



UNIVERSIDAD
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL
PIRHUA

DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA PARA EL BALNEARIO TURÍSTICO COCALMAYO, UBICADO EN LA MARGEN IZQUIERDA DEL RÍO URUBAMBA

Marcia Zevallos-Loaiza

Piura, octubre de 2015

FACULTAD DE INGENIERÍA

Máster en Ingeniería Civil con Mención en Recursos Hídricos

Zevallos, M. (2015). *Diseño de la defensa ribereña para el balneario turístico Cocalmayo, ubicado en la margen izquierda del Río Urubamba* (Tesis de Máster en Ingeniería Civil con Mención en Recursos Hídricos). Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería. Piura, Perú.



Esta obra está bajo una licencia

[Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivar 4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/)

[Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura](https://repositorio.institucional.pirhua.edu.pe/)

UNIVERSIDAD DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA



**Diseño de la defensa ribereña para el balneario turístico Cocalmayo,
ubicado en la margen izquierda del río Urubamba**

Tesis para optar el Grado de Master en
Ingeniería Civil con Mención en Recursos Hídricos

MARCIA ZEVALLOS LOAIZA

Asesor: Dr. Jorge Reyes Salazar

Piura, octubre 2015

A mi amado esposo Víctor, por su apoyo incondicional y a mi dedicada mamita Sara por su inmenso amor.

Prólogo

En los ríos de montaña que corresponden a la parte alta de la cuenca como el río Urubamba, las descargas pueden llegar a ser torrentosas en las épocas de avenidas. Un ejemplo es el evento ocurrido el año 2010, en la provincia de la Convención del departamento de Cusco, que causo pérdidas de vidas humanas y pérdidas económicas.

Existen muy pocos estudios referidos al río Urubamba es así que los proyectos de protección ribereña, actualmente desarrollados en la región Cusco tienen escasa información del río Urubamba y este estudio aportará con información importante para futuros estudios a desarrollar.

En el tramo de estudio no hay obras de protección ribereña ni estudios similares, por lo que es importante destacar el estudio de obras hidráulicas que se adapten a las características y exigencias del río Urubamba.

El presente estudio contempla el estudio del río Urubamba y de algunas alternativas para finalmente plantear la solución propuesta para la defensa ribereña en el tramo quebrada Cocalmayo- quebrada Huilicar que tiene como objetivo proteger el balneario de Cocalmayo, motor económico del distrito de Santa Teresa.

Se desarrolló la presente tesis en base a conocimientos adquiridos en el programa Master en Ingeniería Civil con mención en Recursos Hídricos.

Expreso mi agradecimiento a mi asesor el Dr. Ing. Jorge Reyes quien me orientó en el desarrollo de mi tesis, a la Mg. Ing. Marina Farías por su orientación en el desarrollo del estudio hidrológico, así mismo al Dr. Ing. Ignacio Benavent quien me apoyo para seguir adelante, así como a los profesores del Programa Master en Ingeniería Civil por sus valiosos conocimientos que me transmitieron.

Resumen

El objetivo central de la presente tesis es dar a conocer una metodología para seleccionar un sistema de protección ribereña, así como el procedimiento de cálculo del sistema de protección ribereña aplicado al tramo del río Urubamba, ubicado entre la quebrada Cocalmayo - quebrada Huillcar. Este sistema de protección ribereña protegería decuadamente el balneario de aguas termales de Cocalmayo, trayendo consigo mayor acogida de turistas y por consiguiente el incremento de movimiento económico en el distrito de Santa Teresa y poblaciones aledañas.

El desarrollo de este estudio contempla la descripción del comportamiento, de las características del río Urubamba, dando a conocer la información necesaria para los estudios de topografía, hidrología, hidráulica, sedimentología que son fundamentales para un estudio de protección ribereña. Es importante resaltar que no existe información y estudios similares del tramo en estudio del río Urubamba, por lo que en la tesis se muestra prácticas y métodos utilizados para levantar información de campo para el desarrollo de los estudios básicos ingenieriles.

En su contenido, la tesis muestra la metodología para el diseño de un sistema de defensa ribereña, presentando los sistemas de protección más conocidos, seleccionando el tipo de defensa ribereña que se adecue a las condiciones del río Urubamba en el tramo de estudio y concluyendo con el diseño de la propuesta técnica adoptada de la cual se realiza un presupuesto referencial para luego emitir las respectivas conclusiones y recomendaciones del trabajo desarrollado.

Índice

Introducción	
Capítulo 1	3
Marco conceptual	3
1.1. Antecedentes	3
1.2. Objetivo.....	4
1.2.1. Objetivo General.....	4
1.2.2. Objetivos Específicos	4
1.3. Justificación	4
1.4. Descripción de la zona de estudio.....	5
1.5. Problemática	6
1.6. Hidrodinámica del río Urubamba	8
Capítulo 2	11
Estudios básicos.....	11
2.1. Topografía.....	11
2.1.1. Trabajo en campo	11
2.1.1.1. Otros aspectos analizados en trabajo de campo	15
2.1.2. Procesamiento de datos	15
2.2. Hidrología	17
2.2.1. Descripción de las cuencas	18
2.2.1.1. Cuenca del río Urubamba.....	18
2.2.1.2. Subcuencas Santa Teresa, Sacsara y Ahobamba.....	19
2.2.2. Parámetros físicos de la cuenca y subcuencas.....	19
2.2.3. Hidrometría.....	22
2.2.3.1. Información disponible	22
2.2.3.2. Serie de caudales máximos instantáneos en estación km 105.....	22
2.2.4. Modelación probabilística de los caudales	24
2.2.5. Caudal de diseño.....	25

2.3.	Hidráulica.....	26
2.3.1.	Definición del tramo en estudio.....	26
2.3.1.1.	Propiedades morfológicas de los ríos semirectos	27
2.3.2.	Metodología empleada	27
2.3.3.	Caudales empleados	30
2.3.4.	Resultados del HEC – RAS	30
2.4.	Sedimentología	32
2.4.1.	Aspectos a considerar	32
2.4.2.	Metodología para el muestreo de sedimentos de fondo	33
2.4.3.	Procedimiento usual	33
2.4.4.	Procedimiento en el tramo en estudio del río Urubamba	34
2.4.5.	Granulometría del fondo de lecho	38
Capítulo 3	41
Alternativas propuestas.....		41
3.1.	Condiciones y criterios generales de diseño	41
3.1.1.	Criterios técnicos	41
3.1.2.	Criterios económicos	42
3.2.	Presentación de alternativas de protección	42
3.2.1.	Gaviones	42
3.2.1.1.	Gaviones más utilizados.....	43
3.2.1.2.	Características de los gaviones:.....	44
3.2.2.	Espigones.....	44
3.2.2.1.	Tipos de espigones	45
3.2.2.2.	Forma de los espigones	45
3.2.3.	Sistema de cable concreto.....	46
3.2.4.	Ventajas del sistema cable concreto	47
3.2.5.	Enrocado.....	48
3.2.6.	Propiedades de las rocas	49
3.2.6.1.	Formas de colocado.....	49
3.2.6.2.	Filtro para enrocado	50
3.2.6.3.	Criterios para la utilización del enrocado.....	51
3.3.	Selección de la mejor alternativa – técnica económica	51
3.4.	Solución técnica adoptada.....	52
Capítulo 4	55
Memoria de cálculo de la alternativa propuesta		55
4.1.	Cálculos hidráulicos y cálculos sedimentológicos.....	55

4.1.1.	Caudal de diseño.....	55
4.1.2.	Esfuerzos y velocidad del flujo	55
4.1.3.	Erosión.....	56
4.1.3.1.	Cálculo de la erosión	57
4.2.	Cálculo del enrocado.....	58
4.2.1.	Métodos para el cálculo de diámetro de enrocado	58
4.2.1.1.	Método de esfuerzo cortante y esfuerzo resistente.....	58
4.2.1.2.	Método nuevo del cuerpo de ingenieros	59
4.2.2.	Gradación del enrocado	60
4.2.3.	Espesor de la capa de enrocado	62
4.3.	Cálculos complementarios	63
4.3.1.	Cálculo del gavión tipo colchoneta	63
4.3.2.	Cálculo de fuerza de anclaje.....	63
4.3.3.	Protección de pie	64
4.3.4.	Verificación de altura de protección.....	65
Capítulo 5	67
Presupuesto	67
5.1.	Presupuesto del sistema de defensa ribereña	67
5.2.	Presupuesto de elaboración de la tesis	69
Conclusiones y recomendaciones	71
Conclusiones	71
Recomendaciones	72
Bibliografía	73

Relación de tablas

Tabla 1. Resumen de los datos procesados de las secciones del río Urubamba.....	16
Tabla 2. Codificación de unidad hidrográfica	18
Tabla 3. Parámetros físicos de las cuencas y subcuencas en estudio	19
Tabla 4. Coordenadas de la estación hidrométrica	22
Tabla 5. Datos correlacionados.....	23
Tabla 6. Caudales máximos instantáneos del río Urubamba en km 105 (1958-2012).....	24
Tabla 7. Caudales estimados para 100 y 500 años en el río Urubamba km 105 con los mejores modelos obtenidos.	25
Tabla 8. Áreas aportantes al punto de estudio	26
Tabla 9. Caudales regionalizados (m^3/s)	26
Tabla 10. Caudales calculados.....	30
Tabla 11. Procesamiento de datos en HEC-RAS.....	31
Tabla 12. Tabla de numeración y abertura de tamices adoptado de la norma ASTM.....	33
Tabla 13. Resultado del muestreo de sedimentos de fondo.....	37
Tabla 14. Características de los gaviones	44
Tabla 15. Parámetros de diseño de espigones	46
Tabla 16. Especificaciones de geotextil.....	51
Tabla 17. Criterios para evaluar la calidad de los enrocados (Díaz, 2001)	51
Tabla 18. Criterios de elección de diferentes alternativas de protección ribereña	52
Tabla 19. Esfuerzos y velocidades de flujo (HEC – RAS).....	56
Tabla 20. Resultados del HEC – RAS en la sección 7	57
Tabla 21. Cálculo de la erosión	58
Tabla 22. Cálculo de diámetro de enrocado	59
Tabla 23. Cálculo de D_{30} máximo	60
Tabla 24. Cálculo de D_n	61
Tabla 25. Cálculo del espesor de enrocado	63
Tabla 26. Cálculo de fuerzas de deslizamiento y fricción del gavión tipo colchoneta.....	63
Tabla 27. Cálculo de fuerza de anclaje.....	64
Tabla 28. Cálculo de fuerza total del cable.....	64
Tabla 29. Resumen de datos calculados	65
Tabla 30. Presupuesto para elaboración de la tesis.....	69

Relación de figuras

Figura 1. Planta y sección de un cauce semirecto (Díaz, 2001)	10
Figura 2. Planta y sección de un cauce meándrico (Díaz, 2001).....	10
Figura 3. Resultado de procesamiento de datos – levantamiento topográfico	17
Figura 4. Cuenca Urubamba, hasta la estación km 105 (Farias, 2005)	20
Figura 5. Sub cuencas Ahobamba, Santa Teresa y Sacsara Fuente: Elaboracion propia...	21
Figura 6. Sub cuencas Ahobamba, Santa Teresa y Sacsara (SENAMHI, 2009).....	21
Figura 7. Correlación de los caudales máximos medios mensuales e instantáneos	23
Figura 8. Periodo de retorno vs caudales máximos instantáneos	25
Figura 9. Posición de thalweg, barra, rápido y pozo de un río semirecto	27
Figura 10. Sección 07 en la progresiva 0+620	29
Figura 11. Imagen capturada del HEC – RAS, Sección 7.....	29
Figura 12. Acorazamiento observado (a), acorazamiento estático (b) y	32
Figura 13. Distribución del tamaño de material de fondo en el tramo en estudio del río Urubamba	39
Figura 14. Orientación de espigones con respecto a flujo.....	45
Figura 15. Formas en planta de espigones.....	45
Figura 16. Sistemas cable - concreto.....	47
Figura 17. Detalle del sistema	47
Figura 18. Revestimientos en enrocado, McCullah.....	48
Figura 19. Revestimientos en enrocado, McCullah.....	48
Figura 20. Forma de la roca.....	49
Figura 21. Solución técnica adoptada.....	53
Figura 22. Diagrama de las fuerzas que actuan en el diagrama de un cauce	57
Figura 23. Curva de diseño de enrocado	62
Figura 24. Detalle de anclaje	64
Figura 25. Protección de pie con concreto ciclópeo.....	65

Relación de fotos

Foto 1. Balneario turístico de Cocalmayo.....	5
Foto 2. Zona de estudio registrada antes de la avenida del año 2010.....	6
Foto 3. Urubamba aguas arriba del balneario Cocalmayo: Registrado el 26/01/2010.....	7
Foto 4. Balneario Cocalmayo, destruido por el río Urubamba: Registrado el 26/01/2010...	7
Foto 5. Balneario Cocalmayo, inundado por el río Urubamba: Registrado el 27/01/2010...	8
Foto 6: Fotografías aéreas del río Urubamba, tramo quebrada Cocalmayo – quebrada Hillcar (Page, 2005).....	9
Foto 7. Tramo en estudio del río Urubamba	12
Foto 8. Reconocimiento técnico de campo	12
Foto 9. Levantamiento topográfico del río Urubamba en el tramo de estudio	13
Foto 10. Embanderillado para el seccionamiento cada 20 m y 60 m en la margen izquierda del río Urubamba	14
Foto 11. Realizando medidas de niveles del río con ayuda de una oroya.....	14
Foto 12. Estribos del puente Collpani	15
Foto 13. Vista panorámica del tramo de estudio del río Urubamba,.....	28
Foto 14. Composición del lecho en el tramo de estudio	34
Foto 15. Calicata para toma de muestras de sedimentos del río Urubamba	34
Foto 16. Agrupando por diámetros similares la muestra del lecho de río Urubamba.....	35
Foto 17. Colocando las muestras agrupadas de forma ordenada en el cuadrado de 1m x 1m.	36
Foto 18. Pesando de muestras de diámetros similares.	36
Foto 19. Muestreo de sedimentos río Urubamba, tramo Qda. Cocalmayo – Qda. Huillcar.	38

Introducción

La cuenca del río Urubamba nace en la región Cusco, tiene el punto más alto en el nevado Auzangate a 6384 m.s.n.m. y el punto más bajo a 240 m.s.n.m. en la localidad de Atalaya. El río Urubamba tiene una extensión aproximada de 862 km, en su recorrido en la parte alta, no cuenta con información, documentación e investigación de la hidrología, erosiones, granulometría de sus lechos o estudios similares, es así que la presente tesis se ha realizado sin ninguna información disponible.

Se realizó una exhaustiva búsqueda de información desarrollando métodos para levantar la información de campo necesaria para desarrollar la presente tesis. Esta tesis se desarrolló de la problemática que ocasionaron las intensas lluvias que azotaron al Cusco y provincias altas, por lo que el río Urubamba aumentó considerablemente su caudal causando graves daños a lo largo de su recorrido. Los baños termales de Cocalmayo fueron afectados aproximadamente en un 80% de sus instalaciones y sectores aledaños. Cabe resaltar que no existió ni existe un sistema de protección ribereña en ese tramo del río Urubamba.

El objetivo específico es profundizar el conocimiento en las obras de protección y plantear una metodología para el cálculo y diseño de un sistema de protección ribereña según las condiciones del río Urubamba en el tramo de estudio.

La tesis se desarrolla en seis capítulos, los que se detallan para una mejor comprensión.

Capítulo 1: denominado “Marco conceptual”, se realiza una descripción de los antecedentes y una caracterización del río Urubamba en el que proporciona información importante para desarrollar los estudios básicos de topografía, hidrología, hidráulica y sedimentología.

Capítulo 2: denominado “Estudios básicos”, que contempla: la topografía que nos permite determinar las características geométricas del cauce; la hidrología que comprende la determinación y evaluación del caudal máximo de diseño; la hidráulica que recopila la información hidráulica actualizada del río especialmente en su comportamiento ante las avenidas ordinarias y extraordinarias, que permiten definir el alcance de su cauce; la sedimentología que tiene como objetivo la caracterización de los sedimentos de fondo del río mediante una curva granulométrica.

Capítulo 3: denominado “Alternativas de solución”, se presenta los criterios de selección de sistemas de defensa ribereña y se presenta las alternativas más utilizadas, luego de analizar las alternativas según las condiciones y criterios de diseño de plantear un sistema adecuado de protección.

Capítulo 4: denominado “Memoria de cálculo de la alternativa propuesta” se presenta el cálculo para el diseño de la solución adoptada como cálculos de erosión, hidráulicos y sedimentológicos.

Capítulo 5: denominado “Presupuesto”, se presenta un presupuesto referencial del sistema de protección propuesto.

Finalmente “Conclusiones y recomendaciones” se presentan conclusiones y recomendaciones del presente estudio

Capítulo 1

Marco conceptual

1.1. Antecedentes

En el año 2006, se construyó el Balneario de Cocalmayo teniendo como atractivo principal una fuente de aguas termales que fluye de la roquería. Este balneario era concurrido por un gran número de turistas por su atractivo natural y cómodas instalaciones.

En enero del año 2010, debido a las intensas lluvias que azotaron al Cusco y provincias altas, el río Urubamba aumentó considerablemente su caudal causando graves daños a lo largo de su recorrido. Los baños termales de Cocalmayo fueron afectados aproximadamente en un 80% de sus instalaciones. También se vino abajo el puente que unía Cocalmayo con la otra margen del río Urubamba, lo que causó malestar y desesperación de los pobladores de Santa Teresa porque su principal actividad es brindar hotelería y diferentes servicios a los turistas que visitan los baños termales como parte de la ruta a Machu Picchu. De igual forma este hecho ha repercutido en la misma ciudad de Cusco por lo que las agencias ya no podían ofrecer al turismo esta ruta alternativa hacia Machu Picchu, perjudicando la actividad económica en la ciudad del Cusco.

De acuerdo a la Ley N° 27293, Ley del Sistema Nacional de Inversión Pública, todo proyecto de inversión debe ceñirse a las Normas del Sistema Nacional de Inversión Pública, es así que en junio del año 2013 se ha viabilizado el perfil de inversión pública “Mejoramiento de los servicios turísticos en el tramo Santa María La Antigua - Cocalmayo, Distrito de Santa Teresa - La Convención – Cusco” el cual, contempla dentro de sus metas: Mejoramiento de infraestructura y señalización de vía de acceso Santa María la Antigua-Tambocorral-Cocalmayo, implementación de infraestructura complementaria, implementación de caseta de información en el balneario de Cocalmayo y plan de capacitación de beneficiarios en gestión empresarial.

El perfil de inversión pública en mención considera mejorar los accesos y las instalaciones del balneario de Cocalmayo pero no considera la protección del balneario, pudiendo así el río Urubamba causar nuevamente daños en todas las obras de mejoramiento contemplada en el Perfil de Inversión Pública para el balneario de Cocalmayo.

1.2. Objetivo

1.2.1. Objetivo General

Realizar el cálculo y elaborar el diseño del sistema de protección ribereña aplicado al tramo del río Urubamba, ubicado entre la quebrada Cocalmayo - quebrada Huilicar. Estas obras protegerían adecuadamente el balneario de aguas termales de Cocalmayo, trayendo consigo mayor acogida de turistas y por consiguiente el incremento de movimiento económico en el distrito de Santa Teresa y poblaciones aledañas.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Dar a conocer prácticas y métodos para realizar estudios de defensa ribereña en condiciones en las que no se tiene información disponible, así mismo procedimientos de toma de datos de campo
- Dar a conocer la metodología para seleccionar un sistema de protección ribereña.
- Profundizar el conocimiento en obras de protección, descubriendo la vulnerabilidad y capacidad de daño de las obras existentes.

1.3. Justificación

En la ciudad del Cusco el turismo es una actividad significativa e importante para incrementar la economía de sus pobladores. La afluencia de los turistas aumenta considerablemente para visitar lugares de belleza natural como es el balneario turístico de Cocalmayo, constituido por baños termales y demás instalaciones de atracción turística, ubicado en el kilómetro 135 de la ex línea férrea Cusco - Quillabamba sobre la margen izquierda del río Urubamba, a una altura de 1600 m.s.n.m. Dicho balneario, se encuentra en la jurisdicción del distrito de Santa Teresa, provincia de la Convención, departamento de Cusco.

El distrito de Santa Teresa, se ha convertido en los últimos años en una ruta alternativa para visitar el Santuario Inca “Machu Picchu”, principal motor de la actividad turística en Perú aproximadamente con 2500 visitantes diarios. Hoy en día existe la necesidad de crear rutas alternas que permita a los turistas de todos los niveles económicos acceder a esta ciudadela. Es así que el balneario turístico de Cocalmayo constituye un atractivo turístico por donde actualmente se llega a Machu Picchu como una vía alterna al camino inca, la cual ingresa por Ollantaytambo, luego a la reserva del Abra de Málaga, ubicado a 4350 m.s.n.m. rodeando el nevado Urubamba y continua hasta el distrito de Santa Teresa, seguido del balneario Cocalmayo culminando así esta ruta en “Machu Picchu”. Sin embargo en época de lluvias el río Urubamba causa graves daños en los baños termales de Cocalmayo así mismo pérdidas de vidas humanas y por consecuencia queda inhabilitada esta ruta.

El balneario turístico de Cocalmayo es el motivo principal de utilización de la ruta Ollantaytambo - Abra Málaga - Machu Picchu, de lo contrario toda la actividad económica en el distrito de Santa Teresa y poblados aledaños se paraliza. Es así que surge la necesidad de realizar el presente estudio con el fin de proteger el balneario turístico de Cocalmayo con lo que se lograría fortalecer la ruta turística alterna a Machu Picchu (pasando por el balneario Cocalmayo, ver Foto 1) y además brindar a los turistas un paisaje encantador y seguridad permanente.

Por las razones expuestas, se justifica la tesis “Diseño de la defensa ribereña para el balneario turístico Cocalmayo, ubicado en la margen izquierda del río Urubamba”.



Foto 1. Balneario turístico de Cocalmayo

1.4. Descripción de la zona de estudio

Los baños termales de Cocalmayo, son un balneario que se ha condicionado aprovechando la afloración de aguas termales en las faldas de la montaña y a orillas del río Urubamba. Sus tres piscinas con aguas termales provenientes del subsuelo se convierten en el lugar para descansar, luego de un recorrido por Machu Picchu o Choquequirao. Están situados en la margen izquierda del río Urubamba, jurisdiccionalmente pertenece al distrito de Santa Teresa, provincia de la Convención, departamento de Cusco.

En el río Urubamba el tramo identificado para el estudio está entre el tramo quebrada Cocalmayo - quebrada Huillcar presenta tramos sinuosos y tramos rectos. Uno de los típicos problemas que presenta el río Urubamba son las inundaciones que se generan en épocas lluviosas que comprometen las riberas por la erosión que se genera, y ponen en peligro las estructuras que se encuentran emplazadas en las márgenes. Ver Foto 2.



Foto 2. Zona de estudio registrada antes de la avenida del año 2010

1.5. Problemática

En la provincia de la Convención las lluvias intensas de enero a marzo provocan cada cierto tiempo catástrofes en las cuencas desprotegidas, causando la erosión e inundación de los suelos con pérdidas económicas, en algunos casos irre recuperables, que afectan la infraestructura existente vial, ferroviaria, hidráulica y poblacional, introduciendo impacto negativo en la vida del hombre.

Normalmente, en las márgenes de los ríos se implantan áreas agrícolas y centros poblados con obras civiles importantes como el caso que presenta la tesis. Los baños termales de Cocalmayo con instalaciones complementarias que en algunos casos se ven seriamente afectadas por eventos extraordinarios, como el ocurrido en enero del 2010, que hace necesario la implementación de defensas ribereñas.

Usualmente, se adaptan los proyectos según lo que ha funcionado en otros lugares y no parte de información real del tramo como estudios hidrológicos, sedimentológicos etc., lo que conlleva a un replanteo total de los sistemas de análisis, diseño y construcción empleados hasta ahora.

Las constantes variaciones del caudal del río Urubamba debido a las intensas lluvias que suceden en la zona, ocasionan la erosión de la ribera, comprometiendo el balneario de Cocalmayo. Por la falta de una defensa ribereña que lo proteja, en el año 2010 fue completamente afectado por el río Urubamba, lo que ocasionó daños económicos a las instalaciones del balneario de Cocalmayo y por consiguiente la disminución de los ingresos económicos del distrito de Santa Teresa y poblados aledaños. Actualmente en forma improvisada ya se tiene el servicio a los turistas con dos pozas termales en el mismo lugar donde fue destruido con toda la infraestructura complementaria por el río Urubamba. Es así que una propuesta de defensa ribereña que incluye todos los procedimientos necesarios

para un adecuado estudio, puede ser la respuesta para controlar los impactos de avenidas que ocurren frecuentemente en la cuenca de cualquier río. Ver Foto 3, Foto 4, Foto 5:



Foto 3. Urubamba aguas arriba del balneario Cocalmayo:
Registrado el 26/01/2010



Foto 4. Balneario Cocalmayo, destruido por el río
Urubamba: Registrado el 26/01/2010



Foto 5. Balneario Cocalmayo, inundado por el río Urubamba:
Registrado el 27/01/2010

1.6. Hidrodinámica del río Urubamba

El río Urubamba tiene una extensión aproximada de 862 km. Nace en la región Cusco, en el nudo de Vilcanota desde donde recorre gran parte de esta región con el nombre de río Vilcanota. Al pasar por la ciudad de Urubamba, recibe el nombre de esta ciudad.

A la altura de la ciudad de Ollantaytambo, el cauce del río se estrecha y se profundiza formando los canales de Torontoy y Machu Picchu. Es la zona geográfica más accidentada de su recorrido. Aguas abajo atraviesa el amplio valle de Quillabamba, luego traspasa las últimas cadenas de montaña baja formando el pongo de Mainique, a partir de este lugar el cauce se ensancha notablemente, predominando en sus riberas las tierras bajas e inundables en creciente, sin embargo se pueden apreciar tierras altas y rocas escarpadas que alcanzan alturas de hasta 50 m.

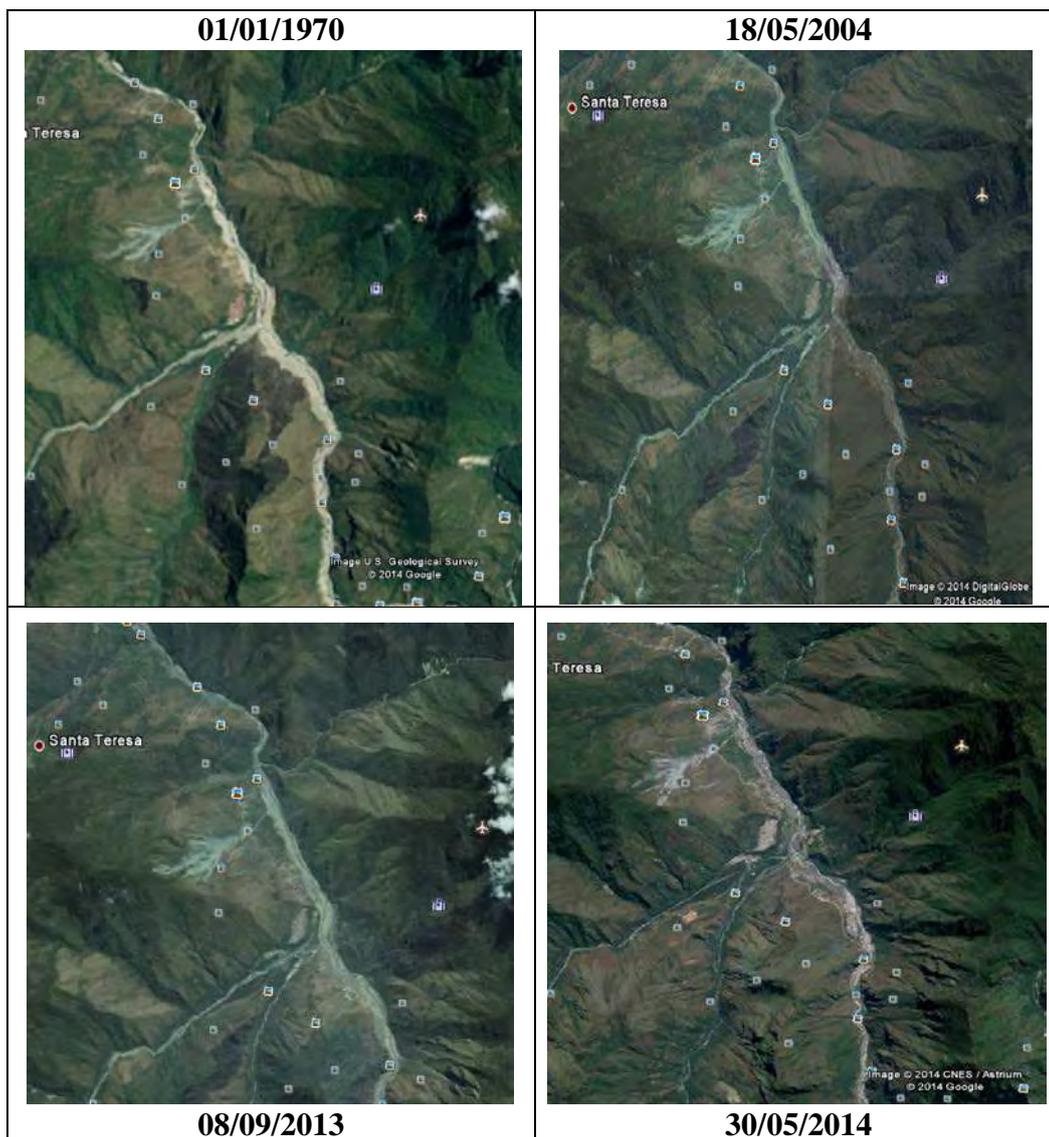


Foto 6: Fotografías aéreas del río Urubamba, tramo quebrada Cocalmayo – quebrada Hillcar (Page, 2005)

En la Foto 6 se puede apreciar vistas aéreas del río Urubamba en el tramo de estudio, donde se observa que no hay una modificación en la dinámica general del río en la zona del proyecto al pasar del tiempo. Este aspecto se puede atribuir a que no hubo modificación antrópica por construcción de obras de protección lateral.

El río Urubamba en sus 862 km de recorrido presenta cambios de patrón a lo largo de su longitud y de acuerdo al caudal de la corriente en cada época del año, su cauce en algunos tramos es de forma semirrecta y en otros meándrica.

La morfología del río Urubamba es un resultado de la erosión, transporte y sedimentación de las partículas del suelo de la cuenca alta del mismo río y los valles que transita. Su curso está dividido en alto Urubamba y en bajo Urubamba.

El río Alto Urubamba, corresponde a un cauce semirecto, presenta movimientos laterales por acreción. El fondo es sinuoso con unos sectores de pozos o depresiones y otros rápidos con cambios relativamente bruscos de pendientes. En los cauces semirectos existe una tendencia a la profundización del cauce. Ver Figura 1:

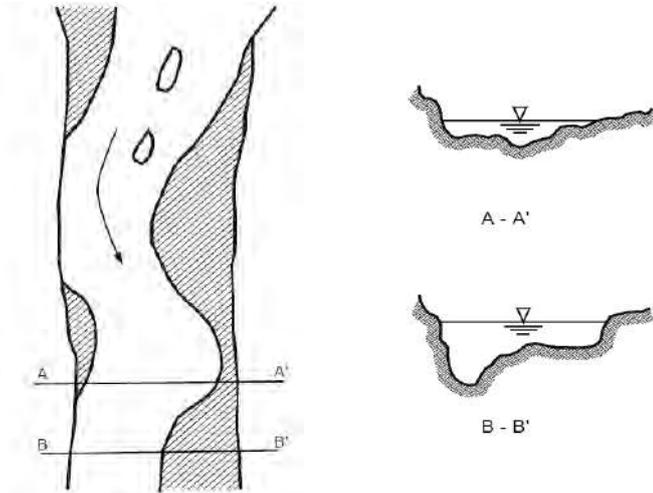


Figura 1. Planta y sección de un cauce semirecto (Díaz, 2001)

El río bajo Urubamba, corresponde a un río meándrico, el cual está definido como una consecuencia de la necesidad que tiene el río de disipar un exceso de energía, estableciendo un balance continuo de zonas alternativas de erosión y depósito. Figura 2:

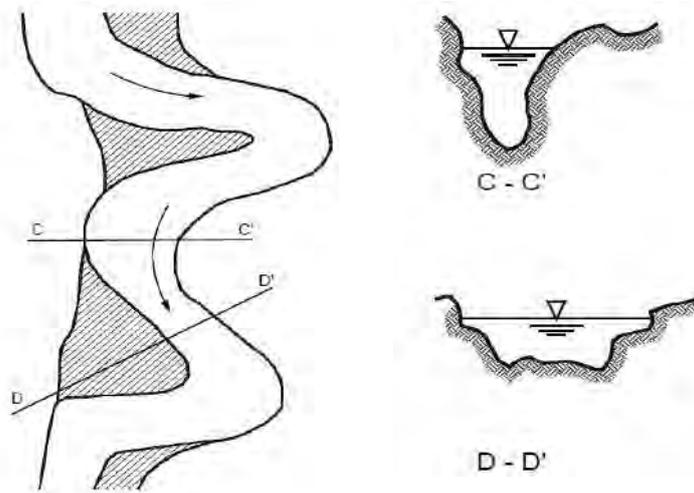


Figura 2. Planta y sección de un cauce meándrico (Díaz, 2001)

Sus parámetros hidráulicos varían en función de la recarga que se presentan tanto en temporada de crecida y estiaje. La crecida se inicia en el mes de octubre, aumentando gradualmente el nivel de sus aguas hasta alcanzar su máximo valor en los meses de febrero y marzo. El estiaje se inicia en el mes de abril, disminuyendo el nivel de sus aguas hasta alcanzar su valor más bajo en los meses de agosto y setiembre.

El río Urubamba es el colector principal de la gran cuenca hidrográfica del mismo nombre, y en época de lluvias transporta una cantidad importante de aguas pluviales y sedimentos.

Capítulo 2

Estudios básicos

2.1. Topografía

El objetivo de la topografía es determinar la morfología del río en el tramo de estudio para así definir las características geométricas del cauce, aspecto importante para determinar el tramo a proteger.

2.1.1. Trabajo en campo

El río Urubamba en el tramo de estudio presenta una topografía compleja, por ser un río de montaña; Por lo caudaloso del río, se encontraron dificultades para realizar el seccionamiento de cauce, así mismo las condiciones del clima como la lluvia y las altas temperaturas han denotado mayor tiempo de lo planificado en realizar el levantamiento topográfico. Ver Foto 7 y Foto 8:



Foto 7. Tramo en estudio del río Urubamba



Foto 8. Reconocimiento técnico de campo

Para la presente tesis, se ha considerado realizar el levantamiento topográfico 585 m aguas arriba y 300 m aguas abajo de la zona donde está ubicado el balneario de Cocalmayo, haciendo un total de 885 m y se han colocado 04 BMs en campo.

Equipo utilizado

Considerando las características del trabajo y la extensión del terreno a levantar, el equipo utilizado ha sido: Estación total, wincha, eclímetro y GPS. Ver Foto 9:



a)



b)



c)

Foto 9. Levantamiento topográfico del río Urubamba en el tramo de estudio

Seccionamiento del río

El seccionamiento del río ha sido una de las tareas más difíciles de cumplir, por las condiciones del río caudaloso y torrencioso. Primeramente se ha realizado el embanderillado en los 885 m identificados, cada 20 metros en curvaturas y cada 60 metros en tramos rectos, haciendo un total de 26 secciones. De la misma forma se ha registrado niveles de máximas avenidas. Ver Foto 10 y Foto 11.



Foto 10. Embanderillado para el seccionamiento cada 20 m y 60 m en la margen izquierda del río Urubamba

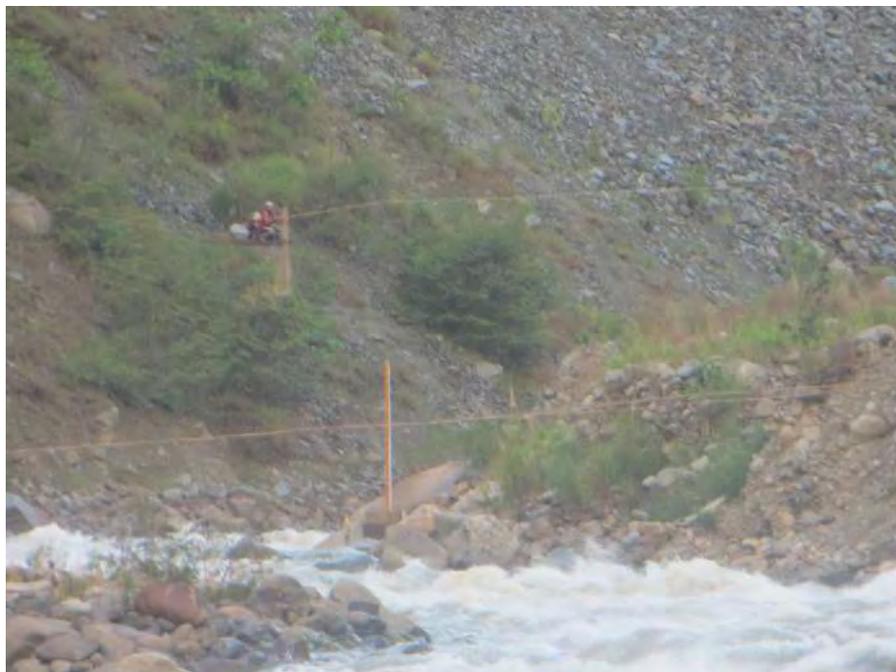


Foto 11. Realizando medidas de niveles del río con ayuda de una oroya

2.1.1.1. Otros aspectos analizados en trabajo de campo

En las visitas a campo, se ha analizado los siguientes aspectos que nos dan información relevante para los estudios de ingeniería a desarrollar.

Pendiente del cauce: La parte alta del río Urubamba tiene una topografía accidentada, en el tramo de estudio las pendientes varían del 2 % al 7 %.

Geometría del cauce: se ha realizado mediciones del ancho de cauce y profundidad en puntos que han sido accesibles.

Estabilidad de las riberas: se han medido ángulos de inclinación, taludes laterales del cauce para dibujar a detalle las secciones transversales.

Controles geológicos: se ha identificado afloramiento de roca fijas en el talud de la margen izquierda del tramo en estudio.

Factores hidrológicos: durante el trabajo de campo se ha estimado el valor de Manning y se tomó información de avenidas importantes, estableciendo un valor histórico del nivel de aguas (año 2010, evento importante) en la margen izquierda del río Urubamba.

Estructura existentes: se ha evidenciado 300 m aguas abajo del Balneario de Cocalmayo, los estribos del puente Collpani que han sido derribados por el río Urubamba en el año 2010. Ver Foto 12:



(a)



(b)

Foto 12. Estribos del puente Collpani

2.1.2. Procesamiento de datos

La información topográfica procesada nos permite calcular las características hidráulicas del flujo del agua en el tramo en estudio del río Urubamba.

La información obtenida en campo, se procedió a bajar a un ordenador, para luego ser procesadas por el Programa Autodesk Civil 2014, obteniéndose los planos de planta y las secciones trasversales del río.

De los 885 m, que han sido levantados en campo, se han analizado y se han escogido 20 secciones ubicadas en la margen izquierda del río Urubamba, por estar dentro de la longitud necesaria para analizarla y protegerla. Ver Tabla 1:

Tabla 1. Resumen de los datos procesados de las secciones del río Urubamba

Secciones	km	Área (m ²)	Cota fondo (m.s.n.m.)
S21	0+220.00	166.325	1375.33
S20	0+240.00	173.38	1374.44
S19	0+300.00	236.485	1373.32
S18	0+360.00	219.034	1371.53
S17	0+380.00	359.18	1370.83
S16	0+400.00	198.389	1370.06
S15	0+460.00	130.085	1367.12
S14	0+480.00	125.78	1366.43
S13	0+500.00	132.16	1366.13
S12	0+520.00	121.659	1365.72
S11	0+540.00	147.978	1365.32
S10	0+560.00	163.605	1364.93
S9	0+580.00	146.869	1364.56
S8	0+600.00	139.846	1364.16
S7	0+620.00	141.37	1363.17
S6	0+680.00	100.395	1361.41
S5	0+700.00	140.875	1360.71
S4	0+720.00	126.085	1360.08
S3	0+780.00	175.579	1358.67
S2	0+840.00	247.34	1358.15

Fuente: Elaboración propia

El resultado final es el plano de planta que muestra 885 m del eje del río Urubamba a escala 1:1250, en donde se muestra el área del proyecto, BMs, ubicación y niveles máximos y mínimos del cauce del río Urubamba. Ver Figura 3:

De la misma forma se presentan planos de las 26 secciones transversales a escala 1:500 del tramo en estudio y perfiles del eje del río a escala 1:2000, todo ello está contenido en los planos a detalle de la tesis. Ver Figura 3:

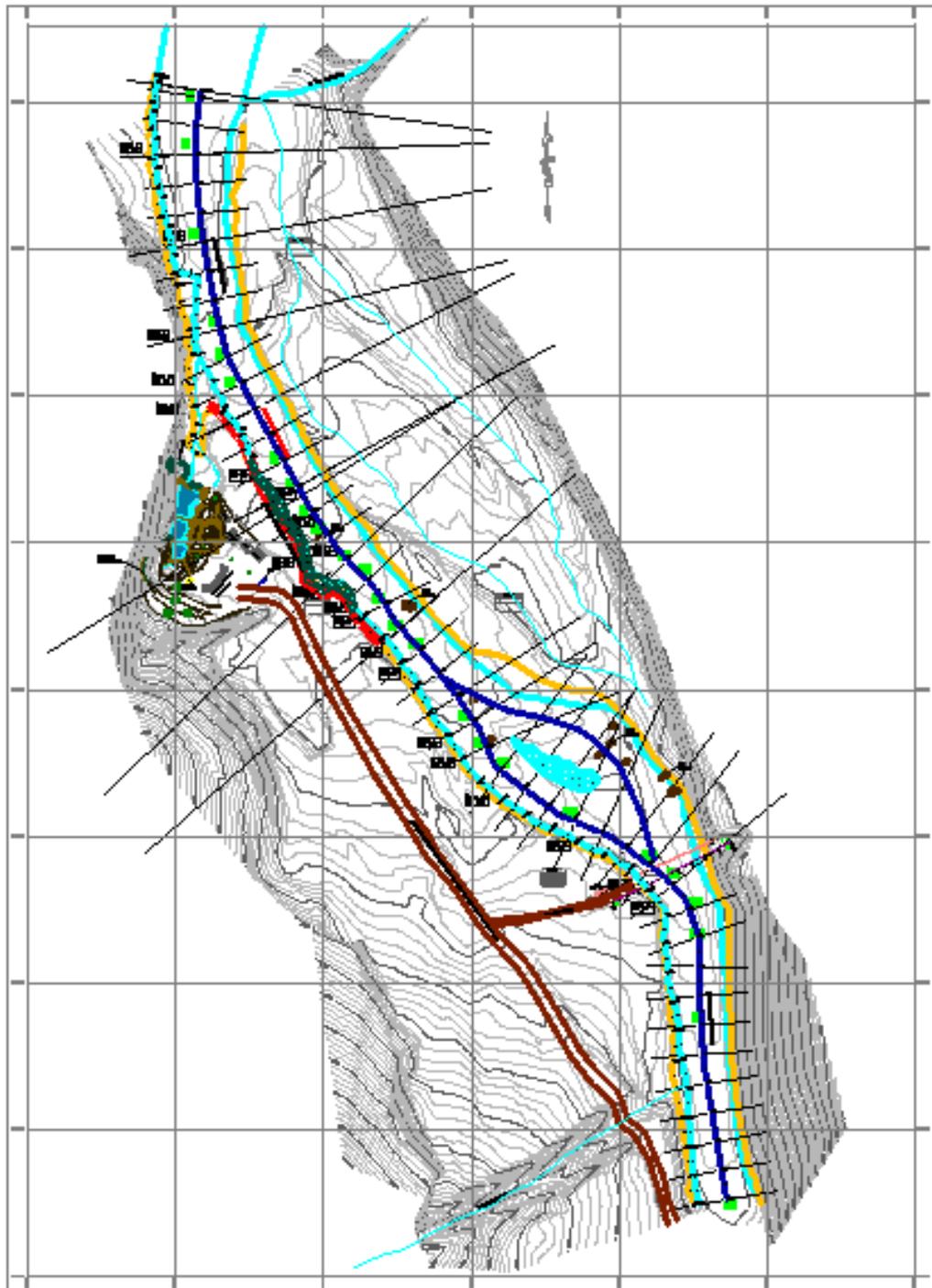


Figura 3. Resultado de procesamiento de datos – levantamiento topográfico

2.2. Hidrología

En este acápite se tiene como objetivo determinar el caudal máximo de diseño, para finalmente proyectar la construcción de la defensa ribereña para el balneario turístico

Cocalmayo, ubicado en la margen izquierda del río Urubamba de la provincia de la Convención. La determinación del caudal máximo de diseño se determinó en base a la información hidrometeorológica obtenida de diferentes estudios.

2.2.1. Descripción de las cuencas

2.2.1.1. Cuenca del río Urubamba

La cuenca del río Urubamba está ubicada en el sur del Perú, entre los paralelos 10° 10' y 14°37' de latitud sur y entre los meridianos 70° 48' y 73° 45' de longitud oeste.

Abarca la superficie aproximada de 58,735 km² y tiene una longitud aprox. de 862 km. Nace en los deshielos del nevado Cunurana a 5443 m.s.n.m. al noroeste del pueblo de Santa Rosa, y con el nombre del río Vilcanota atraviesa la alta meseta de Quequepampa y se dirige hacia el noroeste por un valle muy poblado con localidades como Marangani, Sicuani, Combapata, entre otras. Luego recibe las aguas del río Salcca y, al pasar por la ciudad de Urubamba, toma el nombre de río Urubamba, hasta su confluencia con el río Tambo.

El río Urubamba, en su sector interandino, corre por un lecho con fuerte pendiente lo que origina que sus aguas se desplacen a gran velocidad. El valle que forma es estrecho y su ensanchamiento se produce cuando el río penetra a la selva alta. Grandes cañones fluviales, como el que se observa en la zona de Machupicchu, alternan con valles amplios a lo largo del río Urubamba, hasta concluir con el imponente pongo de Mainique, donde el lecho fluvial que se angosta considerablemente genera una ruptura de pendiente.

El valle que forma el río Urubamba

y sus afluentes en la selva alta, aguas arriba del pongo de Mainique, es conocido con el nombre de valle de la Convención. Finalmente, el río Urubamba entrega sus aguas al Tambo, a la altura de la localidad de Atalaya, para dar origen al río Ucayali, en la región del mismo nombre.

Se ha codificado la unidad hidrográfica Urubamba según la delimitación y codificación de unidades hidrográficas del Perú, realizada por la ANA, en la que el número de dígitos indica el nivel de jerarquía. Ver Tabla 2:

Tabla 2. Codificación de unidad hidrográfica

Código	Descripción	Nivel
UH 4	Región Hidrográfica del Amazonas	Nivel 1
UH49	Inter cuenca , cabecera del Amazonas	Nivel 2
UH 499	Inter cuenca hidrográfica del Ucayali	Nivel 3
UH 4994	Cuenca del río Urubamba	Nivel 4

Fuente: Elaboración propia

En la margen izquierda del río Urubamba a una altitud de 1600 m.s.n.m. se ubica el balneario de Cocalmayo que se ha condicionado aprovechando la afloración de aguas termales en las faldas de la montaña y a orillas del río Urubamba.

2.2.1.2. Subcuencas Santa Teresa, Sacsara y Ahobamba

La cuenca del río Urubamba es una región andina y amazónica articulada internamente por el valle del río Urubamba y en este contexto las subcuencas de Santa Teresa, Sacsara y Ahobamba ubicadas en la parte central occidental de la cuenca, se caracterizan por presentar una compleja topografía. De estas subcuencas se puede decir, que se encuentran en una “franja transicional” bajo la influencia de los andes pero expuesta a la influencia cálida y húmeda de la Amazonía.

Las tres sub cuencas están delimitadas hasta su confluencia con el río Urubamba. Por confluir con el Urubamba aguas arriba del balneario, estas tres sub cuencas tienen especial importancia en el presente estudio.

2.2.2. Parámetros físicos de la cuenca y subcuencas

De acuerdo a la información recopilada y según la delimitación de las cuencas que se ha trabajado en la Carta Nacional 1: 100 000 (Ver Figura 5), se ha determinado los siguiente parámetros. Ver Tabla 3.

Tabla 3. Parámetros físicos de las cuencas y subcuencas en estudio

Descripción	Área (km ²)	Perímetro (km)	Coficiente de Gravelius	Longitud de Cauce(km)	Pendiente (%)
Cuenca Urubamba (hasta la estación km 105)	9160 ¹	Sin dato	Sin dato	214	2%
Subcuenca Ahobamba	141.91	49.53	1.17	25.5	14%
Subcuenca Santa Teresa	374.38	93.67	1.37	36.0	12%
Subcuenca Sacsara	267.89	73.89	1.27	30.0	15%

Fuente: Elaboración propia

¹ Fuente: Yance, Silver (1982).

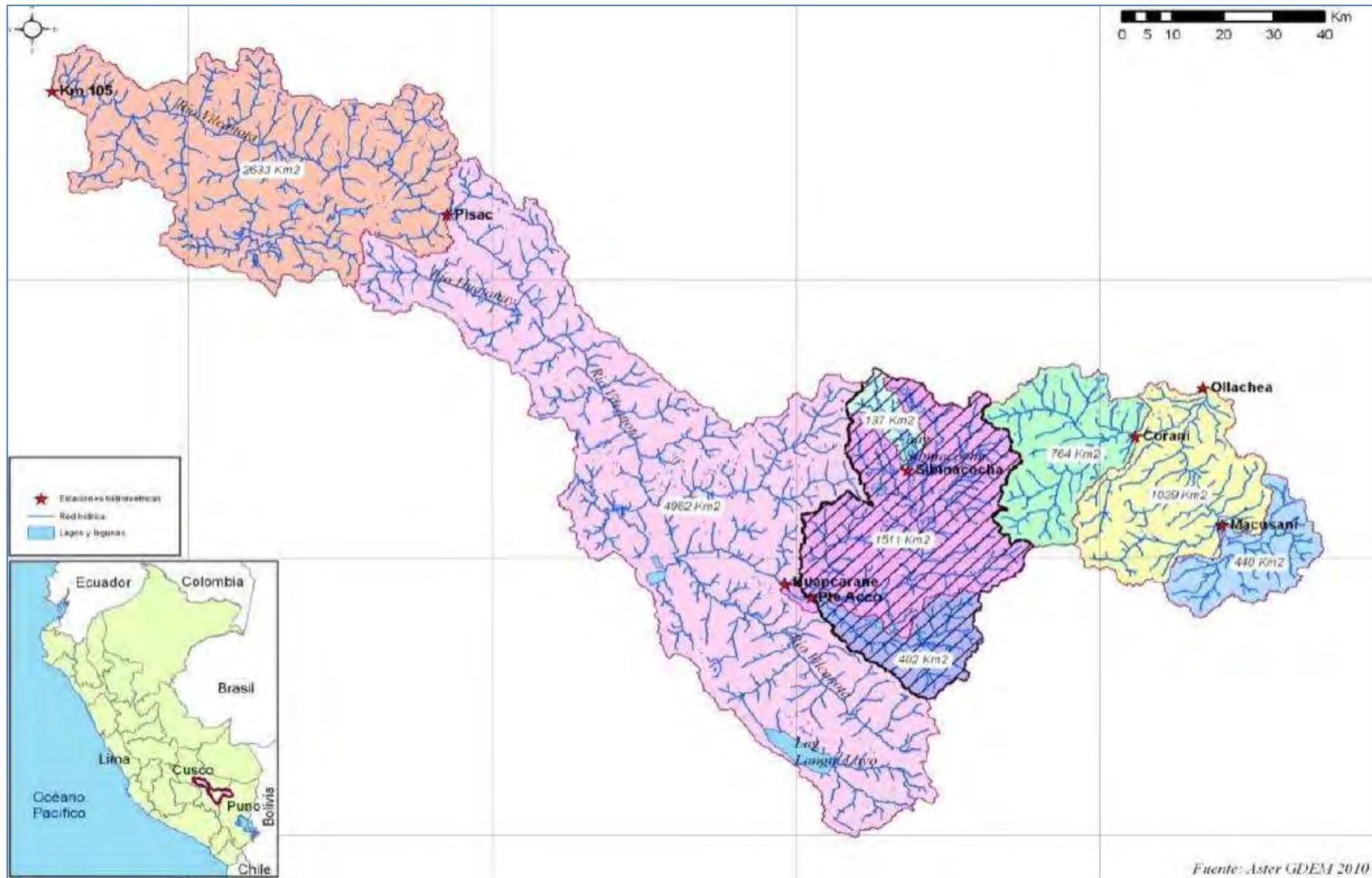


Figura 4. Cuenca Urubamba, hasta la estación km 105 (Farias, 2005)

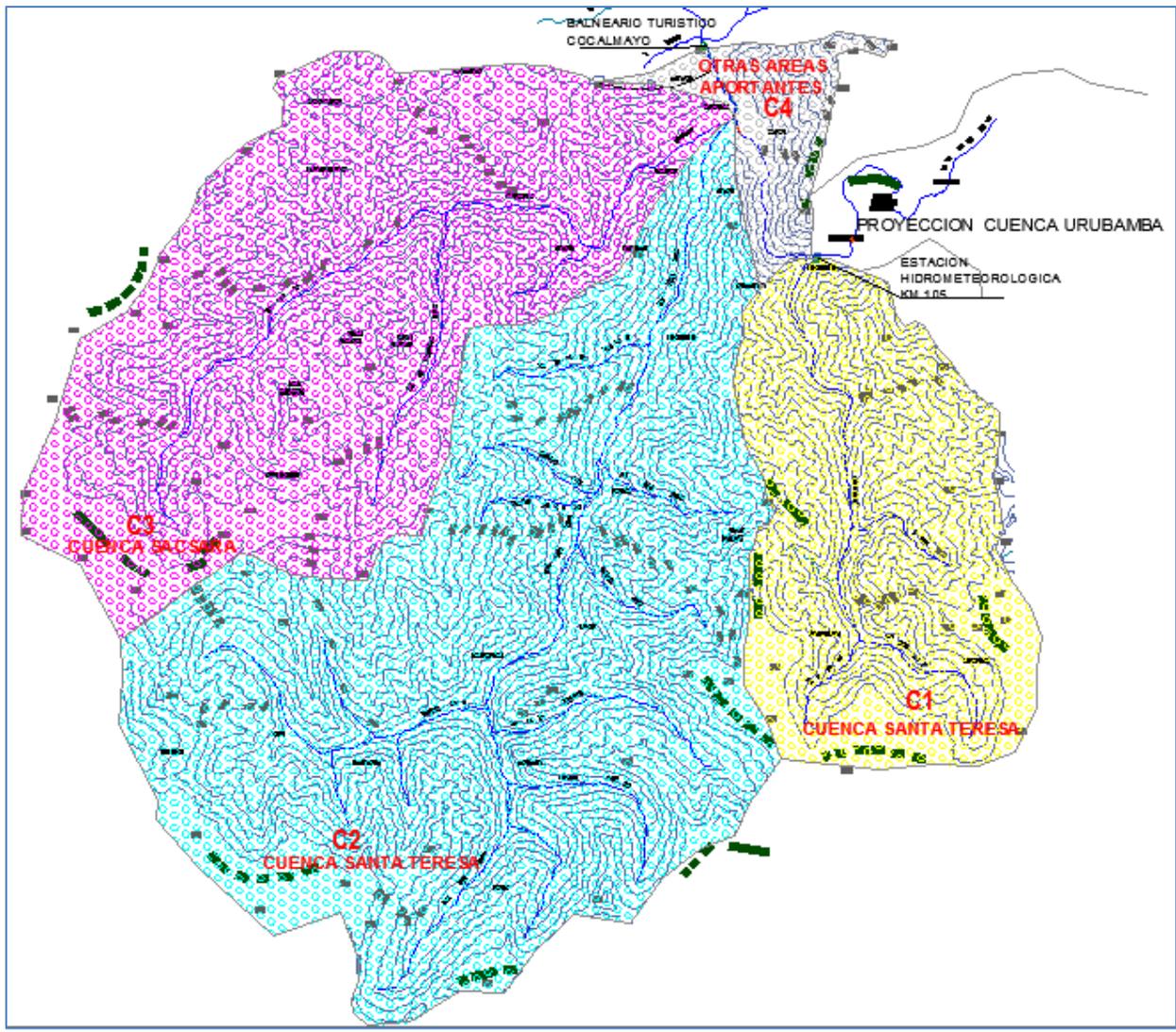


Figura 5. Sub cuencas Ahobamba, Santa Teresa y Sacsara
Fuente: Elaboracion propia

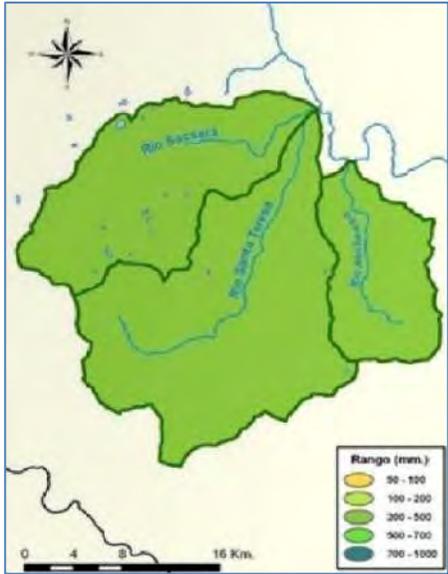


Figura 6. Sub cuencas Ahobamba, Santa Teresa y Sacsara (SENAMHI, 2009)

2.2.3. Hidrometría

En la cuenca se tiene una sola estación hidrométrica, denominada “Km 105”, mide el escurrimiento del río Urubamba a una altitud de 2069 m.s.n.m. Ver Tabla 3 y Tabla 4.

La estación km 105 controla el caudal disponible en la central Machupicchu con un periodo disponible desde 1958 hasta la fecha; está ubicada en un tramo recto y estable del río Urubamba, junto a los campamentos del personal que opera la central. Es del tipo Linnimétrico y se toma las lecturas dos veces al día.

Tabla 4. Coordenadas de la estación hidrométrica

Estación	UTM Este	UTM Norte
Km 105	113087	8540914

Fuente: Elaboración Propia

2.2.3.1. Información disponible

El río Urubamba en su parte alta cuenta con escasa información disponible, se buscó y recopiló información de diferentes fuentes. Se solicitó la tesis del año 1982 a la Universidad Nacional Agraria la Molina que fue el punto de partida, y otras fuentes de información, las que son detalladas a continuación para el desarrollo de la hidrología.

- **Caudales máximos instantáneos 1958 – 1981**, Fuente: Yance, Silver (1982) *Derivación de Curvas de Intensidad -duración-frecuencia de lluvias y su aplicación a la estimación de máximas crecidas en la cuenca del Río Vilcanota*. Tesis de título. Lima: Universidad Nacional Agraria la Molina.
- **Caudales máximos mensuales 1965 – 2003**, Fuente: EGEMSA. (2004). *Estudio de Naturalización de la Información Hidrológica del Río Vilcanota*.
- **Caudales máximos mensuales 2004 – 2005**, Fuente: Farías, Marina. (2010). *Estudio Hidrológico para la C.H. Pucara Cuzco, Perú*.
- **Caudales máximos instantáneos 2006 – 2012**, Fuente: EGEMSA (2008). En línea internet. 17 de junio de 2014, Accesible en http://siar.regioncusco.gob.pe/sial_urubamba/index.php?accion=verListElementos&idTipoElemento=37.

2.2.3.2. Serie de caudales máximos instantáneos en estación km 105

Los caudales máximos instantáneos correspondientes al periodo 1958 – 2012 se han ordenado de la siguiente forma:

- Periodo 1958 – 1981,(Yance, 1982)

- Periodo 1982 – 2005, resultan de la correlación de los caudales máximos instantáneos (Yance, 1982) y los caudales máximos medios mensuales (EGEMSA, 2004) del periodo común 1965 – 1981.(Tabla 5 y Figura 7)
- Periodo 2006 – 2012, (EGEMSA 2008)

Tabla 5. Datos correlacionados

Año	Caudales máximos medio mensual	Caudales máximos instantáneos
1965	281.5	742.8
1966	264.4	690.2
1967	322.1	696.3
1968	375.7	838.4
1969	256.8	620.8
1970	244.4	659.1
1971	400.7	848.3
1972	258.2	519.6
1973	344.4	828.4
1974	470.4	818.5
1975	322.3	674.4
1976	300.4	590.9
1977	261.7	687.1
1978	301.4	599.6
1980	243.0	602.1
1981	337.3	787.4

Fuente: Elaboración propia

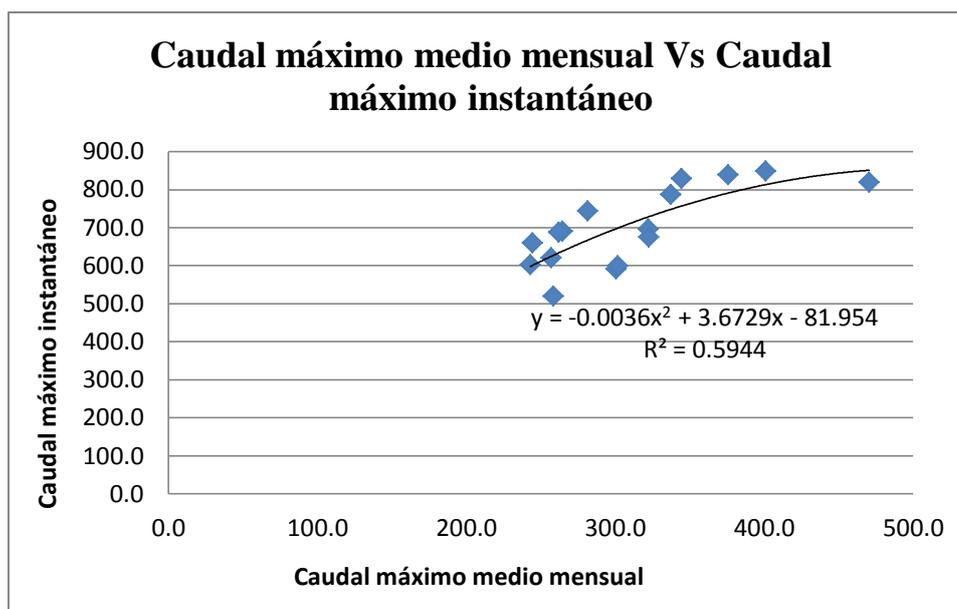


Figura 7. Correlación de los caudales máximos medios mensuales e instantáneos del río Urubamba, (1965-1981) en km 105

Los datos de caudales máximos instantáneos obtenidos según la descripción anterior se presentan en la Tabla 6:

Tabla 6. Caudales máximos instantáneos del río Urubamba en km 105 (1958-2012)

Año	Caudales máximos instantáneos (m ³ /s)	Año	Caudales máximos instantáneos (m ³ /s)
1958	654.7	1986	810.7
1959	682.1	1987	703.0
1960	936	1988	680.6
1961	803.5	1989	697.5
1962	819.5	1990	557.3
1963	980	1991	516.8
1964	646.1	1992	513.0
1965	742.8	1993	553.0
1966	690.2	1994	799.0
1967	696.3	1995	689.5
1968	838.4	1996	618.3
1969	620.8	1997	825.1
1970	659.1	1998	581.9
1971	848.3	1999	694.0
1972	519.6	2000	762.8
1973	828.4	2001	790.3
1974	818.5	2002	773.8
1975	674.4	2003	792.8
1976	590.9	2004	694.1
1977	687.1	2005	756.5
1978	599.6	2006	684.0
1979	425.4	2007	542.0
1980	602.1	2008	528.8
1981	787.4	2009	367.2
1982	849.0	2010	1100.0
1983	510.1	2011	620.7
1984	792.3	2012	697.5
1985	646.6		

Fuente: Elaboración propia

2.2.4. Modelación probabilística de los caudales

A la serie de caudales máximos instantáneos registrados en la estación hidrométrica km 105, se le ajustan diferentes métodos probabilísticos como distribución normal, LN2, LN3, Gamma. Ver Figura 8:

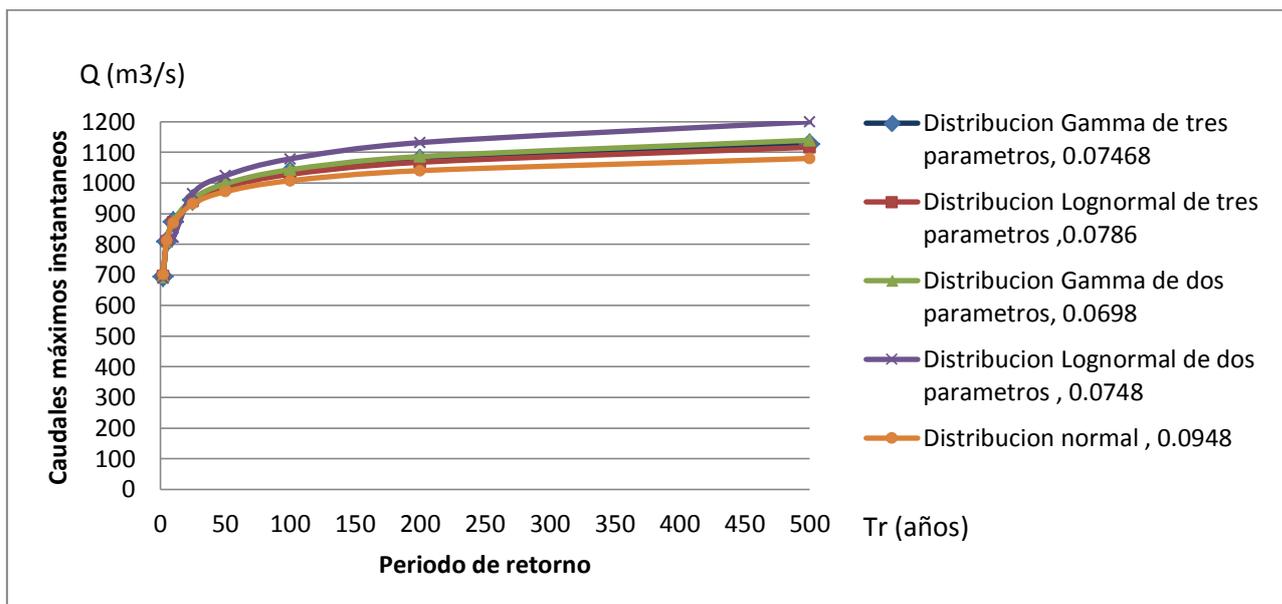


Figura 8. Periodo de retorno vs caudales máximos instantáneos

De las pruebas de bondad de ajuste se determinó que los mejores modelos son la distribución Gamma de dos parámetros y la distribución Gamma de tres parámetros. Las predicciones para 100 y 500 años arrojaron valores similares entre ambos modelos, que se han promediado. Ver Tabla 7:

Tabla 7. Caudales estimados para 100 y 500 años en el río Urubamba km 105 con los mejores modelos obtenidos.

		CAUDALES m ³ /s	
Distribuciones	DELTA	Tr =100 años	Tr = 500 años
Distribución Gamma de dos parámetros	0.0698	1043	1140
Distribución Gamma de tres parámetros	0.0747	1037	1128
Promedio		1040	1134

Fuente: Elaboración propia

2.2.5. Caudal de diseño

Contando con los caudales máximos de la cuenca Urubamba hasta el km 105 con área de drenaje de 9160 Km², y sabiendo que el área de drenaje hasta la zona de estudio es de 9972.1 Km², se han estimado los caudales de diseño mediante regionalización, utilizando el área como parámetro. Ver Tabla 8:

Tabla 8. Áreas aportantes al punto de estudio

Descripción	Área (Km²)
Cuenca Urubamba	9160
Cuenca Ahobamba	141.9
Cuenca Santa Teresa	374.4
Cuenca Sacsara	267.9
Otras áreas aportantes	27.9
Total	9972.1

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9. Caudales regionalizados (m³/s)

Cuenca Urubamba hasta	Área de drenaje (km²)	Tr = 100 años	Tr = 500 años
Km 105	9160	1040	1134
Balneario Cocalmayo	9972.1	1132	1234

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 9 se observa que el caudal de 500 años de periodo de retorno es comparable al obtenido en el estudio hidráulico que se presentara a continuación, por lo que se recomienda tomar 1234 m³/s como valor de diseño.

2.3. Hidráulica

En este acápite se pretende recopilar la información hidráulica actualizada del río Urubamba en su recorrido por el tramo en estudio (Balneario de Cocalmayo), especialmente en su comportamiento ante las avenidas ordinarias y extraordinarias, que permiten definir el alcance de su cauce, y determinar los efectos hidráulicos de las avenidas de periodos de retorno elevados (100 y 500 años), que deben ser condicionantes para el diseño de la defensa ribereña.

2.3.1. Definición del tramo en estudio

De acuerdo a la vista en planta de la Figura 3 el río Urubamba en el tramo de estudio tiene forma semirrecta, no presenta curvas pronunciadas.

2.3.1.1. Propiedades morfológicas de los ríos semirectos

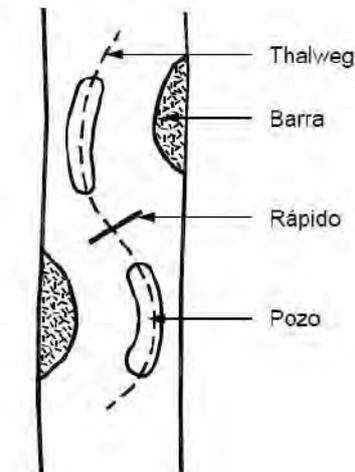


Figura 9. Posición de thalweg, barra, rápido y pozo de un río semirecto

Thalweg

El thalweg es la línea central de la corriente en la cual el cauce es más profundo y el flujo posee una mayor velocidad. Todas las corrientes naturales poseen un thalweg. El thalweg generalmente tiene una tendencia a divagar de un lado al otro del cauce y trata de tomar la línea exterior del cauce en las curvas. Ver Figura 9.

Sinuosidad

La sinuosidad es la relación entre la longitud total del thalweg en el tramo de corriente y la longitud en línea recta. Un cauce se considera semirecto cuando la sinuosidad es menor de 1.1.

Barras

Las barras son depósitos de sedimentos junto a la orilla o dentro del cauce del río. El ancho de la barra tiende a aumentar a medida que aumenta la tasa de erosión en la orilla opuesta, tratando de formarse una curva, la cual al aumentar de tamaño puede convertirse en un meandro.

En cauces semirectos o sinuosos se forman barras laterales junto a la orilla, estas barras pueden moverse a lo largo del cauce y migrar. Las barras laterales alternadas en los cauces semirectos pueden ser precursoras de procesos de meanderización.

2.3.2. Metodología empleada

El tramo de estudio del río Urubamba es un tramo semirecto (Ver Foto 13), por lo que el comportamiento hidráulico del cauce se puede considerar en general unidimensional y su cálculo puede ser realizado por un modelo unidimensional como el HEC –RAS.



Foto 13. Vista panorámica del tramo de estudio del río Urubamba, tramo semirrecto.

El HEC-RAS de la U.S. *Army Corps of Engineers* es la mejor opción de análisis de flujo permanente, teniendo en cuenta también que no se cuenta con una estación limnimétrica sobre el río (en el tramo de estudio) que permita generar series de tiempo confiables de caudales o niveles de agua, este modelo considera la variabilidad de la velocidad a lo largo de una sección transversal, obteniendo la distribución de velocidades.

La modelación se realizó en base a los datos de las secciones transversales. Para realizar estimaciones fiables del número de Manning fue necesario reconocimientos de campo junto con las tablas estimativas existentes.

Tenemos como dato de partida el registro histórico del nivel de agua en la avenida del año 2010 que alcanzó una altitud de 1368.30 m.s.n.m., este fue registrado cercano a la sección 7.

Se tiene la sección 7 (ver Figura 10), como sección representativa, donde los niveles resultantes debían coincidir con los niveles históricos de agua medidos en campo para el caudal ingresado en la misma sección. Realizando varias corridas del software se obtuvo como resultado que los niveles modelados eran menores que el nivel histórico (medido en campo) entonces fue necesario incrementar el valor del caudal, dentro de un rango aceptable y acorde a lo desarrollado en el ítem de hidrología.

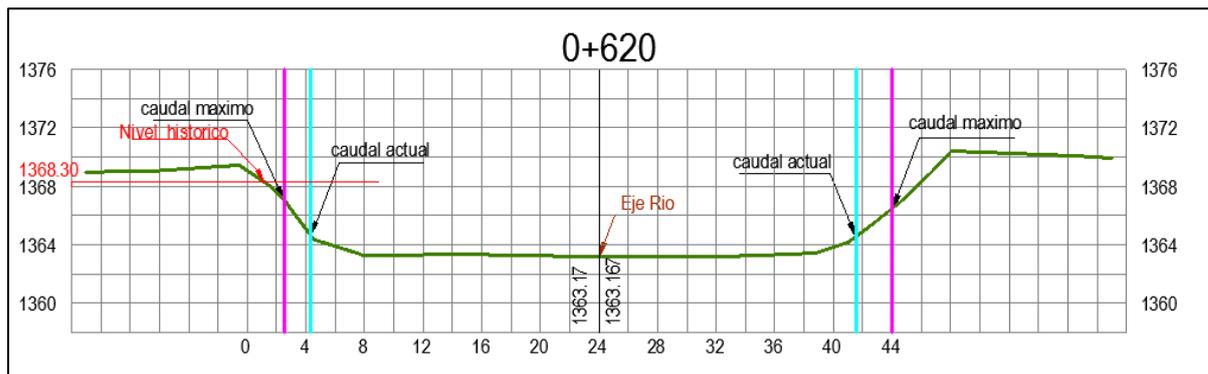


Figura 10. Sección 07 en la progresiva 0+620

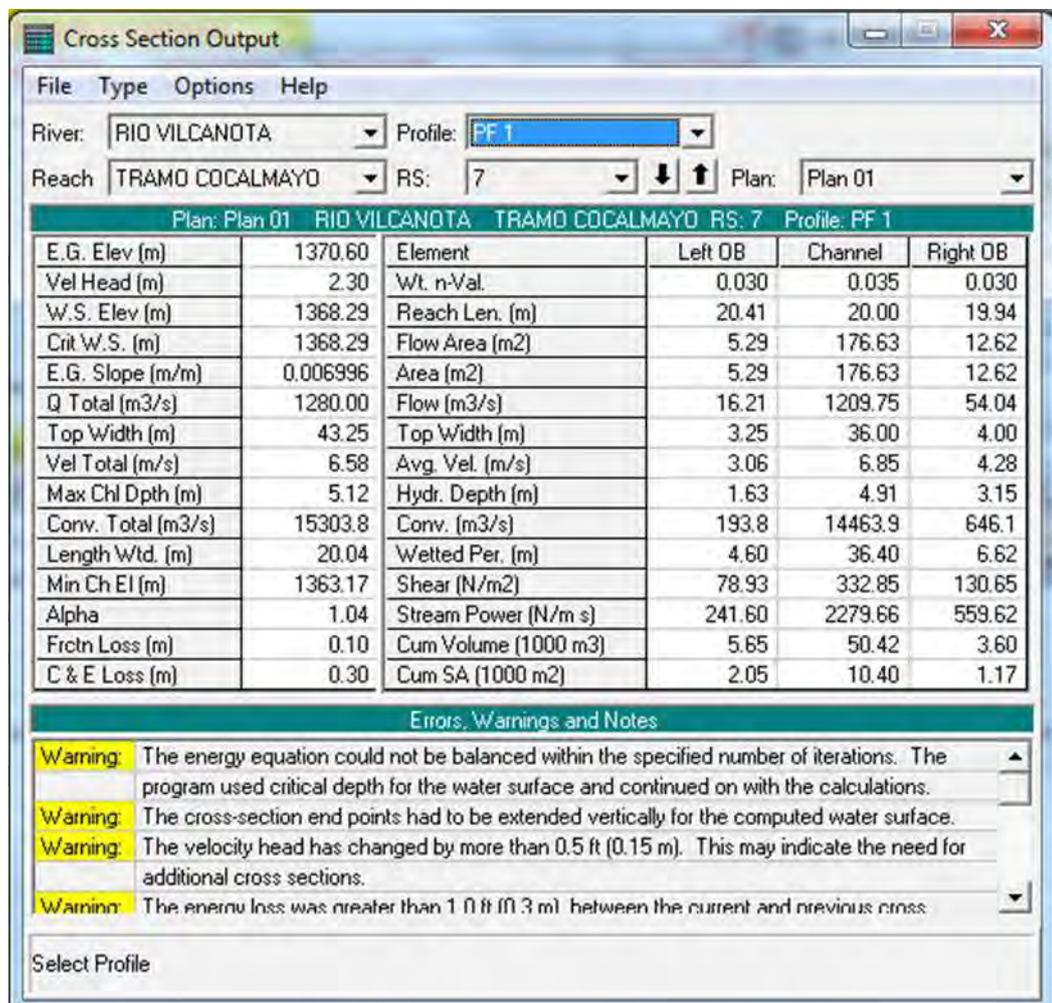


Figura 11. Imagen capturada del HEC – RAS, Sección 7

Como podemos ver en la Figura 11, el caudal modelado para el nivel histórico de 1368.30 m.s.n.m. es de $1280\text{m}^3/\text{s}$ correspondiente a la sección 7.

2.3.3. Caudales empleados

Los resultados obtenidos en la hidrología también forman parte de los datos de entrada al modelo hidráulico. A continuación se presentan los resultados de ambos acápite. Ver Tabla 10:

Tabla 10. Caudales calculados

Hidrología		Hidráulica
Caudal regionalizados (m³/s)		Caudal modelado (m³/s)
Tr = 100 años	Tr = 500 años	1280
1132.25	1234.14	

Fuente: Elaboración propia

Para definir el caudal de diseño, se recomienda utilizar periodos de retorno entre 200 y 500 años, de acuerdo al análisis del riesgo cuando hay asentamientos humanos en riesgo junto a la obra (Díaz, 2001).

Consideramos como caudal de diseño 1280 m³/s, que corresponde a un periodo de retorno de 500 años por ser muy cercano al valor calculado en el estudio hidrológico.

2.3.4. Resultados del HEC – RAS

Se han corrido 21 secciones del tramo en estudio en el programa HEC – RAS. En la Tabla 11 se presenta el resumen de parámetros hidráulicos calculados para todas las secciones. El detalle de cálculo por sección se adjunta en el anexo A-22

Tabla 11. Procesamiento de datos en HEC-RAS

DATOS DE ENTRADA:										
Peso específico agua		1000 kg/m ³		Caudal		1280 m ³ /s				
Peso específico suelo		2650 kg/m ³								
DATOS HEC RAS							DATOS HEC RAS			
SECCIONES	km	Area (m ²)	COTA FONDO (msnm)	NIVEL DE AGUA	TIRANTE Y (m)	Velocidad(m/s)	Cota de energia	Pendiente Energetica	Esfuerzo MI N/m ²	Velocidad MI (m/s)
S21	0+220.00	166.325	1375.24	1380.77	5.53	6.26	1382.77		99.81	3.58
S20	0+240.00	173.38	1374.44	1379.55	5.11	5.78	1381.25	0.076	114.62	3.91
S19	0+300.00	236.485	1372.98	1377.05	4.07	5.11	1378.38		64.54	2.59
S18	0+360.00	219.034	1371.52	1375.55	4.03	4.29	1376.49	0.032	51.46	2.43
S17	0+380.00	359.18	1370.8	1374.79	3.99	5.01	1376.07		62.97	2.55
S16	0+400.00	198.389	1370	1373.84	3.84	5.31	1375.28	0.040	30.61	1.61
S15	0+460.00	130.085	1367.02	1373.08	6.06	5.23	1374.48		56.32	2.7
S14	0+480.00	125.78	1366.42	1372.09	5.67	6.27	1374.10	0.019	82.05	3.19
S13	0+500.00	132.16	1366.13	1372.28	6.15	5.17	1373.64		89.64	3.74
S12	0+520.00	121.659	1365.72	1371.25	5.53	6.5	1373.41	0.012	85.54	3.27
S11	0+540.00	147.978	1365.31	1370.84	5.53	5.44	1372.35		72.67	3.09
S10	0+560.00	163.605	1364.92	1370.92	6	5.02	1372.21	0.007	53.65	2.67
S9	0+580.00	146.869	1364.54	1369.83	5.29	6.51	1371.99		88.43	3.31
S8	0+600.00	139.846	1363.98	1369.4	5.42	6.56	1371.60	0.020	144	4.61
S7	0+620.00	141.37	1363.17	1368.29	5.12	6.58	1370.50		78.93	3.06
S6	0+680.00	100.395	1361.41	1367.02	5.61	4.91	1368.25	0.037	96.45	3.86
S5	0+700.00	140.875	1360.67	1366.92	6.25	4.67	1368.03		93.79	3.97
S4	0+720.00	126.085	1359.8	1365.64	5.84	6.46	1367.77	0.013	147.08	4.69
S3	0+780.00	175.579	1358.66	1364.3	5.64	6.32	1366.34		71.24	2.86
S2	0+840.00	247.34	1357.82	1364.06	6.24	4.43	1365.06	0.021	30.98	1.88

Fuente: Elaboración propia

2.4. Sedimentología

El río Urubamba posee cauces de altas pendientes y gran capacidad de transporte de sedimentos, sin embargo se tiene escasa información de estudios de sedimentos del lecho del río. Se han realizado algunos estudios con fines de navegación pero solo en la parte baja del río Urubamba.

Es así que en el tramo en estudio se han investigado métodos para determinar el tamaño de las partículas y la distribución de tamaños o granulometría, teniendo en consideración que los materiales del fondo en ríos de altas pendientes son generalmente partículas gruesas, grandes bolonerías o cantos de roca, gravas y arenas.

2.4.1. Aspectos a considerar

Todas las áreas de la cuenca, las orillas y fondo del cauce producen continuamente sedimentos que la corriente transporta y luego deposita. La variabilidad espacial de los sedimentos es un resultado de la influencia del clima, vegetación, relieve, geología y los procesos antrópicos de erosión.

La propiedad individual de las partículas de un lecho granular que más importancia tiene en la hidráulica fluvial es el peso. Los cauces naturales están formados por rocas y minerales, los que tienen su peso específico de poca variación. El valor medio es de 2.65 ton/m^3 (Vide, 1996), quedando así otra propiedad de suma importancia que es la representación del volumen de la partícula, es decir el tamaño.

Para definir la sedimentología es importante desarrollar el siguiente concepto.

Acorazamiento

Cuando el lecho del río está constituido por una mezcla de distintos tamaños, cada tamaño tiene tensiones diferentes de manera que teóricamente la corriente puede desplazar los finos más fácilmente que los gruesos, a ese estado se le conoce como acorazamiento del lecho como se aprecia en la Figura 12.

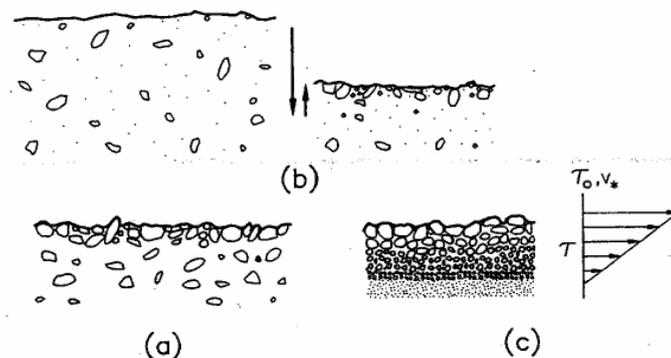


Figura 12. Acorazamiento observado (a), acorazamiento estático (b) y acorazamiento dinámico (c), (Vide, 1996)

El acorazamiento corresponde a la realidad de muchos ríos especialmente en lechos de grava que cuando están sujetos a la acción de un flujo de agua, tienen capacidad para desarrollar una coraza o armadura en la superficie del lecho, como un empedrado. Es el caso del tramo de estudio del río Urubamba.

El fenómeno de acorazamiento es importante para la determinación de la granulometría en campo, es así que algunos autores recomiendan realizar el muestreo para el estudio. Las exploraciones deberían llegar por debajo del nivel del acorazamiento para tener un muestreo más aproximado a los sedimentos transportados.

2.4.2. Metodología para el muestreo de sedimentos de fondo

La composición granulométrica del material del lecho es un factor importante en el comportamiento de las corrientes.

2.4.3. Procedimiento usual

El análisis de tamaños de partícula del suelo se lleva a cabo determinando los porcentajes en peso, que caen en ciertos límites representativos.

El proceso usual es el análisis por tamizado, en el que una muestra representativa de suelo se divide sistemáticamente hasta obtener una sub muestra del tamaño adecuado y después se seca en horno, esta muestra se hace pasar a través de tamices estándar apilados en forma descendente, según el tamaño de abertura del tamiz. Después de agitar el primer tamiz y los siguientes, en secuencia se determina el peso retenido en cada uno de ellos y se calcula el porcentaje de peso acumulado en la sub muestra, que pasa por cada tamiz.

A partir de estas cifras se grafica la distribución de tamaños de partícula en una curva semilogarítmica que se conoce como curva granulométrica. Ver Tabla 12:

Tabla 12. Tabla de numeración y abertura de tamices adoptado de la norma ASTM

Tamiz (ASTM)	Tamiz (mm)	Abertura real (mm)	Tipo de suelo
3''	80	76.12	GRAVA
2''	50	50.8	
1 1/2''	40	38.1	
1''	25	25.4	
3/4''	20	19.05	
3/8''	10	9.52	
N°4	5	4.76	ARENA GRUESA
N°10	2	2	ARENA MEDIA
N°20	0.9	0.84	
N°40	0.5	0.42	
N°60	0.30	0.25	ARENA FINA
N°140	0.1	0.105	
N°200	0.08	0.074	

2.4.4. Procedimiento en el tramo en estudio del río Urubamba

Como se explicó en el ítem anterior existen métodos convencionales para determinar la granulometría de una muestra, sin embargo en el tramo de estudio no se puede aplicar este método convencional, porque el lecho de fondo está compuesto además de arena, grava, también de bolonería de aproximadamente 190 mm (Ver Foto 14), para lo cual no existen tamices y tampoco procedimientos normados.



Foto 14. Composición del lecho en el tramo de estudio

Se recopiló información para muestrear el material del lecho de un río de montaña con materiales gruesos. En el presente estudio se tomó una muestra en la margen izquierda del río Urubamba a la altura de la sección 14 a una profundidad de 2.00 m de altura (Ver Foto 15). Teniendo en cuenta el fenómeno del acorazamiento, esta muestra tomada es semejante al haber tomado en el lecho del río.



Foto 15. Calicata para toma de muestras de sedimentos del río Urubamba

Es así que se ha adecuado el método propuesto por (Vide, 1996), que indica la toma de muestra representativa del material granular del cauce para lo cual se realiza el siguiente procedimiento:

- Se agrupa el material de muestra por similares diámetros, para ser más precisos se pueden hacer varios grupos de muestra que representen un diámetro similar. Ver Foto 16 .
- Se registran los diámetros medidos de la muestra.
- Se marca un cuadrado de 1m x 1m en una superficie limpia.
- El material agrupado por diámetros se pesa, se registra y se coloca en el cuadrado trazado en forma ordenada. Ver Foto 19.
- Se realiza este procedimiento hasta llenar el área de 1m x 1m trazada. Ver Foto 17.
- El material extraído se representa en porcentaje del peso de toda la muestra. Ver Foto 18.



(a)



(b)



(c)

Foto 16. Agrupando por diámetros similares la muestra del lecho de río Urubamba



Foto 17. Colocando las muestras agrupadas de forma ordenada en el cuadrado de 1m x 1m.



Foto 18. Pesando de muestras de diámetros similares.

Con los datos de diámetro y peso registrados en el ensayo, se elabora la Tabla 13.

Tabla 13. Resultado del muestreo de sedimentos de fondo.

D(mm)	Peso (gr)	Porcentaje	Porcentaje acumulado
0.5	100	0.06%	0.06%
1	670	0.42%	0.48%
3	405	0.25%	0.73%
4	650	0.41%	1.14%
7	150	0.09%	1.23%
10	50	0.03%	1.26%
15	500	0.31%	1.58%
18	200	0.12%	1.70%
20	200	0.12%	1.83%
25	700	0.44%	2.26%
30	1300	0.81%	3.07%
35	200	0.12%	3.20%
40	3250	2.03%	5.23%
45	600	0.37%	5.60%
50	1800	1.12%	6.73%
60	5150	3.22%	9.94%
70	950	0.59%	10.53%
80	1150	0.72%	11.25%
90	800	0.50%	11.75%
100	900	0.56%	12.31%
120	2800	1.75%	14.06%
130	3200	2.00%	16.06%
140	1800	1.12%	17.18%
160	5400	3.37%	20.55%
180	3500	2.18%	22.74%
183.70	43760	27.32%	50.00%
193.16	80000	49.94%	100.00%
Total	160185	100.00%	

Fuente: Elaboración propia



Foto 19. Muestreo de sedimentos río Urubamba, tramo Qda. Cocalmayo – Qda. Huillcar.

2.4.5. Granulometría del fondo de lecho

Con los datos de las columnas D (mm) y porcentaje acumulado de la Tabla 13 graficamos la curva granulométrica.

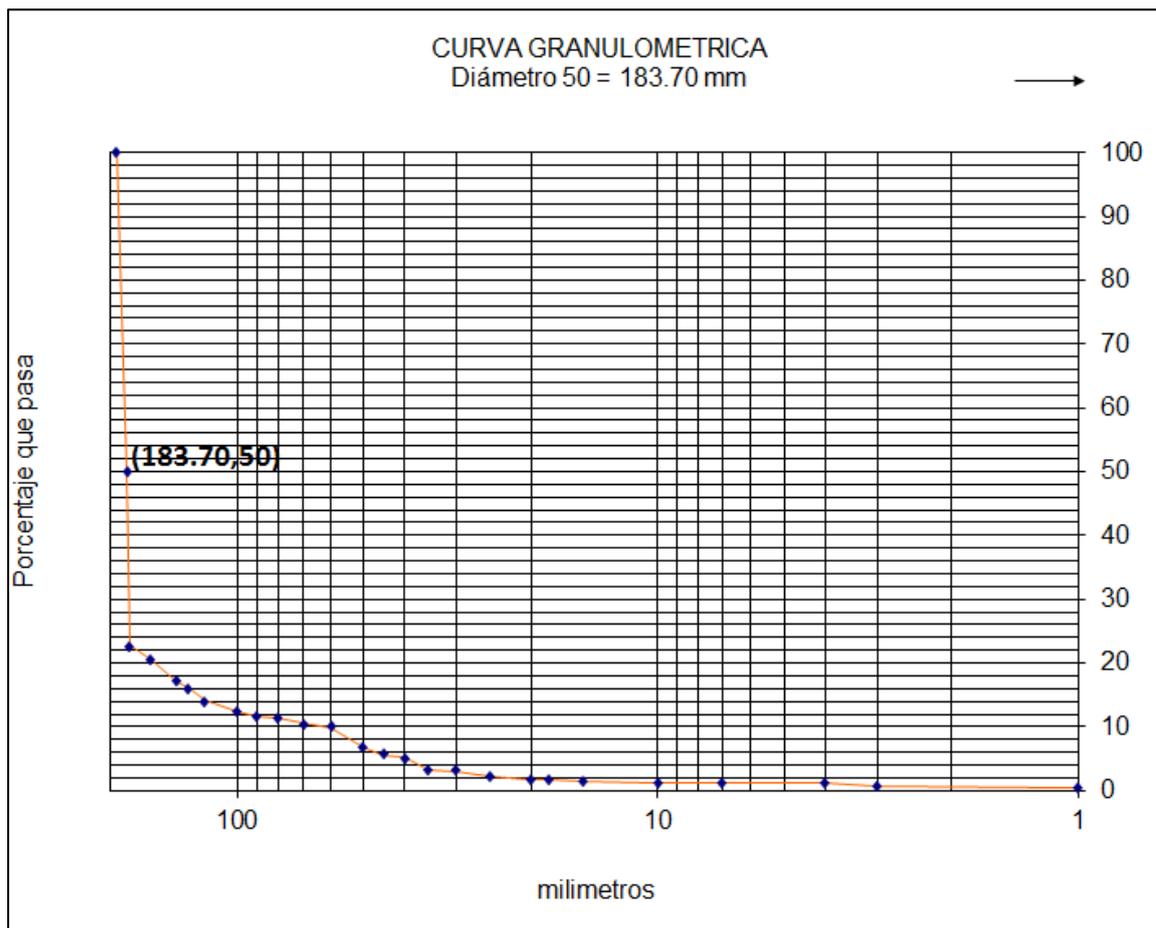


Figura 13. Distribución del tamaño de material de fondo en el tramo en estudio del río Urubamba

La Figura 13 muestra un rango de distribución de sedimentos a lo largo del tramo en estudio del río Urubamba y a partir de esta podemos determinar el diámetro característico.

Diámetro característico: Está definido como el tamaño medio de las partículas con el cual pueden ser caracterizadas para diferentes cálculos. Según la curva granulométrica determinamos el D_{50} que en este caso corresponde 183.70 mm.

Capítulo 3

Alternativas propuestas

3.1. Condiciones y criterios generales de diseño

Las obras de protección ribereña son todas aquellas estructuras, construidas dentro del cauce de un río, cuya finalidad sea encauzar, corregir o controlar el curso natural del agua.

Los ríos son ecosistemas delicados, que pueden desestabilizarse totalmente como consecuencia de intervenciones inadecuadas por lo que surge la necesidad de encontrar una correspondencia óptima del criterio de diseño, los costos económicos involucrados, y los beneficios sociales aunados explícita o implícitamente.

Las obras en los ríos en general requieren grandes inversiones y revisten gran importancia para los habitantes locales. Por esta razón deben ser resistentes y de larga vida útil.

Alguno de los criterios importantes son los siguientes:

3.1.1. Criterios técnicos

Caudal de diseño: los caudales de diseño para las defensas ribereñas están relacionados con el nivel de riesgo que podría conllevar una máxima avenida por la falta de la obra, algunos autores recomiendan 200 y 500 años de periodo de retorno de acuerdo al análisis de riesgo.

Tipo de flujo: el tipo de flujo debe determinarse para cada diseño específico correspondiente a condiciones de mayor criticidad.

Sección geométrica de la corriente: es un dato de entrada para procedimientos de diseño hidráulico, el cual debe estar medido a detalle.

Rugosidad: la determinación del coeficiente de manning debe responder a un análisis de la morfología del río, de los sedimentos y de condiciones generales del flujo.

Análisis morfológico e hidráulico: analizar condiciones hidráulicas, velocidades del agua, fuerzas tractivas utilizando softwares disponibles así mismo hacer un estudio geológico y morfológico del río.

Determinación de longitud a proteger: la protección debe cubrir una distancia mayor que la longitud impactada en forma severa por fuerzas de erosión.

Altura y profundidad de la zona a proteger: esta altura depende de un análisis hidráulico de los niveles máximos de agua de acuerdo al periodo de diseño, adicionando la altura de olas hacia las riberas y factor de seguridad.

3.1.2. Criterios económicos

En este tipo de obras hidráulicas, se presenta la necesidad de encontrar una correspondencia óptima del criterio de diseño, los costos económicos involucrados, y los beneficios sociales aunados explícita o implícitamente.

Una obra de protección ribereña tiene sentido económico cuando el daño evitado con la intervención compense la inversión realizada.

Cabe resaltar que los criterios económicos no están por encima de la seguridad del sistema de defensa ribereña por lo que debe considerarse los efectos dañinos que a mediano o largo plazo pueden sobrevenir como consecuencia de la intervención.

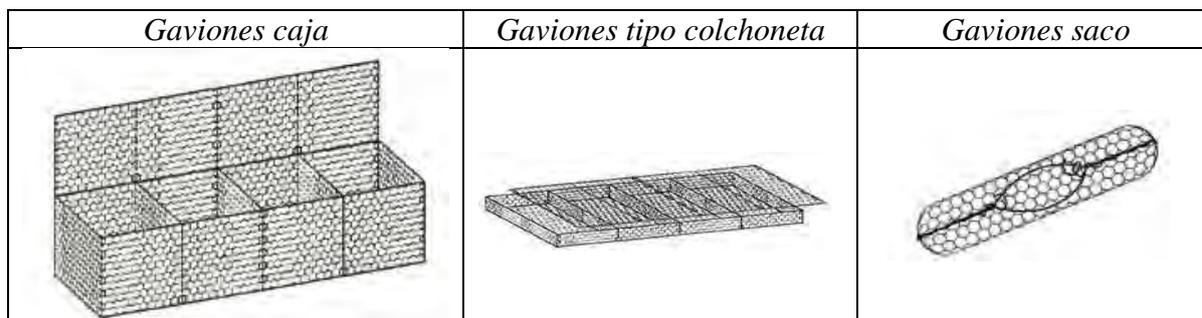
3.2. Presentación de alternativas de protección

3.2.1. Gaviones

Los gaviones son cajones de malla hexagonal de doble torsión que se rellenan de canto rodado o piedra de cantera, son estructuras monolíticas, semiflexibles, permeables, resistentes y de larga vida útil.

En ríos de caudal y pendiente estables se depositan sedimentos del río dentro de los poros del gavión y en algunos casos se forman plantas de crecimiento espontáneo que originan la formación de un bloque sólido que aumenta en forma importante la vida útil de los gaviones.

3.2.1.1. Gaviones más utilizados



Gaviones caja

Tienen forma de prisma rectangular, ideales para la construcción de estructuras de protección, defensa y contención de márgenes. Funcionan por gravedad y su altura fluctúa entre 0.50 m - 1.00 m.

La malla está constituida por una red tejida de forma hexagonal obtenida por el resultante de entrecruzar dos hilos de alambre por tres medios giros y la abertura de la malla es de 8 x 10 cm.

Cuando son instalados y rellenos de piedra, los gaviones se convierten en elementos estructurales flexibles, armados, drenantes, son aptos para defensas ribereñas, canalizaciones, etc.

Gaviones saco

Tienen forma cilíndrica, producidos en malla hexagonal de doble torsión, estos gaviones son extremadamente versátiles debido a su método de construcción y fundamentales en obras sumergidas, ya que permiten trabajar sin la necesidad de ataguías y son colocados fácilmente con equipos mecánicos.

Tienen también un buen comportamiento cuando la estructura esta apoyada sobre suelos de baja capacidad soporte. En este caso, al distribuir las tensiones en el terreno, evitan asentamientos excesivos de la estructura. Los gaviones saco, debido al contacto constante con el agua, son producidos con alambres con revestimiento de aeración aluminio - zinc y protección adicional en material plástico.

Los gaviones tipo saco son usados principalmente en obras de emergencias, en obras hidráulicas donde las condiciones locales requieren de una rápida intervención, cuando el agua no permite fácil acceso al lugar o cuando el suelo de apoyo presenta baja capacidad de soporte.

Gavión tipo colchoneta

Tiene forma de prisma rectangular, producidos en malla hexagonal de doble torsión con abertura de malla de 6 x 8 cm, que son caracterizados por su gran superficie, pequeño espesor y gran flexibilidad, su altura fluctúa entre 0.17 m - 0.30 m.

Se utiliza para la protección contra la socavación de las estructuras longitudinales, son construidas directamente sobre el terreno perfilado.

3.2.1.2. Características de los gaviones:

Las principales características se detallan en la Tabla 14.

Tabla 14. Características de los gaviones

<p>Permeabilidad: Por estar constituidos por malla y piedras, son estructuras altamente permeables, lo que impide que se generen presiones hidrostáticas</p>	<p>Flexibilidad: Por su flexibilidad los gaviones pueden deformarse fácilmente al ser sometidos a presiones, soportan movimientos sin pérdida de eficiencia</p>
<p>Economía: La facilidad de armado de los gaviones hace que estos no requieran mano de obra especializada, logrando altos rendimientos en la instalación. Las piedras de relleno pueden ser extraídas del mismo lugar donde se efectúa la instalación</p>	<p>Versatilidad: Por la naturaleza de los materiales que se emplean en la fabricación de los gaviones, éstos permiten que su construcción sea sencilla en cualquier condición climática, ya sea en presencia de agua o en lugares de difícil acceso</p>

3.2.2. Espigones

Son usados para proteger y recuperar orillas erosionadas. Los espigones desvían el flujo principal de la corriente del curso de agua centralizándolo, evitando que la fuerza del agua alcance las márgenes.

En general son utilizados en conjunto, para crear entre ellos zonas de remanso y consecuentemente de sedimentación del material en suspensión, reconstituyendo así la margen erosionada, estas obras se utilizan en ríos poco profundos y con material suspendido. Uno de los objetivos es la sedimentación de estos materiales los cuales pueden complementar la protección de la orilla.

El espigón no debe causar un cambio brusco en la dirección de la corriente, por el contrario, debe producir un cambio suave. Los espigones son efectivos solamente si el espaciamiento entre ellos no es muy grande. Ver Figura 14:

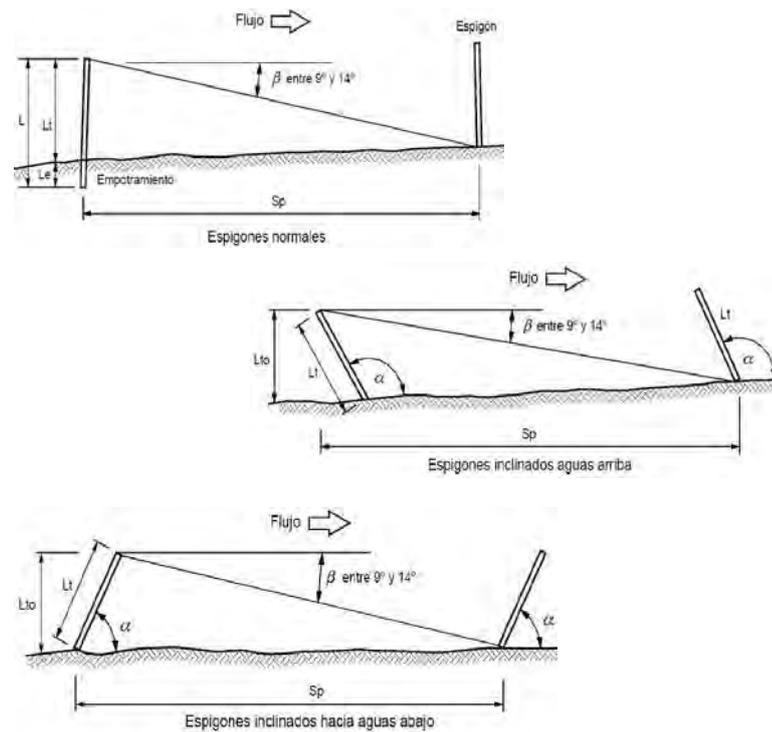


Figura 14. Orientación de espigones con respecto a flujo

3.2.2.1. Tipos de espigones

Espigones permeables: permiten el paso del agua a través de ellos, son más efectivos en los ríos que tienen mayor cantidad de carga de fondo y altas concentraciones de sedimentos.

Espigones impermeables: no permiten el paso del agua a través de ellos, son más efectivos cuando se requiere mantener una profundidad de cauce para navegación, debido a que la socavación es mayor y por lo tanto el cauce va a tener una mayor profundidad.

3.2.2.2. Forma de los espigones

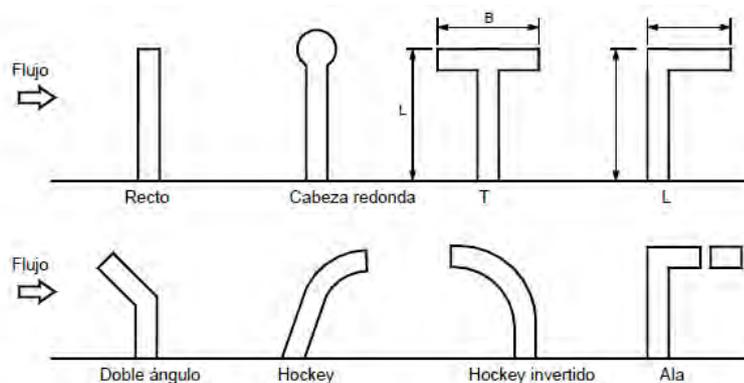


Figura 15. Formas en planta de espigones

Los espigones pueden también clasificarse de acuerdo a su forma en planta. Ver Figura 15:

Espigón recto, formando un ángulo con la orilla y con una cabeza con un sistema de protección contra la socavación en la punta.

Espigón en forma de T, el ángulo α es generalmente de 90 grados y el dique en la punta es paralelo a la dirección del flujo.

Espigón en forma de L, que permite mayor espacio para sedimentación entre espigones y menos socavación en su cabeza y son más efectivos para facilitar la navegación.

Los parámetros de diseño se describen en la Tabla 15.

Tabla 15. Parámetros de diseño de espigones

Variables del flujo	<ul style="list-style-type: none"> • Profundidades de aguas mínimas, normales y máximas. • Cantidad de carga suspendida con relación a la carga de fondo.
Parámetros del cauce	<ul style="list-style-type: none"> • Pendiente y velocidad del río. • Características del material de fondo (arcilla, limos, arena, grava, cantos, guijarros). • Tamaño del cauce (ancho y sección).
Materiales disponibles para construcción	<ul style="list-style-type: none"> • Previamente al diseño debe analizarse las posibilidades de materiales para su construcción.
Posibilidad de amenazas	<p>Existe un número muy alto de fallas de espigones, para evitar la destrucción y/o arrastre de los espigones deben tenerse en cuenta las siguientes características:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Conocimiento del régimen hidráulico del río. • Cálculo de socavación del cauce con el espigón. • Diseño de una cimentación con la profundidad adecuada. • Diseño hidráulico del espigón. • Diseño estructural (resistencia y flexibilidad) del espigón.

3.2.3. Sistema de cable concreto

Es un sistema compuesto de una carpeta que se produce de manera prefabricada con elementos de magnitud 2.44 m x 4.88 m que permiten una instalación muy simple y rápida, que a su vez son instalados con cables, ganchos y anclajes que garantizan la estabilidad

bilateral y vertical de la carpeta en condiciones de turbulencia del flujo, también se coloca manto geotextil debajo de las losas unidas lo que permite aliviar la presión hidrostática sin el lavado del material de base. Ver Figura 16:



Figura 16. Sistemas cable - concreto

Las experiencias en Europa muestran que los bloques de concreto unidos con cables presentan una buena protección para flujos con velocidades hasta de 4 m/s. Ver Figura 17:

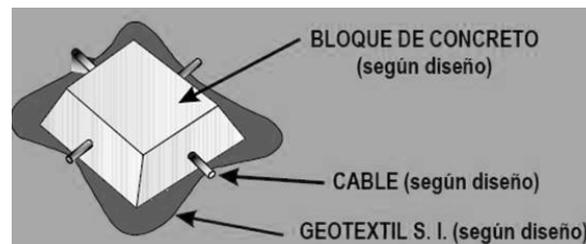


Figura 17. Detalle del sistema

3.2.4. Ventajas del sistema cable concreto

- El sistema cable – concreto ofrece alta flexibilidad y alta resistencia a la abrasión.
- Es versátil, tiene facilidad de ejecución y prefabricación.
- Son adaptables a socavaciones, por lo que se recomienda para estructuras de defensa ribereña.

3.2.5. Enrocado

El enrocado consiste en bloques o cantos de roca de diferentes tamaños con formas irregulares colocados sobre el talud a lo largo de la orilla de una corriente como se ve en la Figura 18:

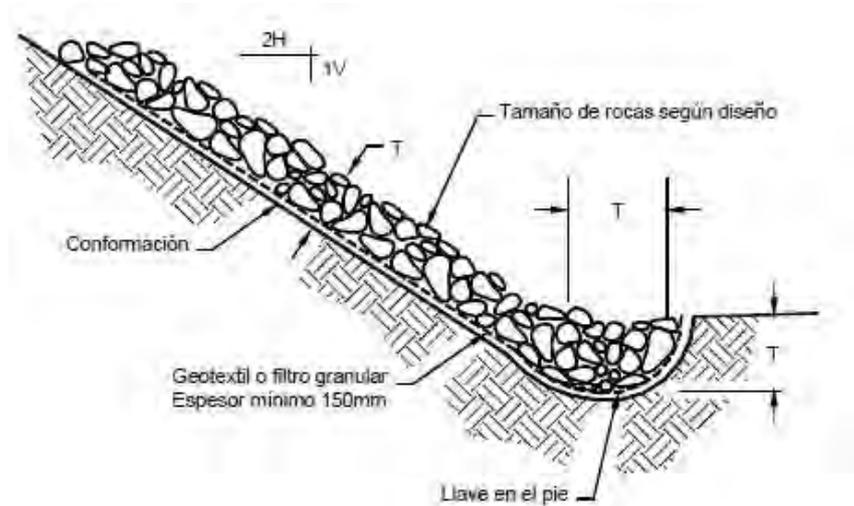


Figura 18. Revestimientos en enrocado, McCullah

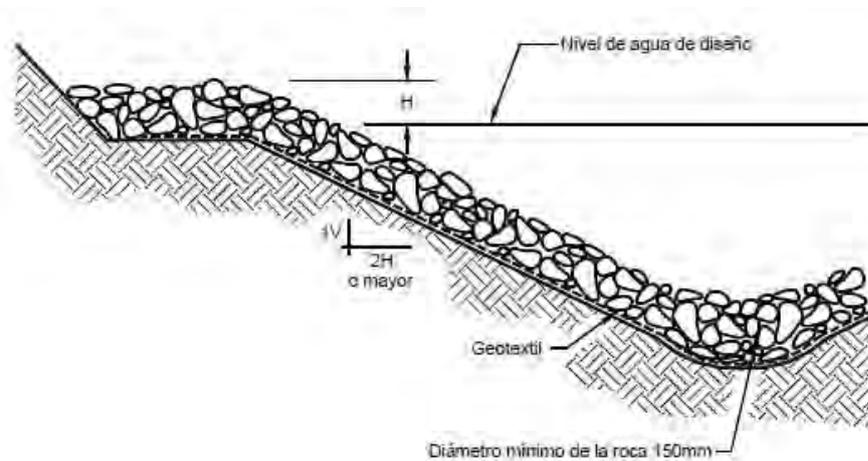


Figura 19. Revestimientos en enrocado, McCullah

La estabilidad del conjunto se proporciona por el peso de los bloques individuales y el entrelace entre ellos. El enrocado se utiliza cuando hay disponibilidad de roca en un sitio cercano. Se prefieren las piedras con forma de bloque que las alargadas o redondeadas. La roca ha sido utilizada durante varios años para la protección de riberas como un agente de control de erosión principalmente por su peso que resiste fuerzas tractivas muy altas.

El uso de enrocados es generalmente más económico que otros tipos de revestimiento, además de ser fácil de reparar y tener mayor flexibilidad. La estabilidad de un enrocado depende, en gran parte, de la magnitud de la velocidad del flujo tangencial, de la dirección

de la corriente principal en relación con el plano del enrocado, el ángulo del talud del enrocado y de las características de la roca.

3.2.6. Propiedades de las rocas

Las rocas deben cumplir con algunas características intrínsecas susceptibles de un plan de ensayo de control, entre las cuales podemos mencionar:

- La densidad de la roca, se puede determinar por un ensayo hidrostático; el peso específico más común es 2.65tn/m^3 (Vide, 1996)
- Fragilidad o susceptibilidad a la rotura por lugares débiles, durante la puesta en obra sufrirá golpes y se puede realizar un ensayo de caída, soltando la roca desde 3.0 m de altura sobre otros bloques que descansan en grava.
- Resistencia a la meteorización, esta propiedad es muy importante para la integridad y durabilidad del enrocado, que incluye acciones hielo – deshielo, cristalización salina, solubilidad y otras acciones químicas.
- Forma, debe evitarse elementos planos, teniendo como criterio que el índice de planaridad con a,b,c los tres ejes de elipsoide debe ser menor o igual a dos. Ver Figura 20:

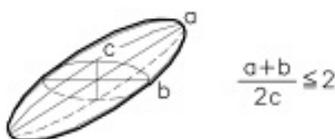


Figura 20. Forma de la roca

3.2.6.1. Formas de colocado

Enrocados con roca al volteo

Son estructuras revestidas con roca pesada al volteo o colocada en forma directa por los volquetes. El volumen de roca empleado es mayor y su talud de acabado no es muy estable, las ventajas que se puede citar de esta forma de colocado son:

- La capa de enrocado es flexible, no se debilita o se ve perjudicada por movimientos menores de las márgenes del río.
- Los daños locales o pérdidas pueden ser reparadas colocando más roca.
- El proceso constructivo no es complicado.
- Cuando el enrocado está expuesto al agua fresca, la vegetación crecerá ofreciendo un aspecto de mejor estética además de restablecer la rugosidad natural.
- El enrocado es reciclable y puede ser apilado para usos en el futuro.

Una de las desventajas del uso del revestimiento de enrocado lanzado es que son más sensibles a factores económicos locales que otros esquemas de revestimiento.

Enrocado con roca colocada

Cuando la roca es colocada con la ayuda de un cargador frontal, excavadora o pala mecánica, en la uña y cara húmeda del terraplén. El volumen de roca empleado es menor y el talud que se logra es estable. Las ventajas que se puede citar de esta forma de colocado son:

- La superficie trabada presenta un aspecto liso y reduce la turbulencia de flujo en el agua.
- El apoyo provisto por la trabazón de las piedras permite el uso del enrocado colocado manualmente en márgenes con taludes pronunciados.
- El espesor del enrocado colocado manualmente, es usualmente menor que un revestimiento suelto, resultando un uso de menor cantidad de piedras.
- Facilidad de drenaje a través de los intersticios existentes entre los bloques pétreos.
- Facilidad para adaptarse a movimientos diferenciales del terreno, admitiendo ciertas distorsiones sin sufrir daños estructurales.
- Relativa facilidad de integración del enrocado en el entorno, al tratarse de un material natural.

3.2.6.2. Filtro para enrocado

Debajo de la capa de enrocado se debe colocar una capa de grava, piedra o un geotextil que impida la migración de finos del suelo hacia la superficie por acción de las fuerzas del agua. Adicionalmente este filtro no debe ser capaz de ser extraído a través de los vacíos del enrocado.

Filtro granular

Estos filtros están formados por una mezcla de materiales granulares (arena, grava) ,el espesor de la capa de filtro varía entre 150 y 450 mm para un filtro de una sola capa y entre 100 y 200 mm para capas individuales de un filtro de varias capas. Cuando las curvas de gradación del suelo, el enrocado y el filtro son paralelas se pueden utilizar los espesores menores y cuando no son paralelas se deben incrementar estos espesores

Filtros de geotextil

En el caso de filtros de geotextil se requiere definir las especificaciones del material con relación a resistencia, deformación y tamaño de los poros. La AASHTO exige para condiciones normales de flujo que los filtros de geotextil cumplan con la especificación M288. Para condiciones de mayor severidad se recomienda realizar un estudio más detallado sobre las características que debe cumplir el geotextil debajo del enrocado, en las condiciones particulares del sitio. Ver Tabla 16:

Tabla 16. Especificaciones de geotextil

Aplicación	Especificación	Categoría	No tejido	Tejido
Drenaje bajo superficie	AASHTO M288	Clase 2	601	-----
		Clase 3	401	
Separación de caminos	AASHTO M288	Clase 2	601	250 ST
		Clase 3	401	180 ST
Estabilización de caminos	AASHTO M288	Clase 1	801	315 ST
		Clase 2	601	250 ST
Control de erosión	AASHTO M288	Clase 1	801	104 F
		Clase 3	401	104 F

Fuente: Elaboración propia

3.2.6.3. Criterios para la utilización del enrocado

- La pendiente máxima aceptada de una ribera para la colocación de enrocados 2H:1V, en caso de bloques semi rectangulares se permiten pendientes hasta 1.5H:1V.
- Utilizar piedras no redondeadas, preferiblemente de forma tabloide con espesores superiores a 100 mm.
- Las piedras pueden colocarse sueltas o pegadas con mortero o concreto
- Es recomendable colocar un manto de geotextil para evitar la erosión.

En la Tabla 17 se describen los criterios para evaluar la calidad de enrocados.

Tabla 17. Criterios para evaluar la calidad de los enrocados (Díaz, 2001)

Ensayo	Norma	Criterio general de conveniencia
Petrografía	ASTM C 295	Roca fresca, cristalina sin arcilla ni minerales solubles y pocas discontinuidades.
Densidad		El peso unitario seco debe ser mayor a 2.2 Ton/m ³ . Para que esto ocurra la roca no debe ser porosa.
Absorción		Un enrocado de buena calidad debe tener una absorción del 1%. Las absorciones de más del 2% sugieren problemas de durabilidad de la roca.
Solidez a los sulfatos	CRD- C 137	Las pérdidas en el ensayo no deben ser mayores al 5%. Una roca con más del 10% de pérdidas es una roca de mala calidad.
Solidez al glycol-etileno	CRD-C 148	No debe presentar deterioro en el ensayo. El deterioro indica la presencia de arcilla.
Abrasión	CRD-C 145	Debe tener menos del 20% de pérdidas a 500 revoluciones.
Humedecimiento y secado		No debe presentar agrietamiento.
Prueba de caída		No debe romperse ni agrietarse.

3.3. Selección de la mejor alternativa – técnica económica

En la Tabla 18 realizamos la comparación de las ventajas y desventajas de las alternativas que se han descrito, lo cual ayudará a elegir la mejor alternativa que se adecue a las condiciones del río Urubamba en el tramo a proteger.

Tabla 18. Criterios de elección de diferentes alternativas de protección ribereña

Gaviones	Sistema cable Concreto	Espigones	Enrocado
<ul style="list-style-type: none"> - Recomendable para ríos con velocidades menores a 5 m/s - Mejor relación costo/beneficio inicial - Menor costo de mantenimiento de utilización simple y rápida 	<ul style="list-style-type: none"> - Recomendable para ríos con pendientes suaves. - Recomendable para ríos arenosos. - Para velocidades cercanas a 5 m/s. - Flexibilidad alta por fuerte erosión. - Ejecución con mano de obra local. 	<ul style="list-style-type: none"> - Recomendable para ríos poco profundos y moderado material suspendido. - Para ríos con pendientes suaves menores al 2 %. - Facilidad de construcción y reparación, bajo costo, - Posibilidad de usar diversidad de materiales 	<ul style="list-style-type: none"> - Recomendable para ríos con pendientes fuertes. - Erosiones no muy altas. - Fácil de reparar y tiene mayor flexibilidad. - Su uso es más económico

3.4. Solución técnica adoptada

Luego de una evaluación de las alternativas en función de los cálculos hidráulicos realizados principalmente velocidad del flujo y la erosión en la zona de estudio, se ha considerado una solución apropiada al tramo a proteger del río Urubamba. Ver Figura 21.

Es así que se ha adoptado una solución particular, como es el enrocado con el pie de concreto ciclópeo que debe amortiguar los movimientos del lecho sin dañar el propio enrocado, en este pie se proyecta anclar mediante cables un gavión tipo colchoneta el cual está adaptado para que al producirse la máxima avenida llegue a la cota de erosión máxima y forme una talud 1:2.

Las principales componentes de esta solución son:

Enrocado: La piedra ha sido utilizada durante muchos años para la protección contra la erosión debida principalmente, a que por su peso resisten fuerzas tractivas muy altas y además a que su costo puede ser inferior al de los productos de concreto.

Filtro para enrocado: Se plantea el uso de un geotextil para impedir la migración y pérdida de material de substrato bajo la acción hidrodinámica, la pérdida de substrato podría originar el hundimiento del enrocado perdiendo así su utilidad.

Protección de pie: En el diseño de protecciones con bloques masivos de roca es importante una buena cimentación en el pie del sistema preferiblemente por debajo del fondo del cauce, considerando la altura de socavación.

Gavión tipo colchoneta y Cableado: Son colchones de malla hexagonal de alturas entre 0.15 y 0.30 metros y largo entre 3 y 6 metros, que en este caso tiene por función proteger de la socavación y estos estarán anclados con cable a la cimentación de concreto ciclópeo.

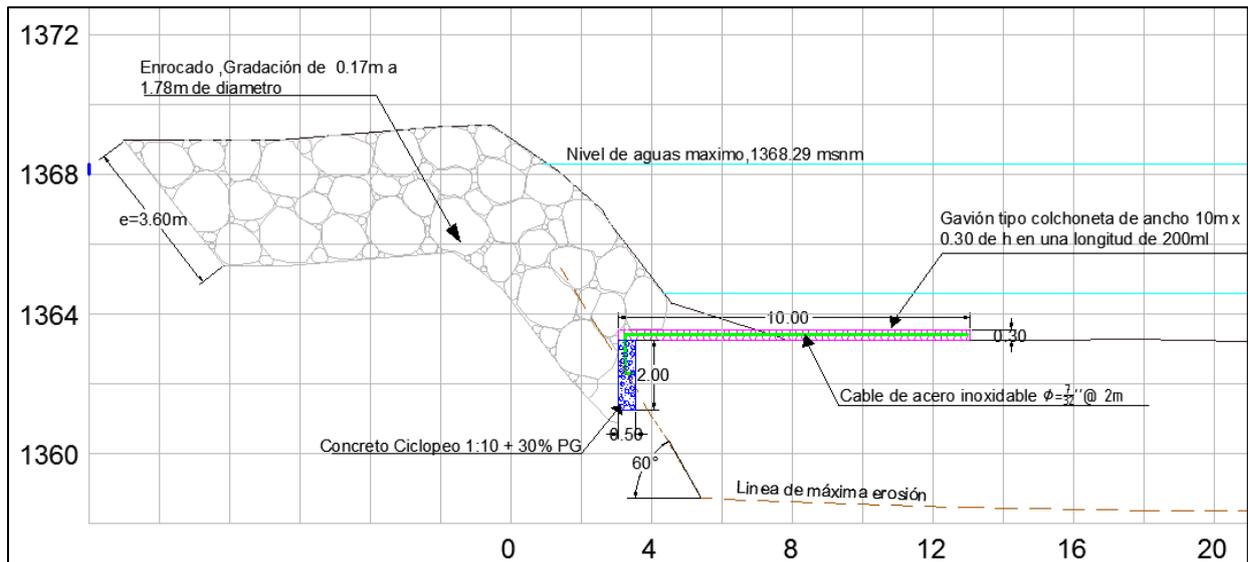


Figura 21. Solución técnica adoptada

Capítulo 4

Memoria de cálculo de la alternativa propuesta

4.1. Cálculos hidráulicos y cálculos sedimentológicos

4.1.1. Caudal de diseño

Una vez que se dispone de la información básica de planimetría y de los estudios de hidrología e hidráulicos, se debe definir el caudal de diseño para brindar seguridad al sistema de defensa ribereña planteado.

Según el estudio de hidrología: se ha determinado como caudal de diseño $1234.0 \text{ m}^3/\text{s}$ para un periodo de retorno de 500 años.

Según el estudio de hidráulica: se ha tomado en cuenta los eventos históricos que ocurrieron en el año 2010, pues representan una información muy valiosa. El registro del nivel histórico² es de 1368.3msnm, que se tomó como dato de entrada para la corrida en el HEC-RAS, resultando el caudal de $1280 \text{ m}^3/\text{s}$, por lo que tomaremos este cálculo como caudal de diseño.

4.1.2. Esfuerzos y velocidad del flujo

Las velocidades han sido calculadas en el programa empleado para la modelización HEC-RAS del U.S. Army Corps of Engineers como la mejor opción de análisis de flujo permanente. Este modelo considera la variabilidad de la velocidad a lo largo de una sección transversal, obteniendo la distribución de velocidades.

En las 20 secciones procesadas del tramo identificado a estudiar se tiene los siguientes resultados modelados en el HEC-RAS.

² Nivel alcanzado del río Urubamba en la avenida del 2010

Tabla 19. Esfuerzos y velocidades de flujo (HEC – RAS)

SECCIONES	KM	Área (m ²)	COTA FONDO (msnm)	Esfuerzo MI N/m ²	Velocidad MI (m/s)
S21	220	166.325	1375.24	99.81	3.58
S20	240	173.38	1374.44	114.62	3.91
S19	300	236.485	1372.98	64.54	2.59
S18	360	219.034	1371.52	51.46	2.43
S17	380	359.18	1370.8	62.97	2.55
S16	400	198.389	1370	30.61	1.61
S15	460	130.085	1367.02	56.32	2.7
S14	480	125.78	1366.42	82.05	3.19
S13	500	132.16	1366.13	89.64	3.74
S12	520	121.659	1365.72	85.54	3.27
S11	540	147.978	1365.31	72.67	3.09
S10	560	163.605	1364.92	53.65	2.67
S9	580	146.869	1364.54	88.43	3.31
S8	600	139.846	1363.98	144	4.61
S7	620	141.37	1363.17	78.93	3.06
S6	680	100.395	1361.41	96.45	3.86
S5	700	140.875	1360.67	93.79	3.97
S4	720	126.085	1359.8	147.08	4.69
S3	780	175.579	1358.66	71.24	2.86
S2	840	247.34	1357.82	30.98	1.88

De la Tabla 19 se puede ver las velocidades en la sección 2 hasta la sección 21 y los esfuerzos en la margen izquierda en estudio; Analizando dicha tabla se observa que la velocidad máxima es de 4.69 m/s y el esfuerzo máximo es de 147.08 N/m² en la sección 4.

El diseño del sistema de protección se ha efectuado con los valores máximos, lo que origina que en las demás secciones se tenga mayor seguridad.

4.1.3. Erosión

Las pendientes considerables en las partes altas de los ríos montañosos y una relativa poca cantidad de sedimentos, menos de la que el río puede transportar, originan un exceso en la capacidad de transporte del río, potencialmente muy agresiva que ataca el fondo de los cauces resultando una tendencia a la profundización es decir la erosión que se inicia con el desprendimiento de la partículas en el perímetro del cauce por acción de la fuerza tractiva. Ver Figura 22.

Es así que es importante conocer este parámetro para el diseño del sistema de defensa ribereña.

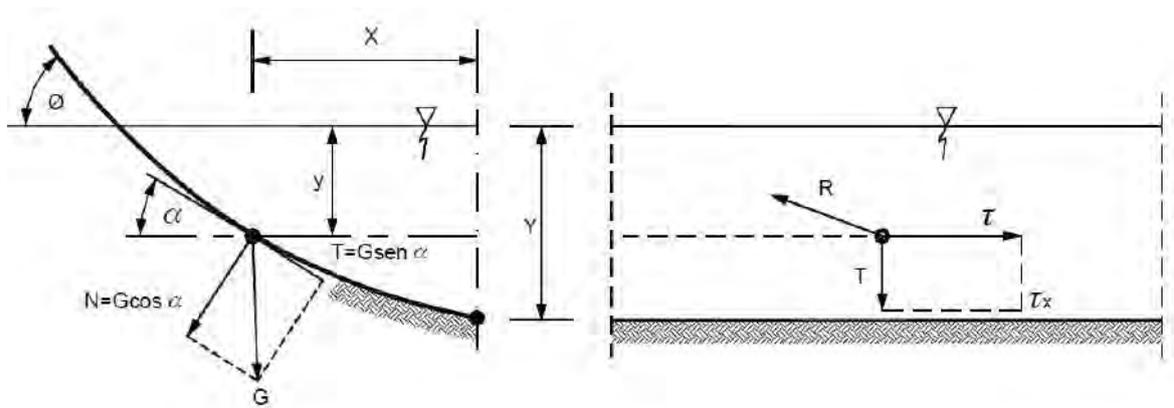


Figura 22. Diagrama de las fuerzas que actúan en el diagrama de un cauce

En los ríos pueden ocurrir dos tipos de erosión general que afectan el cauce:

- Erosión lateral que amplía su ancho, aumentando la altura de los taludes.
- Profundización del cauce.

La erosión en ambos casos depende de las características geotécnicas de materiales del fondo y los taludes, su geometría, pendiente y características del flujo de agua. La estabilidad del talud en sí depende de los parámetros de resistencia, el peso unitario, la altura, pendiente y la presencia y características de discontinuidades geológicas. Para cada tipo de suelo hay una velocidad a la cual se produce arrastre.

4.1.3.1. Cálculo de la erosión

Se ha realizado el cálculo en la sección 07 tomando los datos de niveles de agua y cota de fondo modelados en el HEC-RAS. Ver Tabla 20:

Tabla 20. Resultados del HEC – RAS en la sección 7

SECCION	KM	Area (m2)	COTA FONDO (msnm)	NIVEL DE AGUA	TIRANTE Y (m)	Velocidad (m/s)	Cota de energía	Pendiente Energetica	Esfuerzo MI N/m2	Velocidad MI (m/s)
S7	0+620.00	141.37	1363.17	1368.29	5.12	6.58	1370.50	0.037	78.93	3.06

Para determinar la erosión (D_s) se ha utilizado el método de Lacey.

Tabla 21. Cálculo de la erosión

Datos de entrada	Fórmulas aplicadas	Resultados
Sedimentología $D_{50}^3 = 183.70 \text{ mm}$ Caudal de diseño (Q) = $1280.0 \text{ m}^3/\text{s}$ Ancho de cauce (b) = 45.0 m Cota de fondo sin erosión = 1363.17 msnm Diámetro medio (dm) Caudal unitario (q) Coeficiente de material de lecho (f)	$D_s = 1.4859x \left(\frac{q^2}{f} \right)^{1/3}$ $q = \frac{Q}{b}$ $f = 1.75 * \sqrt{dm}$	$q = 28.44 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ $f = 23.72$ $D_s = 4.82$

Fuente: Elaboración propia

De la Tabla 21 se tiene:

Cota de erosión es: $1363.17 - 4.82 = 1358.35 \text{ m.s.n.m.}$

4.2. Cálculo del enrocado

Una protección de enrocado se encuentra expuesta a la acción de las fuerzas hidrodinámicas de arrastre y ascensionales que tienden a erosionar ésta y a reducir su estabilidad. Estas fuerzas, debidas ambas a la acción de la velocidad del flujo son proporcionales al esfuerzo de flujo en el contorno del cauce. Por otra parte, las fuerzas que tienden a resistir el movimiento son: el peso sumergido de la piedra y la componente descendente de la fuerza debida al contacto entre las piedras del revestimiento.

La estabilidad de una protección de enrocado depende entonces de la interacción del esfuerzo de flujo en el contorno del cauce con el tamaño y graduación del material que la constituye.

4.2.1. Métodos para el cálculo de diámetro de enrocado

Existen diferentes métodos para el cálculo del diámetro del enrocado, de los cuales se desarrollan los siguientes.

4.2.1.1. Método de esfuerzo cortante y esfuerzo resistente

El funcionamiento de una protección del enrocado, está relacionada con fuerzas hidrodinámicas de arrase, en este método se aplica la fórmula de Shields de esfuerzo de

³ Desarrollado en el capítulo 2.

flujo (T_f) y esfuerzo cortante (TR), ambos esfuerzos deben cumplir como mínimo la condición de equilibrio para hallar el diámetro del enrocado (d)

Tabla 22. Cálculo de diámetro de enrocado

Datos de entrada	Fórmulas aplicadas	Resultados
Nivel de agua (Niv) = 1368.29 msnm Cota de erosión (Ne) = 1358.35 msnm Pendiente energética ⁴ i = 0.037 Peso específico del agua (γ) = 1000 kg/m ³ Peso específico del suelo (γ_s) = 2650 kg/m ³ Esfuerzo de flujo (T_f) Esfuerzo cortante (TR)	$Y = Niv - Ne$ $T_f = \gamma Y i$ $TR = 0.063(\gamma_s - \gamma) \cdot d$ Condición: $T_f = TR$	$Y = 9.94 \text{ m}$ $T_f = 372.55 \text{ kg/m}^2$ $Tr = 372.55 \text{ kg/m}^2$ $d = 3.58 \text{ m}$

El diámetro de la roca calculado en la Tabla 22 corresponde a la situación en la que actuaría una sola roca con esfuerzo independiente en el sistema de defensa ribereña.

4.2.1.2. Método nuevo del cuerpo de ingenieros

El US Army Corps of Engineers y Maynard recomienda la ecuación para el diseño de enrocados.

$$\frac{D_{30}}{Y} = 0.36 \left[\left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{0.5} \frac{V_c}{\sqrt{gY}} \right]^{2.5}$$

Algunos investigadores encontraron que el D_{30} es un mejor indicador para el tamaño de piedra estable. Esta ecuación da como resultado un tamaño de roca que debe ser incrementado para resistir tanto las fuerzas hidrodinámicas como una gran variedad de fuerzas no hidrodinámicas impuestas y/o condiciones físicas incontrolables.

Cálculo de velocidad y tirante de agua: Es la velocidad del agua en la margen izquierda del río Urubamba y el tirante es el que corresponde al caudal de diseño. Esta velocidad se determina aplicando modelos numéricos unidimensionales como el HEC-RAS, de la misma forma se calcula el tirante en las 21 secciones del tramo en estudio. Ver Tabla 23:

⁴ Tabla 2.11

Tabla 23. Cálculo de D_{30} máximo

Secciones	Tirante y (m)	Velocidad MI (m/s)	D_{30} (m)
S21	5.53	3.58	0.176
S20	5.11	3.91	0.223
S19	4.07	2.59	0.084
S18	4.03	2.43	0.072
S17	3.99	2.55	0.082
S16	3.84	1.61	0.026
S15	6.06	2.7	0.085
S14	5.67	3.19	0.131
S13	6.15	3.74	0.191
S12	5.53	3.27	0.140
S11	5.53	3.09	0.122
S10	6	2.67	0.083
S9	5.29	3.31	0.146
S8	5.42	4.61	0.332
S7	5.12	3.06	0.121
S6	5.61	3.86	0.211
S5	6.25	3.97	0.221
S4	5.84	4.69	0.340
S3	5.64	2.86	0.100
S2	6.24	1.88	0.034
		Velocidad máxima	4.69 m/s
		Valor (D_{30}) máximo	0.34 m

De ambos métodos, podemos decir que el más recomendado es el método nuevo del cuerpo de ingenieros en el que se considera el D_{30} como un valor que nos permitirá diseñar el enrocado con una mejor gradación, comparando con el primer método, en el que se calcula una sola roca con esfuerzo independiente y resulta un diámetro de 3.58 m, que en una situación práctica como un proceso constructivo no se obtendría rocas de ese diámetro, razón por la cual trabajamos con el D_{30} .

4.2.2. Gradación del enrocado

La gradación del enrocado sigue el patrón de una curva de distribución. La mayoría de las gradaciones del enrocado presentan una tendencia bastante definida hacia cierto tipo de distribución. El criterio más importante es la distribución apropiada de los tamaños en la gradación de manera que los intersticios formados por piedras de gran tamaño sean rellenados con piedras de menor tamaño a manera de trabazón, previniendo así, la formación de espacios abiertos

Distribución Log normal: Log normal cuando los sedimentos de los cauces naturales están constituidos por arenas y gravas, como en los lechos de ríos en zona intermedia se ha comprobado que los tamaños de las partículas tienden a seguir una ley tipo log normal.

$$D_n = D_{50}(\sigma g)^{Z_n}$$

Dónde:

σg : Desviación estándar geométrica, es una medida de dispersión que indica que tan lejos está n los datos respecto a un valor central.

Z_n : Variable aleatoria estándar, que tiene una distribución normal, con media igual a cero y desviación estándar igual a uno, puede asumir cualquier valor según satisfaga una probabilidad dada.

Realizamos el cálculo para una desviación estándar de 2.5, iteramos con valores de D_{50} hasta que llegue al valor del D_{30} calculado en la Tabla 23. Ver Tabla 24

Datos de entrada:

D_{50} : 550mm

σg : 2.5

Tabla 24. Cálculo de D_n

Probabilidad	z	Dn (mm)	Dn (m)
1	-2.326	65.255	0.07
2	-2.054	83.771	0.08
5	-1.645	121.846	0.12
10	-1.282	169.974	0.17
15	-1.036	212.778	0.21
20	-0.842	254.360	0.25
25	-0.674	296.453	0.30
30	-0.524	340.160	0.34
35	-0.385	386.392	0.39
40	-0.253	436.058	0.44
45	-0.126	490.182	0.49
50	0.000	550.000	0.55
55	0.126	617.117	0.62
60	0.253	693.715	0.69
65	0.385	782.883	0.78
70	0.524	889.288	0.89
75	0.674	1020.397	1.02
80	0.842	1189.260	1.19
85	1.036	1421.673	1.42
90	1.282	1779.683	1.78
95	1.645	2482.643	2.48
97	1.881	3081.799	3.08
98	2.054	3611.037	3.61
99	2.326	4635.648	4.64

Curva de diseño de enrocado: La curva de diseño de enrocado se traza en el eje horizontal el D_n y en el eje vertical la probabilidad. Ver Figura 23.

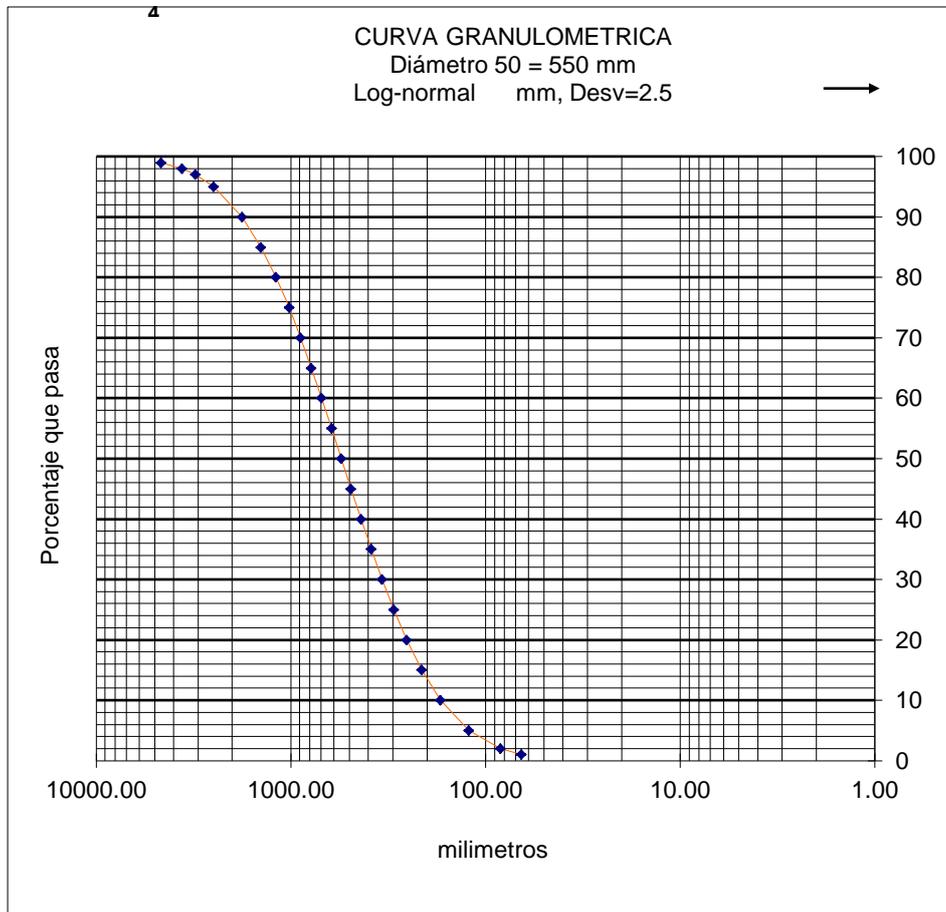


Figura 23. Curva de diseño de enrocado

4.2.3. Espesor de la capa de enrocado

Todas las piedras que forman el enrocado de protección deben estar bien contenidas dentro de un espesor, para ofrecer así la máxima resistencia frente a la erosión. Piedras muy grandes pueden causar fallo en la protección ya que debido a su tamaño puedan crear agujeros y zonas expuestas del material de filtro, así como áreas de turbulencia excesiva que pueden mover las piedras más pequeñas.

Se recomienda que la capa de enrocado tenga un espesor mínimo comprendido entre 1.5 a 2 veces el diámetro de diseño, tomando los valores de la curva de diseño de enrocado se realiza el siguiente cálculo. Ver Tabla 25:

Tabla 25. Cálculo del espesor de enrocado

Datos de entrada	Formulas Aplicadas	Resultados
D ₁₀ = 0.17 m D ₉₀ = 1.78 m	$e = 2d_{90}$	e = 3.56 m

4.3. Cálculos complementarios

4.3.1. Cálculo del gavión tipo colchoneta

Para calcular el peso del gavión se puede emplear una porosidad del 40 % para enrocados angulosos. Gómez y Alvarez en investigaciones realizadas en la UIS obtuvieron para cantos redondeados pesos unitarios de 1.7 ton/m³ equivalente a porosidad del 35 %. Los manuales de diseño de productores extranjeros especifican generalmente porosidades del 30 %, que es la que se asume para los cálculos. Ver Tabla 26:

Tabla 26. Cálculo de fuerzas de deslizamiento y fricción del gavión tipo colchoneta

Datos de entrada	Formulas Aplicadas	Resultados
Longitud de gavión colchón (l) : 200.00 m Ancho del gavión colchón (b) : 10.0 m Espesor del gavión colchón (h) : 0.30 m Peso específico del material de relleno: 2.6 tn/m ³ Porcentaje de huecos (porosidad) : 30 % Angulo de talud (θ) : 26.56 grados Angulo de fricción (μ) : 20.00 grados	$\gamma_{gav} = \gamma_p(1 - n)$ $Vol_{gav} = l \cdot b \cdot h$ $P = \gamma_{gav} * Vol_{gav}$ $Fd = P \cdot \sin \theta$ $Ff = P \cdot \tan \mu$	$\gamma_{gav} = 1.82 \text{ tn/m}^3$ $Vol_{gav} = 600.0 \text{ m}^3$ $P = 1092 \text{ tn}$ $Fd = 488.27 \text{ tn}$ $Ff = 355.51 \text{ tn}$

Para verificar si se requiere anclaje, se puede ver que el esfuerzo de deslizamiento (Fd) es mayor que el esfuerzo de fricción (Ff), por lo tanto se requiere anclaje.

4.3.2. Cálculo de fuerza de anclaje

La fuerza de deslizamiento es mayor que la fuerza de fricción por lo que es necesario anclar el colchón de gavión con cable de acero, es así que se calcula la fuerza de anclaje por metro lineal. Ver Tabla 27 y Tabla 28:

Tabla 27. Cálculo de fuerza de anclaje

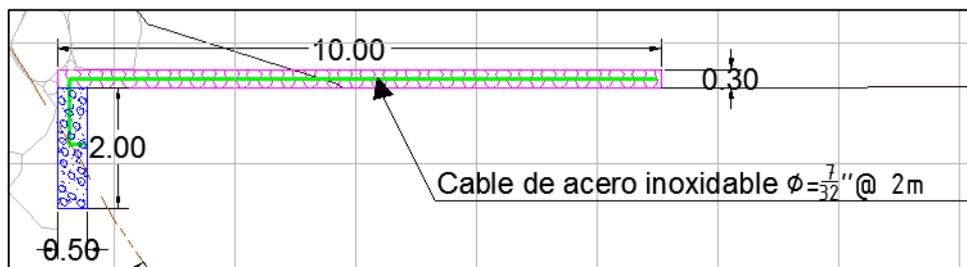
Datos de entrada	Formulas aplicadas	Resultados
$F_d = 0.17m$ $F_f = 1.78m$ $L \text{ defensa} = 200m$	$F_{ancl} = F_d - F_f$ $F_{ancl} = \frac{F_d - F_f}{L}$	$F_{ancl} = 132.76 \text{ Tn}$ $F_{ancl} = 0.664 \text{ Tnm}$

Para cable Cables de acero inoxidable, diámetro =5.56 mm (7/32")

Tabla 28. Cálculo de fuerza total del cable

Datos de entrada	Formulas Aplicadas	Resultados
Resistencia mínima a la rotura (FR): 2.86 tn Capacidad de tensores por metro lineal (factor de seguridad C) : 1.60 Distancia entre cables (d) : 2.0 m	$F_{total} = \frac{1}{d} * \frac{FR}{C}$	$F_{total} = 0.894 \text{ tnm}$

Para verificar el cable de acero escogido, se puede ver que la fuerza total es mayor que la fuerza de anclaje, por lo tanto el cable de acero inoxidable, diámetro =5.56 mm (7/32") espaciado a cada dos metros es suficiente para anclar el gavión tipo colchón. Figura 24:

**Figura 24.** Detalle de anclaje

4.3.3. Protección de pie

La construcción de un sistema de protección como el enrocado puede causar un incremento en la velocidad de la corriente del cauce junto al revestimiento, el cual a su vez causa un aumento de la erosión y la socavación.

Este fenómeno puede manifestarse con la formación de fosas de socavación en el pie de la estructura y esta socavación puede producir la falla del sistema de protección.

Para que no ocurra este fenómeno es importante construir una protección adecuada para prevenir la socavación en el pie del revestimiento.

Existe una gran cantidad de procedimientos para la protección del pie del enrocado, en este caso se ha propuesto una cimentación de concreto ciclópeo en toda la longitud de la defensa ribereña de 0.50 m de ancho y 2 m de altura que se determinó de acuerdo a los niveles de socavación esperados. Ver Figura 25:

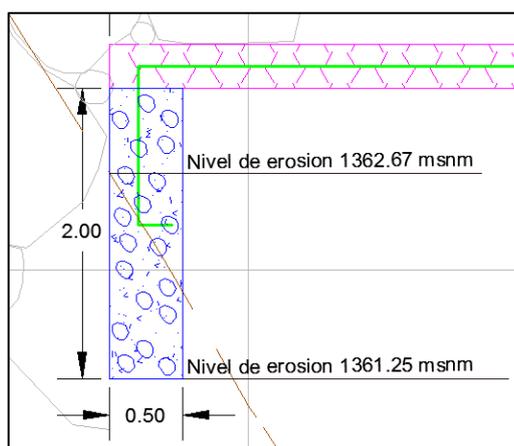


Figura 25. Protección de pie con concreto ciclópeo

4.3.4. Verificación de altura de protección

Generalmente se recomienda una altura adicional de protección (borde libre) entre 0.9 y 1.2 metros por encima del nivel máximo para la lluvia de 100 años, según la AASHTO.

El colocado del enrocado se ha propuesto sobre el talud natural del terreno, talud estable es así que por la configuración natural del terreno y los niveles de agua según diseño resulta un borde libre de 1.14 m para la lluvia de 500 años.

Modelando en el Hec - Ras, suponiendo que el nivel de aguas llegue al borde libre le correspondería un caudal de 1770 m³/s.

Podemos concluir que esta altura de borde libre, nos da márgenes de seguridad ya que el caudal de diseño se estableció con un periodo de retorno de 500 años y comparado con el caudal de 1770 m³/s existe un margen considerable. Ver Tabla 29:

Tabla 29. Resumen de datos calculados

Descripción	Nivel de aguas	Caudal	Observación
Nivel normal	1368.29 msnm	1280 m ³ /s	Caudal de diseño
Nivel con borde libre	1369.43 msnm	1770 m ³ /s	Caudal simulado

Sistema de defensa ribereña del tramo Quebrada Cocalmayo - Quebrada Huilcar

Presupuesto referencial

Item	Descripción	Und	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
01	TRABAJOS PRELIMINARES Y PROVISIONALES				276,792.85
01.01	Almacén de obra	m ²	100.00	78.93	7,893.00
01.02	Cartel de obra	und	1.00	970.70	970.70
01.03	Roce y limpieza	m ²	800.00	0.35	280.00
01.04	Movilización y desmovilización de equipo mecánico	GLB	1.00	7,268.35	7,268.35
01.05	Excavación masiva con maquinaria	m ³	7,200.00	21.74	156,528.00
01.06	Eliminación de material excedente de corte carguío y transporte	m ³	8,640.00	12.02	103,852.80
02	SALUD Y SEGURIDAD				8,734.98
02.01	Equipos de protección individual	GLB	1.00	5,875.00	5,875.00
02.02	Señalización temporal de seguridad	mes	7.00	337.14	2,359.98
02.03	Recursos para respuestas ante emergencias de seguridad y salud durante el trabajo	GLB	1.00	500.00	500.00
03	SISTEMA DE DEFENSA RIBEREÑA (200 ML)				1,256,193.19
03.01	ENROCADO				1,065,322.29
03.01.01	Trazo, niveles y replanteo	m ²	600.00	1.04	624.00
03.01.02	Geotextiles no tejido clase 2	m ² .	4,000.00	7.39	29,560.00
03.01.03	Enrocado con piedra pesada	m ³	10,651.40	91.44	973,964.02
03.01.04	PROTECCION DE PIE				61,174.27
03.01.04.01	Excavación no clasificada para estructuras	m ³	195.00	21.74	4,239.30
03.01.04.02	Encofrado y desencofrado	m ²	95.94	30.55	2,930.97
03.01.04.03	Concreto ciclópeo mezcla 1:10 + 30% pm	m ³	200.00	270.02	54,004.00
03.02	GAVIÓN TIPO COLCHONETA				190,870.90
03.02.01	Trazo, niveles y replanteo	m ²	2,000.00	1.04	2,080.00
03.02.02	Excavación no clasificada para estructuras	m ³	300.00	21.74	6,522.00
03.02.03	Gaviones tipo colchón tipo d	m ³	600.00	270.58	162,348.00
03.02.04	Eliminación de material excedente de corte carguío y transporte	m ³	720.00	12.02	8,654.40
03.02.05	Anclaje con cable de acero	ML	1,110.00	10.15	11,266.50
04	MITIGACION DE IMPACTOS AMBIENTALES				15,173.32
04.01	Limpieza de terreno	m ²	800.00	2.15	1,720.00
04.02	Reforestación con plantas nativas	M.L	500.00	4.96	2,480.00
04.03	Suministro e instalación provisional de baños móviles	und	2.00	3,916.60	7,833.20
04.04	Operación y mantenimiento provisional de baños móviles	und	2.00	85.87	171.74
04.05	REHABILITACION DE AREAS DEGRADADAS				2,968.38
04.05.01	Rehabilitación de áreas de campamento	m ²	100.00	18.98	1,898.00
04.05.02	Adecuación de vías de acceso y otros	GLB	1.00	1,070.38	1,070.38
05	FLETE TERRESTRE				39,900.00
05.01	Transporte de materiales a obra	KG.	210,000.00	0.19	39,900.00
	TOTAL				1,596,794.34
	GASTOS GENERALES		18%		287422.98
	UTILIDAD		10%		159679.43
	SUB TOTAL				2043896.76
	IGV		18%		367901.42
	TOTAL GENERAL				S/. 2,411,798.17

5.2. Presupuesto de elaboración de la tesis

Se presenta el presupuesto utilizado para la realización de la presente tesis.

Tabla 30. Presupuesto para elaboración de la tesis

Descripción	Descripción	Precio
Estudio Topográfico	Levantamiento topográfico	S/ 4000.00
Estudio Hidrológico	Trámite y copia de la tesis de la Universidad Agraria de La Molina.	S/ 70.00
Estudio de sedimentología	Pago a un personal que excavo la calicata	S/ 100.00
Transporte	Viajes al lugar de estudio	S/500.00
Presentación final	Impresiones y ploteos	S/600.00
	Total	S/5270.00

Conclusiones y recomendaciones

Conclusiones

- Luego de realizar el presente estudio, se concluye que en el tramo estudiado se necesita un sistema de defensa ribereña porque en el río Urubamba se producen avenidas, efecto de intensas y prolongadas precipitaciones pluviales provenientes de las zonas altas de su cuenca, las cuales generan súbitas elevaciones del nivel del río, estas avenidas a su vez generan palizadas de magnitudes importantes poniendo en riesgo vidas humanas y el balneario de Cocalmayo que se encuentran en el área de estudio.
- El planteamiento de obras de defensas ribereñas requiere de una amplia información histórica en temas como la hidrología, geología, procesos morfológicos referentes a caudales y niveles. El no disponer de información apropiada puede originar cierta incertidumbre en los análisis hidráulicos.
- Debido al estudio realizado se ha encontrado que en la región Cusco existen varias obras de defensas ribereñas que no se adaptan a las características y exigencias de los ríos por falta de conocimiento de la metodología y por falta de información necesaria para un adecuado planteamiento técnico.
- El muestreo del material de fondo realizado en el tramo de estudio contiene información importante para futuros trabajos de evaluación y morfología del río Urubamba.
- Partiendo del nivel de agua histórico máximo registrado y por los métodos hidrológicos aplicados, se comparan los resultados de caudales y se encuentra que existe una fuerte correlación, lo que validaría los procedimientos realizados al no tener suficiente información.
- El diseño de un sistema de defensa ribereña se basa en conocer los mecanismos de erosión, el conocimiento inadecuado de los procesos erosivos en un lugar específico puede conducir a la falla del sistema de protección.
- La ejecución de un sistema de defensa ribereña puede causar incrementos de velocidad de la corriente, lo que causa erosión y socavación, formándose así fosas de socavación en el pie de la estructura.
- La solución de un sistema mixto de enrocado con gaviones tipo colchón constituye una solución flexible, que permite a la estructura acompañar pequeños asentamientos diferenciales sin perder eficiencia. Es la que presenta la mejor relación costo/beneficio inicial y el menor costo de mantenimiento.

- El proteger el pie de enrocado con concreto ciclópeo al que se ancla mediante cableados un gavión tipo colchoneta que debe proyectarse hacia el río, es una medida que evitara la socavación en la ribera.
- El desarrollo de la presente tesis ha profundizado el estudio de sistemas de defensa ribereña y se ha iniciado sin ninguna información disponible, porque no existen estudios similares cercanos a la zona de estudio. Así mismo ha contribuido a mi formación académica para así colaborar con mi localidad a pesar de ciertas condiciones desfavorables en el conocimiento del comportamiento del río Urubamba.

Recomendaciones

- Para realizar el diseño de sistemas de defensas ribereñas se recomienda efectuar estudios previos como topográfico, hidrológico, hidráulico y de sedimentos, para poder determinar el tipo de defensa ribereña que se adecue a condiciones del río en estudio.
- Se recomienda que la extensión a definir para proteger debe responder a un análisis completo de la dinámica de la corriente sin embargo la AASHTO recomienda para el caso de protección de corrientes junto a carreteras construir obras en una longitud que incluye la zona erosionada y una vez el ancho del canal aguas arriba y 1.5 veces el ancho del canal hacia aguas abajo.
- Se recomienda la protección adecuada del pie de la estructura para prevenir la socavación y la falla del sistema de protección.
- Se recomienda en la elección de una mejor solución para la protección ribereña, considerar aspectos también importantes como la disponibilidad de materiales, espacio, acceso de maquinaria, trabajadores y la posibilidad de construcción por debajo del agua.
- Se recomienda el enrocado como una alternativa para sistemas de defensa ribereña por ser un elemento versátil que permite combinarse con elementos flexibles para que acepten mejor los asentamientos, pueden repararse fácilmente y tienen apariencia natural, lo cual no altera el paisaje.
- En taludes con flujos con alta energía (flujos turbulentos, velocidades altas, ondas) siempre debe colocarse un adecuado filtro para prevenir la pérdida de material del talud donde se apoya el enrocado. El punto crítico de un enrocado es su pie por ser más vulnerable la erosión.
- Se recomienda proseguir con la recolección de información acerca del río Urubamba en parámetros hidráulicos, sedimentológicos, para en un futuro establecer un mapeo regional de la distribución granulométrica de los sedimentos de la cuenca del río Urubamba.
- Se recomienda la construcción de defensas ribereñas por la importancia que representa la cuenca del río Urubamba, para la región Cusco, sobre todo en la parte media de la cuenca de este río que es donde se han producido inundaciones, lo que ha provocado pérdidas humanas y económicas en la región.

Bibliografía

- Díaz, J. S. (2001). *Control de erosión en zonas tropicales*. Colombia: División editorial y de publicaciones Universidad Industrial de Santander.
- EGEMSA. (2004). *Estudio de naturalización de la información hidrológica del río Vilcanota*.
- EGEMSA. (2008). *Google earth*. Retrieved Junio 17, 2014, from http://siar.regioncusco.gob.pe/sial_urubamba/index.php?accion=verListElementos&idTipoElemento=37
- Farias, M. (2005). *Estudio hidrológico de C.H. Pucara*.
- Page, L. (2005). *Google earth*. Retrieved Setiembre 18, 2014, from <https://www.google.com/earth/>
- Schroder, W. (1994). *Regularización y control de ríos*. Lima: Concytec.
- SENAMHI. (2009). *Escenarios de cambio climático en la cuenca del río Urubamba para el año 2100*. Retrieved Setiembre 2014, 16, from http://issuu.com/praa/docs/senamhi_acc_urubamba/88
- Silver, Y. (1982). *Derivación de curvas de intensidad- duración - frecuencia de lluvias y su aplicación a la estimación de máximas crecidas en la cuenca del Río Vilcanota*. Lima.
- Vide, J. P. (1996). *Ingeniería de Ríos*. Barcelona: Alfaomega.
- Vide, J. P. (1997). *Ingeniería Fluvial*. Barcelona: Alfaomega.

ANEXOS

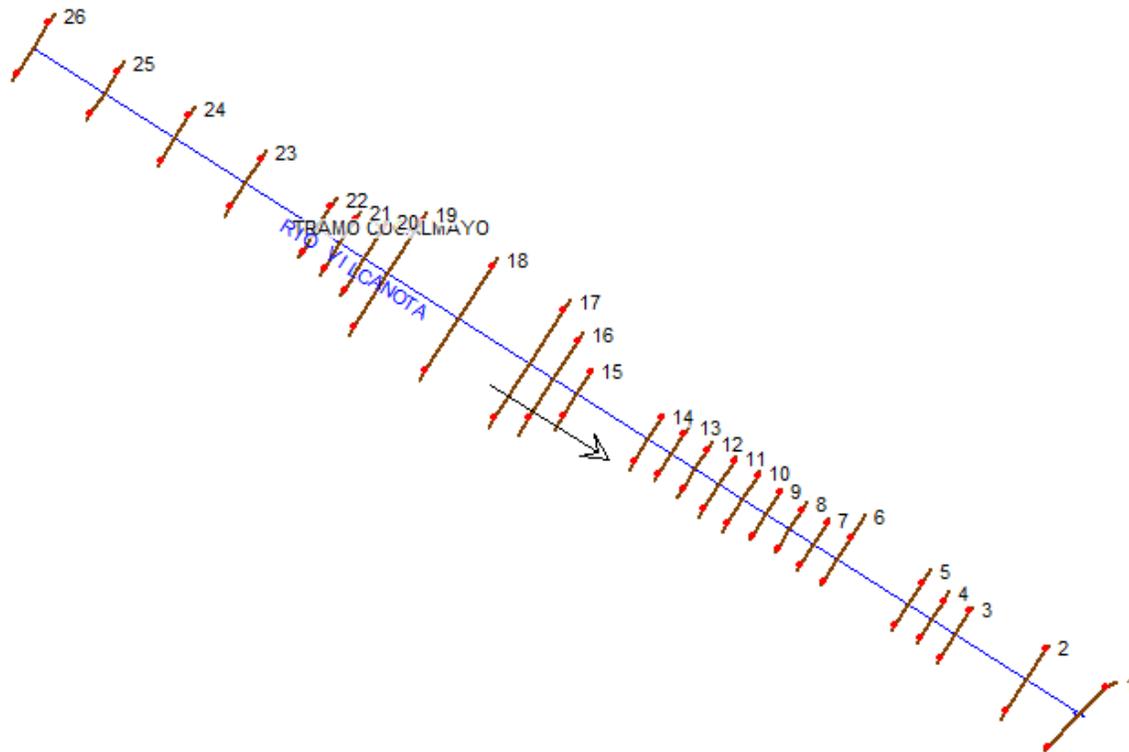
ANEXO A : CALCULO HEC RAS

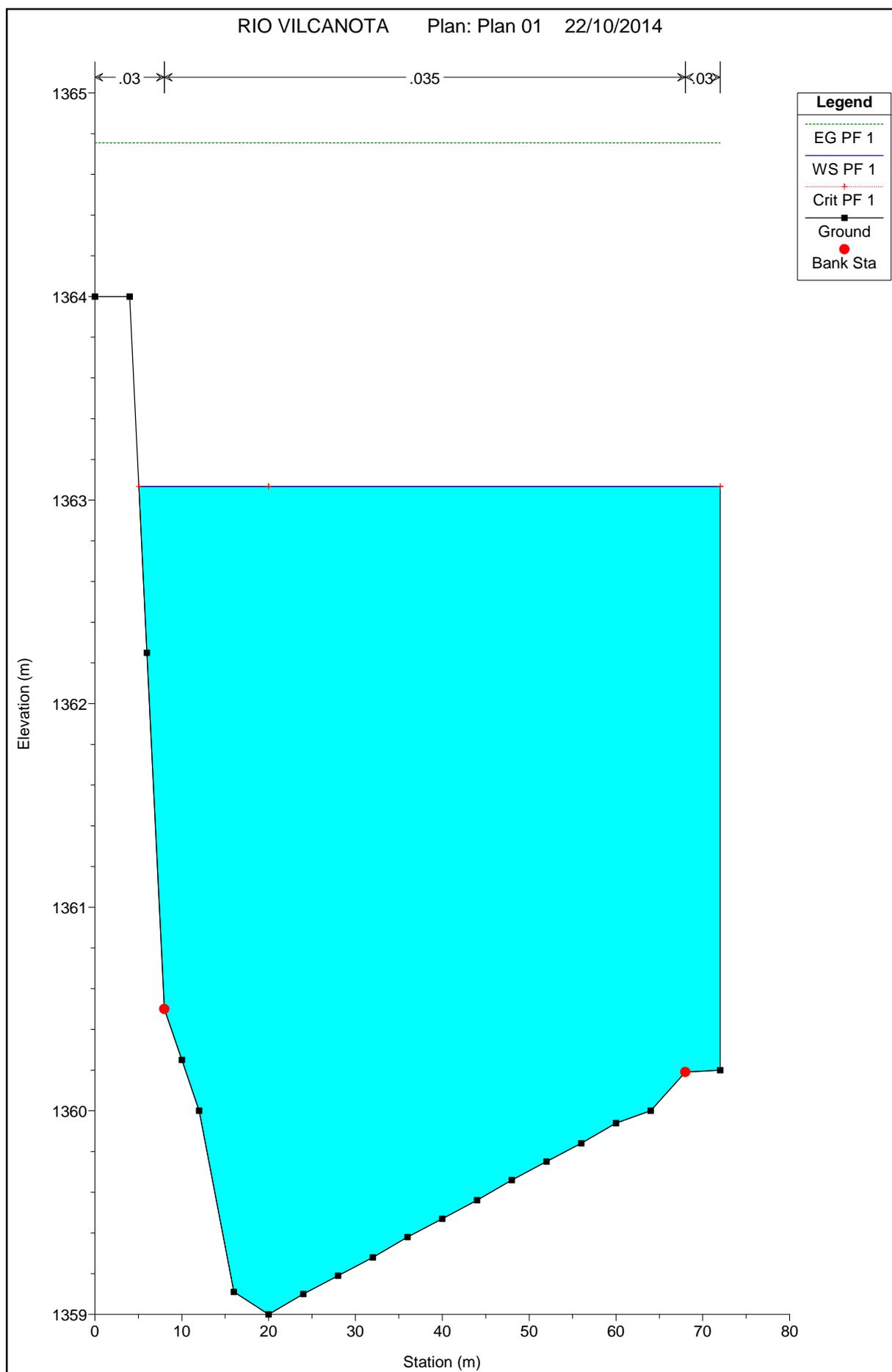
ANEXO B : HIDROLOGIA

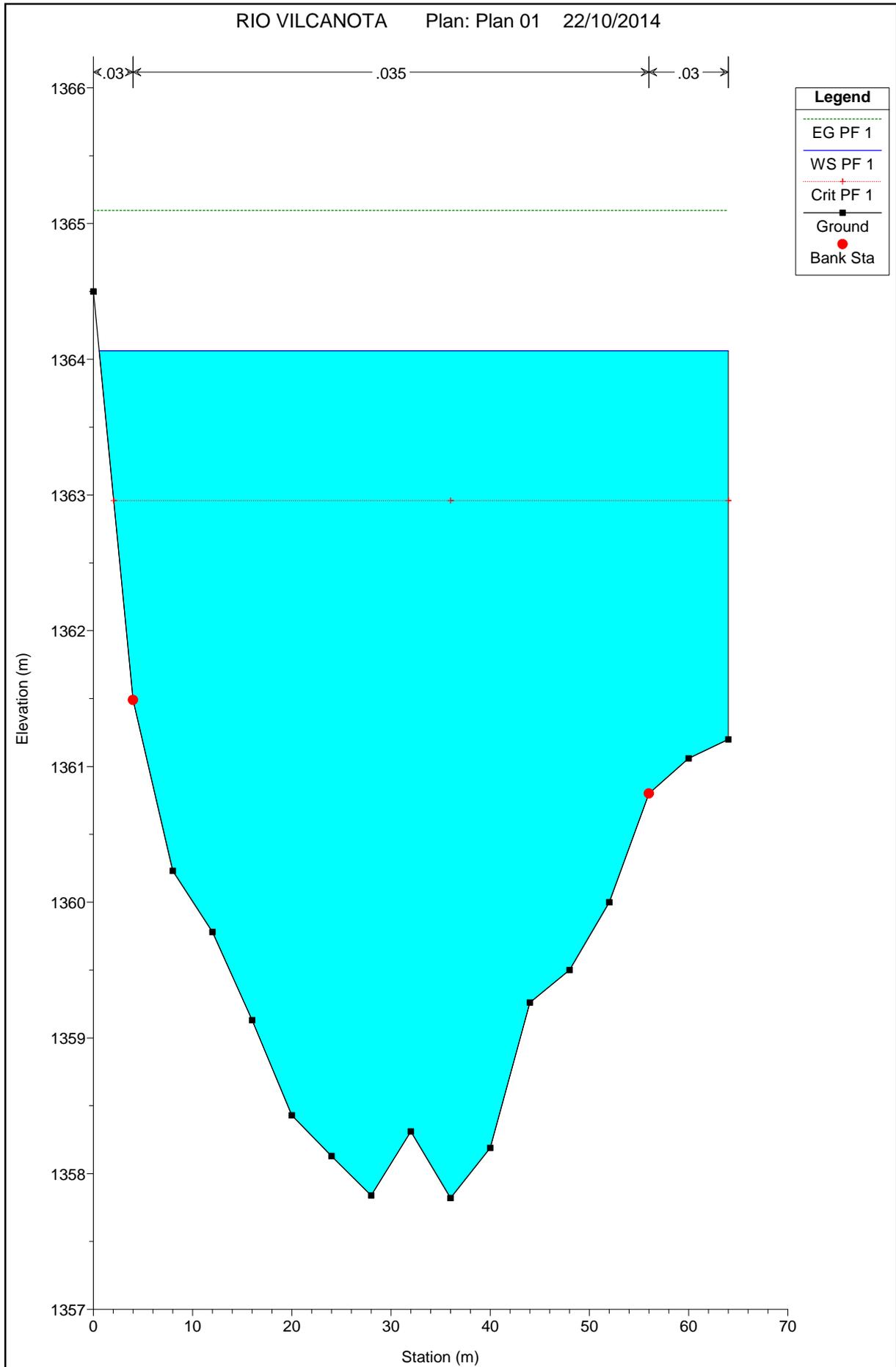
ANEXO C : PLANOS

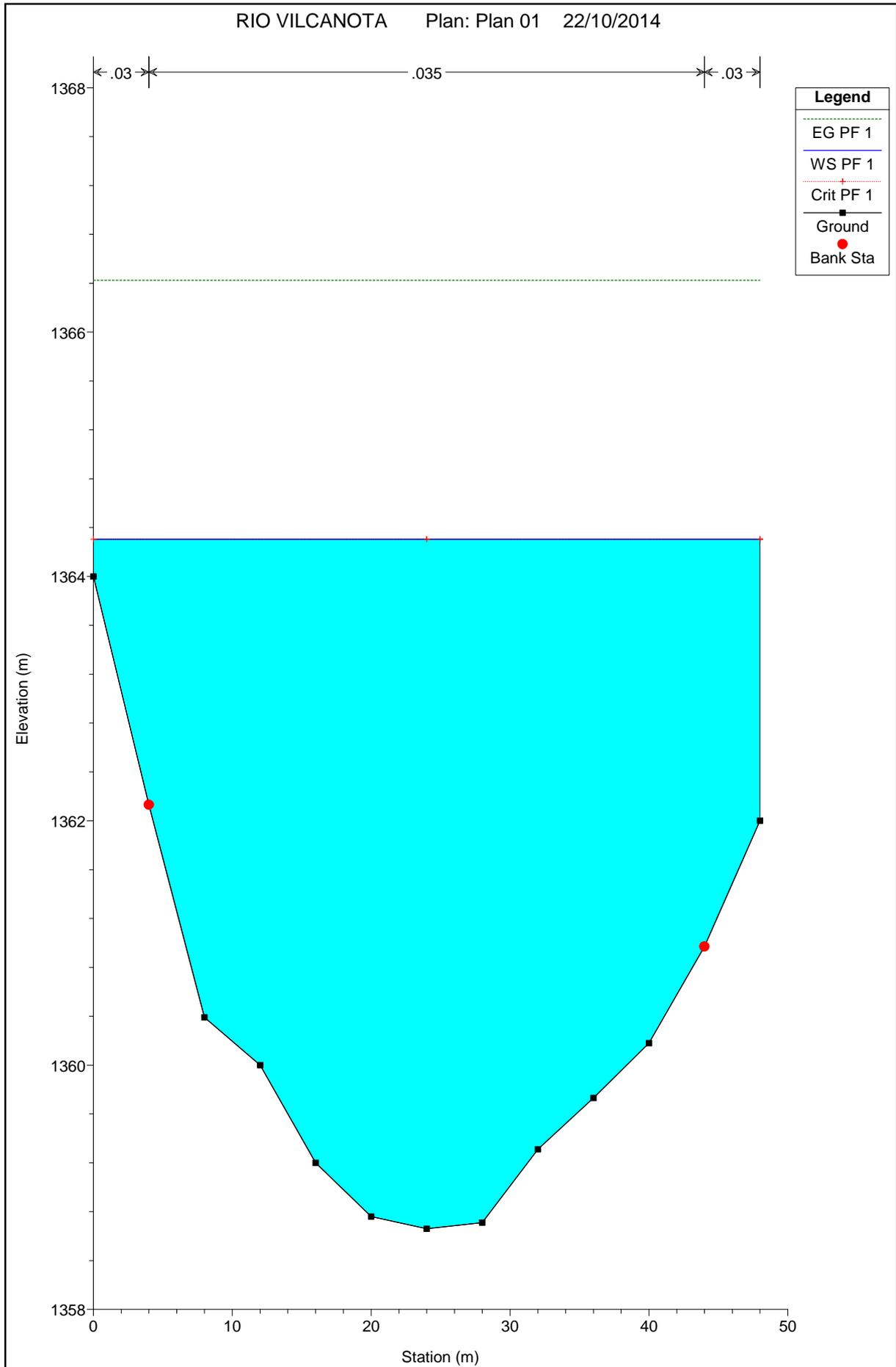
ANEXO A: CALCULOS HEC - RAS

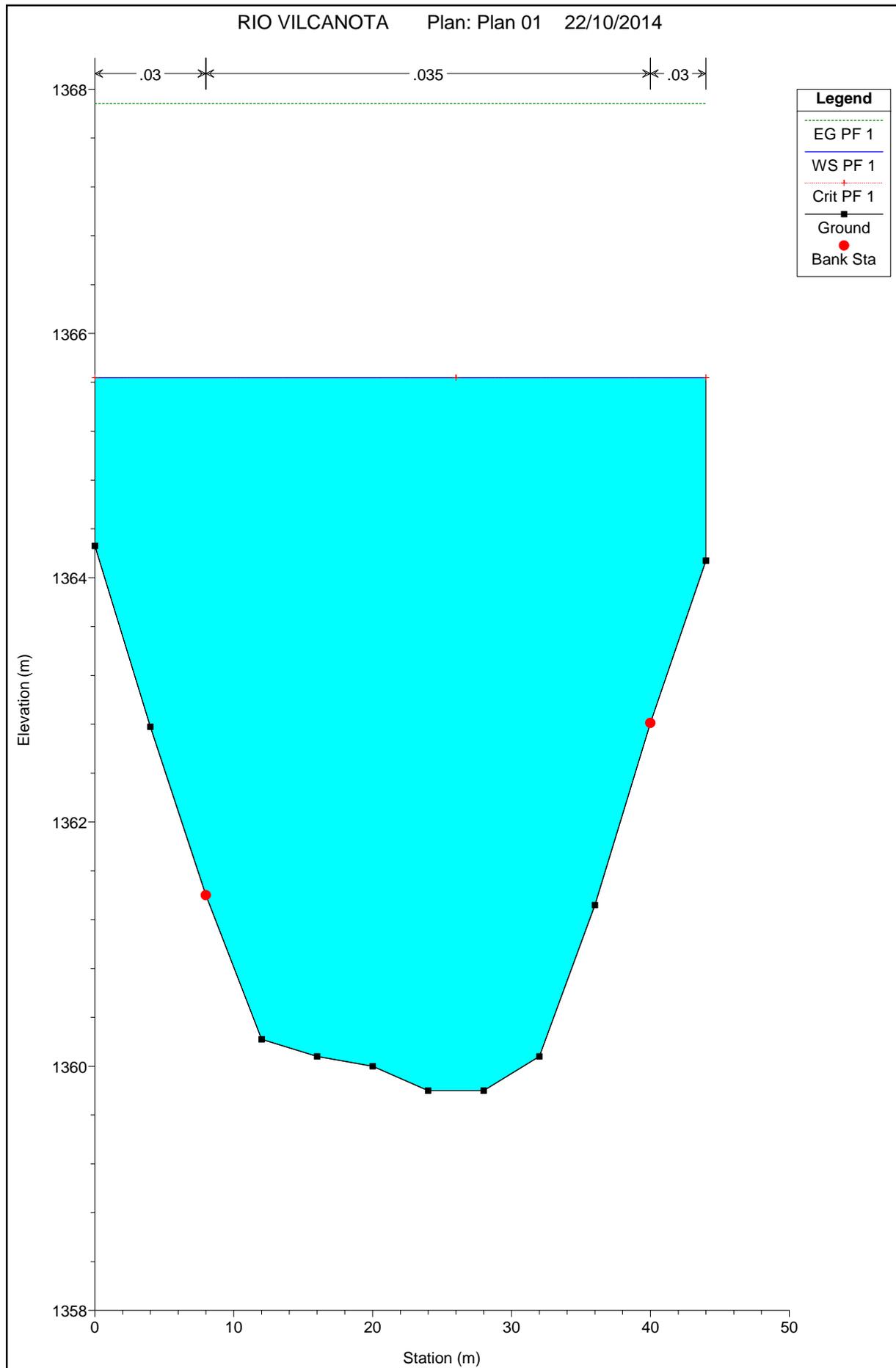
GEOMETRIC DATA - CAUCE

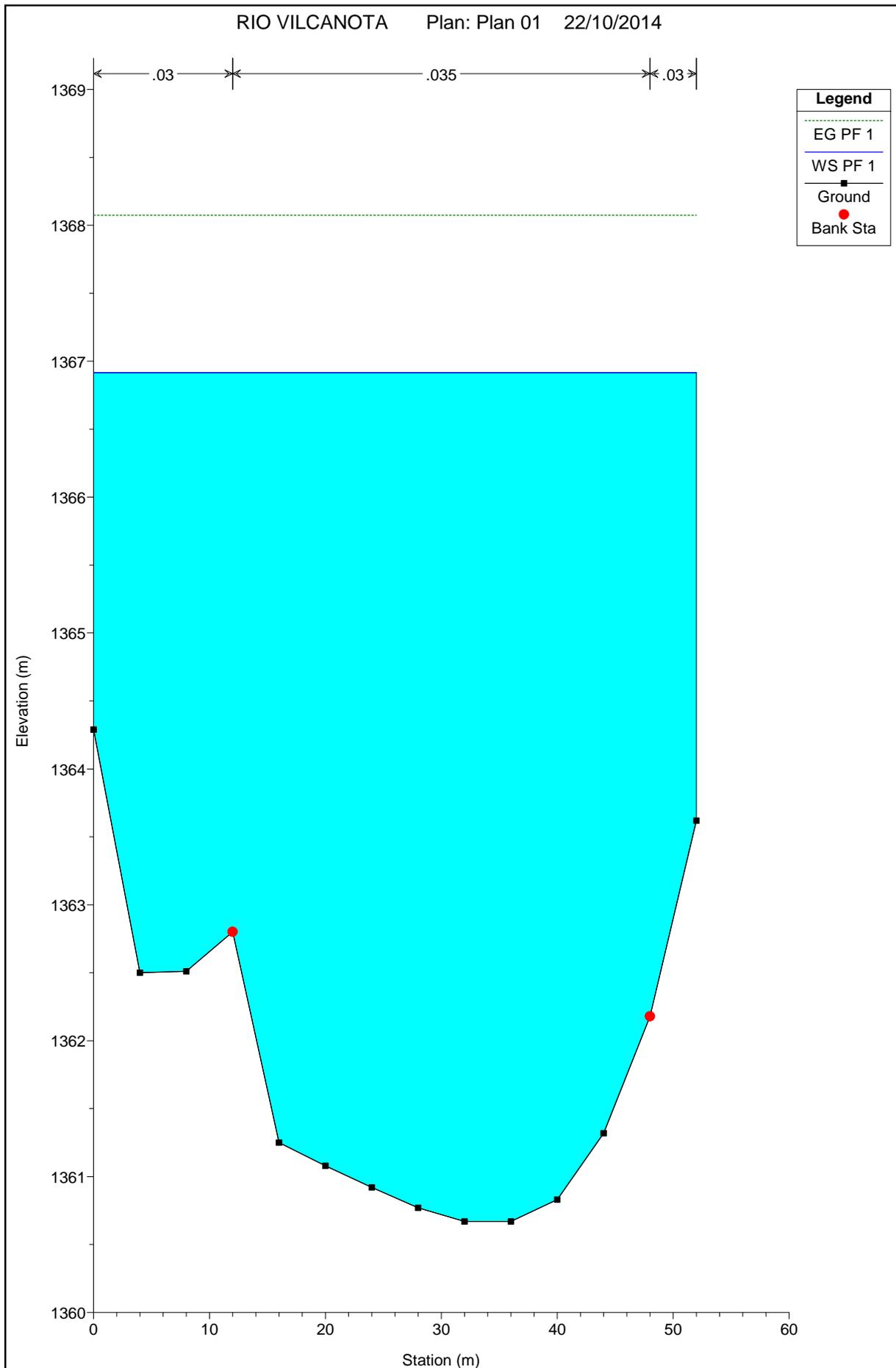


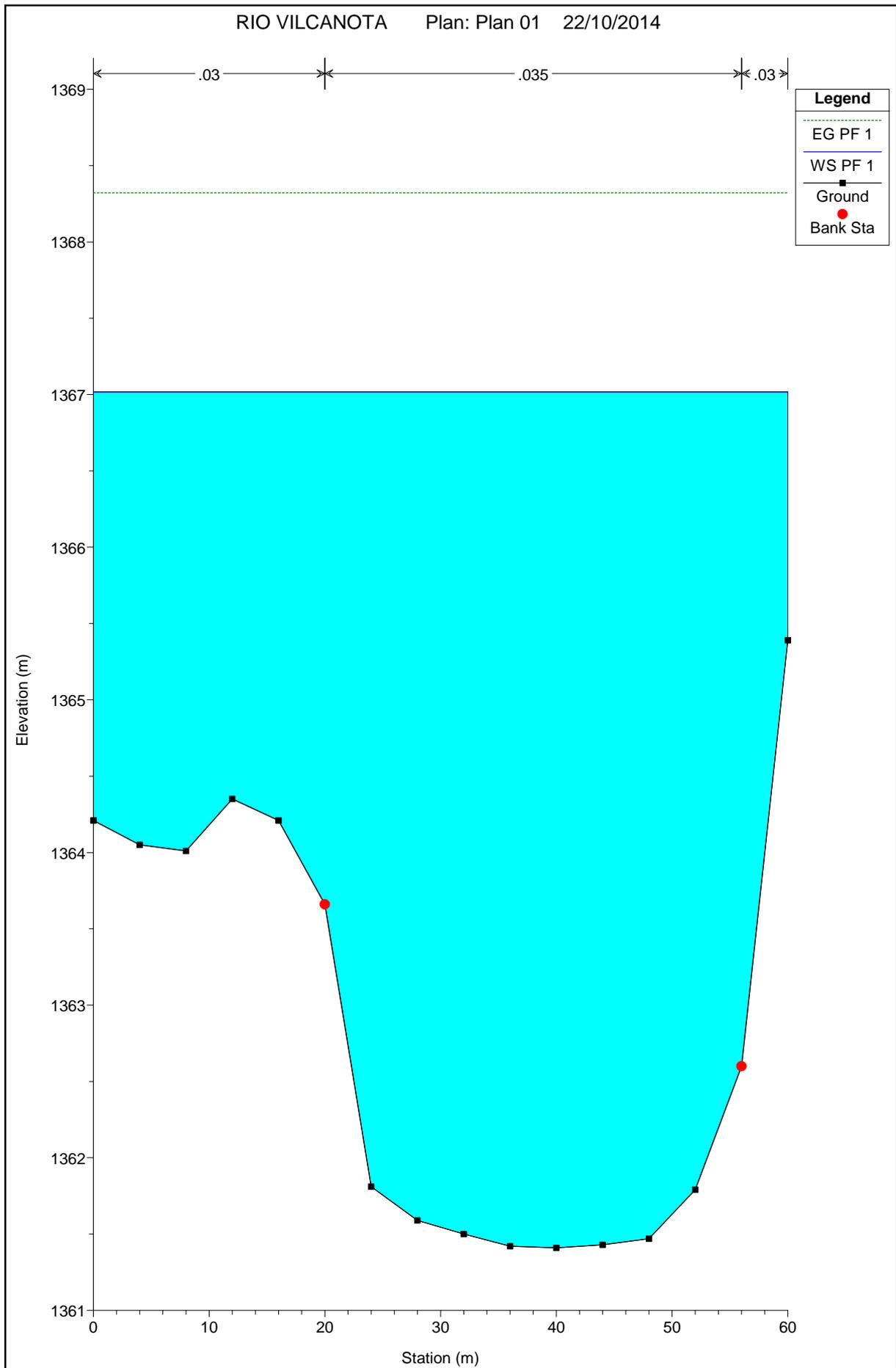


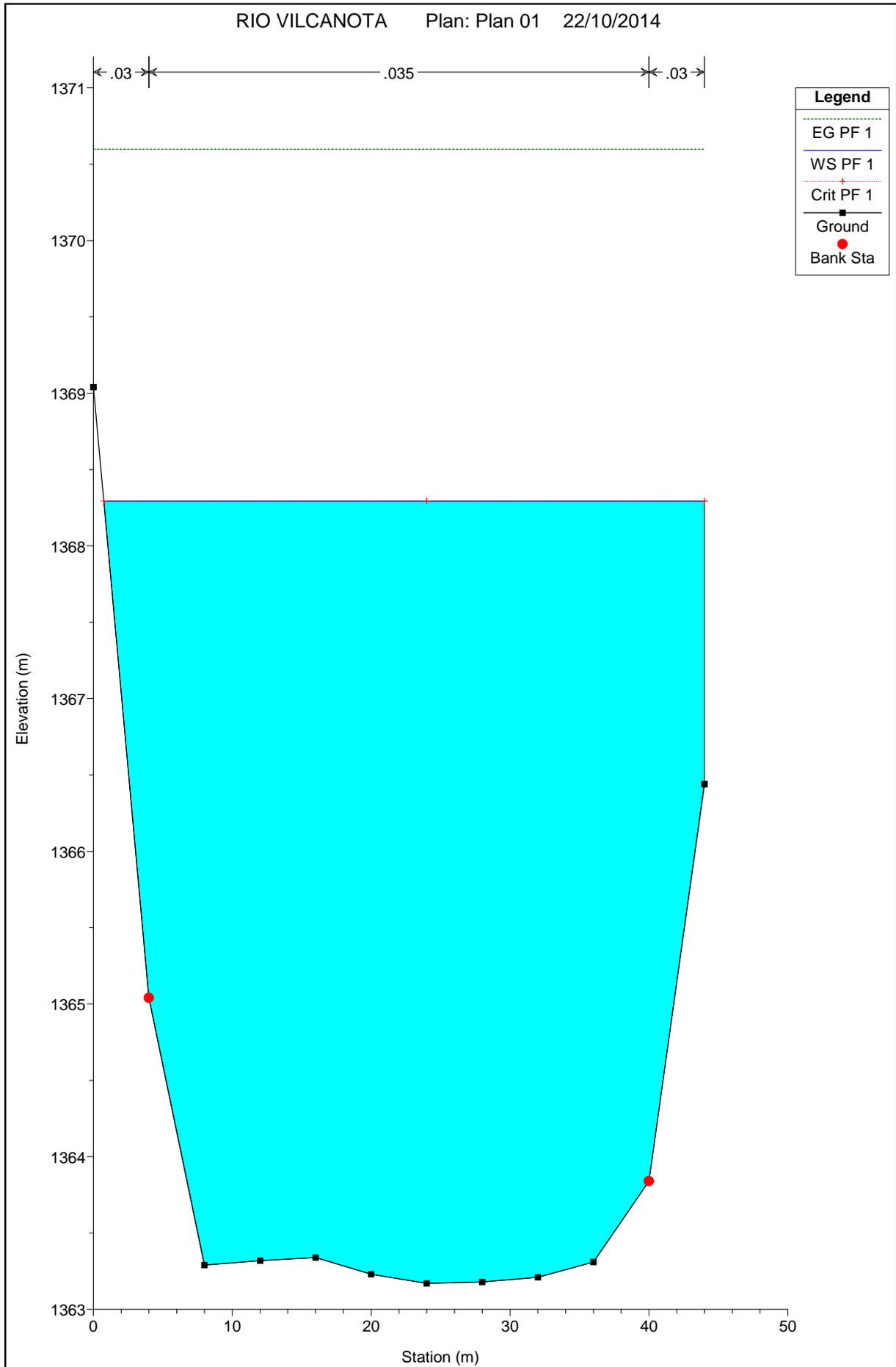


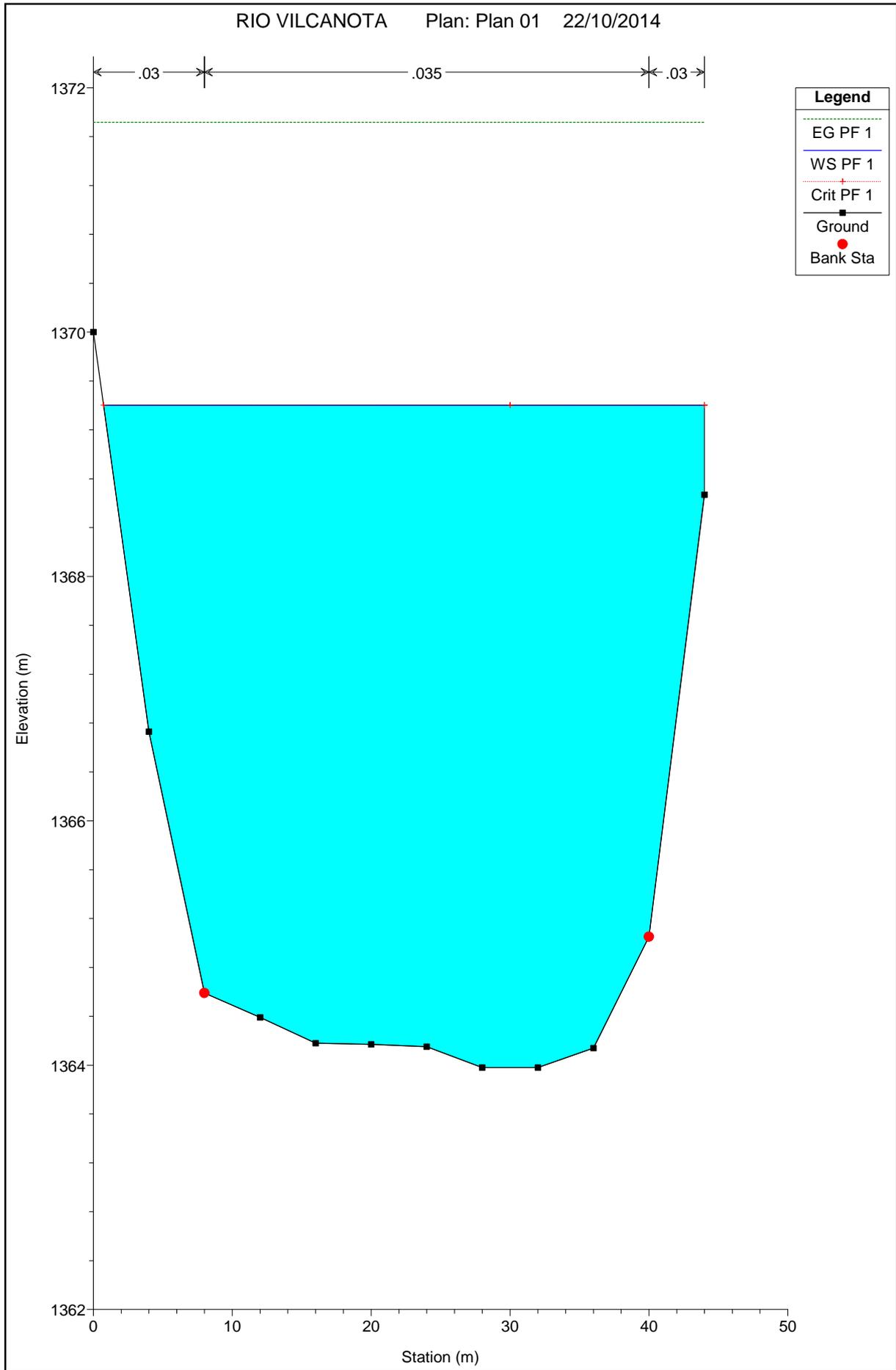


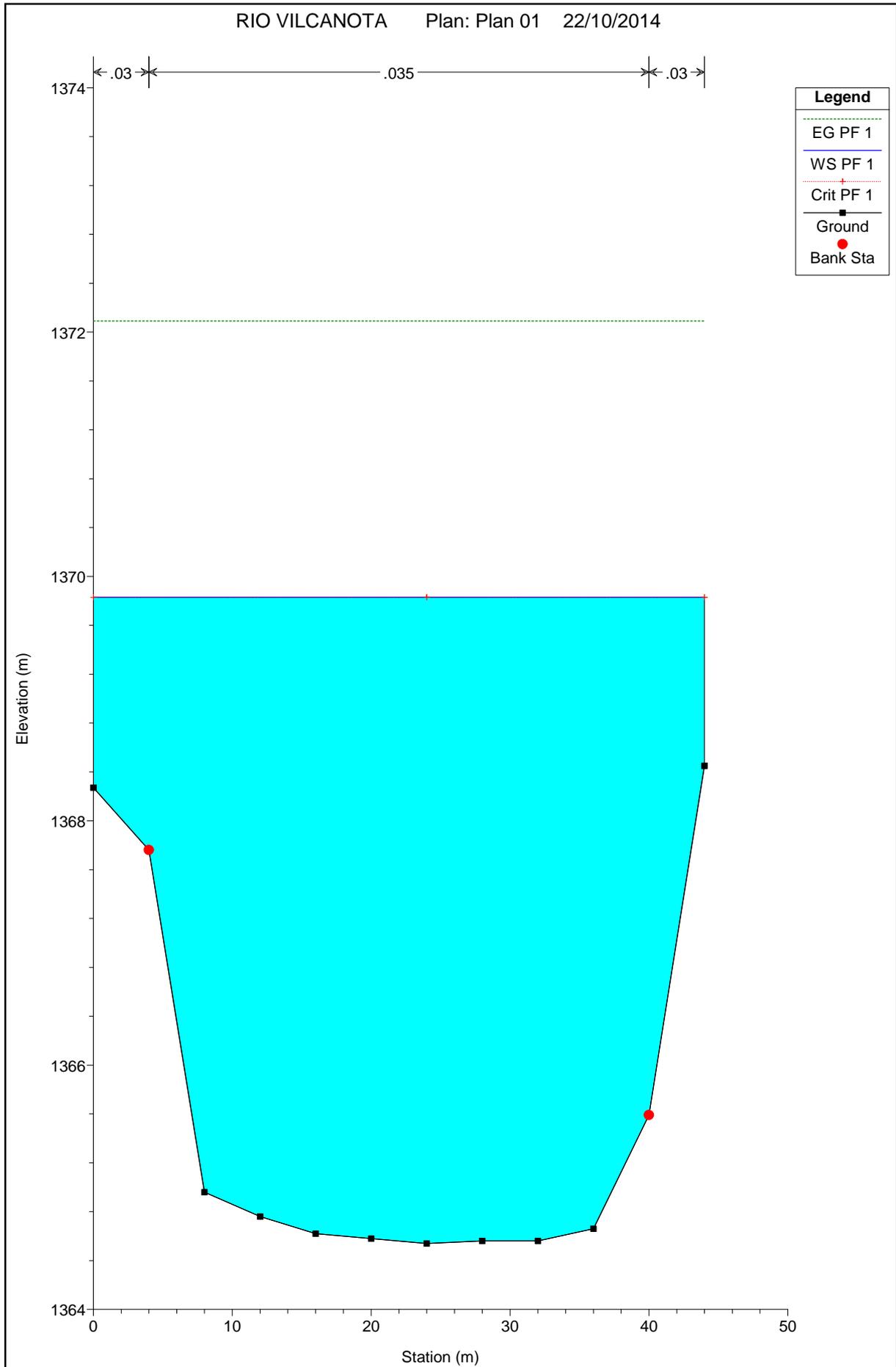


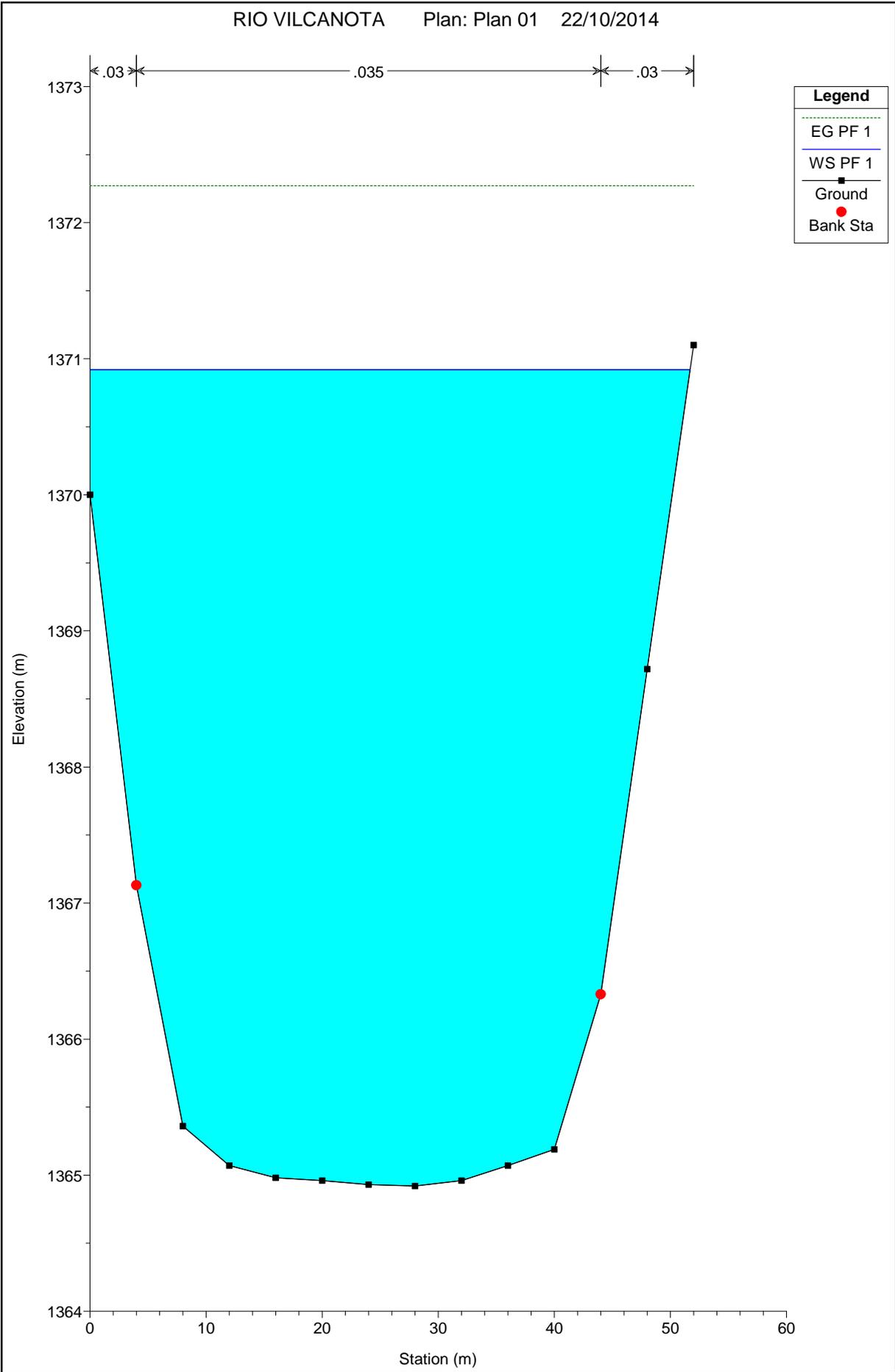


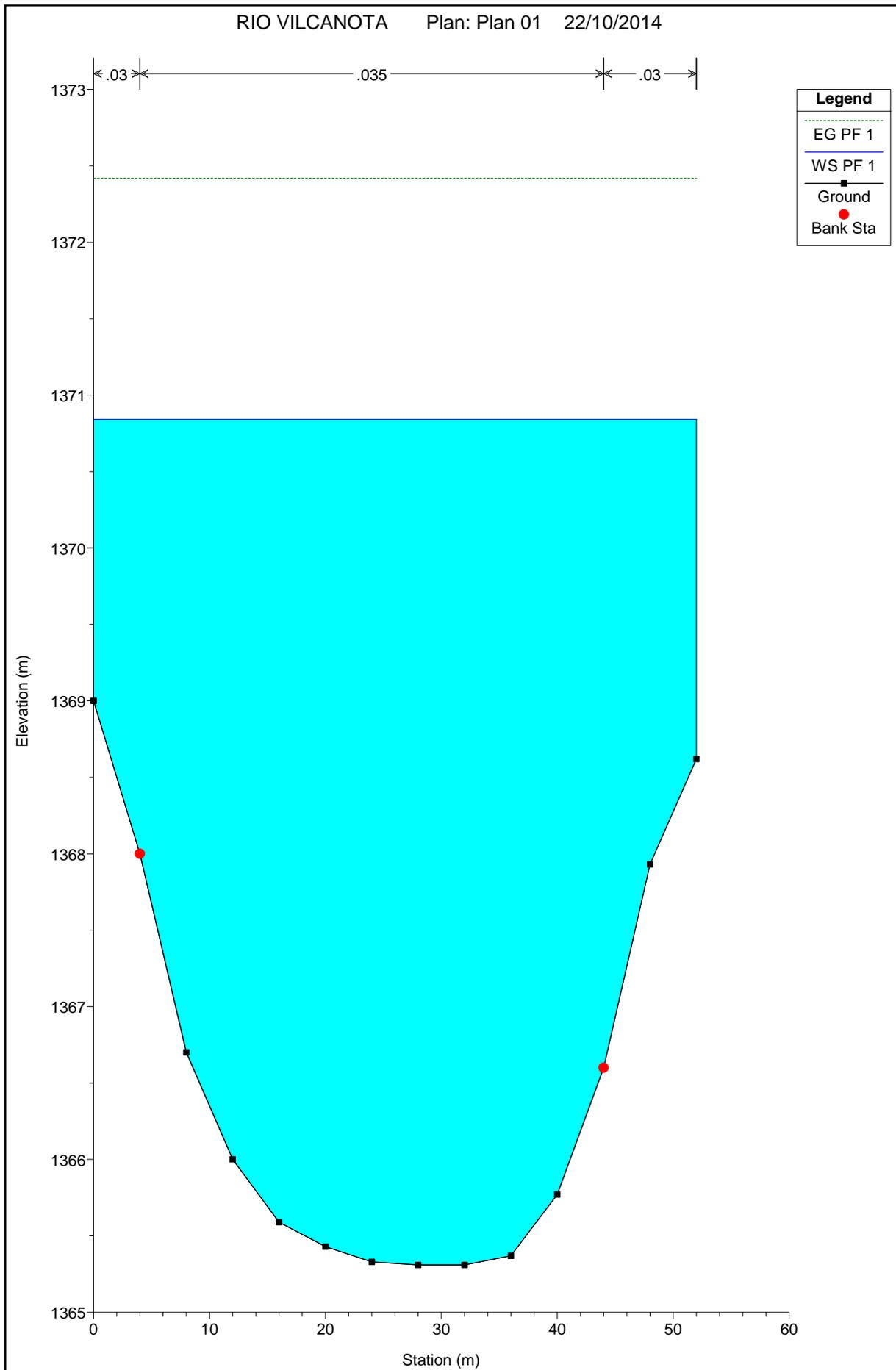


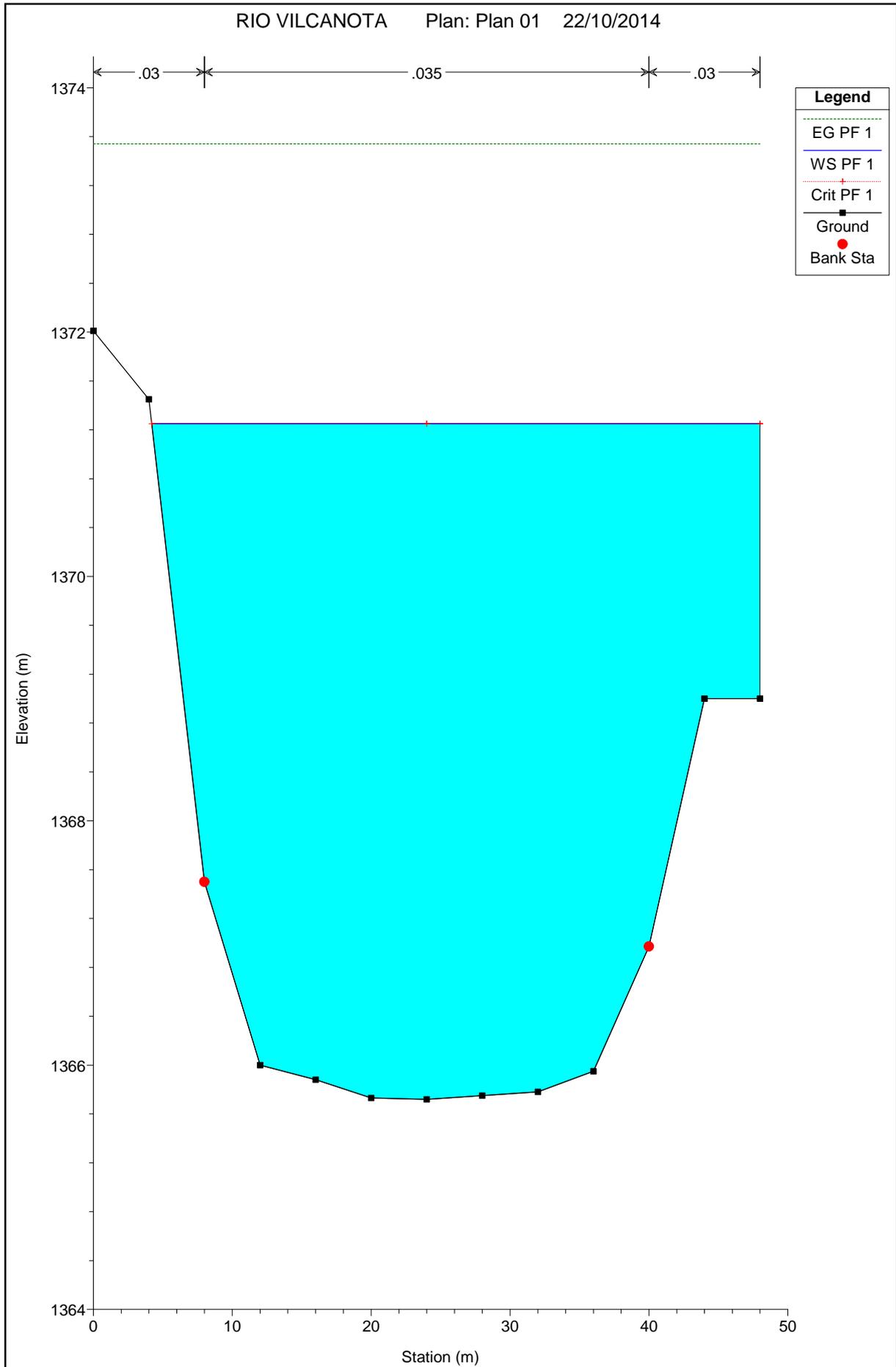


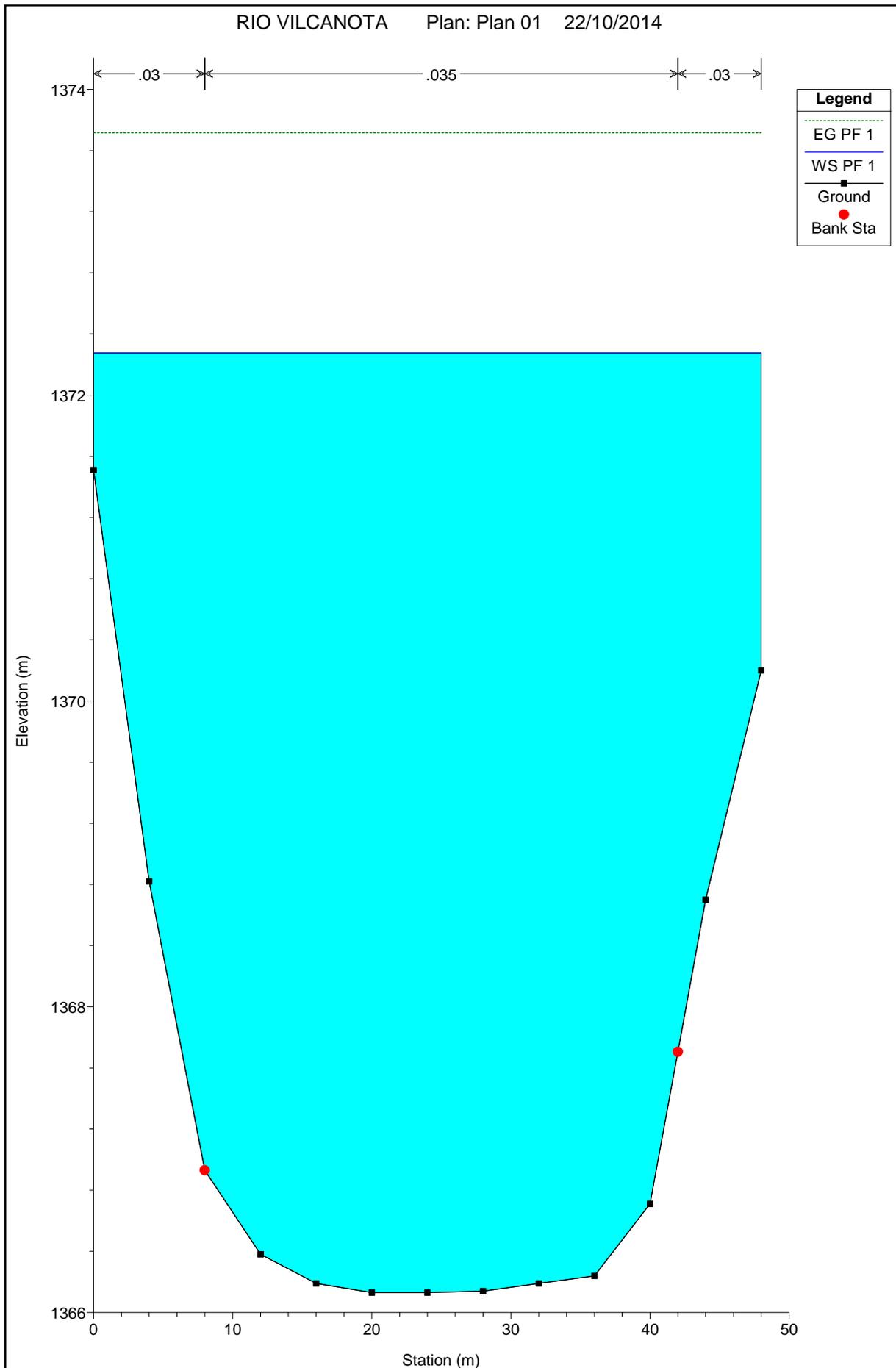


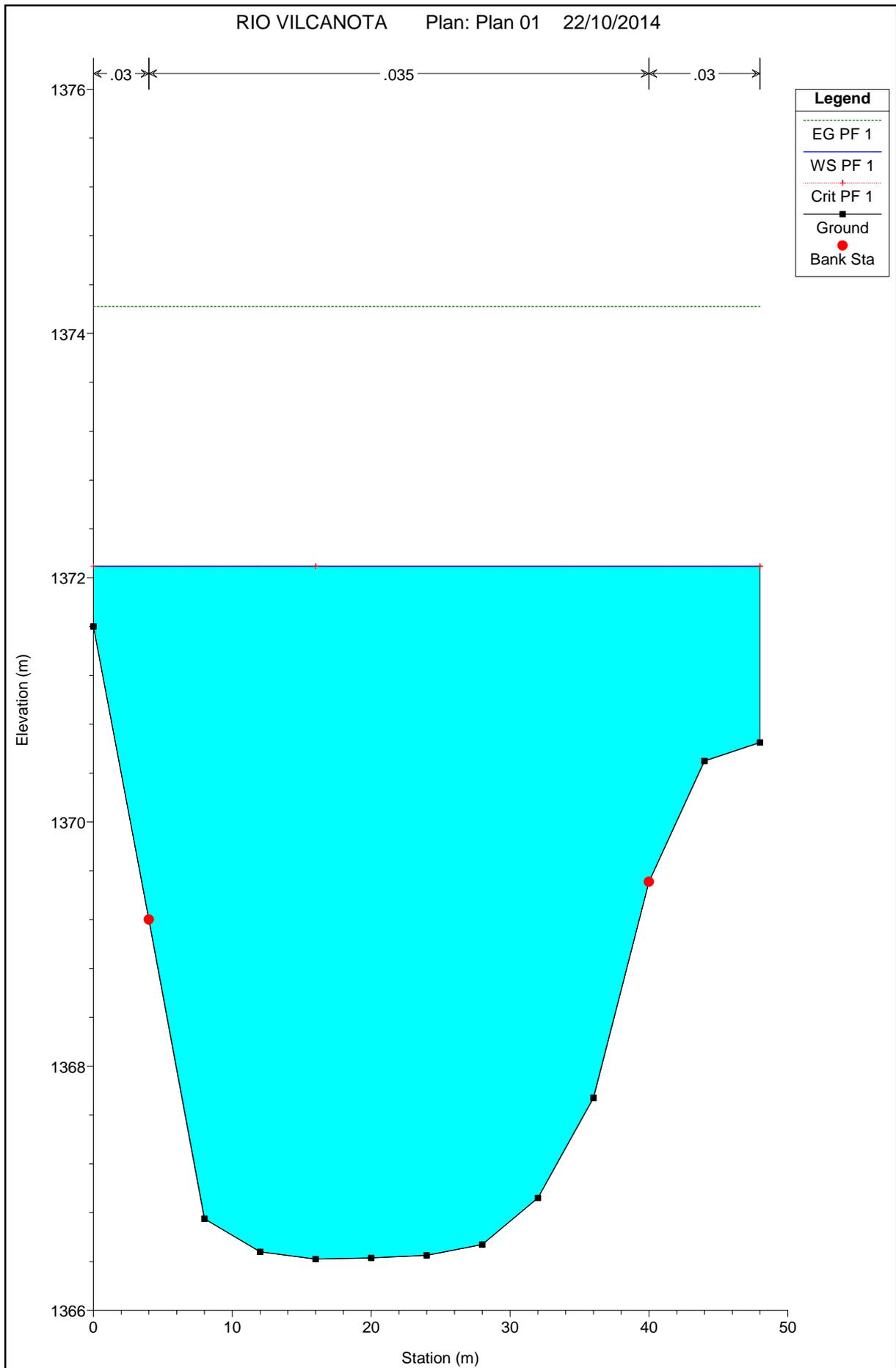


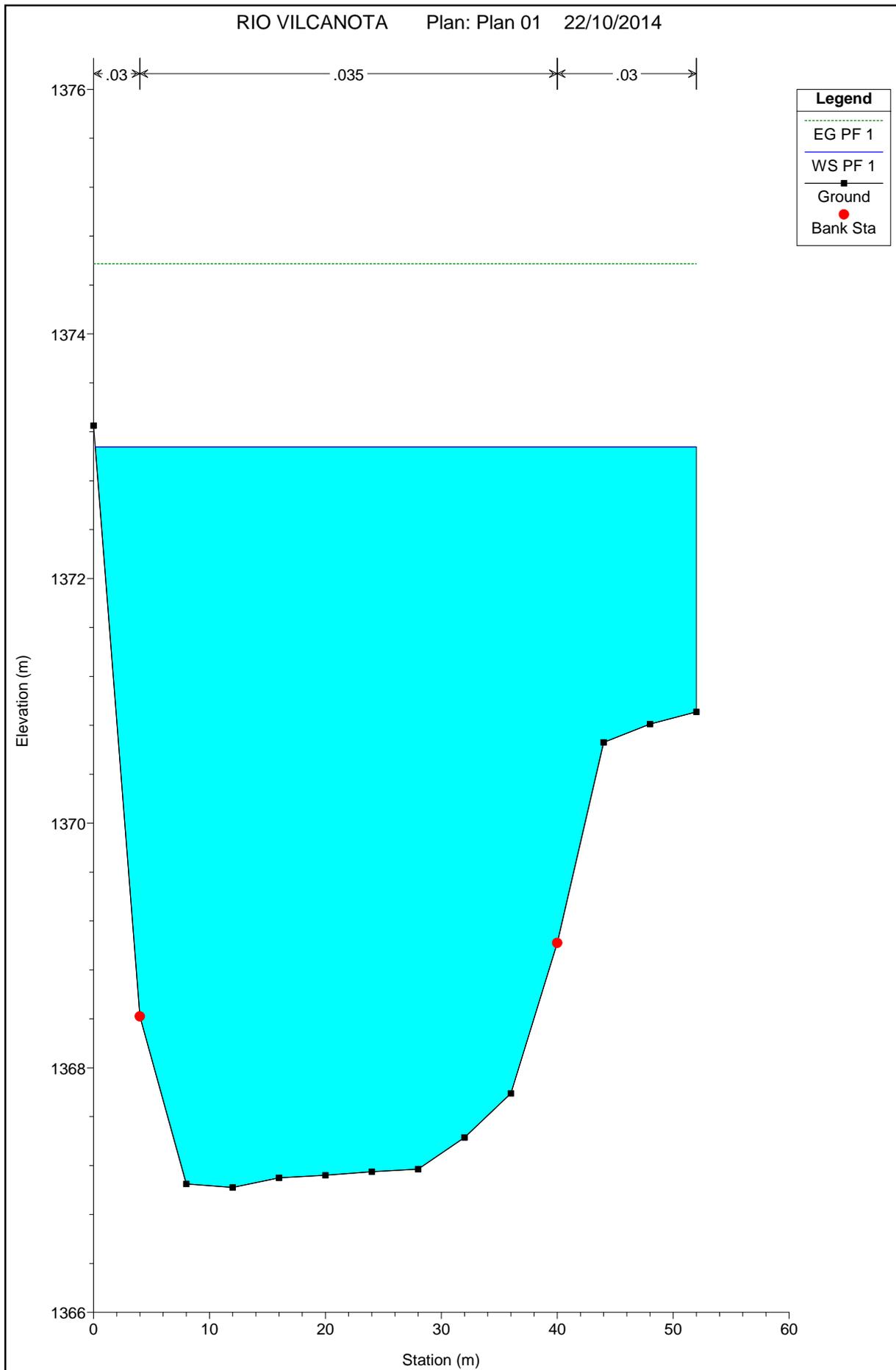


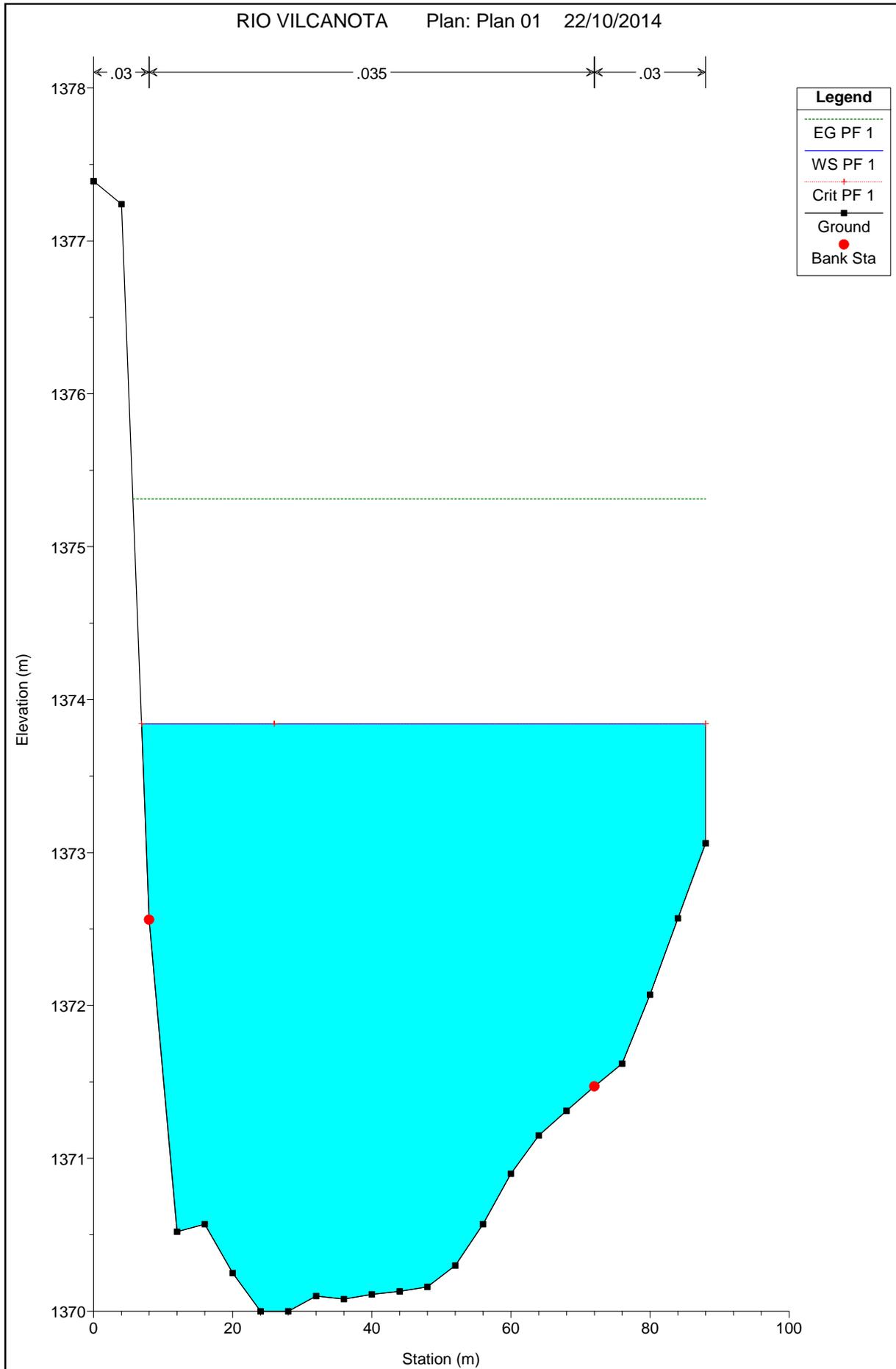


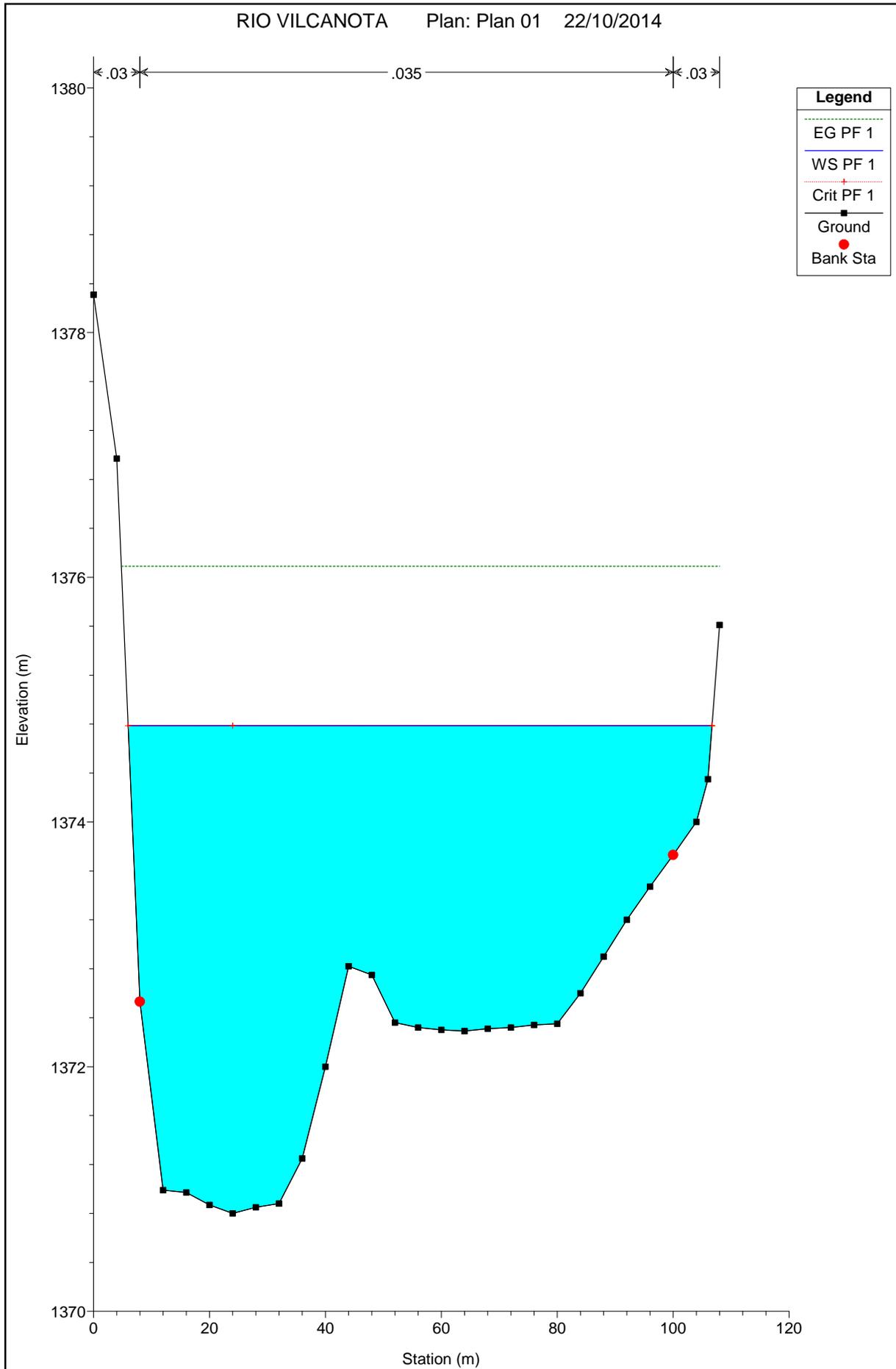


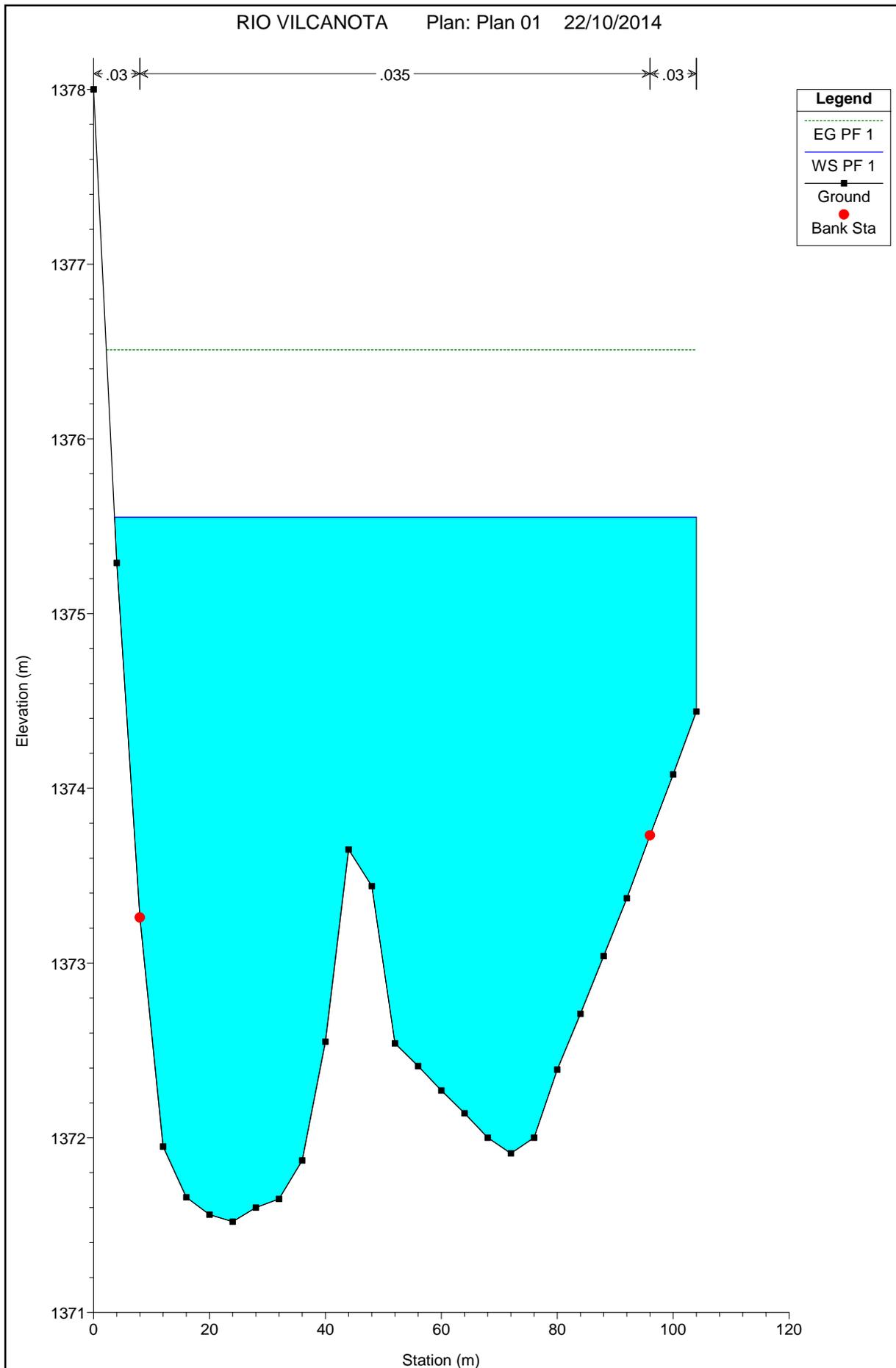


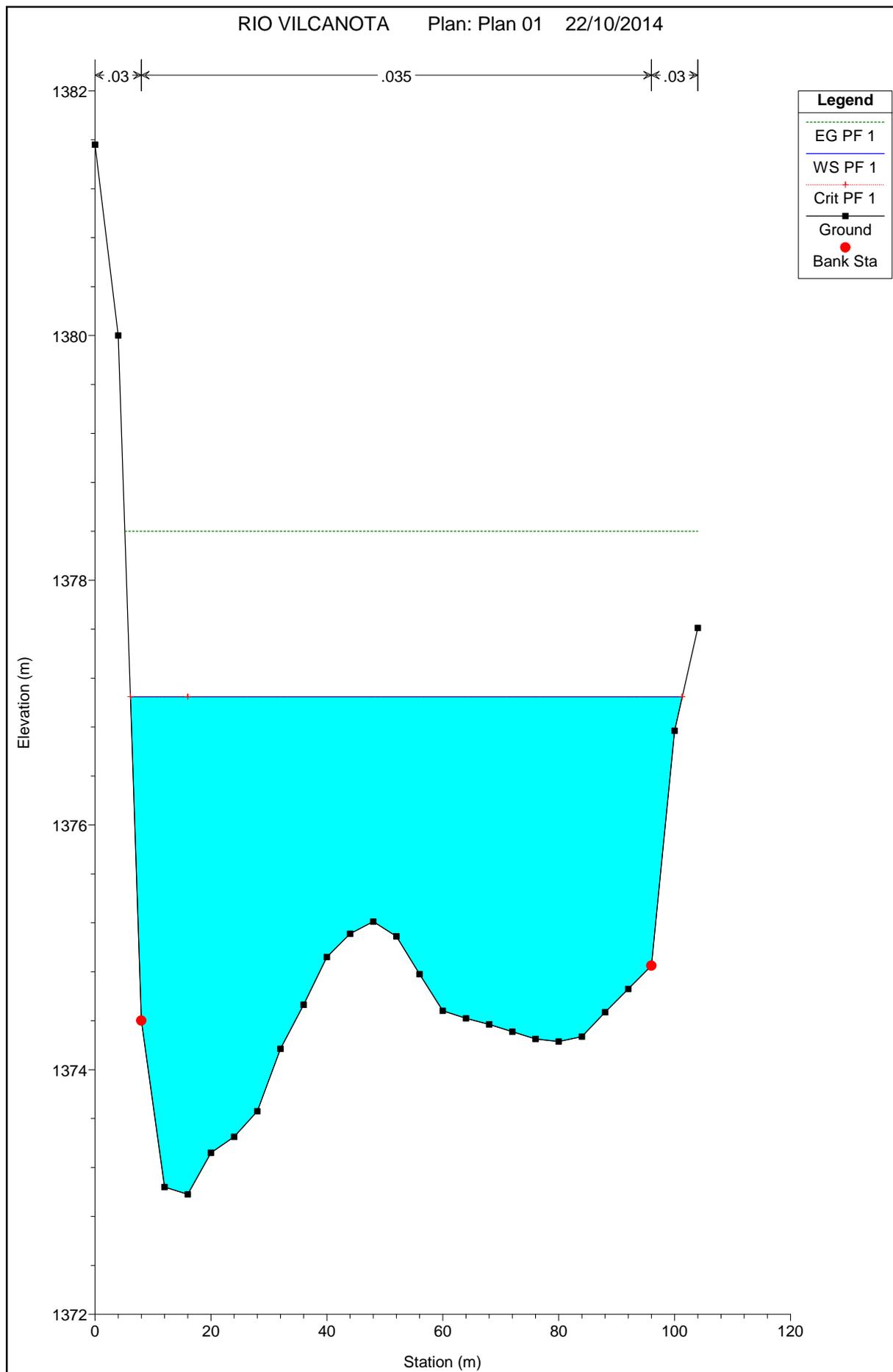


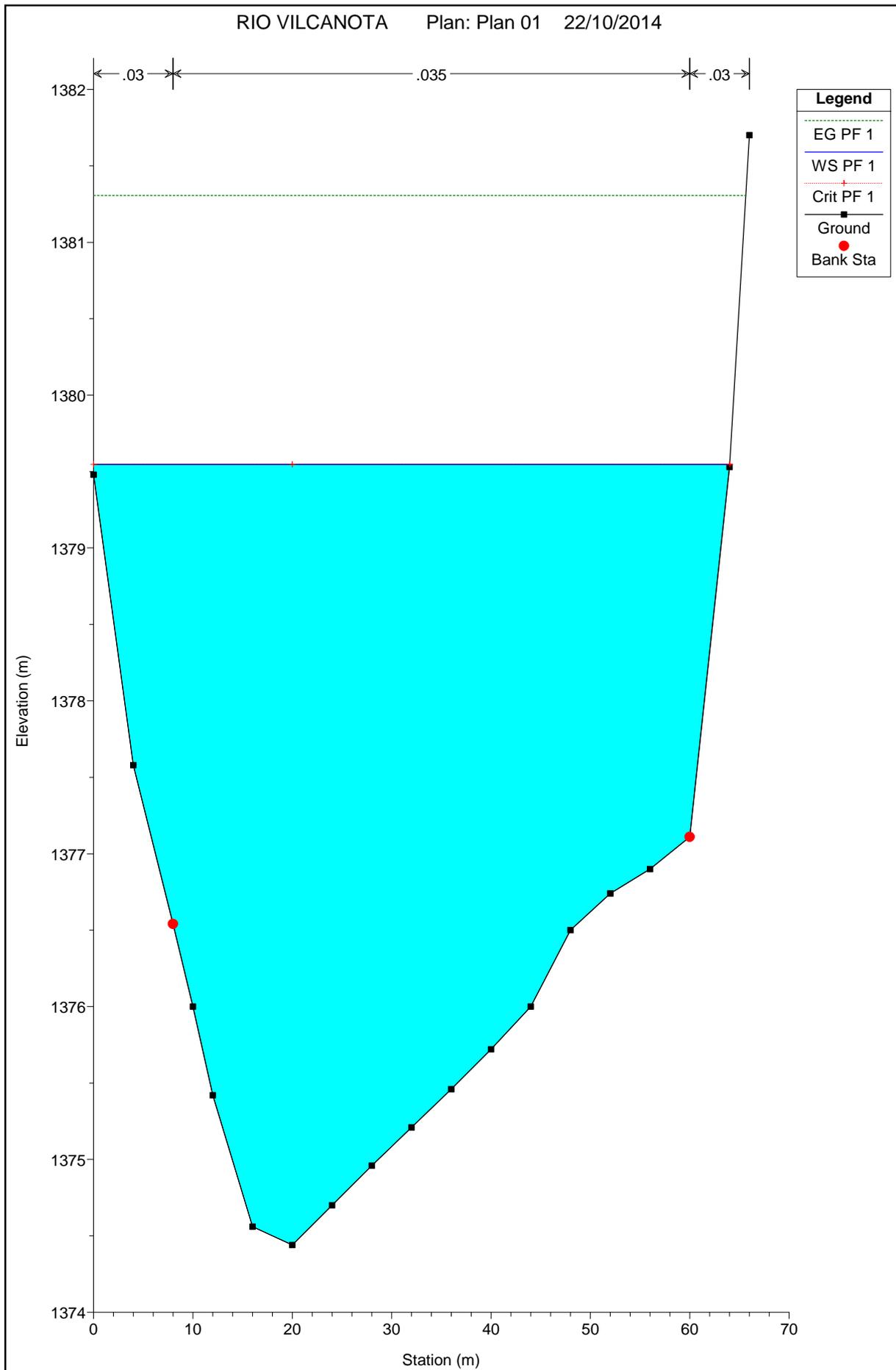


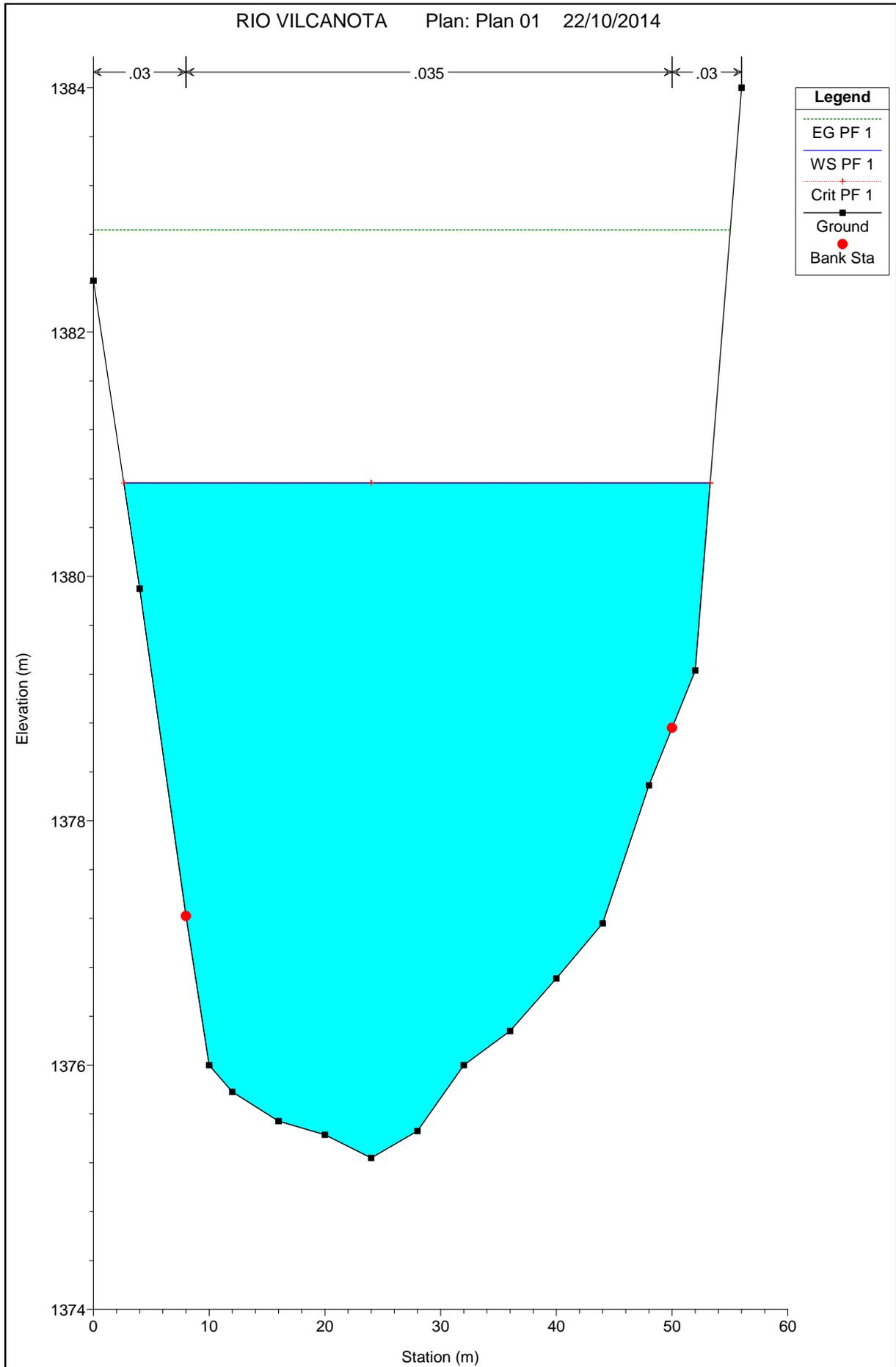












Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 21 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	1382.84	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	2.07	Wt. n-Val.	0.030	0.035	0.030
W.S. Elev (m)	1380.77	Reach Len. (m)	15.08	20.00	27.52
Crit W.S. (m)	1380.77	Flow Area (m2)	9.42	190.66	4.53
E.G. Slope (m/m)	0.006960	Area (m2)	9.42	190.66	4.53
Q Total (m3/s)	1280.00	Flow (m3/s)	33.73	1232.72	13.55
Top Width (m)	50.66	Top Width (m)	5.37	42.00	3.29
Vel Total (m/s)	6.26	Avg. Vel. (m/s)	3.58	6.47	2.99
Max Chl Dpth (m)	5.53	Hydr. Depth (m)	1.75	4.54	1.38
Conv. Total (m3/s)	15343.1	Conv. (m3/s)	404.4	14776.3	162.4
Length Wtd. (m)	19.91	Wetted Per. (m)	6.44	42.68	4.06
Min Ch EI (m)	1375.24	Shear (N/m2)	99.81	304.90	76.16
Alpha	1.04	Stream Power (N/m s)	357.61	1971.31	227.85
Frctn Loss (m)	0.14	Cum Volume (1000 m3)	8.84	137.31	10.63
C & E Loss (m)	0.09	Cum SA (1000 m2)	3.69	33.14	4.78

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 20 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	1381.31	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.76	Wt. n-Val.	0.030	0.035	0.030
W.S. Elev (m)	1379.55	Reach Len. (m)	16.87	20.00	31.70
Crit W.S. (m)	1379.55	Flow Area (m2)	14.01	202.64	4.91
E.G. Slope (m/m)	0.007197	Area (m2)	14.01	202.64	4.91
Q Total (m3/s)	1280.00	Flow (m3/s)	54.75	1210.97	14.28
Top Width (m)	64.02	Top Width (m)	8.00	52.00	4.02
Vel Total (m/s)	5.78	Avg. Vel. (m/s)	3.91	5.98	2.91
Max Chl Dpth (m)	5.11	Hydr. Depth (m)	1.75	3.90	1.22
Conv. Total (m3/s)	15088.2	Conv. (m3/s)	645.4	14274.5	168.4
Length Wtd. (m)	20.06	Wetted Per. (m)	8.63	52.34	4.70
Min Ch EI (m)	1374.44	Shear (N/m2)	114.62	273.22	73.71
Alpha	1.03	Stream Power (N/m s)	447.85	1632.74	214.58
Frctn Loss (m)	0.16	Cum Volume (1000 m3)	8.67	133.38	10.50
C & E Loss (m)	0.12	Cum SA (1000 m2)	3.59	32.20	4.68

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 19 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	1378.40	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.35	Wt. n-Val.	0.030	0.035	0.030
W.S. Elev (m)	1377.05	Reach Len. (m)	58.32	60.00	84.05
Crit W.S. (m)	1377.05	Flow Area (m2)	2.50	242.84	5.14
E.G. Slope (m/m)	0.008552	Area (m2)	2.50	242.84	5.14
Q Total (m3/s)	1280.00	Flow (m3/s)	6.48	1258.90	14.62
Top Width (m)	95.22	Top Width (m)	1.89	88.00	5.32
Vel Total (m/s)	5.11	Avg. Vel. (m/s)	2.59	5.18	2.85
Max Chl Dpth (m)	4.07	Hydr. Depth (m)	1.32	2.76	0.96
Conv. Total (m3/s)	13841.4	Conv. (m3/s)	70.1	13613.3	158.0
Length Wtd. (m)	60.43	Wetted Per. (m)	3.25	88.36	5.79
Min Ch EI (m)	1372.98	Shear (N/m2)	64.54	230.48	74.39
Alpha	1.02	Stream Power (N/m s)	167.06	1194.81	211.71
Frctn Loss (m)	0.39	Cum Volume (1000 m3)	8.53	128.92	10.34
C & E Loss (m)	0.12	Cum SA (1000 m2)	3.51	30.80	4.53

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 18 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	1376.51	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.96	Wt. n-Val.	0.030	0.035	0.030
W.S. Elev (m)	1375.55	Reach Len. (m)	63.47	60.00	48.80
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	5.16	281.62	11.75
E.G. Slope (m/m)	0.005039	Area (m2)	5.16	281.62	11.75
Q Total (m3/s)	1280.00	Flow (m3/s)	12.54	1234.59	32.87

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 18 Profile: PF 1 (Continued)

Top Width (m)	100.39	Top Width (m)	4.39	88.00	8.00
Vel Total (m/s)	4.29	Avg. Vel. (m/s)	2.43	4.38	2.80
Max Chl Dpth (m)	4.03	Hydr. Depth (m)	1.18	3.20	1.47
Conv. Total (m3/s)	18030.9	Conv. (m3/s)	176.6	17391.3	463.1
Length Wtd. (m)	59.83	Wetted Per. (m)	4.95	88.63	9.14
Min Ch EI (m)	1371.52	Shear (N/m2)	51.46	157.04	63.52
Alpha	1.02	Stream Power (N/m s)	125.11	688.43	177.69
Frctn Loss (m)	0.38	Cum Volume (1000 m3)	8.30	113.19	9.63
C & E Loss (m)	0.03	Cum SA (1000 m2)	3.32	25.52	3.97

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 17 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	1376.09	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.30	Wt. n-Val.	0.030	0.035	0.030
W.S. Elev (m)	1374.79	Reach Len. (m)	28.38	20.00	19.00
Crit W.S. (m)	1374.79	Flow Area (m2)	2.29	248.09	5.06
E.G. Slope (m/m)	0.008503	Area (m2)	2.29	248.09	5.06
Q Total (m3/s)	1280.00	Flow (m3/s)	5.85	1261.45	12.70
Top Width (m)	100.73	Top Width (m)	2.03	92.00	6.69
Vel Total (m/s)	5.01	Avg. Vel. (m/s)	2.55	5.08	2.51
Max Chl Dpth (m)	3.99	Hydr. Depth (m)	1.13	2.70	0.76
Conv. Total (m3/s)	13881.3	Conv. (m3/s)	63.4	13680.2	137.8
Length Wtd. (m)	19.98	Wetted Per. (m)	3.04	92.53	6.86
Min Ch EI (m)	1370.80	Shear (N/m2)	62.97	223.57	61.53
Alpha	1.02	Stream Power (N/m s)	160.52	1136.78	154.42
Frctn Loss (m)	0.16	Cum Volume (1000 m3)	8.07	97.30	9.22
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)	3.12	20.12	3.61

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 16 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	1375.31	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.47	Wt. n-Val.	0.030	0.035	0.030
W.S. Elev (m)	1373.84	Reach Len. (m)	16.86	20.00	49.80
Crit W.S. (m)	1373.84	Flow Area (m2)	0.70	213.19	27.36
E.G. Slope (m/m)	0.007500	Area (m2)	0.70	213.19	27.36
Q Total (m3/s)	1280.00	Flow (m3/s)	1.13	1169.83	109.05
Top Width (m)	81.10	Top Width (m)	1.10	64.00	16.00
Vel Total (m/s)	5.31	Avg. Vel. (m/s)	1.61	5.49	3.99
Max Chl Dpth (m)	3.84	Hydr. Depth (m)	0.64	3.33	1.71
Conv. Total (m3/s)	14780.1	Conv. (m3/s)	13.0	13507.9	1259.1
Length Wtd. (m)	22.49	Wetted Per. (m)	1.69	64.55	16.87
Min Ch EI (m)	1370.00	Shear (N/m2)	30.61	242.90	119.29
Alpha	1.03	Stream Power (N/m s)	49.27	1332.88	475.39
Frctn Loss (m)	0.12	Cum Volume (1000 m3)	8.02	92.68	8.91
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	3.07	18.56	3.40

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 15 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	1374.57	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.50	Wt. n-Val.	0.030	0.035	0.030
W.S. Elev (m)	1373.08	Reach Len. (m)	59.02	60.00	66.48
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	8.98	204.56	31.18
E.G. Slope (m/m)	0.003868	Area (m2)	8.98	204.56	31.18
Q Total (m3/s)	1280.00	Flow (m3/s)	24.22	1148.07	107.70
Top Width (m)	51.86	Top Width (m)	3.86	36.00	12.00
Vel Total (m/s)	5.23	Avg. Vel. (m/s)	2.70	5.61	3.45
Max Chl Dpth (m)	6.06	Hydr. Depth (m)	2.33	5.68	2.60
Conv. Total (m3/s)	20581.9	Conv. (m3/s)	389.5	18460.5	1731.8
Length Wtd. (m)	60.38	Wetted Per. (m)	6.05	36.44	14.49
Min Ch EI (m)	1367.02	Shear (N/m2)	56.32	212.92	81.59

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 15 Profile: PF 1 (Continued)

Alpha	1.07	Stream Power (N/m s)	151.97	1195.00	281.84
Frctn Loss (m)	0.30	Cum Volume (1000 m3)	7.94	88.51	7.46
C & E Loss (m)	0.06	Cum SA (1000 m2)	3.03	17.56	2.70

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 14 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	1374.22	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	2.13	Wt. n-Val.	0.030	0.035	0.030
W.S. Elev (m)	1372.09	Reach Len. (m)	20.39	20.00	20.46
Crit W.S. (m)	1372.09	Flow Area (m2)	6.77	183.01	14.42
E.G. Slope (m/m)	0.006373	Area (m2)	6.77	183.01	14.42
Q Total (m3/s)	1280.00	Flow (m3/s)	21.61	1207.92	50.47
Top Width (m)	48.00	Top Width (m)	4.00	36.00	8.00
Vel Total (m/s)	6.27	Avg. Vel. (m/s)	3.19	6.60	3.50
Max Chl Dpth (m)	5.67	Hydr. Depth (m)	1.69	5.08	1.80
Conv. Total (m3/s)	16034.3	Conv. (m3/s)	270.7	15131.4	632.2
Length Wtd. (m)	20.04	Wetted Per. (m)	5.16	37.18	9.57
Min Ch EI (m)	1366.42	Shear (N/m2)	82.05	307.64	94.23
Alpha	1.06	Stream Power (N/m s)	261.81	2030.49	329.70
Frctn Loss (m)	0.09	Cum Volume (1000 m3)	7.48	76.88	5.94
C & E Loss (m)	0.21	Cum SA (1000 m2)	2.80	15.40	2.03

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 13 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	1373.72	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.44	Wt. n-Val.	0.030	0.035	0.030
W.S. Elev (m)	1372.28	Reach Len. (m)	24.05	20.00	15.12
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	26.05	202.10	19.45
E.G. Slope (m/m)	0.003513	Area (m2)	26.05	202.10	19.45
Q Total (m3/s)	1280.00	Flow (m3/s)	97.37	1116.32	66.32
Top Width (m)	48.00	Top Width (m)	8.00	34.00	6.00
Vel Total (m/s)	5.17	Avg. Vel. (m/s)	3.74	5.52	3.41
Max Chl Dpth (m)	6.15	Hydr. Depth (m)	3.26	5.94	3.24
Conv. Total (m3/s)	21596.9	Conv. (m3/s)	1642.9	18835.1	1118.9
Length Wtd. (m)	19.88	Wetted Per. (m)	10.01	34.30	8.58
Min Ch EI (m)	1366.13	Shear (N/m2)	89.64	202.94	78.08
Alpha	1.06	Stream Power (N/m s)	335.05	1120.95	266.19
Frctn Loss (m)	0.09	Cum Volume (1000 m3)	7.14	73.03	5.59
C & E Loss (m)	0.09	Cum SA (1000 m2)	2.68	14.70	1.89

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 12 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	1373.54	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	2.29	Wt. n-Val.	0.030	0.035	0.030
W.S. Elev (m)	1371.25	Reach Len. (m)	15.16	20.00	24.94
Crit W.S. (m)	1371.25	Flow Area (m2)	7.12	167.85	22.06
E.G. Slope (m/m)	0.006537	Area (m2)	7.12	167.85	22.06
Q Total (m3/s)	1280.00	Flow (m3/s)	23.27	1160.61	96.12
Top Width (m)	43.80	Top Width (m)	3.80	32.00	8.00
Vel Total (m/s)	6.50	Avg. Vel. (m/s)	3.27	6.91	4.36
Max Chl Dpth (m)	5.53	Hydr. Depth (m)	1.88	5.25	2.76
Conv. Total (m3/s)	15831.8	Conv. (m3/s)	287.8	14355.2	1188.8
Length Wtd. (m)	20.28	Wetted Per. (m)	5.34	32.41	10.74
Min Ch EI (m)	1365.72	Shear (N/m2)	85.54	331.99	131.74
Alpha	1.07	Stream Power (N/m s)	279.43	2295.62	573.90
Frctn Loss (m)	0.11	Cum Volume (1000 m3)	6.74	69.33	5.28
C & E Loss (m)	0.21	Cum SA (1000 m2)	2.54	14.04	1.78

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 11 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	1372.42	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.58	Wt. n-Val.	0.030	0.035	0.030
W.S. Elev (m)	1370.84	Reach Len. (m)	22.43	20.00	20.36
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	9.36	201.20	24.57
E.G. Slope (m/m)	0.004720	Area (m2)	9.36	201.20	24.57
Q Total (m3/s)	1280.00	Flow (m3/s)	28.97	1151.84	99.20
Top Width (m)	52.00	Top Width (m)	4.00	40.00	8.00
Vel Total (m/s)	5.44	Avg. Vel. (m/s)	3.09	5.72	4.04
Max Chl Dpth (m)	5.53	Hydr. Depth (m)	2.34	5.03	3.07
Conv. Total (m3/s)	18631.2	Conv. (m3/s)	421.7	16765.7	1443.9
Length Wtd. (m)	20.07	Wetted Per. (m)	5.96	40.40	10.50
Min Ch EI (m)	1365.31	Shear (N/m2)	72.67	230.53	108.35
Alpha	1.05	Stream Power (N/m s)	224.82	1319.72	437.47
Frctn Loss (m)	0.08	Cum Volume (1000 m3)	6.62	65.64	4.70
C & E Loss (m)	0.07	Cum SA (1000 m2)	2.48	13.32	1.58

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 10 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	1372.27	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.35	Wt. n-Val.	0.030	0.035	0.030
W.S. Elev (m)	1370.92	Reach Len. (m)	25.01	20.00	17.05
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	9.42	228.12	17.65
E.G. Slope (m/m)	0.003393	Area (m2)	9.42	228.12	17.65
Q Total (m3/s)	1280.00	Flow (m3/s)	25.15	1201.01	53.84
Top Width (m)	51.70	Top Width (m)	4.00	40.00	7.70
Vel Total (m/s)	5.02	Avg. Vel. (m/s)	2.67	5.26	3.05
Max Chl Dpth (m)	6.00	Hydr. Depth (m)	2.36	5.70	2.29
Conv. Total (m3/s)	21973.0	Conv. (m3/s)	431.8	20617.0	924.2
Length Wtd. (m)	19.98	Wetted Per. (m)	5.84	40.55	8.96
Min Ch EI (m)	1364.92	Shear (N/m2)	53.65	187.22	65.53
Alpha	1.05	Stream Power (N/m s)	143.24	985.66	199.89
Frctn Loss (m)	0.09	Cum Volume (1000 m3)	6.41	61.35	4.27
C & E Loss (m)	0.09	Cum SA (1000 m2)	2.39	12.52	1.42

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 9 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	1372.09	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	2.26	Wt. n-Val.	0.030	0.035	0.030
W.S. Elev (m)	1369.83	Reach Len. (m)	20.57	20.00	20.08
Crit W.S. (m)	1369.83	Flow Area (m2)	7.25	178.16	11.23
E.G. Slope (m/m)	0.006950	Area (m2)	7.25	178.16	11.23
Q Total (m3/s)	1280.00	Flow (m3/s)	23.98	1210.10	45.92
Top Width (m)	44.00	Top Width (m)	4.00	36.00	4.00
Vel Total (m/s)	6.51	Avg. Vel. (m/s)	3.31	6.79	4.09
Max Chl Dpth (m)	5.29	Hydr. Depth (m)	1.81	4.95	2.81
Conv. Total (m3/s)	15353.4	Conv. (m3/s)	287.6	14515.0	550.8
Length Wtd. (m)	20.03	Wetted Per. (m)	5.59	37.00	6.30
Min Ch EI (m)	1364.54	Shear (N/m2)	88.43	328.20	121.61
Alpha	1.05	Stream Power (N/m s)	292.31	2229.27	497.17
Frctn Loss (m)	0.14	Cum Volume (1000 m3)	6.20	57.28	4.02
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	2.29	11.76	1.33

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 8 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	1371.72	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	2.32	Wt. n-Val.	0.030	0.035	0.030
W.S. Elev (m)	1369.40	Reach Len. (m)	22.26	20.00	18.51
Crit W.S. (m)	1369.40	Flow Area (m2)	19.34	165.65	10.17
E.G. Slope (m/m)	0.006650	Area (m2)	19.34	165.65	10.17
Q Total (m3/s)	1280.00	Flow (m3/s)	89.15	1152.09	38.76

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 8 Profile: PF 1 (Continued)

Top Width (m)	43.27	Top Width (m)	7.27	32.00	4.00
Vel Total (m/s)	6.56	Avg. Vel. (m/s)	4.61	6.95	3.81
Max Chl Dpth (m)	5.42	Hydr. Depth (m)	2.66	5.18	2.54
Conv. Total (m3/s)	15696.3	Conv. (m3/s)	1093.3	14127.7	475.3
Length Wtd. (m)	20.04	Wetted Per. (m)	8.76	32.12	6.13
Min Ch EI (m)	1363.98	Shear (N/m2)	144.00	336.33	108.25
Alpha	1.06	Stream Power (N/m s)	663.73	2339.14	412.49
Frctn Loss (m)	0.14	Cum Volume (1000 m3)	5.93	53.84	3.81
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	2.17	11.08	1.24

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 7 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	1370.60	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	2.30	Wt. n-Val.	0.030	0.035	0.030
W.S. Elev (m)	1368.29	Reach Len. (m)	20.41	20.00	19.94
Crit W.S. (m)	1368.29	Flow Area (m2)	5.29	176.63	12.62
E.G. Slope (m/m)	0.006996	Area (m2)	5.29	176.63	12.62
Q Total (m3/s)	1280.00	Flow (m3/s)	16.21	1209.75	54.04
Top Width (m)	43.25	Top Width (m)	3.25	36.00	4.00
Vel Total (m/s)	6.58	Avg. Vel. (m/s)	3.06	6.85	4.28
Max Chl Dpth (m)	5.12	Hydr. Depth (m)	1.63	4.91	3.15
Conv. Total (m3/s)	15303.8	Conv. (m3/s)	193.8	14463.9	646.1
Length Wtd. (m)	20.04	Wetted Per. (m)	4.60	36.40	6.62
Min Ch EI (m)	1363.17	Shear (N/m2)	78.93	332.85	130.65
Alpha	1.04	Stream Power (N/m s)	241.60	2279.66	559.62
Frctn Loss (m)	0.10	Cum Volume (1000 m3)	5.65	50.42	3.60
C & E Loss (m)	0.30	Cum SA (1000 m2)	2.05	10.40	1.17

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 6 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	1368.32	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.31	Wt. n-Val.	0.030	0.035	0.030
W.S. Elev (m)	1367.02	Reach Len. (m)	62.35	60.00	59.99
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	58.11	190.40	12.09
E.G. Slope (m/m)	0.003870	Area (m2)	58.11	190.40	12.09
Q Total (m3/s)	1280.00	Flow (m3/s)	224.42	1017.70	37.88
Top Width (m)	60.00	Top Width (m)	20.00	36.00	4.00
Vel Total (m/s)	4.91	Avg. Vel. (m/s)	3.86	5.35	3.13
Max Chl Dpth (m)	5.61	Hydr. Depth (m)	2.91	5.29	3.02
Conv. Total (m3/s)	20575.6	Conv. (m3/s)	3607.5	16359.2	609.0
Length Wtd. (m)	60.38	Wetted Per. (m)	22.86	36.51	6.50
Min Ch EI (m)	1361.41	Shear (N/m2)	96.45	197.92	70.53
Alpha	1.06	Stream Power (N/m s)	372.50	1057.91	221.07
Frctn Loss (m)	0.20	Cum Volume (1000 m3)	5.00	46.75	3.35
C & E Loss (m)	0.04	Cum SA (1000 m2)	1.82	9.68	1.09

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 5 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	1368.08	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.16	Wt. n-Val.	0.030	0.035	0.030
W.S. Elev (m)	1366.92	Reach Len. (m)	20.30	20.00	20.15
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	48.77	208.98	16.06
E.G. Slope (m/m)	0.002945	Area (m2)	48.77	208.98	16.06
Q Total (m3/s)	1280.00	Flow (m3/s)	193.48	1038.44	48.09
Top Width (m)	52.00	Top Width (m)	12.00	36.00	4.00
Vel Total (m/s)	4.67	Avg. Vel. (m/s)	3.97	4.97	2.99
Max Chl Dpth (m)	6.25	Hydr. Depth (m)	4.06	5.80	4.02
Conv. Total (m3/s)	23586.2	Conv. (m3/s)	3565.2	19134.9	886.1
Length Wtd. (m)	20.04	Wetted Per. (m)	15.02	36.43	7.55
Min Ch EI (m)	1360.67	Shear (N/m2)	93.79	165.70	61.47

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 5 Profile: PF 1 (Continued)

Alpha	1.04	Stream Power (N/m s)	372.06	823.37	184.01
Frctn Loss (m)	0.08	Cum Volume (1000 m3)	1.67	34.77	2.51
C & E Loss (m)	0.11	Cum SA (1000 m2)	0.82	7.52	0.85

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 4 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	1367.88	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	2.24	Wt. n-Val.	0.030	0.035	0.030
W.S. Elev (m)	1365.64	Reach Len. (m)	26.50	20.00	16.01
Crit W.S. (m)	1365.64	Flow Area (m2)	22.67	166.81	8.65
E.G. Slope (m/m)	0.006534	Area (m2)	22.67	166.81	8.65
Q Total (m3/s)	1280.00	Flow (m3/s)	106.29	1142.96	30.75
Top Width (m)	44.00	Top Width (m)	8.00	32.00	4.00
Vel Total (m/s)	6.46	Avg. Vel. (m/s)	4.69	6.85	3.55
Max Chl Dpth (m)	5.84	Hydr. Depth (m)	2.83	5.21	2.16
Conv. Total (m3/s)	15834.8	Conv. (m3/s)	1314.9	14139.5	380.4
Length Wtd. (m)	20.19	Wetted Per. (m)	9.88	32.64	5.71
Min Ch EI (m)	1359.80	Shear (N/m2)	147.09	327.43	97.05
Alpha	1.06	Stream Power (N/m s)	689.70	2243.48	344.86
Frctn Loss (m)	0.14	Cum Volume (1000 m3)	0.95	31.01	2.26
C & E Loss (m)	0.04	Cum SA (1000 m2)	0.62	6.84	0.77

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 3 Profile: PF 1

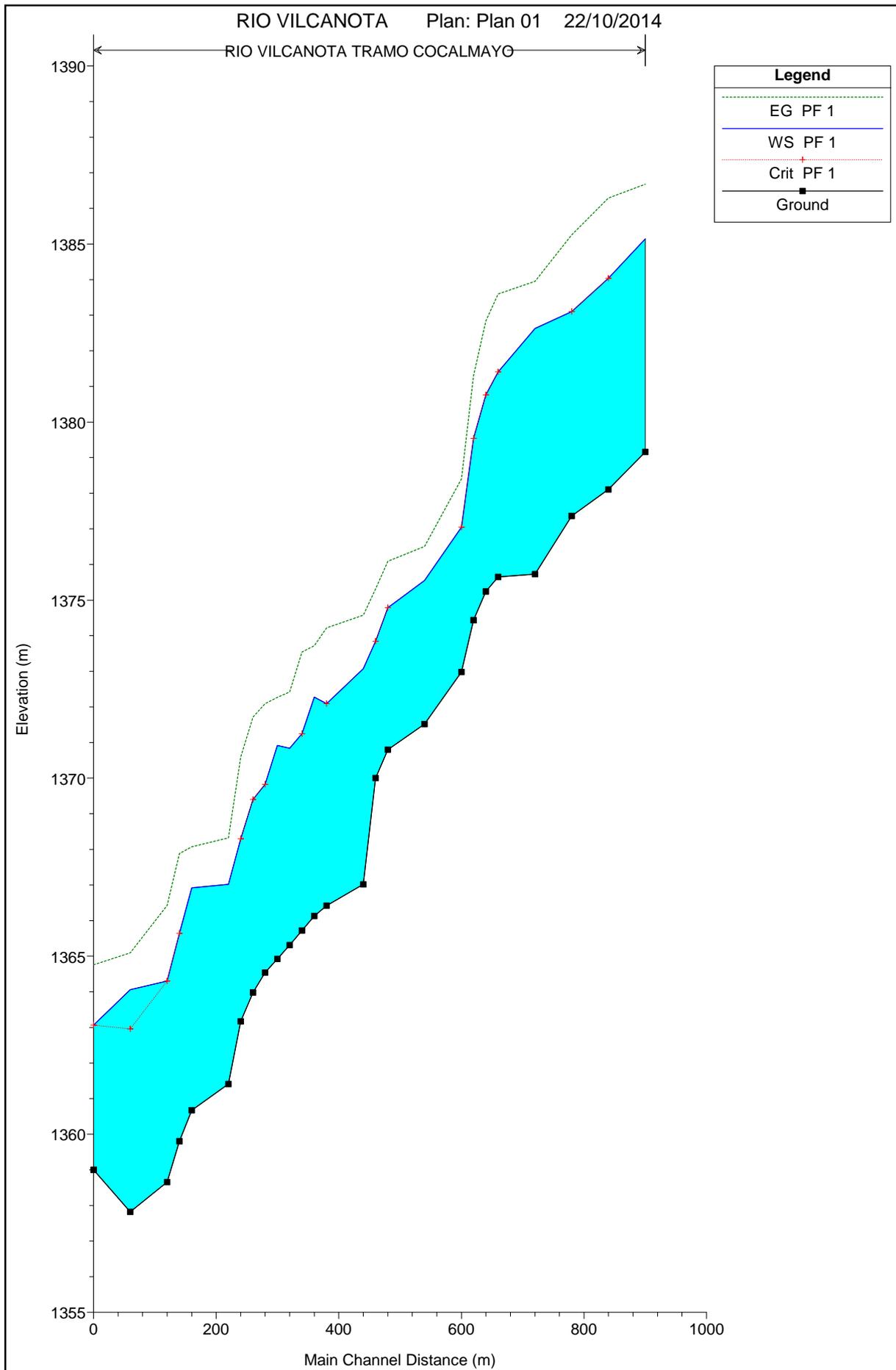
E.G. Elev (m)	1366.42	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	2.12	Wt. n-Val.	0.030	0.035	0.030
W.S. Elev (m)	1364.30	Reach Len. (m)	68.79	60.00	60.12
Crit W.S. (m)	1364.30	Flow Area (m2)	4.96	186.21	11.28
E.G. Slope (m/m)	0.006918	Area (m2)	4.96	186.21	11.28
Q Total (m3/s)	1280.00	Flow (m3/s)	14.20	1220.36	45.44
Top Width (m)	48.00	Top Width (m)	4.00	40.00	4.00
Vel Total (m/s)	6.32	Avg. Vel. (m/s)	2.86	6.55	4.03
Max Chl Dpth (m)	5.64	Hydr. Depth (m)	1.24	4.66	2.82
Conv. Total (m3/s)	15389.7	Conv. (m3/s)	170.7	14672.6	546.3
Length Wtd. (m)	60.08	Wetted Per. (m)	4.72	40.66	6.43
Min Ch EI (m)	1358.66	Shear (N/m2)	71.24	310.71	118.88
Alpha	1.04	Stream Power (N/m s)	204.07	2036.31	479.08
Frctn Loss (m)	0.27	Cum Volume (1000 m3)	0.58	27.48	2.10
C & E Loss (m)	0.33	Cum SA (1000 m2)	0.46	6.12	0.71

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 2 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	1365.10	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.04	Wt. n-Val.	0.030	0.035	0.030
W.S. Elev (m)	1364.06	Reach Len. (m)	63.72	60.00	57.63
Crit W.S. (m)	1362.96	Flow Area (m2)	4.40	260.16	24.26
E.G. Slope (m/m)	0.003075	Area (m2)	4.40	260.16	24.26
Q Total (m3/s)	1280.00	Flow (m3/s)	8.27	1195.18	76.55
Top Width (m)	63.42	Top Width (m)	3.42	52.00	8.00
Vel Total (m/s)	4.43	Avg. Vel. (m/s)	1.88	4.59	3.16
Max Chl Dpth (m)	6.24	Hydr. Depth (m)	1.29	5.00	3.03
Conv. Total (m3/s)	23084.2	Conv. (m3/s)	149.2	21554.6	1380.5
Length Wtd. (m)	59.91	Wetted Per. (m)	4.28	52.69	10.87
Min Ch EI (m)	1357.82	Shear (N/m2)	30.98	148.88	67.26
Alpha	1.03	Stream Power (N/m s)	58.31	683.97	212.26
Frctn Loss (m)	0.28	Cum Volume (1000 m3)	0.26	14.09	1.03
C & E Loss (m)	0.07	Cum SA (1000 m2)	0.20	3.36	0.35

Plan: Plan 01 RIO VILCANOTA TRAMO COCALMAYO RS: 1 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	1364.76	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.69	Wt. n-Val.	0.030	0.035	0.030
W.S. Elev (m)	1363.07	Reach Len. (m)			
Crit W.S. (m)	1363.07	Flow Area (m2)	3.77	209.54	11.49
E.G. Slope (m/m)	0.007878	Area (m2)	3.77	209.54	11.49
Q Total (m3/s)	1280.00	Flow (m3/s)	10.89	1221.20	47.91
Top Width (m)	66.93	Top Width (m)	2.93	60.00	4.00
Vel Total (m/s)	5.69	Avg. Vel. (m/s)	2.89	5.83	4.17
Max Chl Dpth (m)	4.07	Hydr. Depth (m)	1.28	3.49	2.87
Conv. Total (m3/s)	14421.4	Conv. (m3/s)	122.7	13758.9	539.8
Length Wtd. (m)		Wetted Per. (m)	3.90	60.15	6.87
Min Ch El (m)	1359.00	Shear (N/m2)	74.63	269.14	129.25
Alpha	1.02	Stream Power (N/m s)	215.78	1568.55	538.94
Frctn Loss (m)		Cum Volume (1000 m3)			
C & E Loss (m)		Cum SA (1000 m2)			



ANEXO B: HIDROLOGIA

CAUDALES MAXIMOS MENSUALES DEL RIO VILCANOTA

FUENTE: *Estudio de Naturalización de la Información Hidrológica del Río Vilcanota, EGEMSA, 01/05/2004*

ANEXO B-1

Pucará Hydrology and Mean														CAUDAL MEDIO MENSUAL	
Hydrology and Mean														CAUDAL MEDIO MENSUAL	
Plant Energy Generation - Attachment 1.6 (Page 1/1)														CAUDAL MEDIO MENSUAL	
Flows Vilcanota River at Km 105 (m3/s), 1965 - 2003														CAUDAL MEDIO MENSUAL	
Año	enero	febrero	marzo	abril	mayo	junio	julio	agosto	septiembre	octubre	noviembre	diciembre	anual	Max Medio Mensual	
1965	109.0	236.6	281.5	155.1	64.7	38.4	31.9	26.3	31.7	36.1	45.8	161.2	100.8	281.5	
1966	177.3	264.4	231.6	78.5	57.6	33.9	28.2	26.3	29.0	52.4	80.2	144.1	99.4	264.4	
1967	103.8	155.3	322.1	128.8	57.2	39.4	32.0	27.0	27.5	51.3	45.8	142.1	94.2	322.1	
1968	163.3	375.7	306.1	145.3	56.7	37.9	35.0	28.5	26.0	32.8	79.7	107.4	114.6	375.7	
1969	178.1	256.8	212.9	152.8	59.6	38.2	30.8	25.3	24.5	34.5	43.6	86.9	94.4	256.8	
1970	207.2	208.0	244.4	188.9	80.9	47.6	36.0	32.0	33.0	37.7	45.4	145.9	108.4	244.4	
1971	234.9	400.7	266.6	137.4	66.4	45.9	37.0	32.9	30.8	36.3	37.1	90.5	116.3	400.7	
1972	258.2	209.9	222.9	155.4	63.1	40.0	35.0	31.2	31.3	34.7	49.1	122.5	104.0	258.2	
1973	290.0	344.4	344.1	240.9	105.2	52.7	40.7	35.1	34.3	39.2	55.7	89.1	138.1	344.4	
1974	273.1	470.4	383.8	174.5	67.4	46.5	34.9	36.3	33.5	35.4	41.4	63.4	136.4	470.4	
1975	124.3	322.3	290.7	130.4	70.8	41.2	32.0	29.0	28.1	34.2	40.2	118.4	103.8	322.3	
1976	300.4	289.7	263.2	132.0	60.0	41.8	33.7	28.9	39.1	36.7	38.2	53.3	108.8	300.4	
1977	125.8	175.7	261.7	122.2	46.4	32.1	29.1	26.9	26.3	32.1	70.2	77.7	85.0	261.7	
1978	293.3	301.4	258.2	154.5	66.1	39.9	30.8	26.4	25.2	27.4	48.3	159.2	118.3	301.4	
1979	294.0	262.7	230.3	162.0	65.5	38.7	31.1	31.0	35.3	38.0	69.8	117.8	113.9	294.0	
1980	186.7	243.0	240.4	157.8	66.5	45.5	36.2	32.7	31.3	48.7	64.2	91.4	102.9	243.0	
1981	302.6	328.3	337.3	221.6	97.7	55.4	41.9	38.5	35.5	72.0	132.9	190.0	153.5	337.3	
1982	469.9	302.4	357.5	212.2	88.6	55.9	41.6	34.4	34.3	47.3	163.3	187.6	165.7	469.9	
1983	200.7	195.2	157.0	95.8	53.3	35.7	31.1	28.6	30.6	34.5	43.3	57.0	79.6	200.7	
1984	253.9	378.3	306.8	231.1	93.6	50.7	35.3	31.6	27.6	58.2	138.8	201.4	149.2	378.3	
1985	269.6	269.1	259.3	198.1	105.0	62.9	36.0	29.3	34.8	36.0	120.2	153.6	130.3	269.6	
1986	248.1	278.5	399.3	216.5	111.1	52.1	37.6	31.6	32.9	34.6	48.3	71.0	129.4	399.3	
1987	304.7	236.4	128.8	80.0	45.1	33.2	32.8	27.0	27.6	37.7	82.0	157.3	98.7	304.7	
1988	258.5	238.1	265.6	290.1	102.8	47.5	34.3	29.1	28.3	31.2	36.4	60.1	117.7	290.1	
1989	184.9	278.1	301.1	184.1	77.8	47.3	32.8	28.2	26.3	30.6	37.1	56.5	106.0	301.1	
1990	222.6	160.9	132.7	85.0	49.4	44.6	37.2	30.0	25.9	38.7	127.0	142.0	91.0	222.6	
1991	169.9	182.8	203.7	130.6	53.8	40.7	34.6	31.5	30.9	36.2	48.9	73.2	85.9	203.7	
1992	202.0	163.5	168.1	69.1	42.6	37.0	35.6	35.9	35.4	39.9	66.8	66.3	79.8	202.0	
1993	200.7	220.6	218.6	133.1	64.9	40.4	33.8	35.5	35.2	42.2	108.6	206.0	111.1	220.6	

CAUDALES MAXIMOS MENSUALES DEL RIO VILCANOTA

FUENTE: *Estudio de Naturalización de la Información Hidrológica del Río Vilcanota, EGEMSA, 01/05/2004*

ANEXO B-1

Pucará Hydrology and Mean														CAUDAL MEDIO MENSUAL	
Hydrology and Mean														CAUDAL MEDIO MENSUAL	
Plant Energy Generation - Attachment 1.6 (Page 1/1)														CAUDAL MEDIO MENSUAL	
Monthly Flows Vilcanota River at Km 105 (m3/s), 1965 - 2003														CAUDAL MEDIO MENSUAL	
Año	enero	febrero	marzo	abril	mayo	junio	julio	agosto	septiemb	octubre	noviembr	diciembre	anual	Max Medio Mensual	
1994	272.0	385.6	316.3	209.4	106.6	52.1	38.9	32.9	30.9	36.5	49.6	117.3	135.9	385.6	
1995	201.8	113.0	295.8	146.9	53.8	38.5	33.5	30.4	30.5	33.4	49.7	67.8	91.3	295.8	
1996	164.2	253.8	190.8	148.4	61.8	38.4	31.4	31.3	29.7	33.6	48.2	116.1	94.7	253.8	
1997	225.6	366.0	419.1	154.9	74.0	50.6	33.3	26.5	26.0	39.3	84.3	113.8	133.2	419.1	
1998	166.4	234.8	200.1	105.3	49.9	38.3	33.0	31.9	32.0	43.4	47.6	85.0	88.2	234.8	
1999	142.0	257.7	298.7	181.1	85.8	41.7	31.8	29.3	31.4	37.2	41.9	101.7	105.8	298.7	
2000	215.3	350.2	316.5	98.6	51.0	40.3	32.9	31.0	28.5	43.3	34.8	61.5	107.3	350.2	
2001	324.9	302.6	376.2	167.9	77.8	51.9	45.0	37.7	34.4	41.4	68.7	96.7	134.7	376.2	
2002	188.1	360.0	351.3	202.5	91.8	46.0	59.0	40.6	34.6	53.1	88.3	157.3	138.1	360.0	
2003	275.0	355.3	378.9	272.7	87.3	72.0	58.0	47.8	35.3	37.1	46.6	89.5	145.0	378.9	

CAUDALES MAXIMOS MENSUALES DEL RIO VILCANOTA

FUENTE: *Estudio Hidrológico para la C.H. Pucara Cuzco, Perú, Farías Marina, 2010*

ANEXO B-2

Pucará Hydropower Plant Hydrology and Energy Generation - Attachment 1.6 (Page 1/1) Mean Monthly Flows Vilcanota River at Km 105 (m3/s), 2004 - 2005														CAUDAL MEDIO MENSUAL	
Año	enero	febrero	marzo	abril	mayo	junio	julio	agosto	septiembre	octubre	noviembre	diciembre	anual	Max Medio Mensual	
2004	281.5	298.8	182.5	140.9	88.7	64.6	62.3	39.2	63.3	75.4	93.4	122.7	125.1	298.8	
2005	155.3	344.9	253.0	164.2	62.7	48.5	38.5	29.2	23.5	48.7	82.7	113.8	112.2	344.9	

CAUDAL ANUAL DISCURRIDO POR EL RIO VILCANOTA

FUENTE: *EGEMSA Empresa de Generacion electrica Machupicchu*
 PUBLICADA EN: *PAG WEB SIAL URUBAMBA*
http://siar.regioncusco.gov.pe/sial_urubamba/index.php?accion=verListElementos&idTipoElemento=37

ANEXO B-3

CENTRO DE AFOROS KM. 105

AÑO 2006				
Mes	Caudal Mínimo	Caudal Promedio	Caudal Máximo	Caudal Promedio 2005
ENERO	141.50	311.96	684.00	153.47
FEBRERO	195.50	285.72	596.00	293.70
MARZO	134.00	239.65	389.00	257.31
ABRIL	105.00	235.00	491.00	171.91
MAYO	50.50	71.04	110.50	59.27
JUNIO	34.50	41.19	58.50	39.34
JULIO	31.69	33.92	36.50	37.73
AGOSTO	32.50	35.29	40.00	36.92
SEPTIEMBRE	30.50	35.08	38.45	38.72
OCTUBRE	32.90	43.60	76.00	57.51
NOVIEMBRE	58.50	82.46	157.00	65.28
DICIEMBRE	77.00	166.08	283.00	94.90

Anual	30.50	131.75	684.00	293.70
--------------	--------------	---------------	---------------	---------------

AÑO 2008				
Mes	Caudal Mínimo	Caudal Promedio 2008	Caudal Máximo	Caudal Promedio 2007
ENERO	67.95	236.32	528.78	238.42
FEBRERO	128.67	223.41	386.23	246.04
MARZO	96.03	250.77	393.38	347.36
ABRIL	60.98	85.26	151.90	219.79
MAYO	38.89	48.59	60.98	79.31
JUNIO	32.31	33.72	41.67	37.95
JULIO	32.31	33.72	36.09	37.95
AGOSTO	32.31	33.69	36.09	35.34
SEPTIEMBRE	32.31	34.40	37.96	35.29
OCTUBRE	34.21	41.59	57.92	40.72
NOVIEMBRE	36.09	48.74	71.87	47.55
DICIEMBRE	60.48	136.68	371.97	92.32

Anual	32.31	100.57	528.78	347.36
--------------	--------------	---------------	---------------	---------------

AÑO 2007				
Mes	Caudal Mínimo	Caudal Promedio	Caudal Máximo	Caudal Promedio 2006
ENERO	151.00	238.42	347.00	311.96
FEBRERO	161.00	246.04	389.00	285.72
MARZO	200.00	347.36	542.00	239.65
ABRIL	117.50	219.73	377.00	235.00
MAYO	52.00	79.31	124.50	71.04
JUNIO	41.00	45.30	53.50	45.10
JULIO	33.88	37.95	43.00	33.92
AGOSTO	30.51	35.34	37.41	35.58
SEPTIEMBRE	33.39	35.83	39.77	32.06
OCTUBRE	33.63	40.72	50.11	43.93
NOVIEMBRE	33.14	47.89	67.00	82.46
DICIEMBRE	42.85	92.70	208.54	166.08

Anual	30.51	122.22	542.00	311.96
--------------	--------------	---------------	---------------	---------------

AÑO 2009				
Mes	Caudal Mínimo	Caudal Promedio 2009	Caudal Máximo	Caudal Promedio 2008
ENERO	112.35	206.72	360.10	237.22
FEBRERO	117.10	213.19	367.22	220.83
MARZO	125.29	198.01	327.00	250.77
ABRIL	65.21	108.26	40.74	85.26
MAYO	41.67	52.07	66.85	48.40
JUNIO	34.21	37.58	40.74	37.30
JULIO	32.12	34.75	42.59	33.72
AGOSTO	32.31	33.17	34.31	33.69
SEPTIEMBRE	33.16	34.71	37.96	34.40
OCTUBRE	33.27	36.12	42.59	41.59
NOVIEMBRE	31.35	84.40	241.41	48.74
DICIEMBRE	82.24	180.00	308.19	134.54

Anual	31.35	101.58	367.22	250.77
--------------	--------------	---------------	---------------	---------------

CAUDAL ANUAL DISCURRIDO POR EL RIO VILCANOTA

FUENTE: *EGEMSA Empresa de Generacion electrica Machupicchu*
 PUBLICADA EN: *PAG WEB SIAL URUBAMBA*
http://siar.regioncusco.gov.pe/sial_urubamba/index.php?action=verListElementos&idTipoElemento=37

ANEXO B-3

CENTRO DE AFOROS KM. 105

AÑO 2010				
Mes	Caudal Mínimo	Caudal Promedio 2010	Caudal Máximo	Caudal Promedio 2009
ENERO	175.15	421.44	1100.00	206.72
FEBRERO	206.88	313.30	477.21	213.19
MARZO	195.68	308.73	500.17	198.01
ABRIL	146.35	191.01	287.18	108.26
MAYO	54.93	84.41	155.66	52.07
JUNIO	44.45	49.30	59.93	37.58
JULIO	33.27	41.70	50.76	34.75
AGOSTO	33.27	34.84	37.96	34.77
SEPTIEMBRE	30.32	38.41	49.68	34.71
OCTUBRE	34.21	44.75	54.69	36.12
NOVIEMBRE	37.20	44.22	62.02	85.66
DICIEMBRE	40.73	117.46	482.76	177.35

Anual	30.32	140.80	1100.00	213.19
-------	-------	--------	---------	--------

AÑO 2011				
Mes	Caudal Mínimo	Caudal Promedio 2011	Caudal Máximo	Caudal Promedio 2010
ENERO	103.23	186.30	374.34	421.70
FEBRERO	230.25	386.78	617.76	313.30
MARZO	303.51	425.94	620.66	308.73
ABRIL	139.12	280.09	441.30	191.01
MAYO	81.45	100.29	137.54	84.41
JUNIO	40.74	48.14	60.98	49.30
JULIO	35.16	45.80	62.08	41.70
AGOSTO	34.71	36.65	38.98	34.84
SEPTIEMBRE	32.82	43.02	69.68	38.41
OCTUBRE	35.86	48.29	71.12	44.75
NOVIEMBRE	38.36	52.98	86.57	44.22
DICIEMBRE	41.09	115.00	283.16	113.96

Anual	32.82	147.44	620.66	421.70
-------	-------	--------	--------	--------

AÑO 2012				
Mes	Caudal Mínimo	Caudal Promedio 2012	Caudal Máximo	Caudal Promedio 2011
ENERO	125.02	218.66	366.32	186.30
FEBRERO	187.86	425.93	697.47	386.78
MARZO	171.32	306.95	490.92	425.94
ABRIL	131.57	170.50	214.68	84.41
MAYO	65.47	84.23	129.92	84.41
JUNIO	38.36	49.95	68.25	48.22
JULIO	31.92	35.09	38.36	45.80
AGOSTO	31.43	33.38	35.99	36.65
SEPTIEMBRE	31.73	35.05	45.36	43.02
OCTUBRE	33.78	37.54	43.66	48.29
NOVIEMBRE	33.24	51.02	90.96	52.98
DICIEMBRE	36.66	172.50	390.99	114.68

Anual	31.43	135.07	697.47	425.94
-------	-------	--------	--------	--------

CAUDAL ANUAL DISCURRIDO POR EL RIO VILCANOTA													ANEXO B-3
FUENTE: <i>EGEMSA Empresa de Generacion electrica Machupicchu</i> PUBLICADA EN: <i>PAG WEB SIAL URUBAMBA</i> http://siar.regioncusco.gob.pe/sial_urubamba/index.php?accion=verListElementos&idTipoElemento=37													
CENTRO DE AFOROS KM. 105													

CAUDALES MAXIMOS MENSUALES DIARIOS

AÑO	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Q mmd
2006	684.00	596.00	389.00	491.00	110.50	58.50	36.50	40.00	38.45	76.00	157.00	283.00	684.00
2007	347.00	389.00	542.00	377.00	124.50	53.50	43.00	37.41	39.77	50.11	67.00	208.54	542.00
2008	528.78	386.23	393.38	151.90	60.98	41.67	36.09	36.09	37.96	57.92	71.87	371.97	528.78
2009	360.10	367.22	327.00	40.74	66.85	40.74	42.59	34.31	37.96	42.59	241.41	308.19	367.22
2010	1100.00	477.21	500.17	287.18	155.66	59.93	50.76	37.96	49.68	54.69	62.02	482.76	1100.00
2011	374.34	617.76	620.66	441.30	137.54	60.98	62.08	38.98	69.68	71.12	86.57	283.16	620.66
2012	366.32	697.47	490.92	214.68	129.92	68.25	38.36	35.99	45.36	43.66	90.96	390.99	697.47

ANEXO C: PLANOS

RELACION DE PLANOS

Plano 01: Plano Topográfico.

Plano 02: Planteamiento – Defensa Ribereña.

Plano 03: Perfil longitudinal del Rio – tramo de estudio.

Plano 04: Secciones Rio Urubamba.

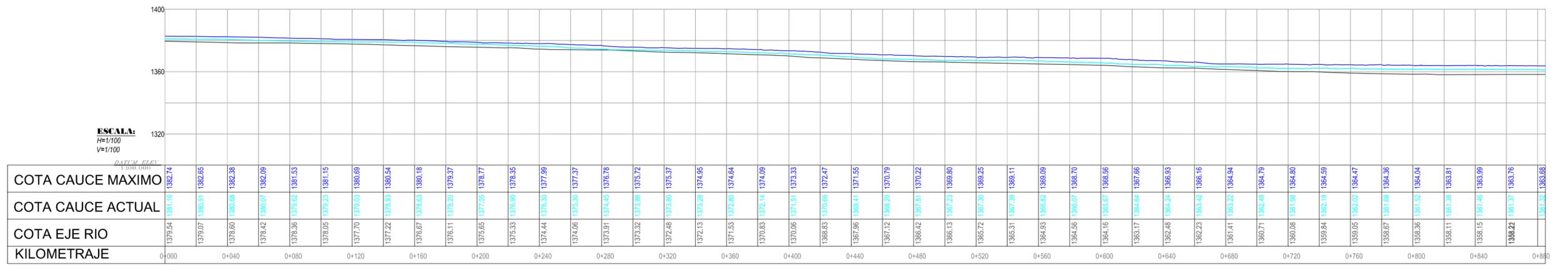
Plano 05: Detalle de diseño de Defensa Ribereña.



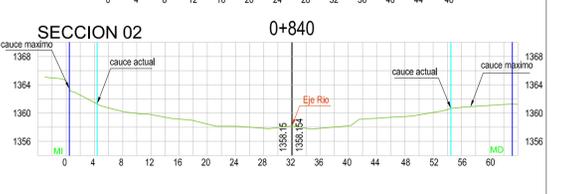
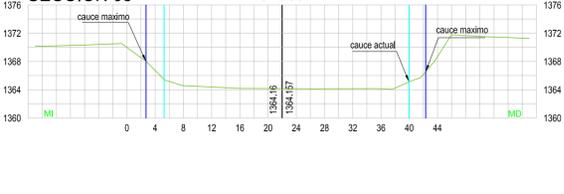
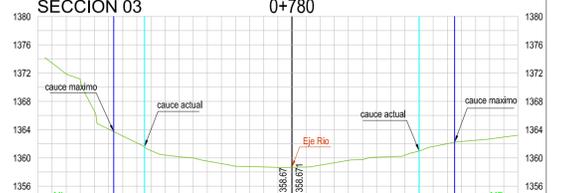
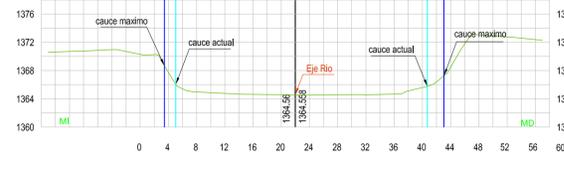
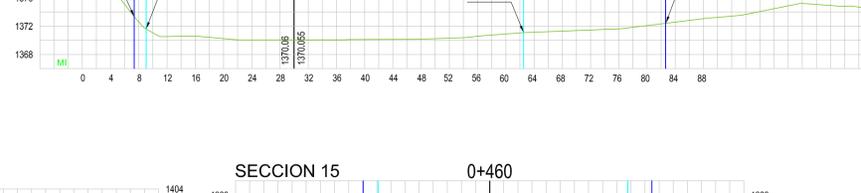
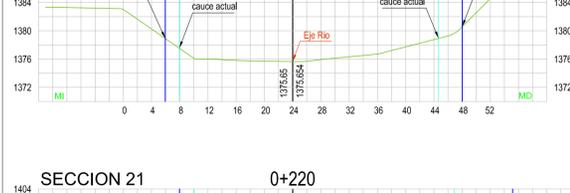
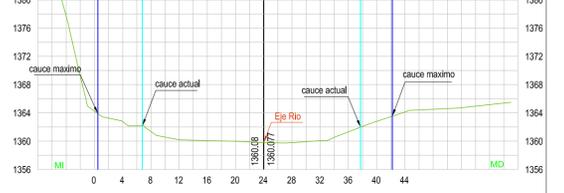
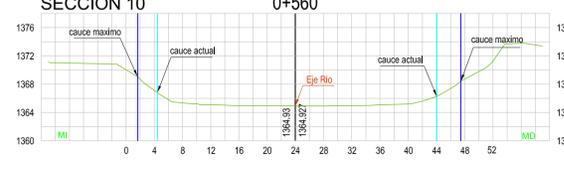
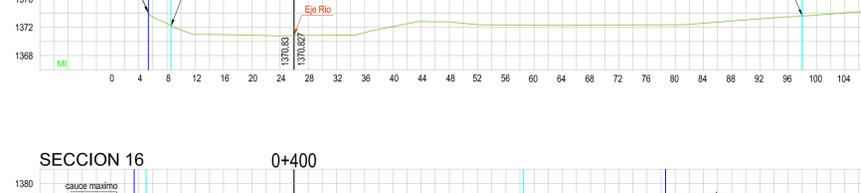
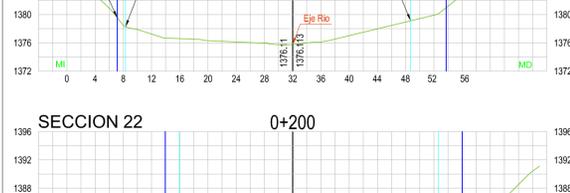
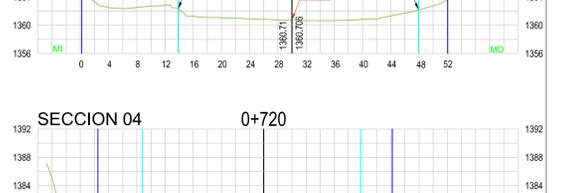
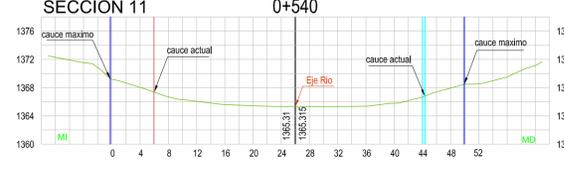
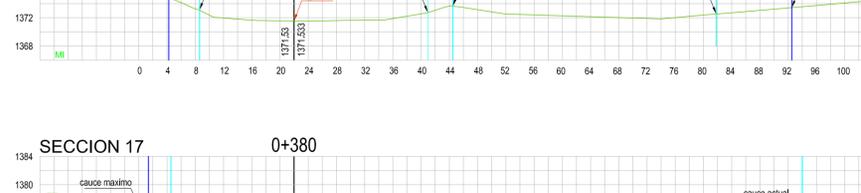
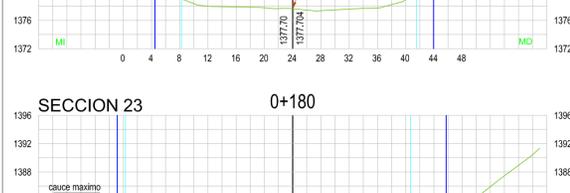
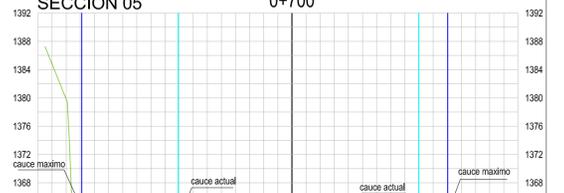
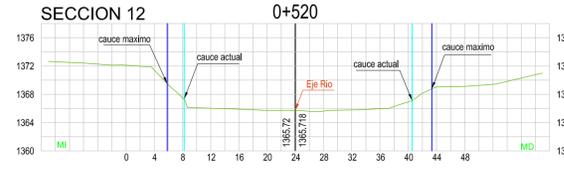
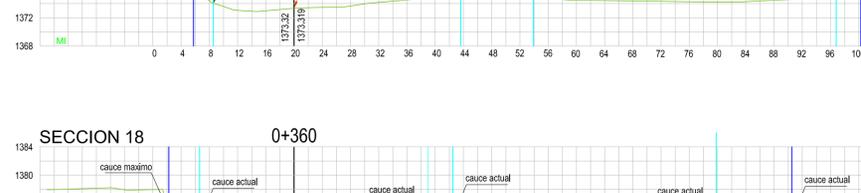
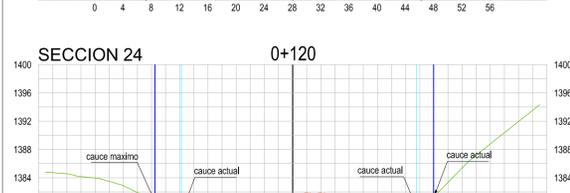
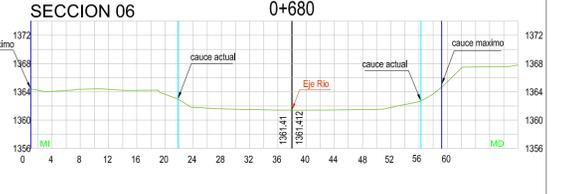
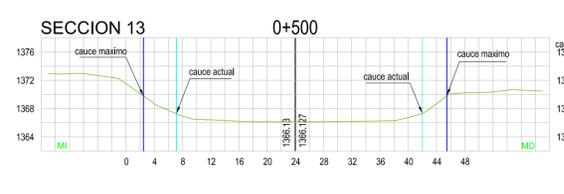
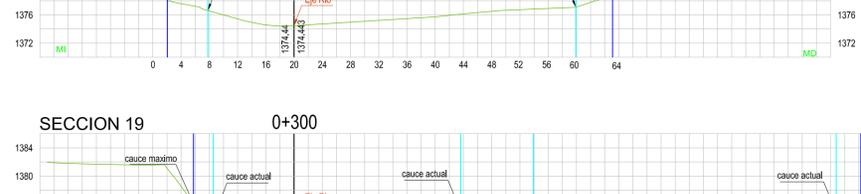
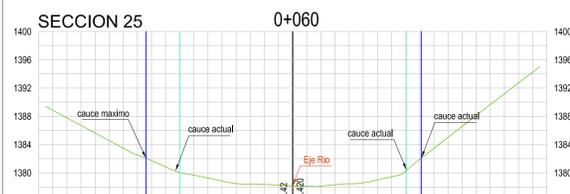
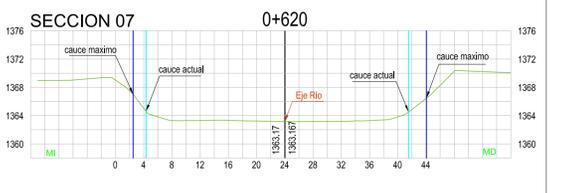
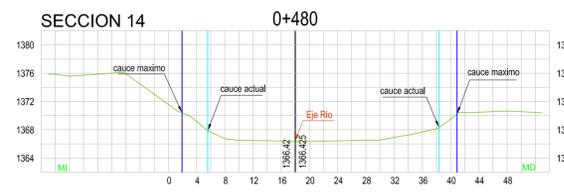
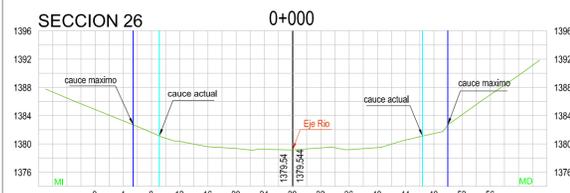
LEYENDA	
GRAFICO	DESCRIPCION
	Cauce maximo
	Cauce actual
	Trocha Carrozable
	Roca fija
	Secciones
	Enrocamiento, gradacion de 0.17m a 1.78m de diametro
	Gabion tipo colchoneta de ancho 10m x 0.30 de altura
	Concreto ciclopeo 1:10+30% PG
	Cable de acero inoxidable Ø=7/32" @ 2m

UNIVERSIDAD DE PIURA FACULTAD DE INGENIERIA		ESCALA: 1/250
DISEÑO DE LA DEFENSA RIBERENA PARA EL BALNEARIO TURISTICO COCALMAYO, UBICADO EN LA MARGEN DQUEHERBA DEL RIO URUBAMBA	PLANTEAMIENTO - DEFENSA RIBERENA	PLANO N°: 2
MARCIA ZEVALLOS LOAIZA		

PERFIL LONGITUDINAL DE CAUCE MAXIMO, CAUCE ACTUAL Y EJE DE RIO

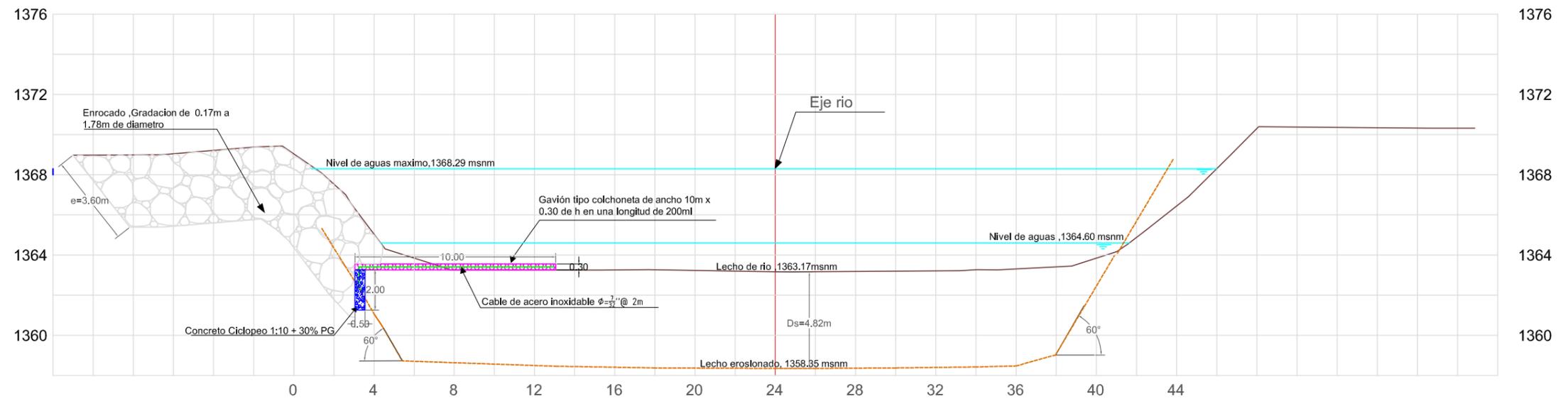


	FECHA	NOMBRE	UNIVERSIDAD DE PIURA FACULTAD DE INGENIERIA
DIBUJADO	16/03/15	MARCIA ZEVALLOS LOAIZA	
REVISADO			
DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA PARA EL BALNEARIO TURISTICO COCALMAYO, UBICADO EN LA MARGEN IZQUIERDA DEL RIO URUBAMBA			ESCALA: 1/2000
MARCIA ZEVALLOS LOAIZA			PLANON: 3



FECHA:	NOMBRE:	UNIVERSIDAD DE PIURA FACULTAD DE INGENIERIA	Escala: 1/500
DISEÑADO:	REVISADO:		
MARCIA ZEVALLOS LOAYZA	MARCIA ZEVALLOS LOAYZA		
DISEÑO DE LA DEFENSA RIBERERA PARA EL BALNEARIO TURISTICO COCALMAYO, UBICADO EN LA MARGEN IZQUIERDA DEL RIO URUBAMBA		SECCIONES - RIO URUBAMBA	Planos: 4

SECCION 07 DEL RIO URUBAMBA
KM 0+620



FECHA	NOMBRE	<p style="text-align: center;">UNIVERSIDAD DE PIURA FACULTAD DE INGENIERIA</p>			
DIBUJADO	16/03/15			MARCIA ZEVALLOS	LOAIZA
REVISADO					
<p style="text-align: center;">DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA PARA EL BALNEARIO TURISTICO COCALMAYO, UBICADO EN LA MARGEN IZQUIERDA DEL RIO URUBAMBA</p>		<p style="text-align: center;">DETALLE DE DISEÑO DEFENSA RIBEREÑA</p>			
<p style="text-align: center;">MARCIA ZEVALLOS LOAIZA</p>		<p style="text-align: center;">ESCALA: 1/250</p> <p style="text-align: center;">PLANO N°: 5</p>			