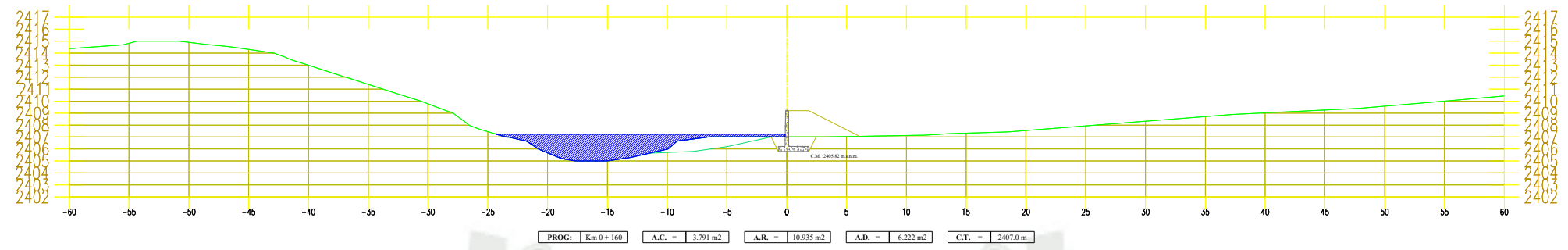
Km 0+140



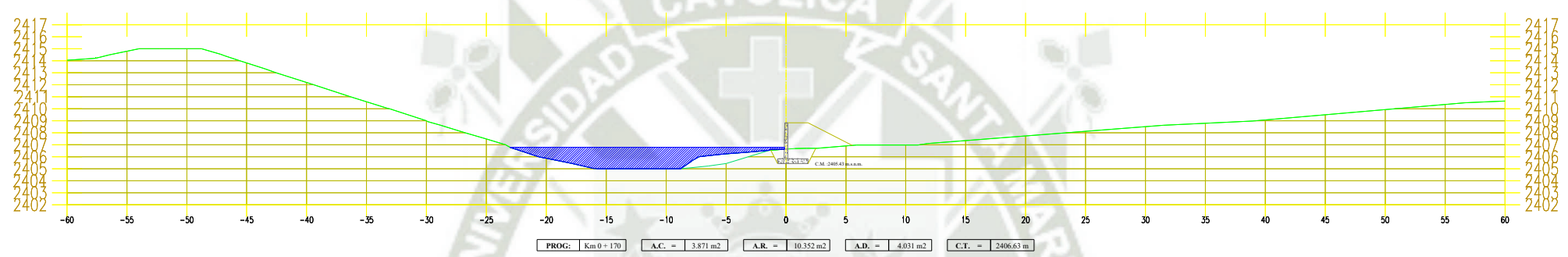
Km 0+150



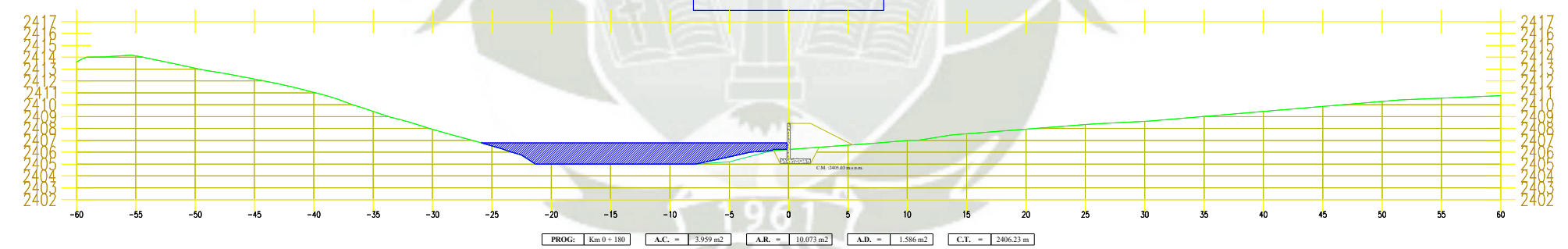
Km 0+160



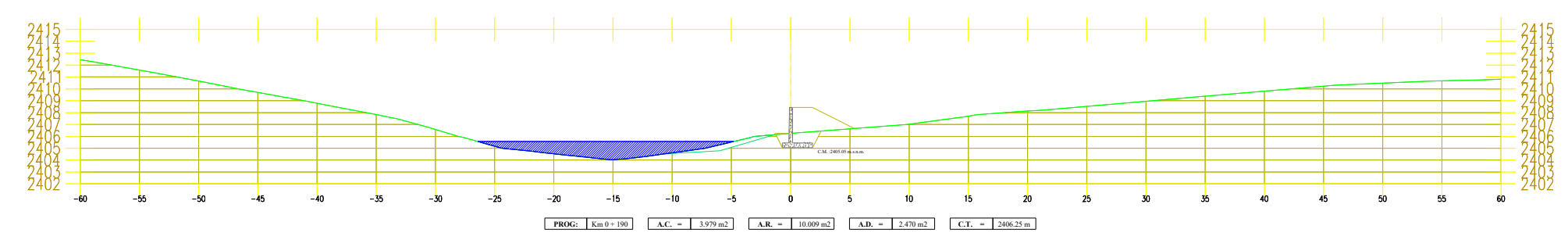
Km 0+170



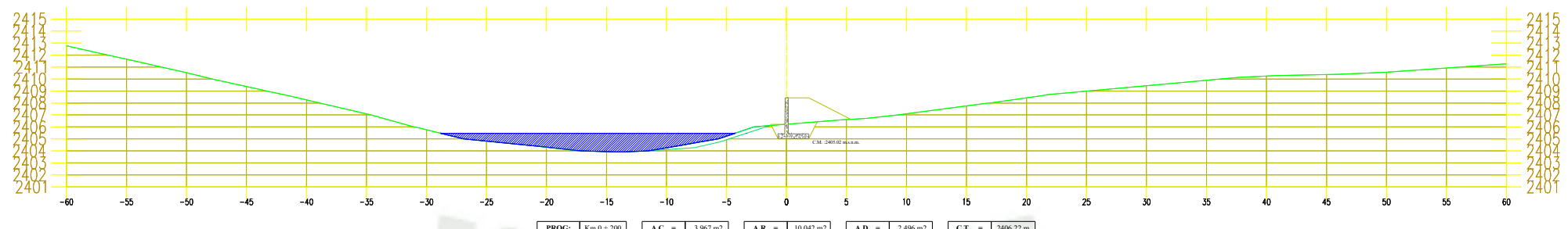
Km 0+180

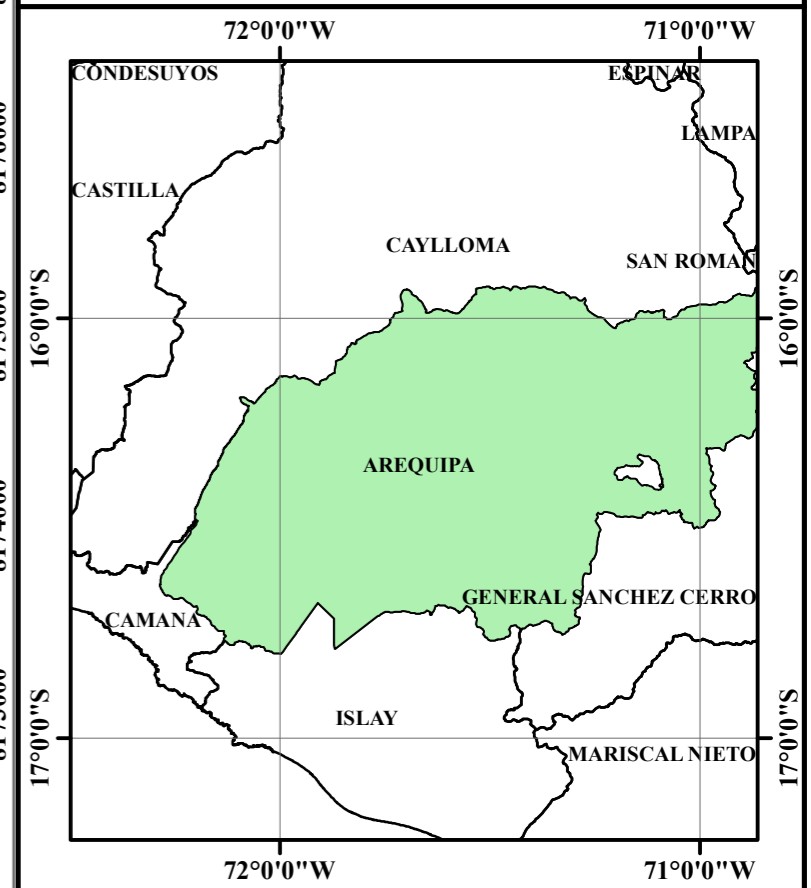
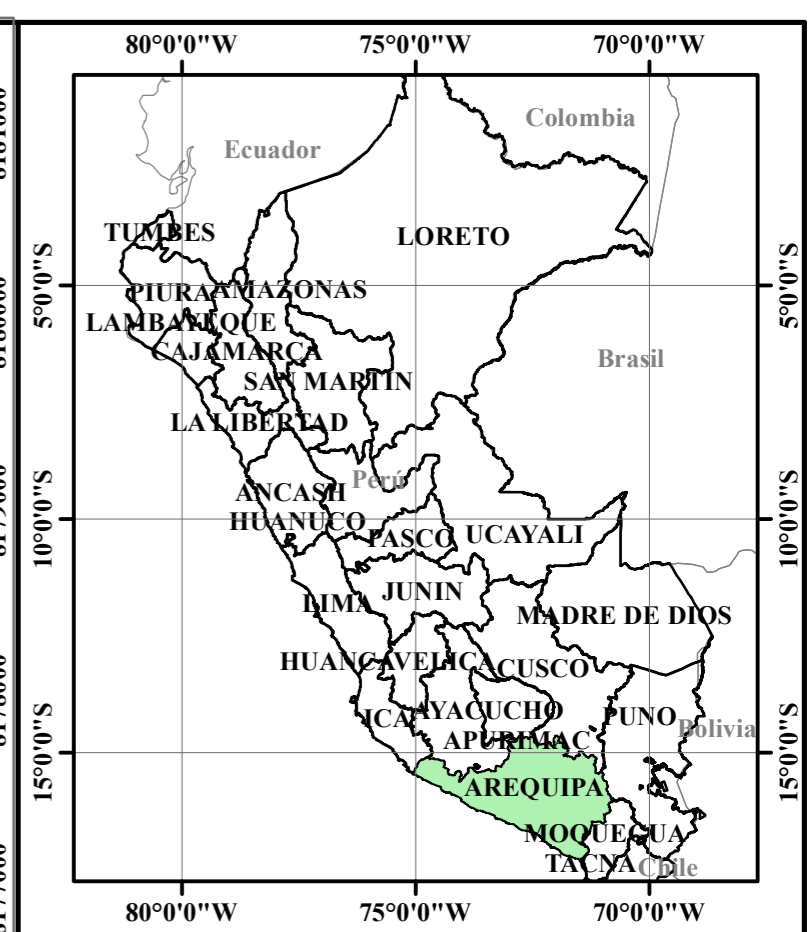
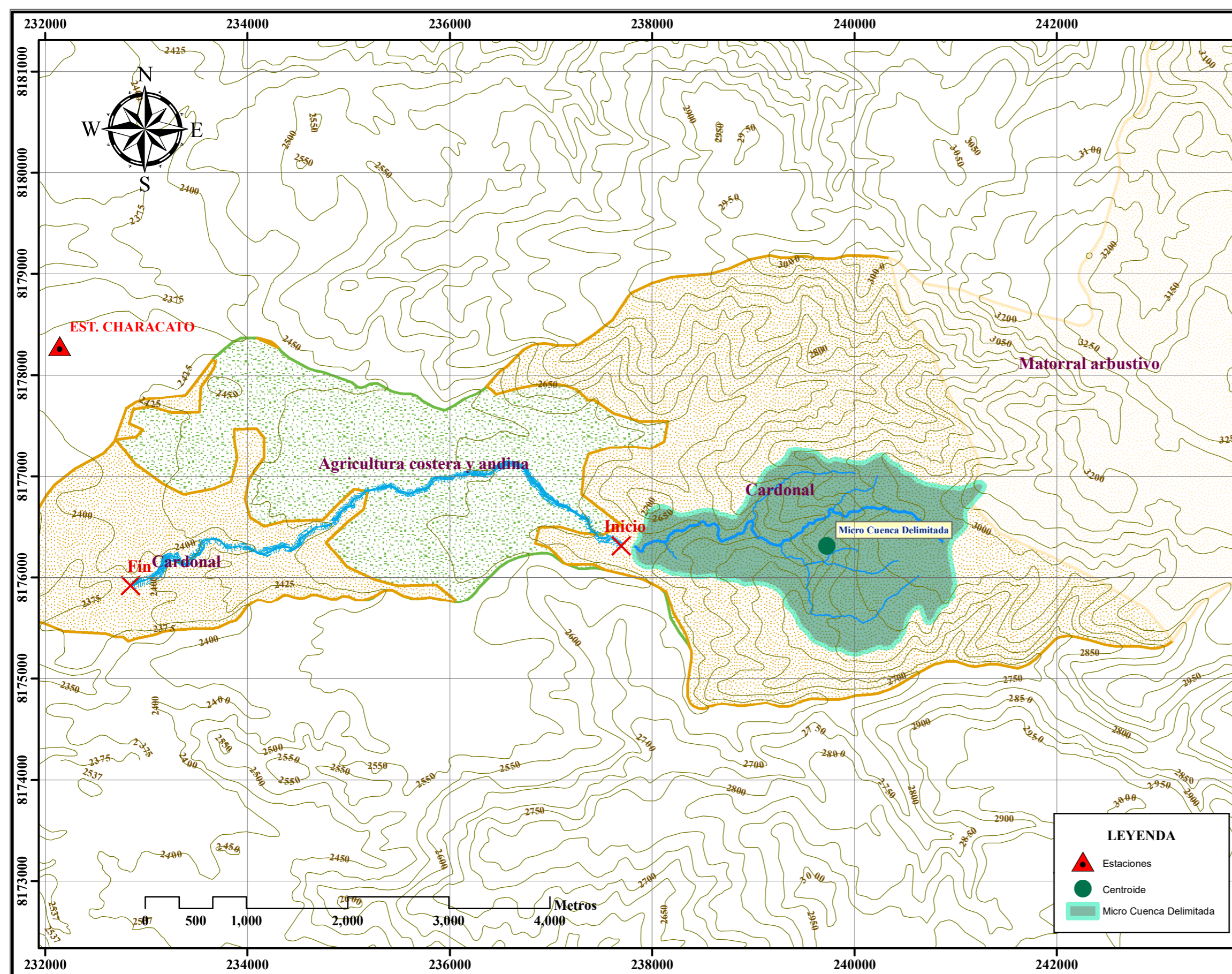


Km 0+190



Km 0+200





NUMERO DE CURVA - USO DE SUELO

	Agricultura costera y andina
	Area altoandina con escasa y sin vegetación
	Bosque relicto altoandino
	Cardonal
	Glaciar
	Matorral arbustivo
	Pajonal andino

Caracteristicas fisicas

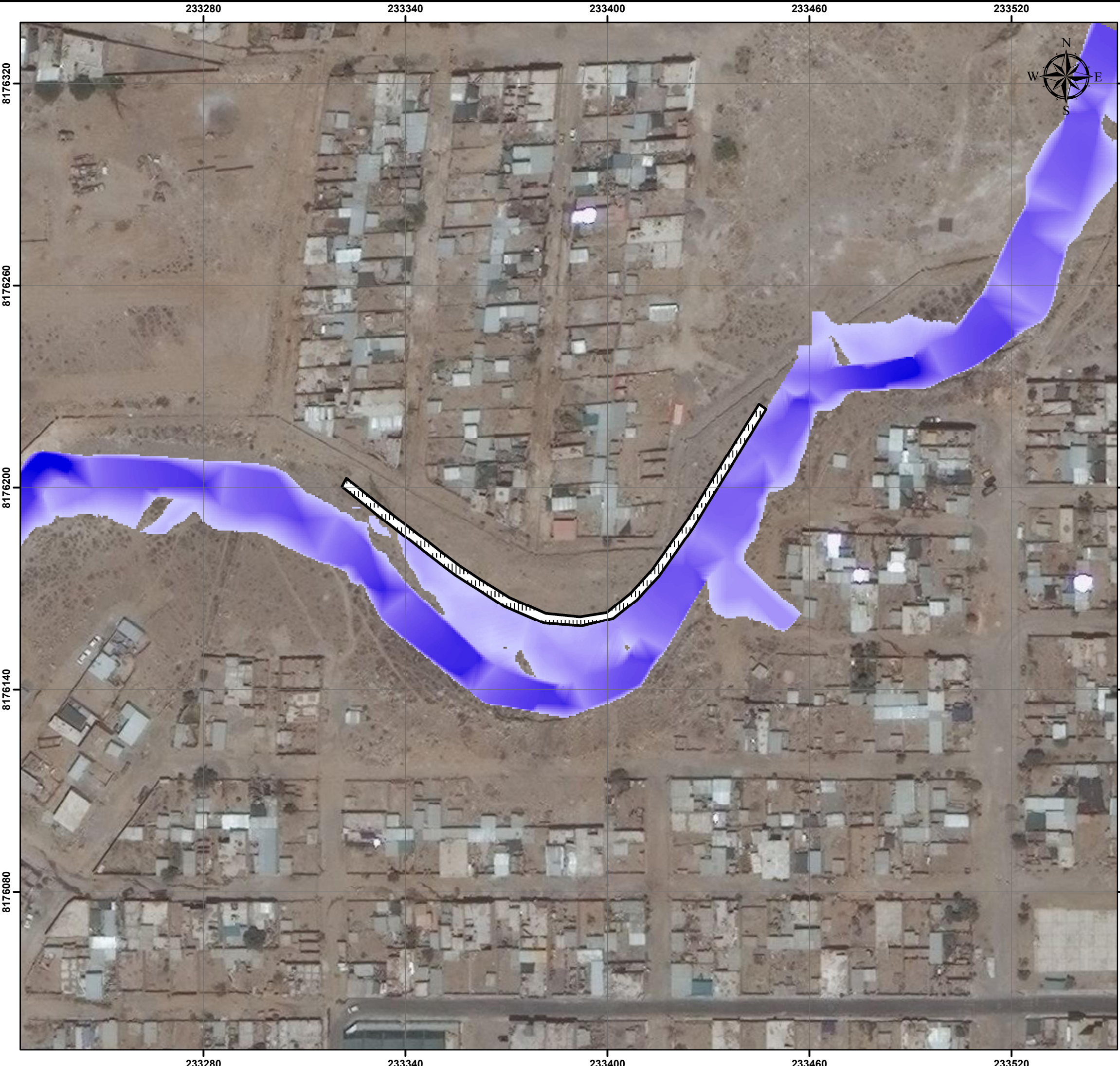
Parametro	Variable	Unidd	Micro Cuenca
Area	A	Km ²	3.81
Perimetro	P	Km	10.21
Longitud del Cauce Principal	Lc	Km	3.94
Coordenadas Este	Zona 19 S	m	239746.31
Coordenadas Norte		m	8176335.3


Universidad Catolica de Santa Maria

Tesis: Analisis de la vulnerabilidad hidrológica de la quebrada Huaylla y protección contra inundaciones con defensas ribereñas, simuladas con los programas (Sap 2000 y Cype Cad) en el Distrito de Characato, Provincia de Arequipa, Departamento de Arequipa

Bachiller: **Jorge Eduardo Cáceres Valdez**

Datum: **WGS 84 / ZONA 19 S** Fecha: **JUNIO, 2020** Mapa: **NC-01**





Universidad Católica de Santa María

Tesis: **Análisis de la vulnerabilidad hidrológica de la quebrada Huaylla y protección Huaylla y protección contra inundaciones con defensas ribereñas, simuladas con los programas (Sap 2000 y Cype Cad) en el Distrito de Characato, Provincia de Arequipa, Departamento de Arequipa**

Bachiller: **Jorge Eduardo Caceres Valdez**

Datum:	Fecha:	Mapa:
WGS 84 / ZONA 19 S	JUNIO, 2020	S E-01



 UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA	
DEPARTAMENTO : AREQUIPA	PROYECTO : ANALISIS DE LA VULNERABILIDAD HIDROLOGICA DE LA QUEBRADA HUAYLLA Y PROTECCION CONTRA INUNDACIONES CON DEFENSAS RIBEREÑAS SIMILARES CON LOS PROGRAMAS SPM 2000 Y CTRP CASI EN EL DISTRITO DE CHARACATO, PROVINCIA DE AREQUIPA, DEPARTAMENTO DE AREQUIPA.
PROVINCIA : AREQUIPA	PLANO TOPOGRAFICO
DISTRITO : CHARACATO	ESCALA : 1:10.000
FECHA : JUNIO, 2020	PLANO N° : TP-01
BACHILLER : JORGE EDUARDO CACERES VALDEZ	