

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

Gestión de la Calidad y Auditoría Ambiental

Ciclo Optativo de Especialización y Profesionalización



“DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA UTILIZANDO GEOCELDA EN
LA CARRETERA VILLA RICA - DESVÍO ISCOZACÍN
(KM. 31.8 – KM. 31.98), OXAPAMPA - PASCO”

Trabajo de Titulación para Optar el Título Profesional de:

Ingeniero Agrícola

Lizardo Andrés Arias Vilca

Alex Omar Muñoz Castillo

Lima – Perú

2015

Dedicatoria

Dedico este trabajo principalmente a Dios, por haberme dado la vida y permitirme el haber llegado hasta este momento tan importante de mi formación profesional. A mis padres, tíos y abuelos por haber sido pilares importantes en mi vida y haberme demostrado su apoyo incondicional.

A mis amigos y en especial a Alex, con el que compartí la elaboración de este trabajo.

A los Ingenieros Armando, Dino y Próspero por toda la colaboración brindada durante mi formación laboral y para la realización de este trabajo de titulación.

Lizardo Andrés Arias Vilca

A Dios, por darme la vida, salud y fuerza necesaria para no rendirme y lograr mis objetivos.

A mis padres, por su apoyo incondicional en todo momento, por su motivación y por inculcarme que el estudio es la base para todo progreso.

A mis hermanos, Karina y Víctor Hugo, los quiero mucho.

A Andrés, con quien compartí la elaboración de este trabajo de titulación y a todos aquellos que en el camino me ayudaron a concretarlo.

Alex Omar Muñoz Castillo

I. ÍNDICE GENERAL

I. ÍNDICE GENERAL	I
1.1 Índice de Tablas	IV
1.2 Índice de Figuras.....	VI
1.3 Índice de Anexos	IX
II. RESUMEN	1
III. INTRODUCCIÓN.....	2
3.1 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	4
3.2 OBJETIVO PRINCIPAL.....	5
3.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5
IV. REVISIÓN DE LITERATURA	6
4.1 UBICACIÓN	6
4.1.2 Hidrografía.....	9
4.2 CLIMA.....	10
4.3 VEGETACIÓN.....	10
4.3.1 Pastizales	10
4.3.2 Bosques secundarios o purmas	10
4.3.3 Terrenos de cultivo	11
4.4 ANÁLISIS HIDROLÓGICO	11
4.4.1 Información cartográfica	11
4.4.2 Información Pluviométrica.....	11
4.4.3 Análisis de Frecuencia.....	14
4.4.4 Prueba de Bondad de Ajuste.....	18
4.4.5 Tiempo de Concentración (Tc).....	20
4.4.6 Tiempo de retorno	23
4.4.7 Estimación de Caudal	24
4.4.8 Número de Escurrimiento “N”	26
4.5 ANALISIS HIDRÁULICO	28
4.5.1 Modelamiento Hidráulico (Aplicación Modelo HEC-RAS).....	28
4.5.2 Socavación.....	31

4.6	GEOLÓGÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	37
4.6.1	Geología Regional	37
4.6.2	Geología Local	39
4.7	ASPECTOS GEODINÁMICOS.....	40
4.7.1	Geodinámica Interna.....	40
4.7.2	Geodinámica Externa	43
4.7.3	Deslizamiento	43
4.7.4	Derrumbes	45
4.8	EROSIÓN DE RIBERA.	45
4.9	ESTUDIO DE SUELOS	46
4.9.1	Ensayos de Laboratorio de las muestras de suelo.....	46
4.9.2	Canteras y uso de agua	47
4.10	DEFENSA RIBEREÑA	47
4.11	ESTABILIDAD DE LA DEFENSA RIBEREÑA	48
4.11.1	Verificación de la condición de estabilidad.....	48
4.11.2	Equilibrio Límite y Factor de Seguridad	49
4.11.3	Métodos de análisis de Factor de Estabilidad.....	50
4.12	REVESTIMIENTO DE RIBERAS	51
4.12.1	Parámetros para la aplicación de materiales de protección de riberas	52
4.13	SISTEMA DE PROTECCIÓN RIBEREÑA	54
4.13.1	Geoceldas.....	54
V.	MATERIALES Y MÉTODOS.....	68
5.1	LUGAR.....	68
5.1.1	Materiales de escritorio	68
5.1.2	Normas y Reglamentos o Materiales Técnicos	68
5.1.3	Materiales Diversos	69
5.2	METODOLOGÍA	69
5.2.1	Fase de campo:	69
5.2.2	Fase de Gabinete.....	71
VI.	RESULTADOS Y DISCUSION	86
6.1	RESULTADOS DEL PROCESAMIENTO DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS Y CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO.	86
6.1.1	Del análisis cartográfico y exploratorio de la información	86

6.2	RESULTADOS DEL ANÁLISIS HIDRÁULICO Y CÁLCULO DE SOCAVACIÓN	90
6.2.1	Del Modelamiento Hidráulico	90
6.2.2	Del Cálculo de la Socavación.....	90
6.3	RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.....	91
6.3.1	De los métodos de Fellenius, Bishop y de Janbú	91
6.4	RESULTADOS DEL DISEÑO DE GEOCELDAS	91
6.4.1	Dimensiones de Geoceldas.....	91
6.4.2	Calculo de la Fuerza Neta de deslizamiento (NSF).....	93
6.4.3	Zanja de anclaje	94
6.4.4	Cálculo del número de ganchos de anclaje por ancho de panel	95
6.4.5	Cálculo del número de tendones de sujeción por ancho de panel	96
6.4.6	Cálculo de longitud del geotextil.....	97
6.4.7	Cálculo de presupuesto de instalación de geoceldas	97
6.5	COMPARACIÓN DE PRESUPUESTOS ENTRE DEFENSA RIBEREÑA UTILIZANDO GEOCELDAS Y DIQUE ENROCADO.....	98
6.5.1	Presupuesto de defensa ribereña utilizando dique enrocado	98
6.5.2	Presupuesto de defensa ribereña utilizando gaviones.....	99
6.5.3	Cuadro comparativo de costo de defensa ribereña	100
VII.	CONCLUSIONES	101
VIII.	RECOMENDACIONES	104
IX.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	105
X.	ANEXOS	111

1.1 Índice de Tablas

Tabla 1: Coordenadas de ubicación del proyecto	8
Tabla 2: Estaciones Meteorológicas cercanas a la carretera Villa Rica –Desvío Iscozacín	12
Tabla 3: Valores de Kn para la Prueba de Datos Dudosos	13
Tabla 4: Prueba Smirnov - Kolmogorov ($D\alpha$).....	19
Tabla 5: Valores de Rugosidad “n”	21
Tabla 6: Clasificación de suelos para cálculo del número curva “N”	27
Tabla 7: Valor del número de curva N, según uso y tipo de suelo.....	27
Tabla 8: Identificación de los parámetros de la ecuación de la energía	29
Tabla 9: Valores del Coeficiente de Rugosidad de Manning (n)	30
Tabla 10: Coeficiente de Contracción “ μ ”	36
Tabla 11: Valores de "x" para suelos Cohesivos y no Cohesivos	36
Tabla 12: Valores del Coeficiente “ β ”	37
Tabla 13: Grados de Susceptibilidad a Fenómenos de Geodinámica Externa	43
Tabla 14: Ensayos de Laboratorio Estándar	47
Tabla 15: Materiales, herramientas y equipos a utilizar en la instalación de geoceldas	65
Tabla 16: Precipitación Máxima en 24 horas – Estación San Miguel de Bocáz	73
Tabla 17: Periodo de retorno “T” (años)	75
Tabla 18: Cocientes para duraciones de lluvia (horas).....	75
Tabla 19: Descripción del tipo de suelos.....	77
Tabla 20: Parámetros para estabilidad de taludes.....	77
Tabla 21: Resumen de resultados de Ensayos de Laboratorio	78
Tabla 22: Parámetros geomorfológicos de la microcuenca Chunchumas	87
Tabla 23: Precipitación Máxima corregida en 24 horas	88
Tabla 24: Tiempo de concentración	89
Tabla 25: Calculo de caudales bajo el Hidrograma Triangular Unitario.....	89
Tabla 26: Resultado cálculo de socavación	90
Tabla 27: Resultados del cálculo de los Factores de Seguridad	91
Tabla 28: Parámetros necesarios para cálculo de altura de geocelda	91
Tabla 29: Parámetros necesarios para cálculo del largo de panel de Geocelda (LP)	92
Tabla 30: Parámetros necesarios para realizar la ecuación de la fuerza neta de deslizamiento	93
Tabla 31: Parámetros necesarios para calcular las dimensiones de la zanja de anclaje	94

Tabla 32: Parámetros necesarios para calcular el número de ganchos de anclaje por ancho de panel.....	95
Tabla 33: Parámetros necesarios para calcular el número de tendones de sujeción por ancho de panel	96
Tabla 34: Parámetros necesarios para calcular la longitud de geotextil.....	97
Tabla 35: Presupuesto Final	98
Tabla 36: Presupuesto de defensa ribereña con dique	99
Tabla 37: Presupuesto de defesa ribereña con gaviones.....	99
Tabla 38: Comparación de costos entre tipos de defensa ribereña.....	100
Tabla 39: Datos de Precipitación máxima en 24 horas	112
Tabla 40: Prueba de datos dudosos de precipitaciones corregidas	112
Tabla 41: Determinación de datos dudosos	113
Tabla 42: Prueba de bondad de ajuste para la distribución Pearson tipo III	114
Tabla 43: Prueba de bondad de ajuste para la distribución Log Pearson tipo III	115
Tabla 44: Prueba de bondad de ajuste para la distribución Gumbel	116
Tabla 45: Distribución de probabilidades pluviométricas mediante Gumbel	117
Tabla 46: Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias.....	117
Tabla 47: Intensidades de lluvia a partir de precipitación máxima.	118
Tabla 48: Regresión para tiempo de retorno de 140 años	119
Tabla 49: Regresión para tiempo de retorno de 500 años	120
Tabla 50: Resumen de aplicación de regresión potencial.....	121
Tabla 51: Tabla de Intensidades – Tiempo de duración.....	122
Tabla 52; Método del Hidrograma Unitario Triangular	123
Tabla 53: Cálculo de parámetros para de socavación.....	130
Tabla 54: Profundidad de socavación respecto al cauce	130
Tabla 55: Especificaciones Técnicas de geoceldas	138
Tabla 56: Ángulo de fricción interna de diferentes materias	139
Tabla 57: Especificaciones Técnicas de geotextil	140
Tabla 58: Presupuesto Final de Instalación de geoceldas.....	141

1.2 Índice de Figuras

Figura 1: Mapa de ubicación del proyecto	7
Figura 2: Mapa de accesibilidad a la zona del proyecto.....	8
Figura 3: Mapa de la Cuenca Pachitea	9
Figura 4: Representación del balance de energía	29
Figura 5: Representación del proceso de socavación en una sección transversal	32
Figura 6: Diferencias entre escala Richter y escala Mercalli	42
Figura 7: Mapa de la zona de sismicidad del Perú	42
Figura 8: Proceso de deterioro de los macizos rocosos	44
Figura 9: Sistema de confinamiento celular “Geocelda”	55
Figura 10: Altura de geocelda rellena de concreto según velocidades de flujo de agua.	57
Figura 11: Preparación de talud.....	58
Figura 12: Colocación de geotextil sobre talud a proteger	59
Figura 13: Fijación de borde con ganchos.....	59
Figura 14: Colocación de la sección de geocelda.....	60
Figura 15: Métodos de colocación de ganchos.....	60
Figura 16: Engrapado de geoceldas	60
Figura 17: Inserción de tendones en panel de geocelda	61
Figura 18: Inserción de tendones en panel de geocelda	61
Figura 19: Atado de tendones y ganchos de anclaje.....	62
Figura 20: Anclajes internos.....	62
Figura 21: Anclaje de coronación de peso muerto	63
Figura 22: Relleno de geoceldas con concreto	64
Figura 23: Instalación de geoceldas para revegetación de talud, El Blanquillo, Sartimbamba – La Libertad	66
Figura 24: Instalación de geoceldas para revegetación de talud, El Blanquillo, Sartimbamba – La Libertad	66
Figura 25: Instalación de geoceldas rellenas de concreto para protección de talud - Tumbes	66
Figura 26: Instalación de geoceldas rellenas de concreto para protección de talud - Tumbes	66

Figura 27: Instalación de geoceldas rellenas de concreto para protección de cara de presa, Gardneville, nevada - USA.....	67
Figura 28: Instalación de geoceldas rellenas de concreto para protección de cara de presa, Gardneville, nevada - USA.....	67
Figura 29: Instalación de geoceldas rellenas de concreto para protección de cara de presa, Mato Grosso do Sul y Rosana, São Paulo - Brasil	67
Figura 30: Instalación de geoceldas rellenas de concreto para protección de cara de presa, Mato Grosso do Sul y Rosana, São Paulo - Brasil	67
Figura 31: Fotografía del estado de la margen izquierda del río Chunchumas	70
Figura 32: Cruce del río Chunchumas y la carretera Villa Rica – Desvío Iscozacín	70
Figura 33: Fotografía de del estado de la margen derecha del río Chunchumas.....	71
Figura 34: Histograma precipitación máxima 24 horas	73
Figura 35: Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje	74
Figura 36: Gráfica para calcular la altura de geoceldas.....	80
Figura 37: Curvas Intensidad –Duración-Frecuencia de la microcuenca Chunchumas.....	88
Figura 38: Cálculo de altura de geocelda	92
Figura 39: Parámetros morfológicos de la microcuenca Chunchumas	111
Figura 40: Curva de Regresión para tiempo de retorno de 140 años	119
Figura 41: Curva de Regresión para tiempo de retorno de 500 años	120
Figura 42: Curva de regresión Potencial	121
Figura 43: Preparación de la superficie topográfica de trabajo	124
Figura 44: Identificación del eje y márgenes del río Chunchumas	124
Figura 45: Secciones transversales creadas cada 20 metros del río Chunchumas.....	125
Figura 46: Secciones transversales del rio para exportar a HEC-RAS.....	125
Figura 47: Secciones del rio Chunchumas en vista de planta en HEC-RAS.....	126
Figura 48: Sección transversal del río sección 0+460	126
Figura 49: Sección transversal del río sección 0+440	127
Figura 50: Perspectiva en tercera dimensión del río Chunchumas.....	127
Figura 51: Resultado del modelamiento hidráulico de todas las secciones.....	128
Figura 52: Perforación de exploración	129
Figura 53: Elección de una de la sección crítica (0+440) para el análisis de estabilidad..	131
Figura 54: Selección del material y colocación de las fuerzas sobre el talud	131
Figura 55: Análisis de los posibles sectores de falla	132
Figura 56: Factor de Seguridad estático para la sección 0+440 lado izquierdo del río.....	132

Figura 57: Factor de seguridad pseudoestático para la sección 0+440 lado izquierdo.....	133
Figura 58: Elección de una de la sección crítica (0+440) para el análisis de estabilidad..	133
Figura 59: Factor de Seguridad estático para la sección 0+440 lado derecho del río	134
Figura 60: Factor de seguridad pseudoestático para la sección 0+440 lado derecho	134
Figura 61: Resumen de ensayos superficiales de mecánica de suelos	135
Figura 62: Resumen clasificación de materiales que conforman el terreno de estudio.....	136
Figura 63: Resumen de ensayos de mecánica de suelos para agregados de construcción.	137
Figura 64: Vista de la plataforma, talud y río Chunchumas	149
Figura 65: Imagen del talud a defender	149
Figura 66: Imagen panorámica de la margen izquierdo del río Chunchumas	150
Figura 67: Imagen del río Chunchumas	150

1.3 Índice de Anexos

Anexo 1: Obtención de parámetros morfológicos de la microcuenca Chunchumas.....	111
Anexo 2: Cálculos hidrológicos	112
Anexo 3: Cálculo de las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia	117
Anexo 4: Cálculo de Caudales.....	123
Anexo 5: Creación de secciones transversales	124
Anexo 6: Modelamiento hidráulico	126
Anexo 7: Sondeo de exploración para verificar la presencia de niveles freáticos	129
Anexo 8: Calculo de socavación del río	130
Anexo 9: Calculo del Factor de Seguridad.....	131
Anexo 10: Resultados ensayos de Laboratorio de Mecánica de Suelos.....	135
Anexo 11: Especificaciones técnicas de geoceldas	138
Anexo 12: Elección de ángulo de fricción interna para diseño de geoceldas.....	139
Anexo 13: Especificaciones técnicas de geotextil.....	140
Anexo 14: Presupuesto para instalación de geoceldas	141
Anexo 15: Visita de Campo	149

II.RESUMEN

El presente trabajo de titulación tuvo el principal objetivo de elaborar el diseño de una defensa ribereña para una carretera ubicada en la zona tropical del departamento de Pasco, entre el distrito de Villa Rica y el pueblo de Iscozacín perteneciente al distrito de Palcazú, desde el kilómetro 31.80 al kilómetro 31.98, para este fin se propuso el uso de geoceldas rellenas de concreto como una alternativa de solución a los problemas de deslizamientos que ocurren en esta área producto de las fuertes precipitaciones y la topografía de la zona.

Dado que no se obtuvo información de caudales del río Chunchumas el cual intercepta a la carretera, se trabajó con información de precipitaciones máximas en 24 horas, de las cuales se obtuvieron los caudales para la obtención de la socavación y modelamiento hidráulico. El río presentó un variable ascenso de caudales en los meses de precipitaciones máximas desde octubre hasta abril, del cual se analizó los parámetros morfológicos y se constató con una visita de campo la gran movilidad de sedimentos y la acción erosionante del río.

La geología local del lugar está conformada por depósitos aluviales y fluviales, de los cuales se analizaron sus propiedades mecánicas. Luego de analizados esos parámetros se estudió el tipo de fallas existentes en la zona como son los deslizamientos de rotación o traslación, caídas o producto de factores externos como sismicidad, pérdida de vegetación, el clima en general y la intervención antrópica.

Finalmente del análisis de estabilidad del sector más crítico se pudo determinar qué relación de talud es el más adecuado y con los cálculos obtenidos en los modelamientos hidrológico e hidráulico se pudo diseñar el tipo de geoceldas y longitud de anclajes para el desarrollo de una posible estructura de defensa ribereña.

III. INTRODUCCIÓN

Las carreteras son de suma importancia para el desarrollo social y económico del país, la red vial en el Perú está compuesta por más de 78.000 kilómetros de carreteras, organizada en tres grandes grupos: las carreteras longitudinales, las carreteras de penetración y las carreteras de enlace. Hasta el 2005 se consideraba que en promedio, cerca del 60 por ciento de la red vial nacional estaba considerada en estado bueno o regular, sin embargo, se observa que este porcentaje alcanza el 95 por ciento en la Panamericana mientras que es del orden del 25 por ciento en la carretera Longitudinal de la Selva (Plan Intermodal de Transportes del Perú - Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2005). Siendo esta última carretera el lugar donde se encuentra ubicada la vía Villa Rica - Desvío Iscozacín tramo de estudio del presente trabajo de titulación, de ello viene la importancia de realizar trabajos de defensa ribereña para evitar asentamientos, derrumbes y deformación de la plataforma.

Actualmente es una opción viable el uso de geosintéticos, ya que son más económicos, resistentes, flexibles y de rápida instalación, comparado con las estructuras que se construyen con concreto, para este caso las geoceldas conforman una alternativa adecuada para la protección de las riberas de los ríos y quebradas, pudiendo reducir el impacto que ocasiona el flujo de los cursos de agua, evitando así los procesos de erosión y formando parte del encauzamiento de las riberas.

La constante precipitación en la zona, causante de escurrimientos superficiales, daña considerablemente la carretera por lo que un material ideal para utilizar en aplicaciones de ingeniería de caminos ha de ser aquél que proporcione una buena compactación y que permita el drenaje del agua con libertad. Con frecuencia nos encontramos que los terrenos con una buena capacidad de drenaje son difíciles de confinar in situ. Las geoceldas proporciona la solución para conseguir un confinamiento del terreno. El US Army Corps of Engineers (el Cuerpo de Ingenieros del Ejército Estadounidense, USACE) experimentó

con diferentes métodos que se podrían utilizar para realizar un confinamiento de la arena durante un asalto anfibio. La solución que planteaban era un producto en el cual se sueldan tiras de plástico de forma que, cuando se produce una dilatación, las tiras soldadas forman un panel rectangular compuesto de celdas individuales similares a un panal de abeja. Hoy en día, ingenieros civiles de todo el mundo emplean este mismo concepto para conseguir confinamiento del material in situ. El nombre genérico de este producto desarrollado en el USACE es la geocelda (Olivo *et al.*, 2009).

El colapso de algunas defensas ribereñas hechas de concreto, se debe a la no disipación de la fuerza de las corrientes en el nivel inferior de la estructura. “Debajo de la ribera, el agua erosiona los márgenes de las estructuras rígidas, por ello terminan derrumbándose”. Sin embargo, se considera que con el sistema de Geosintéticos, el agua ingresa pero pierde su presión porque encuentra flexiones de piedras pequeñas y grandes, que la amortiguan y la convierten en débiles fuerzas de agua, por ello este sistema es más resistente (Escudero, 2011).

3.1 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

La carretera donde se propondrá el diseño de defensa ribereña con geoceldas inicia su recorrido en la localidad de Villarrica hasta el desvío al poblado de Iscozacín en el departamento de Pasco, con una longitud de 56.1 kilómetros, teniendo al tramo de estudio desde el kilómetro 31.80 al kilómetro 31.98 el cual presenta laderas en los lados derecho e izquierdo. Esta vía se encuentra ubicada en la Ruta Nacional PE – 5N, llamada “Longitudinal de la Selva”, la cual recorre los departamentos de Junín y Pasco, con una condición variable del estado superficial y con características de transitabilidad catalogadas como malas a regular.

Esta vía es de suma importancia para el desarrollo social y económico de estas regiones, ya que mejora la probabilidad de que los recursos naturales que poseen, sean estos agrícolas, pecuarios, mineros, energéticos, forestales y turísticos, puedan ser explotados con mayor intensidad al contar con una carretera en buenas condiciones. Actualmente esta vía presenta deficiencias producto de las fuertes precipitaciones originando fallas de estabilidad en los taludes, desgaste de la superficie de rodadura, desprendimientos y asentamientos longitudinales de gran severidad.

Las defensas ribereñas en carreteras consisten en estructuras que son diseñadas bajo los principios de la ingeniería, tomando en cuenta aspectos hidrológicos y de la hidráulica fluvial. En hidrología, es de vital importancia considerar registros hidrológicos de caudales o precipitaciones máximas y la frecuencia con la que éstas se realizan. En el área hidráulica, se debe recabar datos sobre tirante, pendiente, sedimentación, socavación, etc., elementos necesarios para realizar el diseño de la estructura.

Por lo descrito y teniendo en cuenta que la defensa ribereña debe perdurar en el tiempo, se presenta a las geoceldas rellenas con concreto como una estructura permanente, la cual se puede colocar de manera continua o en tramos priorizados donde se presenten flujos de agua que posean gran efecto erosivo, su proceso constructivo no es complicado, el concreto que se utiliza es hecho in situ, superpuesto en las geoceldas con el empleo de maquinaria pesada y utilizando material de cantera. Esta estructura además posee la

característica de ser semiflexible y se puede usar en zonas donde los ríos presentan pendientes medianas a altas.

3.2 OBJETIVO PRINCIPAL

- Realizar un diseño de defensa ribereña utilizando geoceldas para la conservación de la carretera Villa Rica – Desvió Iscozacín en el tramo comprendido desde el kilómetro 31.80 hasta el kilómetro 31.98.

3.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el estudio hidrológico de la zona y evaluar las características geomorfológicas de la quebrada, cuenca y subcuencas que interceptan a la vía.
- Estimar los caudales de diseño y niveles de erosión según la normatividad actual para estructuras de defensa ribereña.
- Calcular el presupuesto tentativo de obra.

IV. REVISIÓN DE LITERATURA

4.1 UBICACIÓN

La Carretera Villa Rica – Desvío Iscozacín, se encuentra ubicada en el departamento de Pasco, Provincia de Oxapampa, la cual forma parte de la Ruta Nacional PE – 5N (Carretera Longitudinal de la Selva), tomando como tramo de estudio desde el kilómetro 31.80 al kilómetro 31.98.

Políticamente el tramo de estudio se ubica en:

- Departamento : Pasco.
- Provincia : Oxapampa.
- Distrito : Villa Rica.

4.1.1 Accesibilidad

- **Acceso por tierra:** Vía principal de acceso es la Carretera Central la cual parte desde la ciudad de Lima, con desvío Las Vegas hacia Tarma – La Merced, Desvío Puente Raither, Desvío Puente Paucartambo hacia Villa Rica.
- **Acceso Aéreo:** Lima – Pucallpa, y Carrozable Pucallpa – Aguaytia, con desvío KM 86, Von Humboldt, hacia Puente Zúngaro, Ciudad Constitución y Puerto Bermúdez hacia Villa Rica.

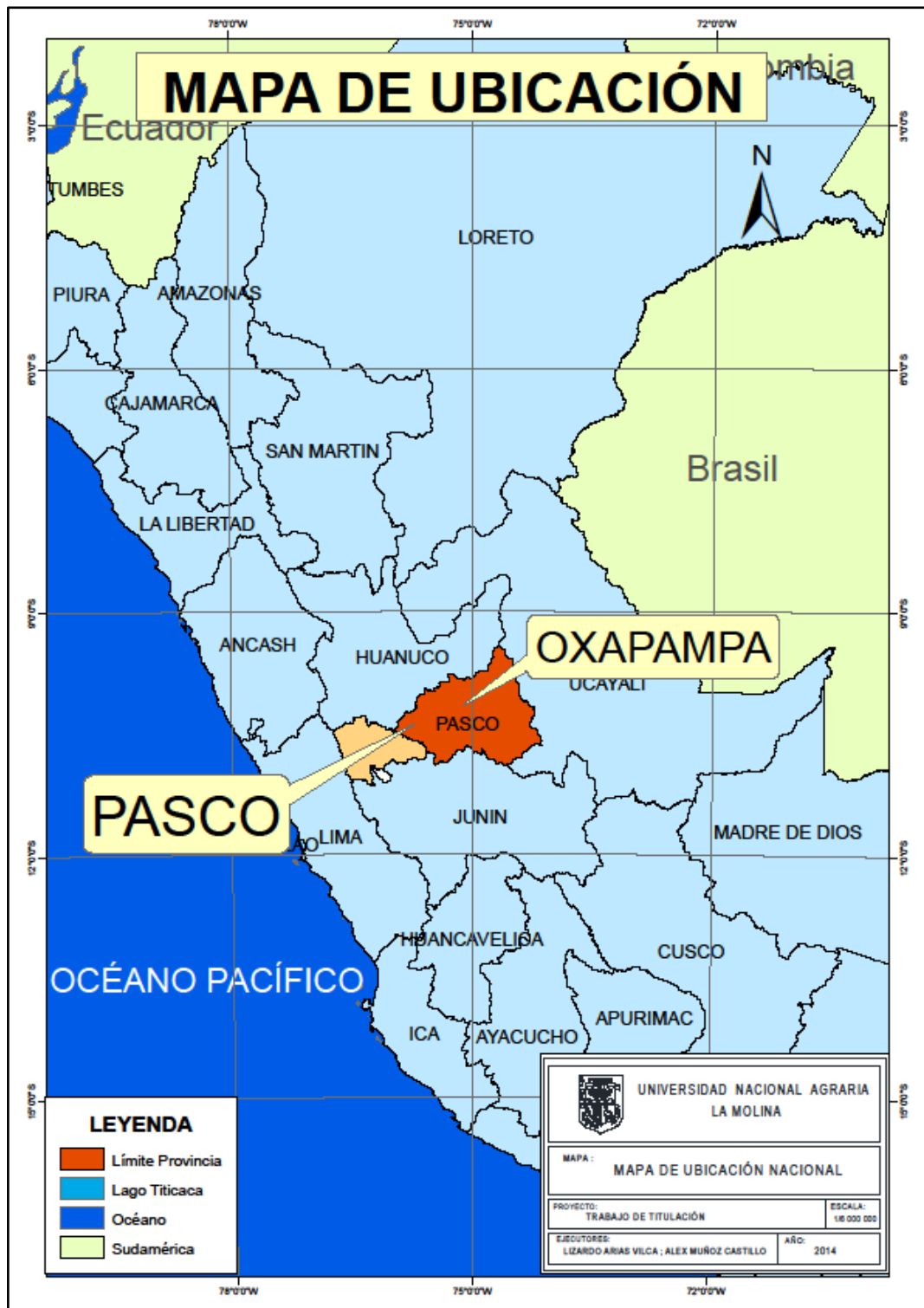


Figura 1: Mapa de ubicación del proyecto

Fuente: Elaboración propia (2014)

Su emplazamiento se halla en el flanco de la Cordillera Oriental de los Andes Peruanos, desde los 1485 a 580 msnm, estando delimitada por las siguientes coordenadas UTM.

Tabla 1: Coordenadas de ubicación del proyecto

COORDENADAS UTM		
TRAMO	N	E
Villa Rica (Inicio)	8 814 670.320	471 193.254
Dv. Iscozacín (Final)	8 838 419.442	492 415.405

Fuente: MTC (a) (2010)

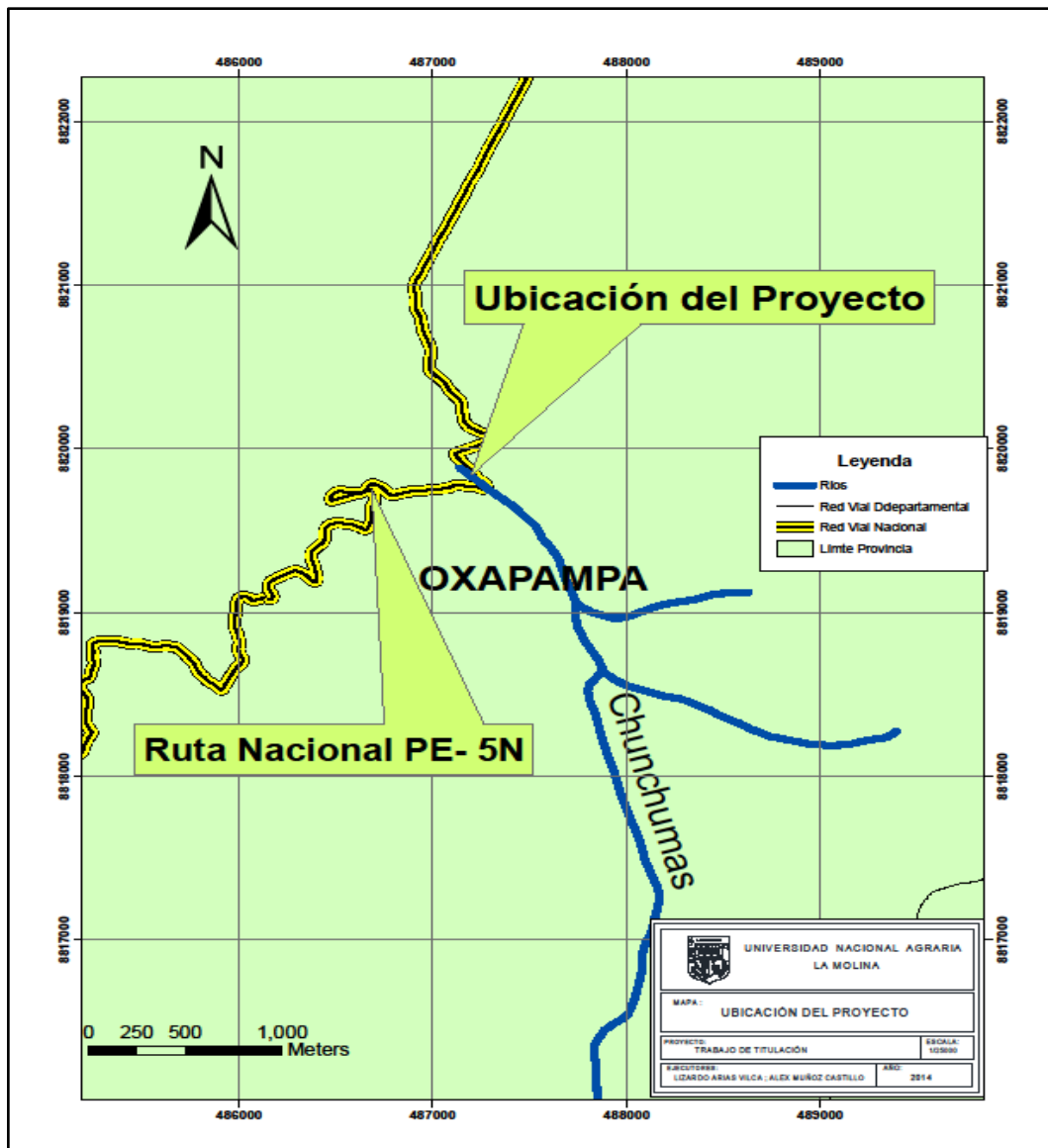


Figura 2: Mapa de accesibilidad a la zona del proyecto

Fuente: Elaboración propia (2014)

4.1.2 Hidrografía

La provincia de Oxapampa cuenta con un sistema hidrológico principal que corresponde a la Unidad Hidrográfica de la cuenca del Río Pachitea. Tiene 3 grandes subcuencas, que son las del río Pichis, Palcazú y Huancabamba – Palcazú (con 15, 10 y 5 microcuencas respectivamente). Los ríos Pichis y Palcazú confluyen en las cercanías de Puerto Victoria, que a su vez va a confluir en la cuenca del río Pachitea. Para el alcance del proyecto se tomara la quebrada Chunchumas que es un afluente del río Palcazú.



Figura 3: Mapa de la Cuenca Pachitea

Fuente: Elaboración propia (2014)

4.2 CLIMA

El tramo a estudiar se encuentra en la zona de selva baja del Departamento de Pasco. El clima corresponde a un clima cálido y húmedo, con una temperatura media máxima de 40°C y mínima de 15°C, con presencia de precipitaciones durante todo el año y de gran intensidad entre los meses de enero a abril.

4.3 VEGETACIÓN

El tramo de la carretera a defender está cubierto por abundante vegetación como cultivos permanentes y especies forestales, los cuales se describen a continuación.

4.3.1 Pastizales

Estos espacios están cubiertos por pastos naturales emergentes después de varios ciclos de uso agrícola de los suelos, cuando son abandonados y destinados al pastoreo de ganado. Especialmente estas áreas de pastos se encuentran contiguas a los campos de cultivos, en forma dispersa en toda el área de evaluación. Se ha registrado la presencia de especies forestales como atadizo sachahuasca (*Trema micrantha* Blume), guaba paca (*Inga edulis*), guayaba (*Psidium guajava* L.), hierba santa (*Rauwolfia praecox*), huampo negro o palo balsa (*Ochroma pyramidale*) y pashaco albicia (*Albizia falcataria*). (MTC (a), 2010).

4.3.2 Bosques secundarios o purmas

Se localiza especialmente en la parte media de la ladera. Las especies pioneras como pashaco albicia (*Albizia falcataria*), moena (*Ocotea maynensi*), matico (*Piper* sp.), son las más abundantes, pero se encuentran asociadas con cetico (*Cecropia membranacea*), guaba paca (*Inga edulis*), rifaris (*Miconia longifolia*), oropel (*Erythrina* spp.) y atadizo sachahuasca (*Trema micrantha*). (MTC (a), 2010).

4.3.3 Terrenos de cultivo

Comprende aquellas tierras en las se desarrollan actividades agrícolas, mayormente destinadas a cultivos de pan llevar, frutales y hortalizas, ya sea para la subsistencia del poblador o para la venta a intermediarios. En los sistemas de producción en limpio y de frutales, en la cuenca se tiene una diversidad de cultivos orientados al mercado local y para el autoconsumo, predominan los cultivos de cítricos y café.

4.4 ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Se busca determinar el régimen pluvial de la cuenca comprometida en el desarrollo de la vía, para hallar los parámetros hidrológicos que permitan el diseño de la estructura de protección con geoceldas.

4.4.1 Información cartográfica

La totalidad del área de influencia hidrográfica del Proyecto, se encuentra en las hojas de la Carta Geográfica Nacional, a escala 1: 100 000, Carta Oxapampa - Hoja 22m.

4.4.2 Información Pluviométrica

La escorrentía que se presenta en el área de estudio proviene exclusivamente de las precipitaciones pluviales caídas en la zona. La red de estaciones climatológicas del área del proyecto es relativamente escasa, habiéndose identificado las estaciones de La Granja (10 años) y San Miguel de Bocáz (11 años) como las más representativas y completas de la zona del proyecto, que cuentan con registros de precipitación máxima en 24 horas, proporcionados por el SENAMHI.

Tabla 2: Estaciones Meteorológicas cercanas a la carretera Villa Rica –Desvío Iscozacín

ESTACIÓN: SAN MIGUEL DE BOCAZ / 000559 / DRE-11	LAT.: 10° 38' "S"	DPTO.: PASCO
	LONG.: 75° 09' "w"	PROV.: OXAMPAMPA
PARÁMETRO: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)	ALT.: 1075 msnm	DIST.: VILLA RICA
ESTACIÓN: LA GRANJA / 155226 / DRE -11 / DRE-11	LAT.: 10° 43' "S"	DPTO.: PASCO
	LONG.: 75° 43' "w"	PROV.: OXAMPAMPA
PARÁMETRO: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)	ALT.: 2068 msnm	DIST.: VILLA RICA

Fuente: SENAMHI (2014)

Dado que la ubicación del proyecto se encuentra a una altitud aproximada de 958 msnm., se tomara en consideración trabajar con la estación San Miguel de Bocáz a una altura de 1075 msnm.

4.4.2.1 Análisis de datos dudosos

Antes de realizar cualquier tratamiento estadístico a la información, se procedió a realizar un análisis de datos dudosos, para determinar aquellos datos de la información restante, estos datos son denominados “outliers”.

Para detectar los datos dudosos, se calcularon umbrales superiores e inferiores para cada serie de precipitaciones máximas de las estaciones analizadas, de acuerdo a las siguientes ecuaciones de frecuencia:

$$Y_H = y + K_n * S_y$$

$$Y_L = y - K_n * S_y$$

Donde:

- Y_H : Umbral superior para datos dudosos en unidades logarítmicas.
- Y_L : Umbral inferior para datos dudosos en unidades logarítmicas.
- Y : Media de los logaritmos de los caudales.

- S_y : Desviación estándar de los logaritmos de los caudales.
- K_n : Valor tabulado para una muestra de tamaño “n” (tomado del libro de Hidrología Aplicada de Ven Te Chow).

Tabla 3: Valores de K_n para la Prueba de Datos Dudosos

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

Fuente: Chow *et al.* (2000)

Los valores extremos, resultantes del análisis serán corregidos, conforme a los factores de ajuste previstos por la Organización Meteorológica Mundial (OMM, 2011), por el factor 1.13 correspondiente a la relación entre la precipitación máxima registrada, con una lectura diaria en un pluviómetro y la precipitación máxima instantánea. Los métodos probabilísticos que mejor se ajustan a valores extremos máximos, considerados en la formulación del presente estudio son:

- Distribución Valor Extremo Tipo I o Gumbel
- Distribución Gamma 3 Parámetros o Pearson Tipo III
- Distribución Log Gamma o Log Pearson Tipo III

4.4.3 Análisis de Frecuencia

Se puede definir al análisis de frecuencia como una herramienta utilizada para, predecir el comportamiento futuro de las precipitaciones en un sitio de interés, a partir de la información histórica que se obtuvo de precipitaciones. Es un método que se ha basado en procedimientos estadísticos los cuales permiten calcular la magnitud de la precipitación asociada a un período determinado de retorno.

Su confiabilidad depende de la longitud y calidad de la serie histórica, además de la incertidumbre propia de la distribución de probabilidades seleccionada. Cuando se pretende realizar extrapolaciones, período de retorno mayor que la longitud de la serie disponible, el error relativo asociado a la distribución de probabilidades utilizada es más importante, mientras que en interpolaciones la incertidumbre está asociada principalmente a la calidad de los datos a modelar, en ambos casos la incertidumbre puede ser alta dependiendo de la cantidad de datos disponibles (Ashkar, *et al.*, 1994).

El análisis de frecuencia consiste en determinar los parámetros de las distribuciones de probabilidad y determinar con el factor de frecuencia la magnitud del evento para un período de retorno dado.

A continuación se presenta un marco teórico de cada una de estas distribuciones que se utilizaron:

a. Distribución Gumbel o Extrema Tipo I

Es una familia importante de distribuciones usadas en el análisis de frecuencia hidrológico es la distribución general de valores extremos, la cual ha sido ampliamente utilizada para representar el comportamiento de crecientes y sequías (máximos y mínimos).

- **Función de densidad**

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp \left[\left(-\frac{x-\beta}{\alpha} \right) - \exp \left(-\frac{x-\beta}{\alpha} \right) \right]$$

Donde α y β son los parámetros de la distribución.

$$F(x) = \int f(x) \cdot dx = \exp \left(-\exp \left(-\frac{x-\beta}{\alpha} \right) \right)$$

- **Estimación de parámetros**

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} s, \quad \beta = \bar{x} - 0.5772\alpha$$

Donde: \bar{x} y s son la media y la desviación estándar estimadas con la muestra.

b. Distribución Gamma 3 Parámetros o Pearson Tipo III

La función de densidad de probabilidad Pearson Tipo III se define como:

- **Función de densidad**

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

Donde: α , β y δ son los parámetros de la función y $\Gamma(\beta)$ es la función Gamma.

- **Estimación de parámetros**

$$\bar{x} = \alpha\beta + \delta, S^2 = \alpha^2\beta, \gamma = \frac{2}{\sqrt{\beta}}$$

Donde: \bar{x} es la media de los datos, S^2 es su variancia y γ su coeficiente de sesgo, que se define como:

$$\gamma = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 / n}{S^3}, \text{ de este modo la función de distribución de probabilidad es:}$$

$$F(x) = \frac{1}{|\alpha|\Gamma(\beta)} \int_0^x e^{\left(\frac{x-\delta}{\alpha}\right)^{\beta-1}} \left(-\frac{x-\delta}{\alpha}\right)^{\beta-1} dx$$

Sustituyendo:

$$y = \frac{x-\delta}{\alpha}, \text{ la ecuación que resulta:}$$

$$F(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} \int_0^y y^{\beta-1} \cdot e^{-y} dy$$

c. Distribución Log Gamma o Log Pearson Tipo III

Si los logaritmos Y de una variable aleatoria X se ajustan a una distribución Pearson Tipo III, se dice que la variable aleatoria X se ajusta a una distribución Log Pearson Tipo III. Esta distribución es ampliamente usada, para el análisis de frecuencia de caudales y precipitación máxima. Esta se trabaja igual que para la Pearson Tipo III pero con \bar{X}_y y S_y como la media y desviación estándar de los logaritmos de la variable original X .

- **Función de densidad**

$$f(x) = \frac{1}{x|\alpha|\Gamma(\beta)} \cdot \left(\frac{\ln(x) - y_0}{\alpha}\right)^{\beta-1} \cdot \exp\left(-\frac{\ln(x) - y_0}{\alpha}\right)$$

Donde: $y_0 \leq y < \infty$ para $\alpha > 0$, $\infty < y \leq y_0$ para $\alpha < 0$

α y β son los parámetros de escala y forma, respectivamente, y y_0 es el parámetro de localización.

- **Estimación de parámetros**

$$\alpha = \frac{S_y}{\beta^2}, \quad \beta = \left(\frac{2}{C_s}\right)^2, \quad x_0 = \bar{x}_y - \alpha\beta$$

C_s es el coeficiente de asimetría, \bar{x}_y y S_y son la media y la desviación estándar de los logaritmos de la muestra respectivamente.

4.4.4 Prueba de Bondad de Ajuste

Para determinar qué tan adecuado es el ajuste de los datos a una distribución de probabilidades se han propuesto una serie de pruebas estadísticas que determinan si es adecuado el ajuste. Estos son análisis estadísticos y como tal se deben entender, es decir, no se puede ignorar el significado físico de los ajustes, para determinar cuál de las distribuciones teóricas se ajustó mejor a los datos, se aplicó la prueba de bondad de ajuste Kolmogorov-Smirnov.

4.4.4.1 Prueba de Smirnov Kolmogorov

El análisis de frecuencia referido a precipitaciones máximas diarias, tiene por finalidad de estimar precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos.

Para determinar cuál de las distribuciones estudiadas se adapta mejor a la información histórica se utilizó el método de Smirnov Kolmogorov.

El estadístico Smirnov Kolmogorov “D” considera la desviación de la función de distribución de probabilidades de la muestra $P(x)$ de la función de probabilidades teórica, escogida $Po(x)$ tal que:

$$Dn = \max(P(x) - Po(x))$$

La prueba requiere que el valor Dn calculado con la expresión anterior sea menor que el valor tabulado $D\alpha$ para un nivel de probabilidad requerido.

Esta prueba es fácil de realizar y comprende las siguientes etapas:

- El estadístico Dn es la máxima diferencia entre la función de distribución acumulada de la muestra y la función de distribución acumulada teórica escogida.

- Se fija el nivel de probabilidad (α), valores de 0.05 y 0.01 son los más usuales, para este caso de uso el valor de significancia de 0.05.
- El valor crítico $D\alpha$ de la prueba debe ser obtenido de la Tabla 4, en función del nivel de significancia α y el tamaño de la muestra n .
- Si el valor calculado D_n es mayor que el $D\alpha$, la distribución escogida se debe rechazar.

Tabla 4: Prueba Smirnov - Kolmogorov ($D\alpha$)

Tamaño de la Muestra	Nivel de Significancia (α)				
	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
N	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
1	0.9	0.95	0.975	0.99	0.995
2	0.684	0.776	0.842	0.9	0.929
3	0.565	0.636	0.708	0.689	0.829
4	0.493	0.565	0.624	0.689	0.734
5	0.477	0.509	0.563	0.627	0.669
6	0.41	0.468	0.519	0.577	0.617
7	0.381	0.436	0.483	0.538	0.576
8	0.359	0.41	0.454	0.507	0.542
9	0.339	0.387	0.43	0.48	0.513
10	0.323	0.369	0.409	0.457	0.486
11	0.308	0.352	0.391	0.437	0.468
12	0.295	0.338	0.375	0.419	0.449
13	0.285	0.325	0.361	0.404	0.432
14	0.275	0.314	0.349	0.39	0.418
15	0.266	0.304	0.338	0.377	0.404
20	0.232	0.265	0.294	0.329	0.352
25	0.208	0.238	0.264	0.295	0.317
30	0.19	0.218	0.242	0.27	0.29
40	0.165	0.189	0.21	0.235	0.252
N grande	$1.07/n^{1/2}$	$1.22/n^{1/2}$	$1.36/n^{1/2}$	$1.52/n^{1/2}$	$1.63/n^{1/2}$

Fuente: Miller *et al.* (1980)

4.4.5 Tiempo de Concentración (Tc)

Se define al tiempo de concentración como el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca.

Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor duración disminuye la intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración (Tc). El tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría en planta de la cuenca (una cuenca alargada tendrá un mayor tiempo de concentración), de su pendiente pues una mayor pendiente produce flujos más veloces y en menor tiempo de concentración, el área, las características del suelo, cobertura vegetal, etc. Las fórmulas más comunes solo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área. (MTC, 2011).

Para su determinación se utilizarán las formulas planteadas por, Hathaway, Bransby – Williams, Kirpich y US Corps of Engineers.

- **Fórmula de Kirpich**

$$T_c = 0.06628 \frac{L^{0.77}}{s^{0.385}}$$

Donde:

Tc : Tiempo de concentración (horas).

L : Longitud del cauce principal (Km).

s : Pendiente entre altitudes máximas y mínimas del cauce (m/m).

- **Fórmula de Hathaway**

$$T_c = \frac{0.606 \cdot (L \cdot n)^{0.467}}{s^{0.234}}$$

Donde:

Tc : Tiempo de concentración (horas)

L : Longitud del cauce principal (Km)

n :Factor de rugosidad

s :Pendiente (m/m)

Los valores de “n”, se determinan en base a los valores de la Tabla 5:

Tabla 5: Valores de Rugosidad “n”

Tipo de Superficie.	Valor de n
Suelo liso impermeable.	0.02
Suelo desnudo.	0.10
Pastos pobres, cultivos en hileras o suelo desnudo algo rugoso.	0.20
Pastizales.	0.40
Bosques de frondosas.	0.60
Bosque de coníferas, o de frondosas con una capa densa de residuos orgánicos o de césped.	0.80

Fuente: Pilgrim y Cordery, (1993)

- **Fórmula de Bransby – Williams**

$$T_c = \frac{0.2433 \cdot L}{A^{0.1} \cdot s^{0.2}}$$

Donde:

Tc: Tiempo de concentración (horas)

L: Longitud del cauce principal (km)

A: Área de la cuenca (Km²)

s: Pendiente (m/m)

- **Formula del US Corps Of Engineers**

$$T_c = 0.3 \frac{L^{0.76}}{s^{0.19}}$$

Donde:

Tc: Tiempo de concentración (horas)

L: Longitud del cauce principal (Km)

s: Pendiente (m/m)

- **Formula del U.S. Soil Conservation Service (1973)**

Finalmente el tiempo de concentración se evaluó también conforme al modelo propuesto por el Soil Conservation Service (1973) de los Estados Unidos de Norteamérica, en función de la longitud máxima, número de curva y la pendiente de la cuenca, cuyo modelo matemático es:

$$T_c = 100 \frac{L^{0.80} \left(\frac{1,000}{N} - 9 \right)^{0.7}}{1,900 S^{0.50}}$$

Donde:

Tc: Tiempo de concentración (min)

L: Longitud hidráulica de la cuenca (pies)

N: Numero de la curva

S: Pendiente de la cuenca (%)

4.4.6 Tiempo de retorno

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada “T” años, se le denomina Período de Retorno “T”. Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de “n” años.

Para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros. (MTC, 2011).

El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n \quad (1)$$

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno “ T ”, fijando el riesgo de falla admisible “ R ”, el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra.

4.4.7 Estimación de Caudal

Al no contar con datos de aforo, se emplean los datos de precipitación como datos de entrada a una cuenca las que producen un caudal “ Q ”, cuando ocurre el fenómeno de lluvia, la cuenca se humedece de manera progresiva, infiltrándose una parte de la precipitación en el subsuelo y luego de un tiempo, el flujo procederá a convertirse en flujo superficial.

Dado que para la presente investigación no se cuenta con datos de caudales, la descarga máxima se estimó en base a las precipitaciones y a las características de la cuenca, tomando en cuenta el método del Hidrograma Triangular Unitario.

4.4.7.1 Hidrograma Triangular Unitario

Para el cálculo de este hidrograma se debe tener como datos los registros de precipitación y escurrimiento. Mockus (1957), desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular. De la geometría del hidrograma unitario, se escribe el gasto pico como:

$$q_p = \frac{0.555A}{t_b}$$

Donde:

A = Área de la cuenca en km^2 .

t_p = Tiempo pico en horas

q_p = Descarga pico en $\text{m}^3/\text{s}/\text{mm}$.

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus (1957) concluye que el tiempo base y el tiempo de pico “tp” se pueden relacionar mediante la siguiente expresión:

$$t_b = 2.67 t_p$$

Asimismo, el tiempo de pico se puede expresar como:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r$$

Donde: d_e es la duración en exceso y t_r el tiempo de retraso, el cual se logra estimar mediante el tiempo de concentración t_c como:

$$t_r = 0.6 t_c$$

O bien con la siguiente ecuación:

$$t_r = 0.005 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64}$$

- Donde L es la longitud del cauce principal en metros, S su pendiente en porcentaje y t_r el tiempo de retraso en horas.

El caudal máximo se determina tomando en cuenta la precipitación efectiva P_e .

$$Q_{\text{máx}} = q_p \times P_e$$

P_e puede ser calculada tomando en cuenta los números de escurrimiento propuesto por el U.S. Soil Conservation Service.

$$P_e = \frac{\left[P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32},$$

Donde “N” es el número de escurrimiento, la precipitación efectiva “ P_e ” y la altura de lluvia “P” están en cm.

4.4.8 Número de Escurrimiento “N”

Dado que un gran número de cuencas pequeñas de nuestro país no tienen registros de aforos, se recurre a metodologías estructuradas a partir de información de lluvia total y de las características de las cuencas.

Es así que Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos de América (1975) propone un método llamado de los “números de escurrimiento o números de la curva”, el cual reúne las características mencionadas.

El número de escurrimiento “N” depende mayormente del uso, tipo y composición del suelo y del tratamiento, pendiente y estado de humedad del terreno. La Tabla 6 muestra la clasificación de los suelos y posteriormente, en función del uso del suelo, de la condición de la superficie de la cuenca y de la pendiente del terreno, se podrá conocer el valor del número de escurrimiento N con el auxilio de la Tabla 7. Para diferentes tipos de superficie en la cuenca de estudio, el valor de “N”. (Breña y Jacobo, 2006)

Tabla 6: Clasificación de suelos para cálculo del número curva “N”

Tipo de suelo	Características
Tipo A	Arenas con poco limo y arcilla de tamaño medio (escurrimiento mínimo)
Tipo B	Arenas finas y limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de ambos
Tipo C	Arenas muy finas, limos y bastante arcilla
Tipo D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables (escurrimiento máximo)

Fuente: Breña y Jacobo (2006)

Tabla 7: Valor del número de curva N, según uso y tipo de suelo.

Uso de la tierra o cobertura	Condición de la superficie	Pendiente terreno, en %	Tipo de suelo			
			A	B	C	D
Bosques (sembrados y cultivados)	Ralo, baja transpiración	-----	45	66	77	83
	Normal, transpiración media	-----	36	60	73	79
	Espeso o alta transpiración	-----	25	55	70	77
Caminos	De tierra	-----	72	82	87	89
	Superficie dura	-----	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy ralo o baja transpiración	-----	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración	-----	46	68	78	84
	Normal, transpiración media	-----	36	60	70	76
	Espeso o alta transpiración	-----	26	52	62	69
	Muy espeso, alta transpiración	-----	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo)	Surcos rectos	-----	77	86	91	94
Cultivos en surco	Surcos rectos	> 1	72	81	88	91
	Surcos rectos	< 1	67	78	85	89
	Surcos en curvas de nivel (contorneo)	> 1	69	79	84	88
	Surcos en curvas de nivel (contorneo)	< 1	65	75	82	86
	Terrazas	> 1	66	74	80	82
	Terrazas	< 1	62	71	78	81
	Leguminosas (sembradas con maquinaria o al voleo)	Surcos rectos	> 1	66	77	85
o praderas con rotación	Surcos rectos	< 1	58	72	81	85
	Surcos en curvas de nivel	> 1	64	75	83	85
	Surcos en curvas de nivel	< 1	55	69	78	83
	Terrazas	> 1	63	73	80	83
	Terrazas	< 1	51	67	76	80
Pastizal	-----	> 1	68	79	86	89
	-----	< 1	39	61	74	80
	Contorneo	> 1	47	67	81	88
	Contorneo	< 1	6	65	70	79
Potrero permanente	-----	-----	30	58	71	78
Cereales	Surcos rectos	> 1	65	76	84	88
	Surcos rectos	< 1	63	75	83	87
	Contorneo	> 1	63	74	82	85
	Contorneo	< 1	61	73	81	84
	Terrazas	> 1	61	72	79	82
	Terrazas	< 1	59	70	78	81
	Superficie impermeable	-----	-----	100	100	100

Fuente: Breña y Jacobo (2006)

4.5 ANALISIS HIDRÁULICO

4.5.1 Modelamiento Hidráulico (Aplicación Modelo HEC-RAS)

Se puede simplificar el flujo del agua en un cauce natural como unidimensional, es decir, la profundidad y velocidad sólo varían en la dirección longitudinal del canal, cuyo eje se supone aproximadamente una línea recta, la velocidad es constante en cualquier punto de una sección transversal.

Si se mantiene la hipótesis metodológica de un flujo permanente, es decir que el caudal no varía con el tiempo, pero con una variación paulatina de la velocidad en el espacio, y por tanto del tirante, al no modificarse el caudal, el régimen recibe el nombre de gradualmente variado, y en él se produce una distribución hidrostática de las presiones.

Los perfiles del río pueden analizarse considerando régimen supercrítico y subcrítico. Para la estimación de velocidades y tirantes, se suele aplicar el denominado método de paso estándar (Standard Step Method), que resuelve la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado igualando la energía en dos secciones consecutivas mediante un procedimiento cíclico de aproximaciones sucesivas. Para ellos se empleó el modelo computacional HEC-RAS (River Analysis System; USACE).

El modelo HEC-RAS realiza los cálculos de niveles de agua utilizando la ecuación de la energía.

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H$$

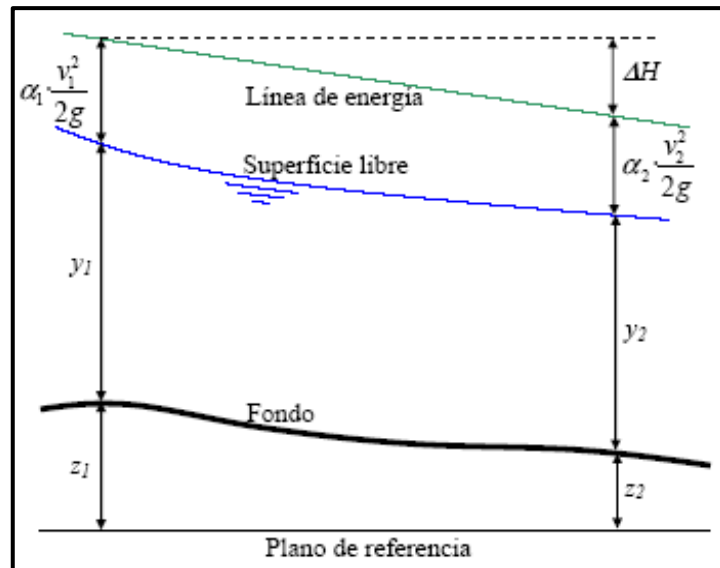


Figura 4: Representación del balance de energía

Fuente: MTC (b) (2010)

Donde:

Tabla 8: Identificación de los parámetros de la ecuación de la energía

$Z_n + P_n / \gamma$ (m)	Nivel de la superficie libre de agua en los extremos del tramo.
V_n (m)	Velocidad media en la sección mojada en los extremos del tramo.
α_1, α_2	Coefficiente de la no-uniformidad de distribución de las velocidades en la sección mojada.
$g = 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$	Aceleración por gravedad
ΔH (m)	Total de pérdidas de energía en el tramo del curso de agua considerado en el cálculo, de una longitud L.

Fuente: MTC (b) (2010)

Para la aplicación del modelo matemático se ha empleado el Sistema de Análisis de Ríos del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos HEC – RAS versión 4.0.

Este software ayuda a realizar cálculos hidráulicos de cursos naturales o artificiales de agua en una dirección (unidimensional) y cuenta además con los procedimientos de cálculo para simular los efectos debidos a estructuras hidráulicas. Puede manejar una red completa de canales, una localización singular en un río y es capaz de modelar perfiles en régimen subcrítico, supercrítico o mixto.

Tabla 9: Valores del Coeficiente de Rugosidad de Manning (n)

D. CORRIENTES NATURALES	D.1. CORRIENTES MENORES (ANCHO SUPERF. < 30 m)	a. Ríos en planicies rectos, sin zonas muertas	0.025	0.030	0.033
		rectos sin zonas muertas con piedras y malezas	0.030	0.036	0.040
		Sinuoso, vegetación y piedras	0.035	0.045	0.050
		Sinuoso, vegetación y bastante pedregoso	0.045	0.050	0.060
		Abundante vegetación, sinuoso.	0.075	0.100	0.150
		b. Torrentes de montaña, sin vegetación, bordes abruptos.	0.030	0.040	0.050
		Árboles y arbustos sumergidos	0.040	0.050	0.070
		Parcialmente en crecidas con piedras y Pocas rocas grandes rocas y piedras en el fondo.			
D.2 PLANICIES DE INUNDACION	a. con pasto sin arbusto	0.025	0.030	0.035	
	pastizales bajos	0.030	0.035	0.050	
	pastizales altos				
	b. áreas cultivadas sin cultivo	0.020	0.030	0.040	
	con cultivos	0.030	0.040	0.050	
	c. Arbustos y Malezas escasos	0.040	0.060	0.080	
	densos	0.070	0.100	0.160	
	d. Arboles	0.110	0.150	0.200	
	saucos	0.030	0.040	0.050	
	tierra despejada con troncos				
D3 Ríos Principales (ancho superior a 30 m)	Secciones Regulares	0.025	-	0.060	
	Secciones Irregulares	0.035	-	0.100	

Fuente: Chow *et al.*, (1983)

4.5.2 Socavación

Si bien la socavación que se produce en las riberas de los ríos no puede ser calculada con gran exactitud, esta se puede estimar, a continuación se muestran los factores que intervienen en este proceso:

- El caudal del río.
- Tamaño y conformación del material presente en el cauce.
- Cantidad de transporte de sólidos.

Juárez y Rico (2004) definen a la socavación como el proceso que se forma cuando una corriente de agua que se desplaza por un cauce natural, artificial o en una zona de inundación tiene una cierta capacidad de suspender y arrastrar partículas sólidas que constituyen el lecho por donde discurre el flujo. Dicho movimiento de materiales sólidos en corrientes aluviales produce un fenómeno complejo que depende de varios factores, como son la configuración geológica y topográfica del cauce de ríos o quebradas, las características del material de arrastre y las características hidráulicas de la corriente. Esto constituye la llamada socavación normal o general en el lecho de una corriente.

La máxima profundización del cauce ocurre cuando se llega a la condición de transporte crítico, donde la velocidad de flujo se reduce a tal punto en que la corriente no puede movilizar y arrastrar más material del lecho y a su vez no existe transporte de material desde aguas arriba.

Por lo tanto, cuando se produce la avenida, la sección geométrica del cauce se modifica dando lugar a una nueva sección, la cual obviamente está socavada, donde el lecho queda en condiciones de arrastre crítico o de transporte incipiente.

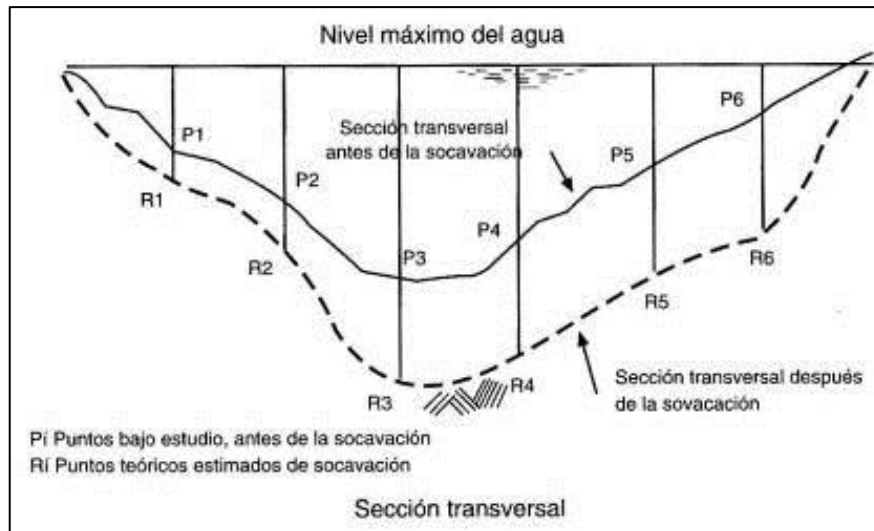


Figura 5: Representación del proceso de socavación en una sección transversal

Fuente: CNA-IMTA (2000).

A continuación se describe un método para la estimación de la profundidad de socavación general bajo la condición en que la velocidad de escurrimiento es igualada por la velocidad crítica de arrastre y estimación de socavación general por contracción del cauce.

4.5.2.1 Método por Lisschtvan-Lebediev

Este método se basa en calcular la condición de equilibrio entre la velocidad media de la corriente y la velocidad media del flujo que se requiere para erosionar el material del lecho del cauce para un diámetro y peso específico conocido, aplicable para cualquier material del subsuelo.

Actualmente se diferencia dos tipos de suelos para el cálculo por este método, los cuales son los siguientes:

- **Suelos No Cohesivos**, son aquellos donde las partículas del suelo no tienden a reunirse o juntarse ni adherirse, estas partículas son relativamente grandes, son también llamados suelos friccionantes o granulares como son gravas, arenas y limos.

- **Suelos Cohesivos**, son aquellos donde las partículas son muy pequeñas o diminutas, en los cuales predominan los efectos electroquímicos en el área superficial, estas partículas tienden a juntarse o reunirse (interacción partículas-agua). Son conocidos como suelos plásticos como son los conformados por arcillas.

El valor calculado es el descenso del fondo del cauce durante una avenida como consecuencia de la mayor capacidad de arrastre del sedimento.

La condición de equilibrio es $U_e = U_r$; en la cual la velocidad media de la corriente para erosionar al material de fondo (inicio del arrastre) será igual a la velocidad media real de la corriente.

$$U_r = \frac{\alpha d_o^{5/3}}{d_s}$$

Donde:

d_o = Profundidad inicial de la sección entre el nivel del agua durante la avenida y el nivel del fondo del lecho durante el estiaje, en m.

d_s = Profundidad después de producirse la socavación del fondo, se mide desde el nivel del agua al pasar la avenida hasta el nivel del fondo erosionado, en metros.

α = Coeficiente que se deduce a partir de los datos, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^{5/3} B_e \mu}$$

Donde:

B_e = Ancho efectivo de la sección en metros, descontando obstáculos.

d_m = tirante medio de la sección, en m.

μ = Coeficiente que toma en cuenta el efecto de contracción producido por los pilares, depende de la velocidad media de la sección y la longitud libre entre pilares.

La velocidad mínima para arrastrar el material del fondo depende de la naturaleza del lecho del río. Para suelos cohesivos, como en el presente caso, se tiene:

$$U_e = 0.60 \gamma_s^{1.18} \beta d_s^x$$

Donde:

β = Coeficiente que toma en cuenta el período de retorno con que se presenta el caudal de diseño.

X = Exponente variable que tiene diferente valor en cada una de las fórmulas.

γ_s = Peso volumétrico en ton/m³.

La velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo está conformado por las siguientes expresiones:

- Suelos Cohesivos:

$$V_{et} = 0.60 \gamma_d^{1.18} \beta H_s^x, \text{ (m/s).}$$

- Suelos No Cohesivos:

$$V_c = 0.68 \beta d_m^{0.28} H_s^x, \text{ (m/s).}$$

Donde:

V_e : Velocidad media suficiente para degradar el cauce en m/s.

γ_d : Peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad “Hs”, medida desde la superficie del agua (Ton/m³).

B : Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia, ver Tabla 12.

X : Es un exponente variable que está en función del peso volumétrico γ_s del material seco (Ton/m³).

H_s : Tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer qué valor de V_e se requiere para arrastrar y levantar al material (m).

d_m : Es el diámetro medio (mm) de los granos del fondo obtenido según la expresión:

$$d_m = 0.01 \sum d_i p_i$$

Donde:

- d_i : Diámetro medio (mm), de una fracción que se extrae en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza.
- p_i : Peso de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben ser iguales entre sí.

4.5.2.2 Cálculo de la profundidad de la socavación:

Suelos Cohesivos:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60\beta \gamma_d^{1.18}} \right)^{1/(1+x)}$$

Suelos No Cohesivos:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68\beta d_m^{0.28}} \right)^{1/(1+x)}$$

Donde:

$$\alpha = Q_d / (H_m^{5/3} B_e \mu)$$

Q_d = Caudal de diseño (m³/s).

μ = Coeficiente de contracción, ver Tabla 10.

H_m = Profundidad media de la sección = Area/ B_e

x = Exponente y variable que depende del diámetro del material y se encuentra en la Tabla 11.

B_e = Ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal.

d_m = Diámetro medio (mm).

Tabla 10: Coeficiente de Contracción “μ”

Velocidad media en la sección (m/s)	Longitud Libre del río												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Fuente: Juárez y Rico (2004).

Tabla 11: Valores de "x" para suelos Cohesivos y no Cohesivos

SUELOS COHESIVOS		SUELOS NO COHESIVOS	
P. ESPECIFICO gd (Tn/m3)	x	dm (mm)	x
0.80	0.52	0.05	0.43
0.83	0.51	0.15	0.42
0.86	0.50	0.50	0.41
0.88	0.49	1.00	0.40
0.90	0.48	1.50	0.39
0.93	0.47	2.50	0.38
0.96	0.46	4.00	0.37
0.98	0.45	6.00	0.36
1.00	0.44	8.00	0.35
1.04	0.43	10.00	0.34
1.08	0.42	15.00	0.33
1.12	0.41	20.00	0.32
1.16	0.40	25.00	0.31
1.20	0.39	40.00	0.30
1.24	0.38	60.00	0.29
1.28	0.37	90.00	0.28
1.34	0.36	140.00	0.27
1.40	0.35	190.00	0.26
1.46	0.34	250.00	0.25
1.52	0.33	310.00	0.24
1.58	0.32	370.00	0.23
1.64	0.31	450.00	0.22
1.71	0.30	570.00	0.21
1.80	0.29	750.00	0.20
1.89	0.28	1000.00	0.19
2.00	0.27		

Fuente: Juárez y Rico (2004).

Tabla 12: Valores del Coeficiente “β”

Periodo de retorno del caudal de diseño (años)	Coeficiente "β"
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05

Fuente: Juárez y Rico (2004).

4.6 GEOLOGÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO

4.6.1 Geología Regional

En la zona de estudio se encuentra materiales cuaternarios, que se conforman por depósitos fluviales, aluviales y depósitos morrenicos, así también se tiene la formación Chonta de edad cretácica inferior a superior y el Grupo Oriente presenta una variabilidad en su petrografía, no siendo constante su constitución litológica a través de sus afloramientos. (MTC (a), 2010).

4.6.1.1 Geomorfología

El presente trabajo de titulación se ubica en el lado oriental de nuestro territorio abarcando desde la Selva Baja (400 – 800 m.s.n.m.) hasta la Selva Alta (1000 – 400 m.s.n.m.), regionalmente se han diferenciado las siguientes unidades geomorfológicas, teniendo como base los criterios geográficos y morfo – estructurales.

4.6.1.2 Ladera de valles sub andinos

Se encuentra conformando la depresión del valle del río Entas, Iscozacín y Chunchumas. Se caracteriza por formar parte de un macizo montañoso por presentar valles de laderas cuyas pendientes son medianamente moderadas a ligeramente abruptas, que en algunos sectores forma valles encajonados.

Constituyen terrenos de moderada estabilidad por la morfología que presentan alargadas y ovaladas. Las quebradas que presentan son de fondos angostos y simétricos con pendientes hacia el fondo del valle, recortando una alineación de montañas bajas con crestas redondeadas que se hallan por abundante vegetación arbórea y con presencia de niveles de filtraciones hacia la base de los taludes de corte.

4.6.1.3 Unidades de vertientes largas y fuertes

Está caracterizada por vertientes largas y rectas de pendientes fuertes a escarpadas. Los filos son poco desarrollados y separan un drenaje abundante de disección moderada y alta precipitación pluvial.

Está constituido por la cadena de cerros altos que forman parte de la cordillera San Matías, con una orientación SE a NO. Estas unidades presentan sectores con taludes empinados con presencia de material detrítica, constituyen terrenos poco estables para desarrollar cortes altos.

4.6.1.4 Colinas Onduladas

Está constituida por pequeñas cadenas de cerros de formas ovaladas en la línea de cumbres y en uno de los flancos presenta a menudo un relieve escarpado, dentro del cual se puede observar colinas bajas o altas de cimas angulosas que en conjunto tipifican un relieve ligeramente accidentado y de aspecto corrugado.

4.6.1.5 Unidad de Colina Baja

Está caracterizada por una morfología ligeramente ondulada con pendientes bajas, conformado por sedimentos residuales y aluviales, dispuestos en terrazas medias presentando un escurrimiento lento. También están constituidos por suelos arcillosos alternados con materiales granulares.

4.6.2 Geología Local

Se encuentran los siguientes afloramientos en el tramo y zonas adyacentes a la carretera:

4.6.2.1 Deposito aluvial

Son materiales donde la energía del movimiento proviene de la gravitación, el agua disminuye la fricción y facilita los deslizamientos, en este caso son depósitos que han sido transportados como flujos de lodo que se encuentran conformando conos de eyección de antiguas quebradas grandes, su tamaño varía desde la arcilla hasta las gravas gruesas, cantos y bloques, generalmente mal graduados de bordes redondeados.

4.6.2.2 Deposito Fluvial

Son materiales transportados y depositados por el agua de ríos y quebradas, relleno de las depresiones y/o formando terrazas de diversos espesores en las márgenes de las quebradas, son suelos muy anisotrópicos en su distribución, sus propiedades están estrechamente relacionadas con la granulometría, su continuidad es irregular, pudiendo tener altos contenidos en materia orgánica en determinados medios. La planicie aluvial constituye la forma más representativa de los depósitos fluviales, por ser producto de la acumulación de los ríos.

Granulométricamente están conformados por conglomerados de cantos rodados (10 – 20 por ciento), gravas (50 – 70 por ciento), arena y limos (10 – 20 por ciento), siendo sus

componentes predominantemente fragmentos de rocas de coloración gris clara y rocas sedimentarias de areniscas y calizas.

4.7 ASPECTOS GEODINÁMICOS

La geodinámica se puede entender como aquellos procesos de transformación que pueden ser físicos o químicos y pueden ser estos endógenos o exógenos, que se realizan interrumidamente sobre la topografía terrestre cambiando su estructura y morfología, por lo que el paisaje que se muestra está en constante cambio, todos estos fenómenos que se producen operan en periodos de escala geocronológica.

4.7.1 Geodinámica Interna

Es aquel proceso endógeno que se origina y se realiza en la parte interior de la corteza terrestre y está circunscrito a la actividad tectónica, los cuales consisten en movimientos telúricos y la reactivación de fallas estructurales. Esta definición está referida a los procesos endógenos de dinámica cortical originados en los niveles estructurales internos del planeta y que no están sujetos de la interacción de los fenómenos climatológicos.

Dentro de los eventos de la geodinámica interna podemos citar:

4.7.1.1 Sismos

- **Riesgo sísmico**

El riesgo sísmico se constituye en el establecimiento de los parámetros de sismicidad. Para el presente trabajo de titulación se ha empleado la metodología determinística, que se basa en consideraciones de sismo tectónico regional, identificación de las fuentes generadoras de sismos (fuentes sismogénicas), sismicidad histórica que es la relación de los sismos más intensos ocurridos en el pasado y la sismicidad local.

Según la teoría de placas el Perú está ubicado cerca de la zona de convergencia de las placas litosféricas denominadas "Continental Sudamericana" y "Oceánica de Nazca", la que se considera como un margen sísmológicamente activo.

La referida convergencia determina la colisión de ambas placas y consecuentemente la inflexión del borde oriental de la placa de Nazca bajo la placa Continental según la dirección NE; asimismo, la placa Continental resulta en un cabalgamiento sobre la capa de Nazca.

A la referida zona de "inflexión" y "cabalgamiento" se denomina "Zona de Subducción", de otro lado esta zona morfológica configura un relieve submarino que por su posición y alineamiento se le denomina "Fosa de Milne-Edwards" o "Fosa de Lima". Dicha fosa supera profundidades de 5,000 m.b.n.m., en cambio en el continente y coincidiendo con el alineamiento de la fosa, ocurren elevaciones montañosas que superan a su vez 5,000 m.s.n.m.

- **Sismología Regional**

El área de estudio se encuentra dentro de la zona de sismicidad media (Zona 2), por lo cual existe la posibilidad de que se presenten sismos de intensidades como IV – V en la escala Mercalli Modificada, esto de acuerdo al nuevo mapa de zonificación sísmica del Perú según la nueva Norma Sismo Resistente de Estructuras (NTE E-030 – 2003) y del Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú (J. Alva Hurtado, 1984), el cual se basa en isosistas de sismos que se produjeron en el Perú y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y sismos recientes.

Escala de Mercalli	Escala de Richter
I. Casi nadie lo ha sentido.	2,5
II. Muy pocas personas lo han sentido.	En general no sentido, pero registrado en los sismógrafos.
III. Temblor notado por mucha gente que, sin embargo, no suele darse cuenta de que es un terremoto.	3,5
IV. Se ha sentido en el interior de los edificios por mucha gente. Parece un camión que ha golpeado el edificio.	Sentido por mucha gente.
V. Sentido por casi todos; mucha gente se despierta. Pueden verse árboles y postes oscilando.	
VI. Sentido por todos; mucha gente corre fuera de los edificios. Los muebles se mueven, pueden producirse pequeños daños.	4,5
VII. Todo el mundo corre fuera de los edificios. Las estructuras mal construidas quedan muy dañadas; pequeños daños en el resto.	Pueden producirse algunos daños locales pequeños.
VIII. Las construcciones especialmente diseñadas dañadas ligeramente, las otras se derrumban.	6,0
IX. Todos los edificios muy dañados, desplazamientos de muchos cimientos. Grietas apreciables en el suelo.	Terremoto destructivo.
X. Muchas construcciones destruidas. Suelo muy agrietado.	7,0
XI. Derrumbe de casi todas las construcciones. Puentes destruidos. Grietas muy amplias en el suelo.	7,0
XII. Destrucción total. Se ven ondulaciones sobre la superficie del suelo, los objetos se mueven y voltean.	8,0 o más

Figura 6: Diferencias entre escala Richter y escala Mercalli

Fuente: Alva y Castillo (1993)

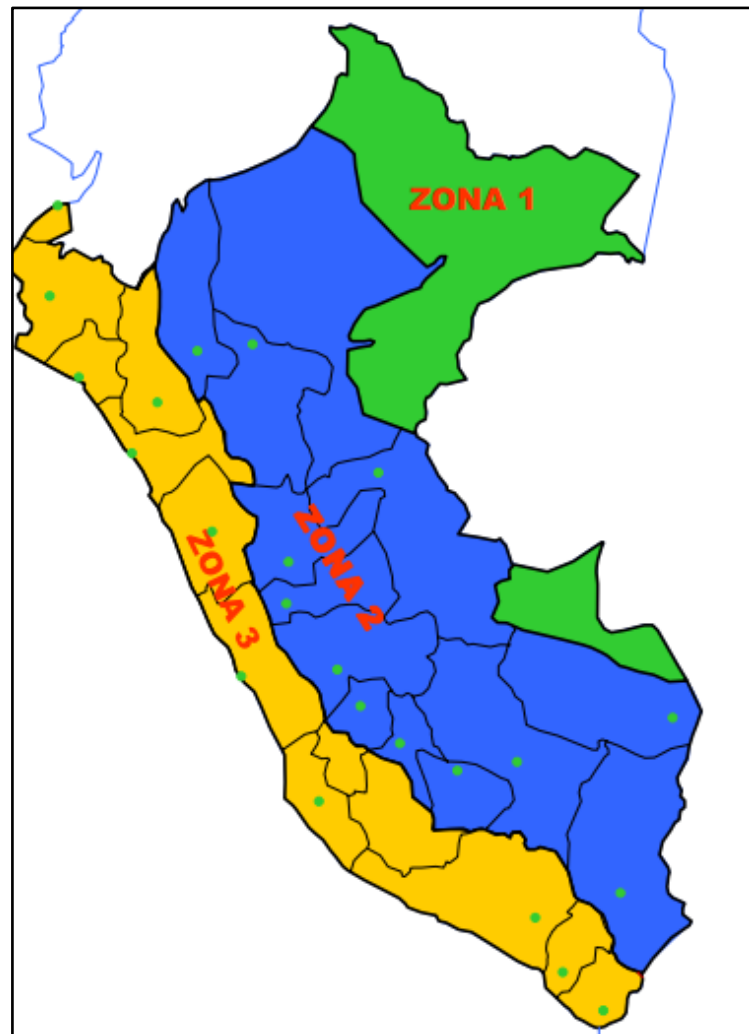


Figura 7: Mapa de la zona de sismicidad del Perú

Fuente: Alva y Castillo (1993)

4.7.2 Geodinámica Externa

Los fenómenos de geodinámica externa se generan directamente y/o indirectamente por factores estáticos y dinámicos. Dentro de los primeros consideramos los estructurales (estratificación, fracturas, pliegues, etc.), litológicos (rocas y suelos, litificación y grado de alteración), topográficos; y dentro de los segundos se tiene en consideración la acción de las gotas de lluvia que influyen en la inestabilidad de las masas rocosas; la actividad sísmica, volcánica, y la gravedad.

Como parte de la evaluación de geodinámica externa, está la identificación de fenómenos activos o potenciales dentro de la faja de la vía, los que se muestran en la Tabla 13.

Tabla 13: Grados de Susceptibilidad a Fenómenos de Geodinámica Externa

Grado	Características Generales
Bajo	Escasa o nula posibilidad de ocurrencia y/o activación de algún fenómeno de geodinámica externa que pueda incidir negativamente sobre la estabilidad del talud.
Moderado	Posibilidad intermedia de ocurrencia y/o activación de algún fenómeno de geodinámica externa, o no existe la completa seguridad que se produzcan.
Alto	Existencia de amenaza o inminencia de ocurrencia y/o activación de algún fenómeno de geodinámica externa que pueda incidir negativamente sobre la estabilidad del talud.

Fuente: MTC (a) (2010)

4.7.3 Deslizamiento

A los deslizamientos se les puede definir como el “movimientos de masas de roca, residuos o tierra, hacia abajo de un talud” (Cruden 1991). Otra manera de definirlo sería como el desplazamiento del suelo que se encuentra por debajo del talud, dándose un movimiento hacia abajo y hacia fuera de todo el material que recorre esa trayectoria. La palabra deslizamiento se puede incluir en los procesos de erosión como los de denudación.

Estos deslizamientos se pueden originar de distintas formas, ya sea de una manera rápida o lenta, de forma natural o provocada. Existen otros casos de fallas ya sea por procesos de desintegración o meteorización de rocas, aumento de presiones causadas por filtraciones de agua, entre los tipos de fallas más comunes tenemos a los deslizamientos superficiales, flujos y a los movimientos del cuerpo del talud.

Al momento de evaluar la falla es importante considerar diferentes etapas, el inicio del deterioro, el movimiento de la masa y la fase post – falla.

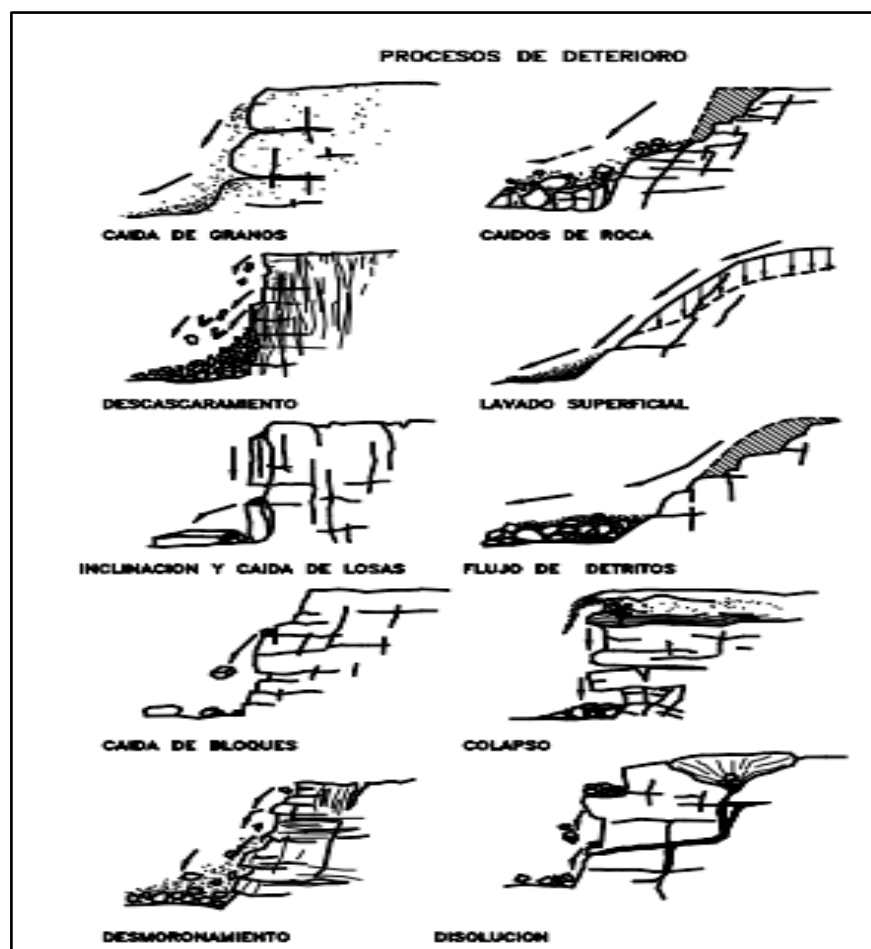


Figura 8: Proceso de deterioro de los macizos rocosos

Fuente: Nicholson y Hencher (1997)

4.7.4 Derrumbes

Se define a derrumbes como a la acción violenta de un desplazamiento pendiente abajo, de una cantidad considerable de masa de tierra, roca, flujos o combinación de estos, por acción de la fuerza gravitacional, socavación, corte de un talud durante el proceso constructivo, sobresaturación de agua, donde la magnitud y el volumen de los materiales es menor que la de un desplazamiento típico. Esta acción mecánica se produce a raíz de la aparición de grietas o fracturas en la parte superior del talud, sobre las cuales el agua incrementa el peso del material, perdiéndose la unión del material y produciendo el movimiento cuesta abajo ya de una manera rápida.

4.8 EROSIÓN DE RIBERA.

Cuando se presenta una obstrucción y se sitúa en una corriente, el patrón de flujo en las inmediaciones de esa obstrucción se transformará o modificará. Ya que la capacidad de transporte de sedimento en el fondo del río (grava o arena) es una función de las características del flujo, el cambio en el flujo propiciará un respectivo cambio en la capacidad de transporte del material de fondo. La erosión o deposición ocurrirá en un área donde se produzca un desequilibrio entre la capacidad de transporte de fondo y el material abastecido desde aguas arriba. Como la capacidad de transporte es función de la velocidad del flujo, la introducción de estructuras que cambien la velocidad del flujo casi siempre está acompañada de cambios en el fondo de ríos con fondo móvil. (Seaurz, 2006)

La erosión puede entonces ser definida como el aumento de una sección de flujo por la remoción del material del fondo a través de la acción del fluido en movimiento.

La erosión total en los cauces de ríos está conformada por tres componentes, que en general son aditivos

- La erosión general, debido a los cambios a largo plazo en la elevación del lecho del río (erosión general o sedimentación).

- La erosión por contracción, es el resultado de la restricción de una vía fluvial o canal ya sea natural o debido a un puente y a sus aproximaciones.
- La erosión local es una consecuencia de la obstrucción del flujo por pilares o estribos, los cuales aceleran el flujo, creando vórtices que remueven el material alrededor de ellos, cuando se presentan puentes en la zona de estudio.

4.9 ESTUDIO DE SUELOS

Nos permite determinar las características físicas y mecánicas del suelo, las cuales nos permitirán establecer las zonas débiles para el diseño de la estructura, para los cuales se ha tenido en cuenta los criterios ingenieriles en concordancia con el Manual de Ensayos de Materiales para Carreteras EM 2000, Especificaciones Técnicas Generales para Construcción de Carreteras (EG – 2013).

4.9.1 Ensayos de Laboratorio de las muestras de suelo

Se contó con los resultados de los ensayos de laboratorio de las muestra extraídas de las calicatas, debidamente registradas según los requerimientos de las Normas Técnicas bajo el procedimiento de la ASTM D-2488 (recomendado), de estas muestras de realizaron los ensayos de laboratorio estándar y relación de densidad-humedad (compactación).

4.9.1.1 Ensayos de Laboratorio Estándar

Se contó con los resultados de los ensayos de Laboratorio Estándar en conformidad con las normas vigentes en el manual de ensayo de materiales para carreteras del MTC (EM-2000) o sus equivalentes de ASTM y AASHTO, los cuales se muestran en la Tabla 14.

Tabla 14: Ensayos de Laboratorio Estándar

Análisis Granulométrico por Tamizado	MTC E - 107	ASTM D- 422
Contenido de Humedad	MTC E- 108	ASTM D - 2216
Límite Líquido	MTC E- 110	ASTM D - 4318
Límite Plástico e Índice de Plasticidad	MTC E -110	ASTM D-4318
Clasificación de Suelos SUCS	ASTM D -2487	
Clasificación de Suelos AASHTO	ASTM D - 3282	

Fuente: Elaboración propia (2014)

4.9.2 Canteras y uso de agua

La ubicación de canteras y fuente de agua para la construcción del proyecto, son indispensables por lo que se ha ubicado materiales aparentes para la utilización en la estructura, los trabajos que se desarrollaron para identificar el lugar fue mediante la metodología “destruictiva”, la que consiste en la exploración de calicatas a cielo abierto a una profundidad de 1.5 m. a más, en cada calicata excavada se realiza el registro del perfil Estratigráfico (según la norma ASTM D-2487), describiendo el tipo de material encontrado: clasificación técnica, forma del material granular, color, porcentajes de bolonería, presencia de materia orgánica, contenido de humedad e índice de plasticidad/compresibilidad.

Para el trabajo se tomó como referencia la cantera Cacazú en el Km. 35+207/750, donde la obtención del material se hace mediante tratamientos de perforación, voladura controlada, banqueo convencional, extracción y se utilizó equipos de perforación, compresoras de aire, excavadoras, cargador frontal y volquetes.

4.10 DEFENSA RIBEREÑA

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), define como defensa ribereña a la construcción de una estructura conformada por diferentes materiales como son rocas, concreto, geotextiles, etc., colocados o instalados con la ayuda de diversas máquinas y

equipos, con el objeto de proteger taludes de la plataforma vial, evitando la erosión, socavación, o desprendimiento, que producen las aguas en las riberas de los ríos.

4.11 ESTABILIDAD DE LA DEFENSA RIBEREÑA

Es importante conocer en primer lugar los materiales que son parte de la constitución básica de la formación natural ya sea rocosa, formadas por suelos o mezclas de ambas para poder plantear las soluciones para los problemas de estabilidad luego de los deslizamientos o de forma de prevención de futuros colapsos de material. Los consultores o proyectistas, deben analizar las causas de estas fallas, analizar el problema general, del cual obtendrán algunas conclusiones las cuales se traducirán en los cálculos de diseño apoyado en modelos matemáticos.

Los métodos de cálculo, para definir la estabilidad, establecen un mecanismo cinemático de falla, extraído naturalmente de la experiencia, con base en el cual se analizan las fuerzas tendientes a producir el movimiento como fuerzas de gravedad, filtración, presión de agua, etc.(fuerzas motoras), las cuales se han de comparar por algún procedimiento con las fuerzas que son capaces de desarrollarse y que tienden a que el mecanismo de falla no se produzca como resistencia del terreno, raíces y otras (fuerzas resistentes). Es decir que la estabilidad se entiende como la seguridad de una masa de tierra contra la falla o el movimiento. Así todos los métodos de cálculo están ligados a un mecanismo cinemático de falla específico, por lo que solo serán aplicables a aquellos problemas de estabilidad en que la falla sea del tipo que se considera (De Matteis, 2003).

4.11.1 Verificación de la condición de estabilidad

En la actualidad se dispone de diferentes métodos para la verificación de la condición de estabilidad, como son los siguientes:

- Método del Análisis Límite
- Método de las Líneas de Deslizamiento

- Métodos probabilísticos
- Método del Equilibrio Limite

Para la realización de este proyecto se tomó en cuenta el método del Equilibrio Límite.

4.11.2 Equilibrio Límite y Factor de Seguridad

En este método se construye un mecanismo de colapso, arbitrario, constituido por formas genéricas: plana, circular, espiral logarítmica, etc., simple o asociada, es así que el análisis de los movimientos de los taludes por muchos años se ha realizado usando las técnicas del equilibrio límite. Este tipo de análisis requiere información sobre la resistencia del suelo, pero no se requiere sobre la relación esfuerzo-deformación.

El sistema de equilibrio límite supone que para el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla equivalentes a un factor de seguridad de 1.0.

Este análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Cada día se han mejorado los sistemas de Dovelas desarrollados a inicios del siglo XX y actualmente existen softwares muy fáciles de manejar como es el caso del Geoestudio 2007. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de los métodos posee un cierto grado de precisión. (Suarez, 1998)

El Factor de Seguridad es empleado por los ingenieros para establecer cuál es el factor de amenaza de que el talud colapse o falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius (1927) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla:

$$F. S = \frac{\text{Resistencia al corte}}{\text{Esfuerzo al cortante}}$$

Para superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes, se dio la siguiente relación:

$$F. S = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento actuante}}$$

4.11.3 Métodos de análisis de Factor de Estabilidad

Los métodos más utilizados por los ingenieros geotécnicos en todo el mundo son los simplificados de Fellenius, Bishop y de Janbú:

4.11.3.1 Método Ordinario o de Fellenius

Este método es también conocido como método Sueco, método U.S.B.R o método de las Dovelas. Este método considera superficies de falla circulares, divide el área de falla en tajadas verticales, obtiene las fuerzas resultantes y actuantes para cada tajada y con la sumatoria de estas fuerzas obtiene el Factor de Seguridad. Las fuerzas que actúan sobre cada dovela son las siguientes:

- El peso o fuerza de gravedad, la cual se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de falla.
- Las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en forma tangente a la superficie de falla.
- Las fuerzas de presión de tierras y cortante en las paredes entre dovelas, las cuales no son consideradas por Fellenius, pero sí son tenidas en cuenta en otros métodos de análisis más detallados.

4.11.3.2 Método de Bishop

Bishop (1955) presentó un método utilizando Dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las Dovelas.

Este método establece que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero. Reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobre determinada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.

4.11.3.3 Método de Janbú

Janbú (1973) presenta un método de Dovelas para superficies de falla curvas, no circulares. Al igual que Bishop establece que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobre determinada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbú utiliza un factor de corrección “Fo” para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.

4.12 REVESTIMIENTO DE RIBERAS

El revestimiento y la protección de las márgenes de las riberas pueden representar un gran porcentaje del costo de construcción de estas obras, en particular en las aplicaciones destinadas a la navegación y drenaje. Por este motivo el diseño adecuado de estos elementos debe merecer cuidadoso análisis y atención, con el objetivo de juntar al mejor desempeño técnico con el menor costo.

Los criterios de dimensionamiento y selección de la solución más adecuada consideran, en general, los parámetros velocidad y tensión de arrastre del flujo de agua.

Como condición de estabilidad de un curso de agua se entiende el equilibrio entre la acción del flujo sobre el cauce del río y la resistencia al movimiento (erosión) de los materiales (sedimentos) que lo constituyen.

Este equilibrio es alcanzado por la interacción entre el flujo de agua y los sedimentos provenientes de la cuenca hidrográfica contribuyente, considerando la evolución de las secciones, trazado y pendientes de curso de agua. Dicho equilibrio puede ser alterado naturalmente en función de la ocurrencia de grandes crecidas o en función de la evolución continua del trazado (lo cual provoca rectificaciones naturales en el mismo). De una forma más común, la alteración en el equilibrio puede ocurrir a través de: intervención directa, con obras en el propio curso de agua, como pueden ser: rectificaciones, diques, etc.; e intervención indirecta, por acciones en la cuenca hidrográfica que causen alteración en el uso de suelo como: urbanización, cambios de cultura, deforestación, etc.

La necesidad de la utilización de la protección para la estabilización de los cursos de agua naturales puede ser necesario para fijar el trazado del río, limitar las erosiones y proteger estructuras ribereñas como: Puentes, muelles, carreteras, ferrovías, instalaciones industriales, etc.

La protección de los cursos de agua y en especial de las márgenes puede ser hecha con los más variados materiales y técnicas de revestimiento, que son definidos en función de las características del suelo, de la acción de las escorrentías y de los objetivos a ser alcanzados.

Entre las alternativas para la protección de las márgenes y del fondo de los cursos de agua podemos utilizar revestimientos como piedra lanzada, piedra colocada, bloques pre-moldeados o placas de concreto, geoceldas rellenas de concreto, bolsas de geotextiles llenas con arena o mortero, gaviones, etc.

4.12.1 Parámetros para la aplicación de materiales de protección de riberas

4.12.1.1 Rugosidad de la Superficie

La rugosidad de la superficie, usualmente definida como el coeficiente de rugosidad de Manning, “n”, es función del tipo de revestimiento y del acabado de la superficie del material. En el caso de cursos de agua relativamente planos y cubiertos de pasto, se utiliza

un coeficiente de retardo “n” para relacionar las características físicas de un tipo particular de pasto al parámetro de carga hidráulica VR ($\frac{m^2}{s}$).

4.12.1.2 Resistencia a la Erosión y durabilidad

La resistencia a la erosión y la durabilidad del revestimiento de protección, tanto para una carga hidráulica de larga como de corta duración, pueden ser cuantificadas como una velocidad límite del caudal medio.

4.12.1.3 Estabilidad del Sistema de Protección

La estabilidad del sistema es función de la resistencia del revestimiento, en cuanto a:

- Desplazamiento por traslación bajo un esfuerzo cortante de lindero considerable o una pendiente excesiva de los taludes laterales y la capacidad de resistencia a un empuje hidrostático (generalmente asociado a cambios importantes de la pendiente longitudinal).
- Saltos hidráulicos.

Donde sea necesario, se puede agregar una serie de anclajes adicionales para incrementar la resistencia del revestimiento al deslizamiento y al empuje.

4.12.1.4 Flexibilidad del Sistema de Protección

La flexibilidad permite que el revestimiento se adapte a las deformaciones localizadas de la subbase y de los materiales que conforman el lecho; estas deformaciones pueden presentarse después de las Obras de construcción o deberse a factores estacionales. La falta de flexibilidad puede dar a lugar a la formación de vacíos debajo del revestimiento, a un desplazamiento sin control de los materiales del lecho y finalmente, a una socavación severa del sistema de protección. Por otro lado, una flexibilidad excesiva puede reducir la resistencia del sistema a las fuerzas potenciales de empuje del lecho que se mencionaron

anteriormente. Por lo tanto, en cada caso la flexibilidad óptima del sistema de protección debe tomar en cuenta los parámetros del subsuelo y condiciones hidráulicas específicas del proyecto.

4.12.1.5 Facilidad de Mantenimiento

La efectividad del mantenimiento de un sistema de revestimiento depende generalmente de la facilidad de acceso a la solera de la margen con equipo de ruedas y la posibilidad de remover mecánicamente los sedimentos o escombros acumulados sin dañar la protección.

4.13 SISTEMA DE PROTECCIÓN RIBEREÑA

4.13.1 Geoceldas

El sistema de confinamiento celular con Geoceldas tiene una historia rica de desarrollo y uso en todo el mundo. Muchas variables afectan el comportamiento y rendimiento del sistema de confinamiento con geoceldas, incluyendo el ángulo del talud, la estabilidad del subsuelo, el material de relleno, las lluvias y condiciones de riego, las características hidráulicas de las aguas subterráneas y la calidad de anclaje de la subbase. Por todos estos factores, es difícil aplicar parámetros exactos a cada aplicación individual sin depender de la ingeniería del proyecto y aportes ambientales de profesionales conocedores de sitio.

Las geoceldas proveen una forma semiflexible que mantiene el concreto sobre los taludes empinados de la margen. Las celdas crean pequeños bloques de concreto que se ajustan a las irregularidades de las partes frontales de talud sin agrietarse. Los ensayos comprueban que los bloques no saldrán fuera de las celdas debido al sistema de confinamiento perforado donde el relleno interactúa entre las celdas, (ver Figura 9).

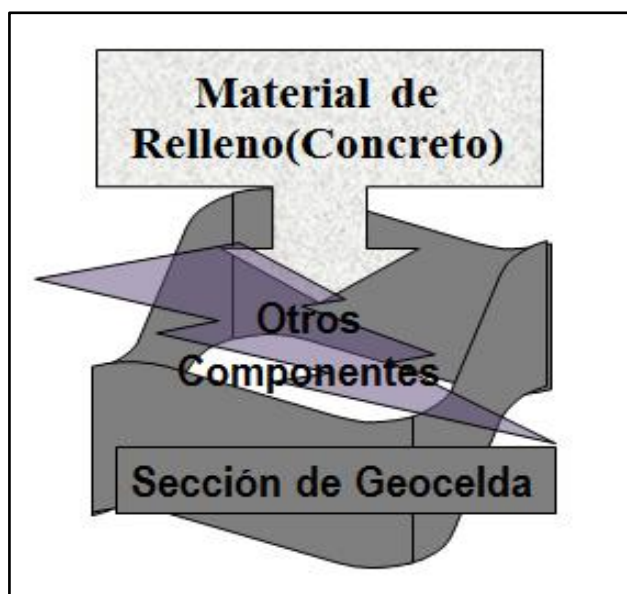


Figura 9: Sistema de confinamiento celular “Geocelda”

Fuente: Presto Geosystems. 2013

Se usarán celdas perforadas, estas perforaciones rellenas de concreto sirven de conexión entre celda y celda brindándole a la protección la características semiflexibles antes mencionadas. Las perforaciones también proporcionarán la necesaria resistencia al corte en la interface pared de celda/concreto durante el izaje y transporte de los paneles no vaciados.

La selección de la profundidad de celdas depende normalmente de las fuerzas potenciales de y tracción y de empuje que podrían ejercerse sobre el revestimiento de protección. Además de aumentar el peso unitario del sistema, una mayor profundidad de las celdas aumenta significativamente la rigidez a la flexión y la resistencia del sistema al empuje.

4.13.1.1 Especificaciones Técnicas de las Geoceldas

La geocelda a utilizar será de una estructura tridimensional compuesta de celdas confinantes en forma de panel con paredes verticales perforadas, fabricada en polietileno de alta densidad (HDPE).

El diseño del sistema de protección con geoceldas (dimensiones, altura, zanja de anclaje, número de anclajes internos dentro de la lámina de geoceldas, entre otros), dependerá de los parámetros hallados en el análisis hidráulico e hidrológico, además de las características del suelo de la zona.

4.13.1.2 Geoceldas rellenas con concreto

El sistema de confinamiento celular con geoceldas ofrece una amplia gama de métodos para resolver situaciones difíciles en el fondo de canales y en taludes de las márgenes de los ríos, donde grandes variaciones de las fuerzas erosivas se presentan con flujos continuos e intermitentes.

Los sistemas de protección de geocelda con concreto son más efectivos que los sistemas tradicionales de revestimiento de concreto utilizados en canales y márgenes de ríos. La naturaleza flexible del confinamiento celular de concreto permite adaptarse a los asentamientos producidos por los movimientos del subsuelo sin que se abran grietas ni deslaves asociados con las placas de concreto vaciadas en el sitio. El costo instalado de obra se reduce substancialmente al eliminarse los costos de encofrados, acero de refuerzo y otras técnicas de construcción relacionadas con el revestimiento de canales.

Uso adecuado: alrededor de puentes, en taludes empinados, en canales, en vertederos, para protección de puentes, carreteras, muelles, en ríos con arrastre de partículas, piedras o troncos.

La altura de geoceldas rellenas de concreto dependerán del ángulo de talud que se quiere revestir y del material de relleno, existen métodos para su determinación, en el caso del concreto existe una relación entre altura de celda y flujo de velocidad, (ver Figura 10).

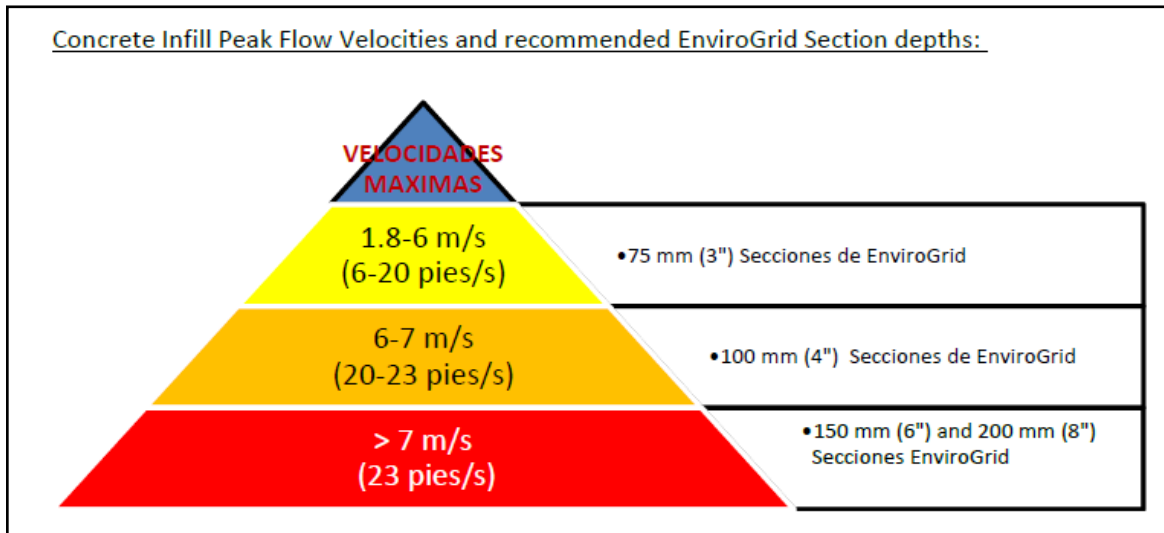


Figura 10: Altura de geocelda rellena de concreto según velocidades de flujo de agua.

Fuente: Geo Productos (2011)

4.13.1.3 Método constructivo

La solución para los cursos de agua consiste en definir un tipo de protección que más se adapte a las condiciones locales, no solamente en cuanto a la resistencia y a la acción del flujo, sino también en cuanto a la resistencia a las deformaciones del suelo de base, atendiendo a las condicionantes ambientales, rugosidad resultante, facilidad de ejecución, además del costo final de la Obra. Estos aspectos se deben ponderar en conjunto con la disponibilidad de materiales y equipos en la zona que se desea proteger (cantera de agregados, máquinas para vaciado de concreto, vibradoras, maquinaria pesada para perfil del talud, entre otros).

La protección con las geoceldas rellenas con concreto irá en todo el tramo que se quiere proteger cubriendo todo el talud y prolongándose hasta una profundidad igual a la profundidad máxima de socavación, siguiendo la misma inclinación del talud. A ese nivel se construirá un dado de concreto a manera de cuña para la geocelda del talud y anclaje de fijación para la geocelda horizontal que se deberá colocar con una longitud igual a la profundidad máxima de socavación.

Los pasos a seguir para la instalación de geoceldas para la defensa ribereña son los siguientes:

a) **Preparación del Terreno**

- Limpiar los taludes y la solera de la vegetación existente con ayuda de maquinaria de la zona o en su defecto traída de otra localidad.
- Se debe excavar y perfilar el talud a proteger, dándole la pendiente adecuada para la funcionalidad del sistema de geoceldas, tener en cuenta que debe haber más corte que relleno. Esta actividad se deberá realizar en época de estiaje y se deberá encauzar el río hacia un lado.
- Colocar, compactar y perfilar el relleno de tierra requerido.
- Excavar zanjas para la fijación del material en la corona del talud de acuerdo con los requerimientos, (ver Figura 11).

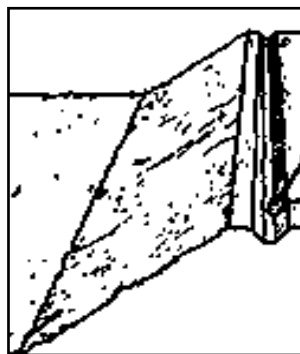


Figura 11: Preparación de talud

Fuente: Presto Geosystems (2013)

b) **Protección de talud con geotextil**

- Colocar el geotextil especificado sobre el talud preparado previo a la colocación de la geocelda.
- Traslapar adecuadamente las secciones adyacentes anclarlas, las secciones se juntarán con una engrapadora neumática.
- Fijar los bordes del geotextil impidiendo todo desplazamiento, (ver Figura 12).

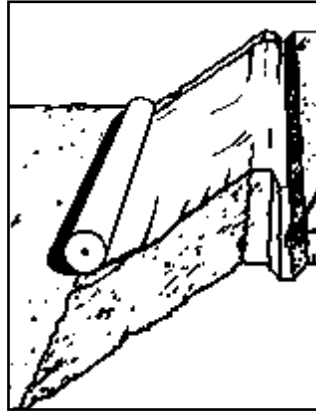


Figura 12: Colocación de geotextil sobre talud a proteger
Fuente: Presto Geosystems (2013)

c) Colocación de las Secciones de Geoceldas

- Se debe introducir una fila de ganchos de anclaje a lo largo del borde superior del área del talud que se desea proteger, también se podrá colocar ganchos en el centro de algunas celdas predeterminadas dependiendo del diseño, (ver Figura 13).
- Estirar las secciones de Geocelda hacia abajo cubriendo el talud hasta que se alcance alcancen la longitud especificada, (ver Figura 14).
- Mantener las secciones completamente estiradas mediante uno de los siguientes sistemas:
 - ✓ Ganchos de anclaje; en forma de J, (ver Figura 15).
 - ✓ Llenar varias celdas perimetrales.
 - ✓ Juntar secciones de geoceldas mediante grapas, (ver Figura 16).
- Alinear intercaladamente los bordes de las secciones de geocelda adyacentes, asegurándose de que la cara superior de las secciones esté a nivel.

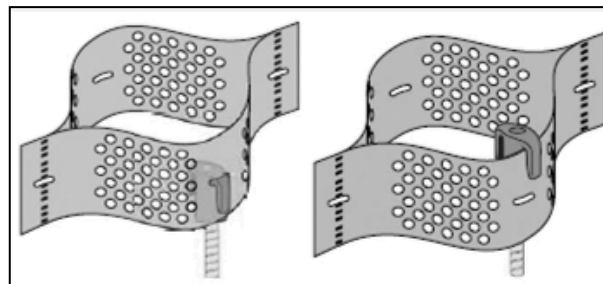


Figura 13: Fijación de borde con ganchos
Fuente: Presto Geosystems (2013)

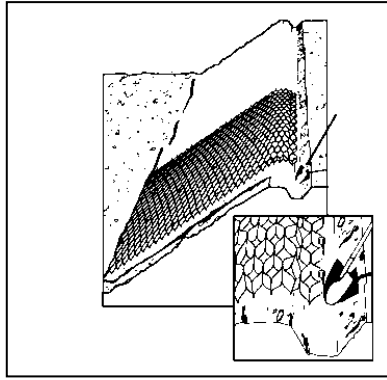


Figura 14: Colocación de la sección de geocelda

Fuente: Presto Geosystems (2013)

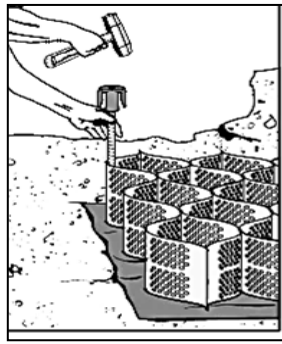


Figura 15: Métodos de colocación de ganchos

Fuente: Presto Geosystems (2013)



Figura 16: Engrapado de geoceldas

Fuente: Presto Geosystems (2013)

d) Preparación e inserción de tendones en secciones de geoceldas

- Las secciones de Geocelda vienen con orificios para tendones pre-perforados que son los que sostendrán los paneles de geoceldas extendidos sobre el talud, desde la zanja de anclaje en la corona del talud hasta la última Geocelda en el fondo del río, de haber un espaciamiento especial entre tendones se procederá a hacer dichos orificios con un taladro, (ver Figura 17).
- Usualmente se cortan tendones con una longitud de 10 por ciento adicional por amarres.

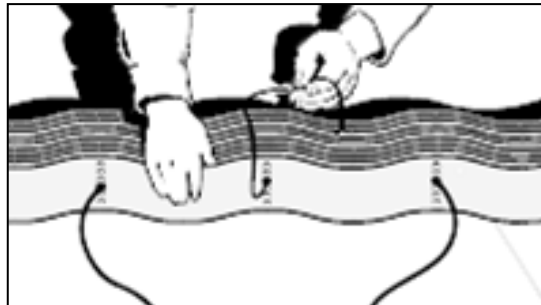


Figura 17: Inserción de tendones en panel de geocelda

Fuente: Presto Geosystems (2013)

e) Métodos especiales para la inserción de los tendones.

- Utilizar un alambre de 2.5mm de poca longitud doblado en un gancho largo en un extremo, tipo aguja, para jalar la punta del tensor a través de la sección de Geocelda plegada, (ver Figura 18).

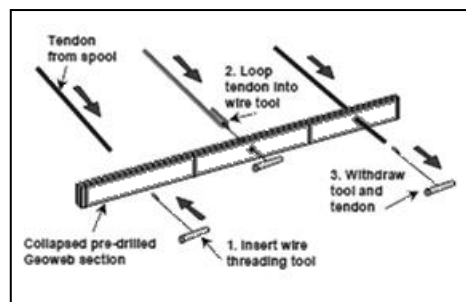


Figura 18: Inserción de tendones en panel de geocelda

Fuente: Presto Geosystems (2013)

f) Terminación y anclado de los ganchos

- El anclado de los ganchos se realizará haciendo un nudo con el tendón e introduciendo el gancho entre las orejas hechas con los tendones, una vez hecho se procede a clavar el gancho hasta el fondo de la celda, fijando así el sistema de protección al talud, (ver Figura 19).

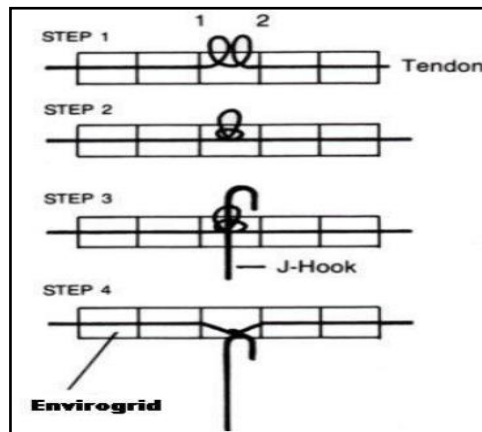


Figura 19: Atado de tendones y ganchos de anclaje

Fuente: Presto Geosystems (2013)

g) Anclajes internos

- Introducir anclajes adicionales a intervalos especificados en algunas celdas determinadas de la sección de la Geocelda en extensión para mayor soporte y evitar posibles deslizamientos, (ver Figura 20).

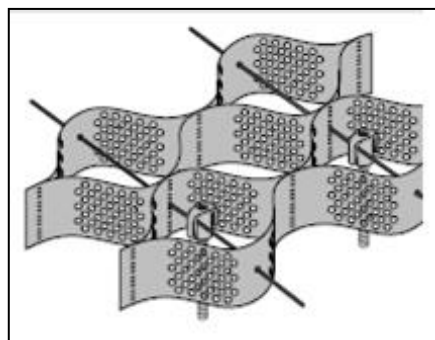


Figura 20: Anclajes internos

Fuente: Presto Geosystems (2013)

h) Anclaje enterrado en zanja

- Los paneles de geoceldas se atarán a un peso muerto de concreto tanto en la zanja hecha en la corona del talud como en el fondo del río, de ésta manera se fijará todo el sistema y evitará posibles deslizamientos y movimientos que pongan en peligro la estabilidad del sistema de protección, (ver Figura 21).

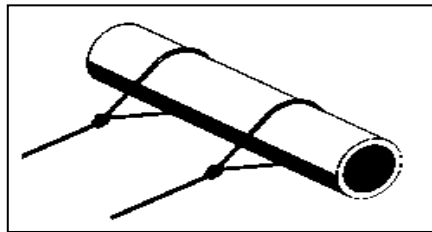


Figura 21: Anclaje de coronación de peso muerto

Fuente: Presto Geosystems (2013)

i) Colocación de relleno

- El llenado de las secciones de geocelda puede empezar después de concluida la fase de anclaje.
- Puede utilizarse una serie de equipos, en nuestro caso se utilizará una mezcladora de concreto tipo trompo de 11p3 de capacidad.
- Se deberá llenar desde la corona hacia el pie del talud (de arriba hacia abajo) para un óptimo llenado de las geoceldas en talud, las celdas deben llenarse en exceso y ayudados con una vibradora de concreto, a fin de permitir la consolidación y compactación del relleno, (ver
- Figura 22).
- Por último verificar que el relleno quede a nivel con la parte superior de las celdas al final del trabajo, respetando la pendiente dada en primera instancia.

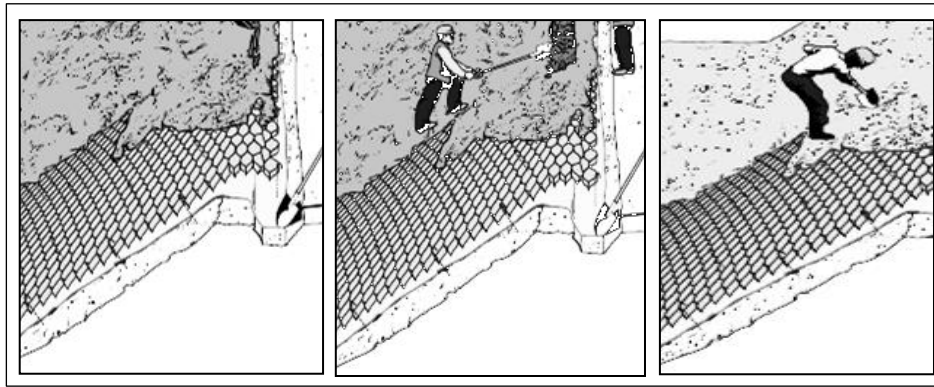


Figura 22: Relleno de geoceldas con concreto

Fuente: Presto Geosystems (2013)

j) Dimensiones de Geocelda

- Normalmente las geoceldas vienen en planchas o panales de ancho y largo determinado, con lo que la elección de éstas debe ser de acuerdo a las dimensiones del talud que se quiere proteger, considerando que si el panel de geocelda no cubre en la totalidad la longitud a cubrir se deberán practicar empalmes como se explicó en el inciso “c”.
- Se deberá tomar en cuenta las dimensiones de la sección de celda, esto de acuerdo al diseño a proponer.

k) Máquinas, equipos y herramientas

- El rendimiento de la instalación mejora significativamente con una selección apropiada del equipo y herramientas de construcción. En algunos casos, herramientas o equipos especiales pueden brindar ventajas adicionales sobre la mano de obra convencional, la Tabla 15 nos muestra los materiales, herramientas y equipos a utilizar en la instalación de geoceldas.

Tabla 15: Materiales, herramientas y equipos a utilizar en la instalación de geoceldas

Materiales a instalar	Herramientas manuales	Máquinas y equipos
Geotextil no tejido	Lampa y pico	Engrapadora neumática
Geocelda de HDPE	regla de madera/aluminio	Soldadora automática de calor
tendón de polyester	Badilejo	Mezcladora de concreto tipo trompo
Ganchos de anclaje	Comba	Vibrador de concreto
Grapas	Cuchilla	Generador eléctrico
Tubo de PVC 6"	Plancha de pulir	

Fuente: Elaboración propia (2014)

4.13.1.4 Experiencias con uso de Geoceldas

El uso de las geoceldas en el Perú es relativamente nuevo, sin embargo existen experiencias exitosas con uso de geoceldas rellenas con diferentes materiales según el terreno que se quiera proteger.

A continuación se muestran las figuras 23 – 30, correspondientes a experiencias exitosas nacionales e internacionales con el uso de geoceldas:

- **Experiencias Nacionales**



Figura 23: Instalación de geoceldas para revegetación de talud, El Blanquillo, Sartimbamba – La Libertad

Figura 24: Instalación de geoceldas para revegetación de talud, El Blanquillo, Sartimbamba – La Libertad

Fuente: Maccaferri (2013)



Figura 25: Instalación de geoceldas rellenas de concreto para protección de talud - Tumbes

Figura 26: Instalación de geoceldas rellenas de concreto para protección de talud - Tumbes

Fuente: Prodac (2013)

- **Experiencias Internacionales**



Figura 27: Instalación de geoceldas rellenas de concreto para protección de cara de presa, Gardneville, nevada - USA

Figura 28: Instalación de geoceldas rellenas de concreto para protección de cara de presa, Gardneville, nevada - USA

Fuente: Presto Geosystems (2013)



Figura 29: Instalación de geoceldas rellenas de concreto para protección de cara de presa, Mato Grosso do Sul y Rosana, São Paulo - Brasil

Figura 30: Instalación de geoceldas rellenas de concreto para protección de cara de presa, Mato Grosso do Sul y Rosana, São Paulo - Brasil

Fuente: Presto Geosystems (2013)

V.MATERIALES Y MÉTODOS

5.1 LUGAR

La Carretera Villa Rica – Desvío Iscozacín, se encuentra ubicada en el departamento de Pasco, Provincia de Oxapampa, la cual forma parte de la Ruta Nacional PE – 5N (Carretera Marginal de la Selva), tomando como tramo de estudio desde el kilómetro 31.80 al kilómetro 31.98.

5.1.1 Materiales de escritorio

- Computadora Portátil
- Cámara fotográfica
- Memoria USB
- Cuaderno de campo
- Papeles
- Portafolio
- Lapiceros
- Tijeras

5.1.2 Normas y Reglamentos o Materiales Técnicos

- Norma Técnica Peruana (NTP)
- Manuales
- Planos
- Software ArcGis 10.0
- Software Hec Ras
- Software Geoestudio 2007

- Software AutoCAD Civil 2014.

5.1.3 Materiales Diversos

- Guantes quirúrgicos
- Wincha

5.2 METODOLOGÍA

5.2.1 Fase de campo:

Durante esta etapa se estudió las características hidrológicas e hidráulicas del cauce determinando las huellas dejadas por el agua en ambos márgenes laterales, el material transportado, huellas de posibles inundaciones.

De acuerdo a la información analizada se observa que el régimen de precipitación de la zona es del tipo ecuatorial con un período húmedo durante los meses de octubre a abril y un período seco entre los meses de noviembre a mayo, propias de la ceja de selva. En el período seco generalmente siempre existe una precipitación mínima, es decir las lluvias se presentan durante todos los meses del año.

En los meses húmedos, es que se presentan los fenómenos de escurrimiento extraordinario o de descargas máximas, luego de ocurrido y coincidente con la ocurrencia de una tormenta en la zona. El régimen de escurrimiento para la zona de estudio, sigue el patrón de comportamiento proveniente de las lluvias.

En cuanto a los aspectos geodinámico de la zona del proyecto cabe destacar que no existe evidencia de fenómenos de naturaleza tectónica pero si de eventuales movimientos relacionados a manifestaciones sísmicas de origen profundo. Tal como se muestran en la Figura 31, Figura 32 y Figura 33.



Figura 31: Fotografía del estado de la margen izquierda del río Chunchumas

Fuente: Elaboración propia (2014)



Figura 32: Cruce del río Chunchumas y la carretera Villa Rica – Desvío Iscozacín

Fuente: Elaboración propia (2014)



Figura 33: Fotografía de del estado de la margen derecha del río Chunchumas

Fuente: Elaboración propia (2014)

5.2.2 Fase de Gabinete

Esta etapa consistió en el procesamiento, análisis, determinación de los parámetros de diseño y recomendaciones efectuadas para el diseño de la defensa ribereña, con la información disponible se efectuarán los cálculos de las descargas máximas del río Chunchumas en el área seleccionada, se calculará la socavación, caudal del río, lluvias en la zona y demás parámetros a tomar en cuenta para el diseño de la defensa ribereña y correcta elección del tipo y características de las geoceldas, los parámetros a considerar para el diseño de la defensa ribereña y elección de las geoceldas son los siguientes:

5.2.2.1 Información Topográfica

La información de campo que se obtuvo consistió en primer lugar en el levantamiento topográfico del perfil del río y secciones transversales del cauce aguas arriba y abajo, cubriendo todo el sector afectado, sobre todo el sector de socavación lateral del cauce,

información que se obtuvo del Estudio Definitivo del Mejoramiento y Rehabilitación de la Carretera Villa Rica – Puerto Bermúdez (2014).

5.2.2.2 Delimitación de la Microcuenca de Estudio

Se trabajó con la información de la carta nacional de Oxapampa Hoja 22 m a escala 1: 100000 en formato shape con el software ArcGIS 10.

ArcGIS 10 es una completa plataforma de información que permite crear, analizar, almacenar y difundir datos, modelos y mapas, en la cual se trabajó la información de vías nacionales, ríos, curvas de nivel, departamentos, provincias y cuencas hidrográficas. Finalmente se realizó la delimitación de la microcuenca de estudio y el cálculo de los parámetros morfológicos de la zona.

5.2.2.3 Procesamiento de la Información Pluviométrica

Para el presente trabajo de titulación se empezó analizando la información hidrológica para determinar el caudal que discurre por el río, previo análisis de la serie de datos históricos para establecer si algunos de estos datos exceden los umbrales superiores e inferiores de la información que puedan alterar los resultados.

Dado que no se tiene información de caudales de la quebrada se optó por la estimación de precipitación extrema, para lo cual se ha efectuado un análisis de frecuencia de eventos hidrológicos máximos, aplicable a caudales de avenida y precipitación máxima.

- Uso de registros de precipitación máxima en 24 horas de la estación más cercana ubicada en el ámbito del proyecto (San Miguel de Bocáz), como se muestra en la Tabla 16 y en la Figura 34.

Tabla 16: Precipitación Máxima en 24 horas – Estación San Miguel de Bocáz

ESTACIÓN: SAN MIGUEL DE BOCAZ / 000559/ DRE-11						LAT.: 10° 38' "S"			DPTO.: PASCO			
						LONG.: 75° 09' "W"			PROV.: OXAMPAMPA			
PARÁMETRO: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)						ALT.: 1075 msnm			DIST.: VILLA RICA			
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1964	42.5	40.0	73.0	90.0	34.0	9.0	14.0	13.0	76.0	77.0	85.0	42.0
1965	87.0	80.0	87.0	11.0	30.0	9.0	31.5	53.0	68.0	45.0	62.0	139.5
1966	88.5	107.0	61.0	94.0	135.0	41.0	12.0	30.1	35.5	70.0	59.0	73.0
1967	86.4	61.0	41.6	24.2	40.0	28.4	28.3	19.2	50.5	59.8	50.0	38.0
1968	89.0	54.0	S/D	59.5	22.9	29.4	29.3	7.8	26.3	42.8	32.5	60.2
1969	33.8	68.4	57.1	68.4	35.8	30.5	12.5	20.7	69.2	83.3	85.2	18.3
1970	54.8	49.9	43.4	84.3	29.4	45.7	33.1	67.0	30.2	47.2	69.7	82.1
1971	98.1	40.8	50.9	28.5	53.8	30.9	12.5	16.4	54.1	22.7	52.7	75.2
1972	27.2	59.0	36.8	58.8	32.2	24.0	20.0	174.6	73.1	39.9	60.0	48.0
1973	S/D	132.4	56.2	43.4	39.0	26.8	30.0	25.2	14.9	30.0	65.0	35.0
1974	130.0	30.0	33.0	4.5	19.1	19.0	7.1	20.6	S/D	S/D	S/D	S/D

Fuente: SENAMHI (2014)

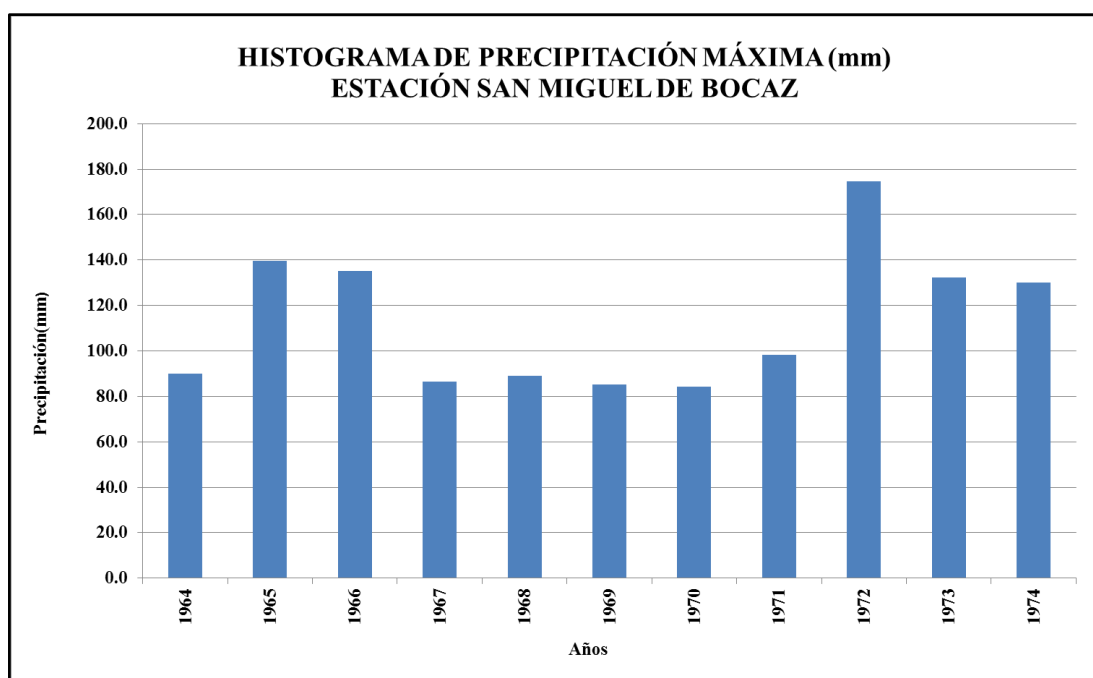


Figura 34: Histograma precipitación máxima 24 horas

Fuente: Elaboración propia (2014)

- Evaluación de las distribuciones de frecuencia más usuales para la definición de la distribución de mejor ajuste a los registros históricos para la estación.
- Análisis estadístico de precipitaciones extremas para períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 140, y 500 años mediante la asimilación de los registros a la distribución de mejor ajuste.
- Aplicación de modelos precipitación – escorrentía, para la generación de caudales, considerando el modelo de hidrograma Triangular Unitario.

5.2.2.4 Selección del Período de Retorno

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**) (%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

(*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.
- Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(**) - Vida Útil considerado (n)

- Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.
- Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.
- Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.
- Drenaje de plataforma y Sub-drenes n= 15 años.

- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.
- El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

Figura 35: Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje

Fuente: MTC (2011)

Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú del 2011, se tomó en consideración para el presente proyecto el tiempo de retorno de 140 años para un riesgo admisible del 25 por ciento (Figura 35) y una vida útil de 40 años, como se muestra en la Tabla 17.

Tabla 17: Periodo de retorno “T” (años)

Riesgo Admisible	Vida útil de las obras “n” (años)											
	10	15	20	25	40	50	75	100	200	300	400	500
0.01	995	1493	1990	2488	3980	4975	7463	9950	19900	29850	39800	49750
0.02	495	743	990	1238	1980	2475	3713	4950	9900	14850	19800	24750
0.05	195	293	390	488	780	975	1463	1950	3900	5849	7799	9748
0.10	95	143	190	238	380	475	712	950	1899	2848	3797	4746
0.20	45	68	90	113	180	225	337	449	897	1345	1793	2241
0.25	35	53	70	87	140	174	261	348	696	1043	1391	1739
0.30	29	43	57	71	113	141	211	281	561	842	1122	1402
0.35	24	35	47	59	93	117	175	233	465	697	929	1161
0.40	20	30	40	49	79	98	147	196	392	588	784	979
0.50	15	22	29	37	58	73	109	145	289	433	578	722
0.75	8	11	15	19	29	37	55	73	145	217	289	361
0.99	3	4	5	6	9	11	17	22	44	66	87	109

Fuente: Elaboración propia (2014)

5.2.2.5 Cálculo de las intensidades de Lluvia

Las dos estaciones de lluvia ubicadas en la zona no cuentan con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, entonces para poder estimarlas se recurrió al principio conceptual, referente a que los valores extremos de lluvias de alta intensidad y corta duración aparecen, en el mayor de los casos, marginalmente dependientes de la localización geográfica, con base en el hecho de que estos eventos de lluvia están asociados con celdas atmosféricas las cuales tienen propiedades físicas similares en la mayor parte del mundo.

Las relaciones o cocientes a la lluvia de 24 horas se emplean para duraciones de varias horas. Campos A., propone los siguientes cocientes que se muestran en la Tabla 18.

Tabla 18: Cocientes para duraciones de lluvia (horas)

1	2	3	4	5	6	8	12	18	24
0.30	0.39	0.46	0.52	0.57	0.61	0.68	0.80	0.91	1.00

Fuente: Campos y Gómez de Luna (1990)

Estos datos serán obtenidos como un porcentaje de los resultados de la precipitación máxima probable para 24 horas, para cada período de retorno, diferentes porcentajes de este valor según los tiempos de duración de lluvia adoptados.

5.2.2.6 Estimación de Caudal

En la zona de estudio no existen datos de mediciones de caudales de la quebrada Chunchumas, las avenidas máximas serán calculadas sobre la base de las precipitaciones y las características de la cuenca, tomando en cuenta el Hidrograma Unitario Triangular.

Aplicando el Método Triangular, se tienen los caudales unitarios. El caudal de avenida se obtiene multiplicando el caudal unitario por la altura de lluvia efectiva. Este valor ha sido calculado tomando en cuenta la curva I-D-F, y los números de escurrimiento.

El tiempo de concentración se determina de acuerdo a las fórmulas de Hathaway, Bransby – Williams, Kirpich y US Corps of Engineers.

5.2.2.7 Calculo de parámetros hidráulicos

De las secciones transversales obtenidas, se exporto al programa HEC – RAS, en el cual se realizó el modelamiento hidráulico para obtener la velocidad del flujo, los niveles de aguas máximas esperadas y demás parámetros hidráulicos.

5.2.2.8 Obtención de los parámetros del estudio de mecánica de suelos

El presente Trabajo de Titulación reseña los resultados obtenidos en el estudio de mecánica de suelos del Estudio Definitivo de la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Villa Rica – Puerto Bermúdez (2014), los cuales sirvieron para el posterior diseño de la

estabilización de taludes y estimación de los niveles de socavación en las zonas críticas de erosión de riberas, como se muestra en la Tabla 19 y la Tabla 20.

Tabla 19: Descripción del tipo de suelos

Progresiva	Lado	Prof. (m)	SUCS	AASHTO	Descripción del suelo
Km. 31+700	IZQ	0.20 – 1.5	CL	A-6 (11)	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
Km. 31+900	DER	0.00 – 0.55	GW	A-2-4 (0)	Grava bien graduada con arena
		0.55 – 1.50	GP-GC	A-1-a(0)	Grava pobremente gradada con mezcla de arcilla y arena

Fuente: MTC (a) (2014)

Tabla 20: Parámetros para estabilidad de taludes

Peso específico. natural (t/m3)	Peso específico. húmedo (t/m3)	Peso específico saturado. (t/m3)	Cohesión (t/m2)	Angulo de fricción interna (ϕ)
1.89	1.71	2.10	1.00	24
2.50	1.78	2.55	0.60	26

Fuente: MTC (a) (2014)

En la Tabla 21, se muestra un resumen de los resultados de los ensayos realizados en la plataforma vial donde se ubicó la defensa ribereña.

Tabla 21: Resumen de resultados de Ensayos de Laboratorio

Calicata N°	Progresiva	Lado	Prof. (m)	Altura de Nivel Freático	Humedad Natural	Límites de Atterberg		Clasificación	
						L.L. (%)	I.P. (%)	SUCS	AASHTO
159	Km. 31+700	IZQ	0.20 – 1.5	NP	20.00	36	17	CL	A-6 (11)
160	Km. 31+900	DER	0.00 – 0.55	NP	13.10	30	9	GW	A-2-4 (0)
			0.55 – 1.50	NP	4.60	22	5	GP-GC	A-1-a(0)

Fuente: MTC (a) (2014)

5.2.2.9 Cálculo de la socavación

Dado que no se encuentra un emplazamiento de puentes aun en la zona de estudio solamente se evaluará la socavación general.

Del estudio hidrológico se estimó el caudal para un periodo de retorno de 500 años como se recomienda en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (2011), con un riesgo admisible del 25 por ciento y una vida útil para este caso de 40 años, además se utilizaron las características geométricas del cauce y la granulometría de los materiales del lecho para el cálculo del nivel de socavación probable.

El método propuesto por Lischvan-Levediev es el que se usó para el cálculo de la socavación.

5.2.2.10 Análisis del factor de estabilidad

Para el cálculo del factor de estabilidad estático y pseudoestático (sismicidad) se usó el software Geoestudio 2007, para el cual se establecieron los taludes más críticos del conjunto de secciones, los métodos de Bishop, Fellenius y de Janbú.

Para determinar que no exista aguas subterráneas que puedan ejercer fuerzas hidrostáticas en el talud a defender se obtuvo información de una perforación de exploración de 20 m en el área del proyecto realizado para el Estudio Definitivo de Mejoramiento y Rehabilitación de la Carretera Villa Rica – Puerto Bermúdez a una profundidad de 20 m, la cual demostró que no se presente ningún nivel freático a dicha profundidad, como se demuestra en la Figura 52 del Anexo 7.

5.2.2.11 Cálculo de la altura de la geocelda

Para calcular la altura de la geocelda a utilizar en la defensa ribereña se utilizó el método de diseño propuesto por una empresa que se dedica a este tipo de instalaciones y

recubrimientos, posterior a esto y con ayuda de catálogos se elegirán las otras dimensiones de la misma (ancho y largo).

Los parámetros necesarios para calcular la altura de geoceldas según el método mencionado son:

- Ángulo de fricción interna del material de relleno
- Pendiente del talud a proteger

Con los valores mencionados se ingresa a la gráfica “Ángulo de fricción interna del material de relleno Vs pendiente del talud a proteger” donde se muestran las curvas típicas de dimensiones de geoceldas donde la intersección de los valores nos da la altura de geoceldas necesarias para la protección del talud, (ver Figura 36).

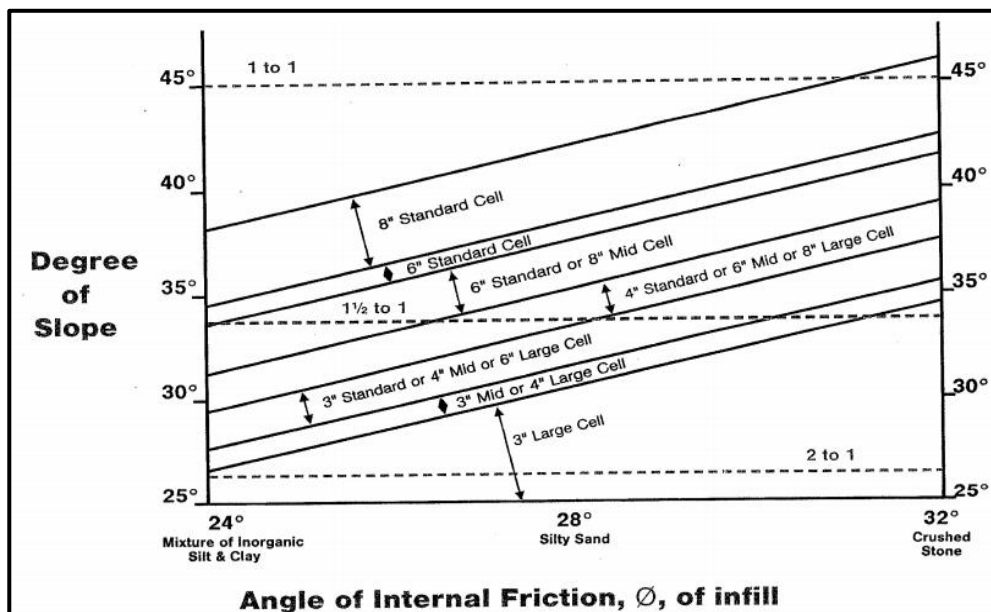


Figura 36: Gráfica para calcular la altura de geoceldas

Fuente: Geoproducts (2011)

La elección de dimensiones de sección de geocelda así como las dimensiones del panel se decidió de acuerdo a las especificaciones técnicas de cada fabricante, considerando que el largo del panel de geoceldas debe cubrir una longitud total dada por la siguiente ecuación:

$$LP = Lr + Lw + Lh$$

Donde;

LP: Longitud del panel

Lr : Longitud de retiro en corona de talud

Lw : Longitud de la pendiente del talud

Lh : Longitud de adentramiento horizontal en el río

5.2.2.12 Cálculo de la fuerza neta de deslizamiento (NSF)

La Fuerza Neta de Deslizamiento (Net Sliding Force - NSF) es la fuerza que tendría que vencer el sistema de geoceldas para no deslizarse abajo por la pendiente del talud. Si la NSF es negativa, entonces las fuerzas de fricción entre el sistema de geoceldas y la pendiente son suficientes para mantener el sistema en su sitio, de lo contrario el sistema tendría que reforzarse con anclajes o ganchos adicionales. La fuerza neta de deslizamiento está determinada por la siguiente ecuación:

$$\text{Fuerza neta de deslizamiento} = [(H \times L \times Y) + (L \times SL)] \times [\sin w - (\cos w \tan \emptyset)]$$

Donde;

H : Altura de celda

L : Longitud de pendiente

Y : Peso unitario del material de relleno

SL : Carga de nieve

W : Ángulo Pendiente del talud

Ø : Ángulo de fricción interna

5.2.2.13 Zanja de anclaje en Talud y fondo de río

El sistema de geoceldas se fijará a la corona del talud mediante una zanja de anclaje que se debe diseñar de manera que se aproveche el peso del suelo sobre las celdas enterradas y el sistema sea resistente a las fuerzas externas que interactúan en el sistema de geoceldas.

Se utilizó la siguiente ecuación para calcular las dimensiones requeridas en la zanja de anclaje para resistir las fuerzas de deslizamiento:

$$L \times H = \frac{NSF \times FS}{Y \times \tan \varnothing}$$

Donde;

L : Largo de la zanja

H : Altura de la zanja

NSF : Fuerza neta de deslizamiento

FS : Factor de seguridad

Y : Peso unitario del material de relleno

Ø : Ángulo de fricción interno

Las dimensiones de zanja obtenidas a partir de ésta ecuación deberán ser iguales tanto para la zanja en la corona del talud como para la zanja en el fondo del río, las cuales se llenarán con suelo y concreto respectivamente.

5.2.2.14 Cálculo de número de ganchos de anclaje por ancho de panel

El gancho de anclaje es el método más común para fijar el sistema de geoceldas al talud, siempre y cuando el suelo tenga una resistencia adecuada para sostener dichos anclajes y no se desgarre ocasionando que colapse el sistema de protección. En nuestro caso el suelo tiene una resistencia adecuada para sostener los ganchos de anclaje.

De manera general los ganchos de anclaje son de acero y en forma de “J”, tienen una longitud que varía entre 30 centímetros – 50 centímetros, dependiendo del tipo de suelo a anclarse, el alto de la geocelda y el tipo de relleno a sostener, además un espesor estándar de media pulgada.

Para el cálculo del número de ganchos por ancho de panel de geoceldas se utilizó la siguiente ecuación:

$$\text{N}^{\circ} \text{ de ganchos por ancho de panel} = \frac{\text{NSF} \times \text{Ancho de panel} \times \text{FS}}{\text{Resistencia del gancho de anclaje}}$$

Donde:

NSF : Fuerza neta de deslizamiento

FS : Factor de seguridad

5.2.2.15 Cálculo de tendones de sujeción por ancho de panel

Los tendones serán los encargados de sujetar todo el sistema de geoceldas a lo largo del talud, desde su anclaje en la corona del mismo hasta el adentramiento en el río del sistema de protección.

Los tendones usualmente consisten en unos hilos de poliéster trenzados o acordonados. Las tres características importantes de los tendones de poliéster son fortaleza, durabilidad, y resistencia al desgaste. El espaciamiento de tendones está determinado por la fuerza a ser soportada.

En su instalación, el tendón debe empezar y estar sujeto dentro de la zanja de anclaje mediante un peso muerto que en nuestro caso será un tubo de PVC de 6" relleno con concreto pobre, luego debe pasar a través del sistema de protección, desde la primera geocelda en la corona del talud hasta la última en el adentramiento en el río. Es recomendable que a la longitud obtenida se le agregue un 10 por ciento adicional por los amarres y nudos que existen.

Para el cálculo del número de tendones por ancho de panel de geoceldas se utilizó la siguiente ecuación:

$$\text{N}^{\circ} \text{ de tendones por ancho de panel} = \frac{\text{NSF} \times \text{Ancho de panel} \times \text{FS}}{\text{Resistencia del tendón}}$$

Donde;

NSF : Fuerza neta de deslizamiento

FS : Factor de seguridad

5.2.2.16 Uso de geotextil

El uso del geotextil está determinado por el tipo de suelo del talud y el relleno de geocelda que se usará, al haber materiales distintos (relleno y suelo) en contacto directo puede ocasionar una migración de material de un lado hacia el otro y dependiendo de las características de los mismos puede ocasionar complicaciones al sistema de protección, la función del geotextil es separar dichos materiales y evitar su contacto directo.

Para el cálculo de la Longitud de geotextil para revestir el talud se utilizó la siguiente ecuación:

$$LG = 2(Pz) + Lr + Lw + Lh + 2(La)$$

Donde;

LG : Longitud de geotextil

Pz : Perímetro de zanja

Lr : Longitud de retiro en corona de talud

Lw : Longitud de la pendiente del talud

Lh : Longitud horizontal de adentramiento en el río (H socav.)

La : Longitud de anclaje inicial y final

5.2.2.17 Presupuesto de Obra

Se realizó un presupuesto de instalación de geoceldas para el talud que se quiere proteger, se utilizó precios actualizados de los diferentes materiales que conforman dicho sistema así como de la mano de Obra para ejecutarlo.

5.2.2.18 Planos finales de diseño

Se muestran los planos realizados con la información disponible de la zona y los calculados en gabinete.

VI. RESULTADOS Y DISCUSION

Los resultados y discusión se presentan teniendo en consideración la siguiente secuencia: resultados de la descripción de los parámetros morfológicos e hidrológicos de la microcuenca, cálculo de los caudales de diseño, resultados del modelamiento hidráulico del río, resultado del análisis de socavación, análisis del factor de seguridad y la aplicación de geoceldas como método de estabilización de taludes

6.1 RESULTADOS DEL PROCESAMIENTO DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS Y CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO.

6.1.1 Del análisis cartográfico y exploratorio de la información

a. De la geomorfología de la microcuenca en estudio

- El río Chunchumas es una afluente del río Cacazú, el proyecto se ubica en un área donde se origina una gran cantidad de escorrentía y sedimentos, produciéndose así una gran inestabilidad del cauce que en periodo húmedo hace intransitable la vía.
- Del análisis topográfico del área del proyecto se puede decir que el río Chunchumas sigue una alineación casi recta, debido a la pendiente pronunciada que presenta, por lo que el flujo puede llegar a alcanzar altas velocidades.
- El río presenta dos pequeños tributarios y dada su ubicación en montaña, se puede decir que es un río joven, donde el cauce está conformado por materiales fracturados que pueden ser erosionables.

- El resumen de los parámetros geomorfológico obtenidos para la microcuenca Chunchumas se muestra en la Tabla 22.

Tabla 22: Parámetros geomorfológicos de la microcuenca Chunchumas

Microcuenca	Area (Km ²)	Perímetro de la cuenca (Km)	Longitud de cauce L (Km)	Cota Superior (msnm)	Cota Inferior (msnm)	Desnivel H (m)	Pendiente S(m/m)
Chunchumas	15.15	16.43	6.38	2132	958	1,174	0.18

Fuente: Elaboración propia (2014)

b. Del análisis exploratorio de la información

➤ **Información pluviométrica**

- Del análisis de datos dudosos se determinó que ninguno de estos estaba fuera de los umbrales superiores e inferiores, como se muestra en la Tabla 40 del Anexo 2.
- Del procesamiento de los datos pluviométricos de la estación San Miguel de Bocáz se obtuvo los registros de precipitación máximas corregidas que se usaron para el cálculo de intensidades de lluvia para los distintos periodos de retorno, como se presenta en la Tabla 23 y Tabla 47 del Anexo 3, así como también las curvas IDF que se muestran en la Figura 37, y la ecuación de intensidades válida para la microcuenca en función del tiempo de duración y tiempo de retorno:

$$I = \frac{146.7989 * T^{0.357352}}{t^{0.61885}}$$

- Del análisis de la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov, se determinó que la serie de datos se ajusta a la distribución de frecuencia de Gumbel

dado que se obtuvo el menor valor de “Dn” de 0.1529, como se indica en la Tabla 44 del Anexo 2.

Tabla 23: Precipitación Máxima corregida en 24 horas

Años	Precipitación Máxima (mm)
1964	101.70
1965	157.64
1966	152.55
1967	97.63
1968	100.57
1969	96.28
1970	95.26
1971	110.85
1972	197.30
1973	149.61
1974	146.90

Fuente: Elaboración propia (2014)

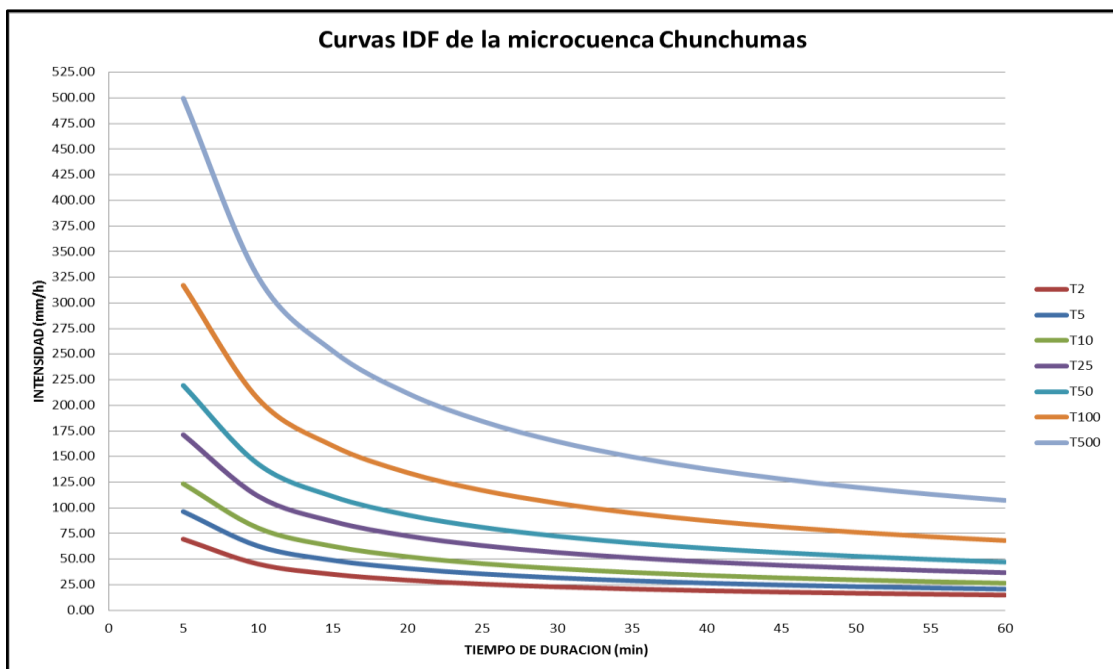


Figura 37: Curvas Intensidad –Duración-Frecuencia de la microcuenca Chunchumas

Fuente: Elaboración propia (2014)

c. De la estimación de Caudales

Para el cálculo de los caudales se seleccionó los periodos de retorno de 140 años para el caudal de diseño y de 500 años para la estimación de la socavación.

- De los datos geomorfológicos establecidos, se procedió a calcular el tiempo de concentración de la microcuenca bajo cuatro metodologías como se muestra en Tabla 24:

Tabla 24: Tiempo de concentración

Tiempo de concentración t_c (horas)				
Kirpich	US Corp of Engineers	SCS	Hataway	Tc elegido
0.53	1.69	0.29	1.93	0.79

Fuente: Elaboración propia (2014)

- Para los periodos de retorno de 140 y 500 años se obtuvo los caudales de 123.9 y 169.9 m³/s respectivamente, bajo la metodología del Hidrograma Triangular unitario, resumiéndolo en la Tabla 25.

Tabla 25: Calculo de caudales bajo el Hidrograma Triangular Unitario

Tiempo de Retorno (años)	Tiempo de retraso t_r (horas)	Tiempo de pico t_p (horas)	Tiempo base t_b (horas)	Caudal unitario q_p (m³/s/mm)	Número de curva CN	Altura de lluvia P (mm)	Lluvia efectiva P_e (mm)	Caudal máximo (m³/s)
140	0.48	1.37	3.66	2.30	84	94.33	53.87	123.9
500	0.48	1.37	3.66	2.30	84	116.88	73.87	169.9

Fuente: Elaboración propia (2014)

6.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS HIDRÁULICO Y CÁLCULO DE SOCAVACIÓN

6.2.1 Del Modelamiento Hidráulico

- Luego de obtenidas las secciones transversales, se procedió a exportarlas al software HEC-RAS, donde se realizó el modelamiento y se obtuvo una velocidad promedio de 4 m/s de la corriente del río, número de Froude entre el rango de 0.26 y 2.67, por lo que se presenta regímenes subcríticos y supercríticos, a su vez los diferentes niveles de aguas máximas esperadas, tirantes y demás parámetros hidráulicos como se muestra en la Figura 50 y Figura 51 del Anexo 6.

6.2.2 Del Cálculo de la Socavación

- Luego de obtenido el caudal de 169.9 m³/s para el tiempo de retorno de 500 años según lo establecido en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje y del estudio de mecánica de suelos de la zona se halló una profundidad de socavación estimada en 1.4 m, como se muestra en la Tabla 54 del Anexo 8 y de forma resumida en la Tabla 26

Tabla 26: Resultado cálculo de socavación

Método	Caudal de Diseño	Parámetros Geométricos		Socavación General	
	(m ³ /s)	D _m	γ	Cauce	
		(mm)	Ton/m ³	(m)	(m.s.n.m)
Lischtvan - Levediev	169.9	11.88	2.5	1.4	959.51

Fuente: Elaboración propia (2014)

6.3 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

6.3.1 De los métodos de Fellenius, Bishop y de Janbú

- Luego de seleccionados dos de las secciones más críticas se procedió a evaluarlas en el software Geostudio 2007, del cual se realizó en análisis Estático y pseudoestático (sismicidad), dando como resultado factores de seguridad superiores a la unidad, lo que significa que no presenta actualmente problemas de inestabilidad inmediata, sin embargo dada la posibilidad de que se realice trabajos de mejoramiento y rehabilitación de la carretera estos puede generarse inestabilidad por trabajos de movimiento de tierras, los resultados se muestran en la Tabla 27 y en el Anexo 9.

Tabla 27: Resultados del cálculo de los Factores de Seguridad

Sección	F.S. Estático	F.S. Pseudoestático (carga sísmica)
0+440 (lado izquierdo)	1.560	1.030
0+440 (lado derecho)	1.571	1.161

Fuente: Elaboración propia (2014)

6.4 RESULTADOS DEL DISEÑO DE GEOCELDAS

6.4.1 Dimensiones de Geoceldas

Tabla 28: Parámetros necesarios para cálculo de altura de geocelda

Parámetro	Cantidad	Unidad
Altura de talud (desde fondo de río hasta corona)*	3.50	m
Base de talud horizontal*	5.25	m
Pendiente	34	°
Ángulo de fricción interna del relleno	30	°

Fuente: Elaboración propia (2014)

* Ver plano de detalle de sección de talud

Se ingresa a la gráfica “Ángulo de fricción interna Vs Pendiente”, donde la intersección nos da la altura de Geocelda a utilizar, tal como se muestra en la Figura 38

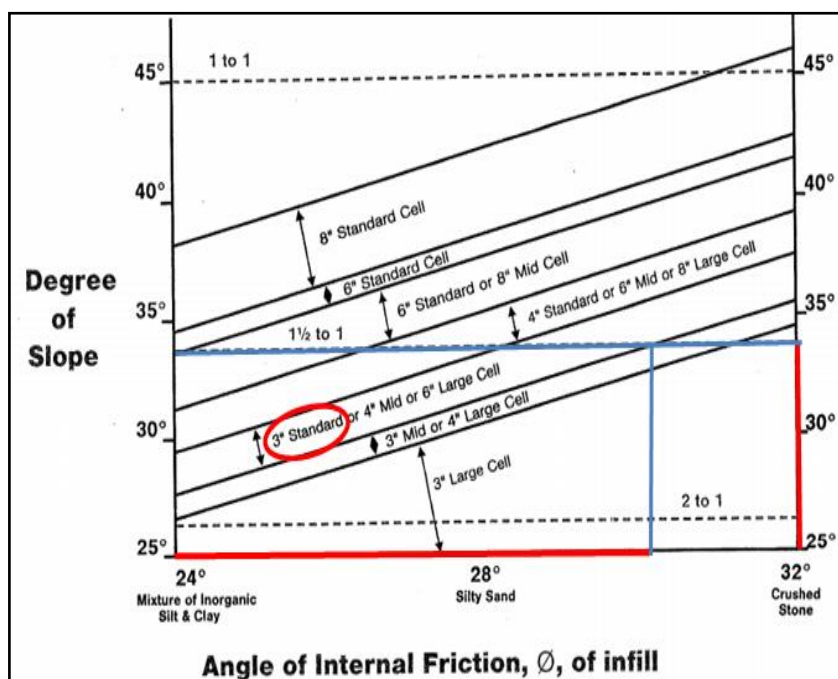


Figura 38: Cálculo de altura de geocelda

Fuente: Elaboración propia (2014)

Se obtuvo:

- Altura de Geocelda:

3 pulgadas (75 milímetros)

- Largo de panel de geocelda (LP):

Tabla 29: Parámetros necesarios para cálculo del largo de panel de Geocelda (LP)

Parámetro	Cantidad	Unidad
Longitud de retiro en corona de talud (Lr)	0,50	m
Longitud del talud (Lw)	8.82	m
Longitud de adentramiento horizontal en el río (Lh)	1.4	m

Fuente: Elaboración propia (2014)

El largo del panel de geoceldas estará dado por la siguiente ecuación:

$$L_p = L_r + L_w + L_h$$

Se obtuvo:

10,72 metros

Se elegirá las geoceldas que cumplan con los requerimientos detallados en las especificaciones técnicas de la Tabla 57 del Anexo 11.

6.4.2 Calculo de la Fuerza Neta de deslizamiento (NSF)

Tabla 30: Parámetros necesarios para realizar la ecuación de la fuerza neta de deslizamiento

Parámetro	Cantidad	Unidad
Altura de celda (H)	0.075	m
Longitud de pendiente (L)	6.3	m
Peso unitario del material de relleno (γ)	23.544	KN/m ³
Carga de nieve (SL)	0	KN/m ²
Pendiente (W)	34	°
Angulo de fricción interna (ϕ)*	30	°

Fuente: Elaboración propia (2014)

Para facilidades de cálculo se tomó el menor ángulo de fricción interna de los componentes del concreto, en este caso el de la arena (30°). Ver Tabla 56 del Anexo 12.

Aplicando la ecuación:

$$\text{Fuerza neta de deslizamiento} = [(H \times L \times \gamma) + (L \times SL)] \times [\sin w - (\cos w \tan \phi)]$$

Se obtuvo:

$$NSF = 0.828 \text{ KN/m}$$

6.4.3 Zanja de anclaje

Tabla 31: Parámetros necesarios para calcular las dimensiones de la zanja de anclaje

Parámetro	Cantidad	Unidad
Fuerza neta de deslizamiento (NSF)	0.828	kN/m
Factor de Seguridad (FS)	2.5	
Peso unitario del material de relleno (γ)	23.544	kN/m ³
Angulo de fricción interna (ϕ)	30	°

Fuente: Elaboración propia (2014)

Aplicando la ecuación:

$$L \times H = \frac{NSF \times FS}{\gamma \times \tan \phi}$$

Se obtuvo:

Dimensiones de zanja:

$$L \times H = 0.15 \text{ m}^2$$

$$\text{Ancho} = 0.30 \text{ m}$$

$$\text{Altura} = 0.50 \text{ m}$$

6.4.4 Cálculo del número de ganchos de anclaje por ancho de panel

Tabla 32: Parámetros necesarios para calcular el número de ganchos de anclaje por ancho de panel

Parámetro	Cantidad	Unidad
Fuerza neta de deslizamiento (NSF)	0.828	kN/m
Ancho de panel	2.3	m
Factor de Seguridad (FS)	2	
Resistencia del gancho de anclaje	1.5	kN

Fuente: Elaboración propia (2014)

Aplicando la ecuación:

$$\text{N}^\circ \text{ de ganchos por ancho de panel} = \frac{\text{NSF} \times \text{Ancho de panel} \times \text{FS}}{\text{Resistencia del gancho de anclaje}}$$

Se obtuvo:

Número de ganchos de anclaje por ancho de panel

3 ganchos por ancho de panel

Espaciamiento entre ganchos

0.77 metros

6.4.5 Cálculo del número de tendones de sujeción por ancho de panel

Tabla 33: Parámetros necesarios para calcular el número de tendones de sujeción por ancho de panel

Parámetro	Cantidad	Unidad
Fuerza neta de deslizamiento (NSF)	0.828	kN/m
Ancho de panel	2.3	m
Factor de Seguridad (FS)	2	
Resistencia del tendón de sujeción	1.5	kN

Fuente: Elaboración propia (2014)

Aplicando la ecuación:

$$\text{N}^\circ \text{ de tendones por ancho de panel} = \frac{\text{NSF} \times \text{Ancho de panel} \times \text{FS}}{\text{Resistencia del tendón}}$$

Se obtuvo:

Número de Tendones por ancho de panel:

3 tendones por ancho de panel

Espaciamiento entre tendones:

0.77 metros

6.4.6 Cálculo de longitud del geotextil

Tabla 34: Parámetros necesarios para calcular la longitud de geotextil

Parámetro	Cantidad	Unidad
Perímetro de zanja (Pz)	1,30	m
Longitud de retiro en corona de talud (Lr)	0,50	m
Longitud de la pendiente del talud (Lw)	8,82	m
Longitud horizontal de adentramiento en río (Lh)	1,40	m
Longitud de anclaje inicial y final (La)	0,30	m

Fuente: Elaboración propia (2014)

La Longitud de geotextil a utilizar para revestir el talud está dada por la siguiente ecuación:

$$LG = 2(Pz) + Lr + Lw + (Lh - \text{ancho de zanja}) + 2(La)$$

Se obtuvo:

Longitud de geotextil a utilizar en la sección a revestir

13.62 metros

Se elegirá el geotextil que cumplan con los requerimientos detallados en las especificaciones técnicas de la Tabla 57 Tabla 57 del Anexo 13

6.4.7 Cálculo de presupuesto de instalación de geoceldas

Para elaborar el presupuesto de instalación del sistema de protección de talud utilizando geoceldas se calculó todos los materiales e insumos necesarios para cubrir la longitud total del talud. Se tomó en cuenta que todos los cálculos realizados en los incisos anteriores son para la sección del talud, la longitud total del talud a proteger es de 180 metros.

Se consideró que los agregados de construcción para la elaboración del concreto premezclado se obtendrán de la cantera Kaczú ubicada en el kilómetro 35 de la carretera, como se observan los datos en la Figura 63 del Anexo 10.

Se consideró que todas las herramientas, equipos, máquinas y maquinaria pesada son alquilados en la zona.

Se consideró que el pago a los trabajadores encargados de la colocación de la geoceldas (capataz, operario, oficial y peón) será de acuerdo a lo establecido por ley, el presupuesto total se muestra en la siguiente Tabla 35 y en el Anexo 14

Tabla 35: Presupuesto Final

Costo directo		S/. 246 069,06
Gastos generales	5%	S/. 12 303,45
Subtotal		S/. 258 372,52
I.G.V.	18%	S/. 46 507,05
Total presupuesto		S/. 304 879,57

Fuente: Elaboración propia (2014)

6.5 COMPARACIÓN DE PRESUPUESTOS ENTRE DEFENSA RIBEREÑA UTILIZANDO GEOCELDAS Y DIQUE ENROCADO

6.5.1 Presupuesto de defensa ribereña utilizando dique enrocado

En la Tabla 36 se muestra el presupuesto de defensa ribereña con dique enrocado realizado en el río Chancay-Lambayeque sector centro poblado “Rinconazo” Tuman, perteneciente a una tesis del año 2010 a fin de comparar costo por metro lineal entre diferentes sistemas de defensa de riberas.

Tabla 36: Presupuesto de defensa ribereña con dique

Diques	Margen	N° de diques	Km	Longitud (m)
N° 01	Izquierda	1.0	0+334.63	206.86
	Derecha	1.0		206.86
N° 02	Derecha	1.0	0+521.78	69.43
N° 03	Izquierda	1.0	1+016.92	235.47
	Derecha	1.0		235.47
Longitud Total			m	954.09
Presupuesto total			S/.	2'048,811.58

Fuente: Bustamante Hernández, JM – Tesis (2010)

6.5.2 Presupuesto de defensa ribereña utilizando gaviones

En la Tabla 37 se muestra el presupuesto de defensa ribereña utilizando gaviones para una longitud de 577 metros, perteneciente al Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Chongoyape - Cochabamba – Cajamarca, elaborado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones en el año 2012.

Tabla 37: Presupuesto de defensa ribereña con gaviones

Costo Directo	1,206,881.04
Gastos Generales 15%	181,032.16

Sub Total	1,387,913.20
IGV 18%	249,824.38

Total Presupuesto	1,637,737.58
SON : UN MILLON SEISCIENTOS TRENTISIETE MIL SETECIENTOS TRENTISIETE Y 58/100 NUEVOS SOLES	

Fuente: MTC (b) (2012)

6.5.3 Cuadro comparativo de costo de defensa ribereña

En la Tabla 38 se muestra el costo por metro lineal de cada tipo de defensa ribereña mencionada (geoceldas rellenas de concreto, dique enrocado y gaviones), así como la relación de costos que existe entre cada una de ellas.

Tabla 38: Comparación de costos entre tipos de defensa ribereña

Material de defensa ribereña	Longitud (m)	Presupuesto (S/.)	Costo por metro lineal
Geoceldas rellenas de concreto	180	304,879.57	S/. 1,693.78
Dique enrocado	954.09	2,048,811.58	S/. 2,147.40
Gaviones	577	1,637,737.58	S/. 2,838.37
Relación de costos entre defensas ribereñas (Geoceldas/Dique)			78.88%
Relación de costos entre defensas ribereñas (Geoceldas/Gaviones)			59.67%

Fuente: Elaboración propia (2014)

VII. CONCLUSIONES

Las conclusiones del presente trabajo de investigación son producto del análisis y estudio de la información hidrometeorológica obtenida de la estación pluviométrica San Miguel de Bocáz en el departamento de Pasco, distrito de Villa Rica, de la información topográfica y la información de los diferentes ensayos de laboratorio y campo obtenidos del estudio de Factibilidad y Definitivo de la Carretera Villa Rica – Puerto Bermúdez, los cuales fueron de vital importancia para el logro de los objetivos planteados. A continuación, se presentan las conclusiones obtenidas en el presente trabajo de titulación:

7.1 Los parámetros morfológicos de la microcuenca del río Chunchumas fueron obtenidos a través del procesamiento cartográfico de la carta Oxapampa en el software ArcGIS 10, de los cuales se obtuvo el área de 15.5 Km², pendiente del 18 por ciento y una longitud de cauce de 6.38 Km.

7.2 Dada la falta de información de caudales de la microcuenca Chunchumas, se procesó los datos de precipitación máxima en 24 horas de la estación San Miguel de Bocáz de las cuales se obtuvo los datos de precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración e intensidades de lluvia. Para estimar los caudales se tomó en consideración los tiempos de retorno propuestos en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes, los cuáles fueron de 140 años para el caudal de diseño y cálculo del nivel de aguas máximas esperadas de la defensa ribereña obteniéndose un caudal de 123.9 m³/s; y un periodo de retorno de 500 años para el cálculo de la socavación obteniéndose un caudal de 169.9 m³/s. La profundidad de socavación estimada fue de 1.4 m, y del modelamiento hidráulico realizado en el software HEC –RAS se pudo obtener una velocidad promedio del cauce a defender de 4 m/s.

7.3 El factor de seguridad de los taludes en estado más crítico fueron determinados a través de los métodos de Fellenius, Bishop y de Janbú con la ayuda del software Geoestudio 2007, cabe mencionar que el cálculo de la estabilidad no es la esencia del análisis de estabilidad, es sólo una etapa en el procedimiento del estudio de la estabilidad de un talud. Con los métodos antes mencionados se hizo el análisis estático y pseudoestático (sismicidad), obteniéndose valores superiores a la unidad, lo cual indica que estos taludes no presentan inestabilidad inmediata sin embargo cabe mencionar que estas metodologías no se aplican a fenómenos de flujos, por ejemplo de detritos o reptación, ya que solo se aplican a deslizamientos, sean rotacionales, traslacionales o de bloque.

7.4 Como método de defensa ribereña se presenta a las geoceldas como una solución semiflexible porque puede absorber pequeños movimientos generados por los asentamientos del suelo de la base, sin perder su función estructural, se demostró que el revestimiento de Geoceldas 75mm (3pulg. de espesor) rellenas con concreto cumplen con los requisitos recomendados para la mayor velocidad límite obtenida (4 m/s) gracias a un contacto cara a cara del 100 por ciento y una masa superficial de concreto de 210 kg/cm². Además, la solución está acompañada con ganchos clavados al talud, lo que permitiría soportar velocidades de diseño mayores, esto brinda a la solución un factor de seguridad adicional.

7.5 La fuerza neta de deslizamiento (NSF) es 0.828 KN/m, la cual es mayor a cero por lo que el sistema de protección con geoceldas deberá contar con ganchos de anclaje adicionales para su fijación y estabilidad en el talud a proteger.

7.6 La zanja de anclaje, tanto en la corona del talud como al pie del mismo debe tener una sección de 0.15m² por lo que se definió que la altura sea 0.50m y el ancho 0.30m, siendo la zanja de anclaje en la corona de talud rellena con suelo y la zanja de anclaje en el fondo del río rellena con concreto.

7.7 El número de ganchos por ancho de panel es de 3, teniendo una separación de 0.77 metros entre ellos tanto a lo ancho como en el sentido del talud, se deberán anclar a éste

para luego vaciar el concreto dentro de las celdas, asegurando así la estabilidad del sistema de protección.

7.8 El número de tendones de sujeción por ancho de panel es de 3, teniendo una separación de 0.77 metros entre ellos, los tendones deberán colocarse a lo largo de todo el sistema de geoceldas, desde el anclaje en la corona del talud hasta la última celda en el adentramiento horizontal del río.

7.9 El presupuesto tentativo para la instalación de geoceldas en la zona del proyecto fue de S/. 304,879.57 (trescientos cuatro mil ochocientos setenta y nueve con 57/100 nuevos soles, incluido el I.G.V.), lo cual es factible para su ejecución por una empresa privada o gobierno regional dada la importancia de la carretera en las diferentes actividades de los distritos de Villa Rica, Iscozacín y poblados aledaños.

7.10 Elaborar una defensa ribereña utilizando geoceldas rellenas con concreto tiene un costo 21.12 por ciento menor que realizarlo con diques enrocados y 40.33 por ciento menor que realizarlo con gaviones. Ver Tabla 38

VIII. RECOMENDACIONES

8.1 La estación meteorológica San Miguel de Bocáz se encuentra inoperativa actualmente, por lo que no permitió trabajar con un rango más amplio de información de datos de precipitación máxima en 24 horas, por lo que sería de gran importancia que vuelvan a entrar en funcionamiento para poder procesar datos actuales, dada la variabilidad climática de los últimos años.

8.2 Proteger con geoceldas rellenas de concreto para el río Chunchumas debido a la facilidad para su instalación, resistencia a la acción del flujo de agua, mantenimiento y costo respecto a otras defensas de ribera que se encarecen debido a su estructura como son diques, gaviones, entre otros.

8.3 Utilizar insumos de buena calidad para la instalación del sistema de protección con geoceldas rellenas de concreto, de ésta manera se asegurará la duración en el tiempo de dicha protección.

IX. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- **Andreu, J.** 1993. Conceptos y métodos para la planificación hidrológica. Ed. CIMNE. Barcelona, p. 1-391.
- **Alva, J y Castillo, J.** 1993 Peligro Sísmico en el Perú: ponencia presentada en el VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Lima.
- **Ashkar, F., Bobee, B., Rasmussen, P. y Rosbjerg, D.** (1994). A perspective on the annual maximum flood approach to flood frequency analysis. In K.W. Stochastic and Statistical Methods in Hydrology and Environmental Engineering, Vol. 1, Extreme Values: Floods and Droughts, Kluwer, Dordrecht, NL. Ed. Hipel p 3-14.
- **Aparicio, F.** 1995. Fundamentos de hidrología de superficie. Ed. Limusa. México.
- **Breña, A. y Jacobo, M.** 2006. Principios y Fundamentos de la Hidrología Superficial. México. 289 p.
- **Bustamante Hernández, JM.** 2010. Estudio de encauzamiento y defensas ribereñas en el río Chancay-Lambayeque sector centro poblado “Rinconazo” Tuman. Tesis Ing. Lambayeque, UNPRG. 148p.
- **Campos, D. y Gómez de Luna, R.** 1990. Procedimiento para obtener curvas i-d-Tr a partir de registros. Revista Ingeniería Hidráulica. Ed. 2. México, p. 39-52.

- **Centro de Estudios Hidrográficos (CEDEX).** Información de las variables meteorológicas, además de una extensa bibliografía e informes hidrológicos. Consultado 12 de junio de 2013. Disponible en <http://hispagua.cedex.es/>
- **Chow, V.T., Maidment, D. y Mays, L.** 1988. Hidrología Aplicada. Ed. McGraw-Hill, Santa Fe de Bogotá, p.361-387.
- **Chow, VT., Maidment, D. y Mays, L.** 2000. Hidrología Aplicada. Colombia, Ed. Nomos S.A. 584 p.
- **Corporación Tecnológica de desarrollo (CTD).** s.f. Estructuras de contención en Gaviones, recomendación para el diseño ejecución y control.
- **Cruden, 1991.** Landslides in the Hillside development in the Hulu Kland, Klnag Valley by Farisham Abu Samah. 150 p.
- **De Matteis, A. 2003.** Geología y Geotecnia: Estabilidad de Taludes. Argentina.
- **Escudero, J.** 2011. Defensas ribereñas con Geosintéticos y Gaviones. CIDELSA. Lima.
- **García, J.** 1978. Hidrología. Santa Fe de Bogotá.
- **Geoproducts.** 2011. Guía de Diseño e Instalación de Geoceldas 3D para Control de Erosión. Consultado 28 Septiembre 2014. Disponible en <http://www.geoproducts.org/editoruploads/documents/Spanish%20Docs/Manual%20Control%20de%20Erosi%C3%B3n.pdf>.
- **Gumbel, E.J.** 1941. The return period of flood flows. En: “The Annals of Mathematical Statistics”. p. 163-190.

- **Hammer, M.J. y Kenneth, A.** 1981. Hydrology and Quality of Water Resources. Ed. John Wiley & Sons. New York.
- **Heras, R.** 1972. Manual de Hidrología. Ed. Escuela de Hidrología de Recursos Hidráulicos. Madrid
- **Heras, R.** 1976 Hidrología y Recursos Hidráulicos. Instituto de Hidrología y Recursos Hidráulicos. Madrid.
- **Higuera, C. H. y Pérez G.** 1989. Socavación en Puentes. Análisis, Prevención y Rehabilitación. Tomos I y II. Ministerio de Obras Públicas y Transporte. Colombia, Universidad del Cauca.
- **Juárez, E y Rico, A.** 1998. Mecánica de Suelos Fundamentos de la mecánica de suelos. Volumen I. 3 ed. México, Ed. Limusa S.A. 642 p.
- **Juárez, E y Rico, A.** 2003. Mecánica de Suelos. Volumen II. México, Ed. Limusa S.A. 413 p.
- **Kazmann, R.G.** 1974. Hidrología Moderna. Ed. CECSA. México.
- **Linsley, Kohler y Paulus.** 1997. Hidráulica para ingenieros. Ed. Mc. Graw-Hill. México, D.F.
- **Maccaferri.** 2013. Estabilización y revegetación de taludes en quebrada El Blanquillo, Sartimbamba – La Libertad.
- **Martín V., J. P.** 1997. Ingeniería Fluvial. Ed. Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá.
- **Martínez Marín, E.** 2005. Hidrología práctica. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Ed. Colección Escuelas. Madrid.

- **Martínez, J., Garzón, M.G. y Arche, A.** 1987. Avenidas e inundaciones. Ed. MOPU. Centro de Publicaciones. Madrid.
- **Miliarium.** 2008. Peso específico y ángulo de rozamiento interno de diversas materias. Consultado 28 Septiembre 2014. Disponible en http://www.miliarium.com/Prontuario/Tablas/NormasMV/Tabla_2-2.asp.
- **ML Ingeniería.** 2014. Ficha Técnica Geotextil PET 275gr/m2. Consultado 28 Septiembre 2014. Disponible en http://www.mlingenieria.com/pdf_2014/Geotextil/Geotextil%20no%20tejido%20PET%20275.pdf.
- **MINAM.** 2000. Libro Blanco del Agua en España. Ed. Centro de Publicaciones del Ministerio de Medio Ambiente, Madrid. 637 p.
- **Miller, I., Freund, J. y Johnson, R.** 1980. Probabilidad y estadística para ingenieros. 4 ed. México, Ed. Reverté S.A. p. 207-208.
- **Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú.** 2005. Plan Intermodal de Transportes del Perú.
- **Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú.** 2008. Manual de especificaciones Técnicas generales para construcción de carreteras no pavimentadas de bajo volumen de tránsito.
- **Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú (a).** 2010. Estudio de Factibilidad del Mejoramiento y Rehabilitación de la Carretera Villa Rica – Puerto Bermúdez.
- **Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú (b).** 2010. Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Chongoyape - Cochabamba – Cajamarca

- **Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú.** 2011. Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. 222 p.
- **Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú (a).** 2014. Estudio Definitivo del Mejoramiento y Rehabilitación de la Carretera Villa Rica – Puerto Bermúdez.
- **Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú (b).** Defensas Ribereñas. Consultado 12 de junio de 2014. Disponible en http://www.mtc.gob.pe/portal/transportes/caminos_ferro/manual
- **Monsalve, G.** 1995. Hidrología en la Ingeniería. Ed. Escuela Colombiana de Ingeniería, Santa Fe de Bogotá.
- **Mockus, V.** 1957. Use of storm and watershed characteristics in synthetic unit hydrograph analysis and application. US. Soil Conservation Service. USA.
- **Municipalidad Distrital de Huayhuay.** 2013 “Instalación de defensa ribereña con tratamiento paisajístico, tramo cementerio puente Santa Rosa y tramo puente Dos de Mayo – estadio municipal sobre el río Andaychagua del distrito de Huayhuay, provincia de Yauli – Junín”.
- **Nicholson D. y Hencher, S.** 1997. Assessing the potential for deterioration of engineered rock slopes. In: Marinos, P., Koukis, G., Tsiambaos, G. y Stournaras C. Engineering Geology and the Environment. Rotterdam, p. 911-917.
- **Olivo, E., Escobar, O. y Díaz, J.** 2009. Aplicación de los geosintéticos en la estructura de los pavimentos y en obras de drenaje para carreteras. Tesis. Ing. El Salvador, UES. 349 p.
- **Organización Mundial de Meteorología.** 2011. Guía de prácticas hidrológicas Volumen II. Gestión de recursos hídricos y aplicación de prácticas hidrológicas 6 ed.

- **Pilgrim, D. y Cordery, I.** 1993. Flood Runoff. In: Handbook of Hydrology. Ed. Maidment. p. 9-16.
- **Presto Geosystems.** 2013. Geoweb, slope protection system. Installation guide line. Consultado 28 Septiembre 2014. Disponible en http://www.prestogeo.com/downloads/ejibs9n2IhPD4z0OdNTWGgivYePeh7oCgNoCgNePLHGUpWXiMX/slope_installation.pdf.
- **Prodac.** 2013. Procedimiento de instalación de geoceldas con relleno de concreto en taludes – Tumbes.
- **Ray, L.** 1977. Hidrología para ingenieros. Ed. McGraw-Hill, Santafé de Bogotá.
- **Raynal, J.** 1989. Apuntes de Hidrología de Superficie, Ed. EPFI, UNAM. México. 100 p.
- **Seaurz, A.** 2006. Dimensionamiento hidráulico optimizado de puentes con terraplenes. Tesis. Ing. Piura, UP.
- **Suárez, J.** 1998. Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales. Colombia, Ed. Publicaciones UIS. 550 p.

X.ANEXOS

Anexo 1: Obtención de parámetros morfológicos de la microcuenca Chunchumas

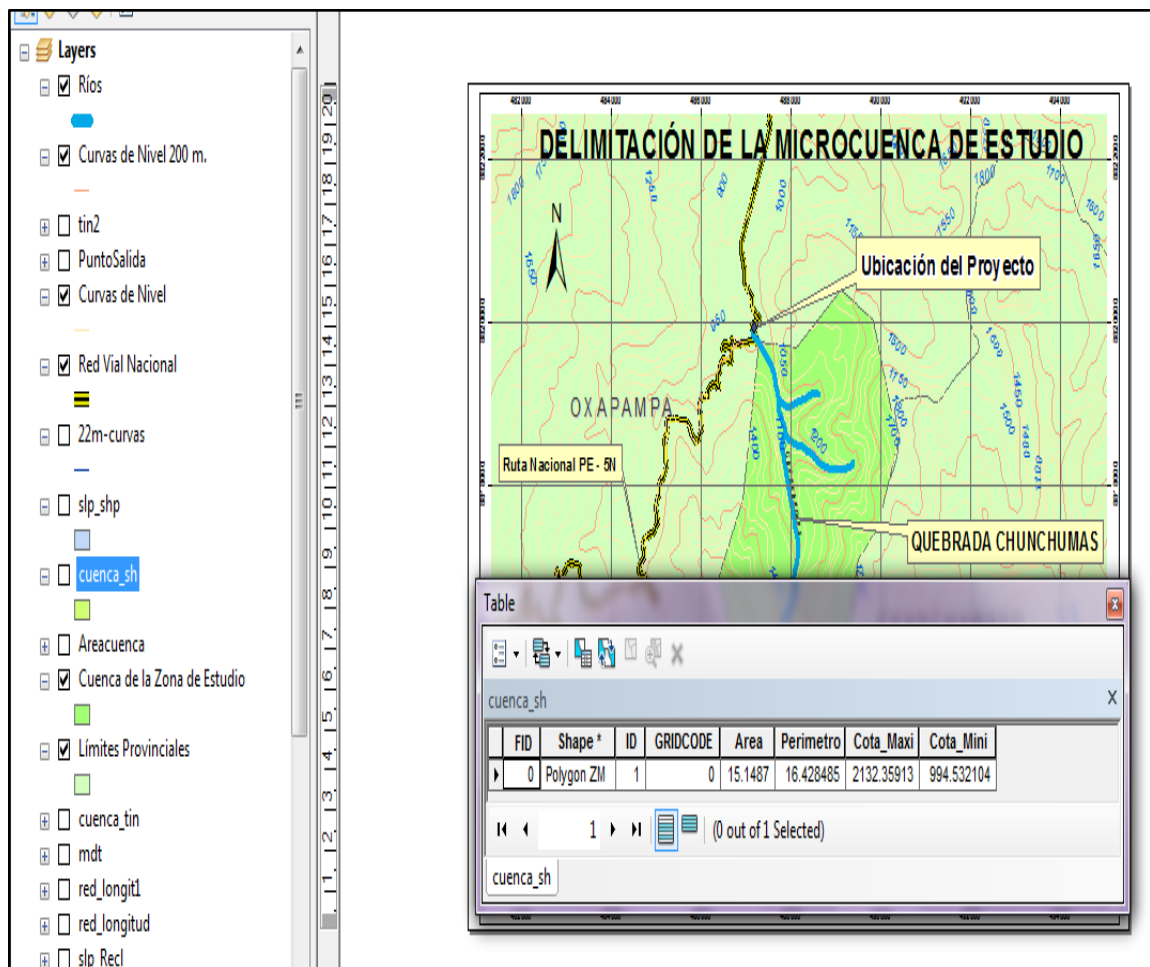


Figura 39: Parámetros morfológicos de la microcuenca Chunchumas

Fuente: Elaboración propia (2014)

Anexo 2: Cálculos hidrológicos

Tabla 39: Datos de Precipitación máxima en 24 horas

ESTACIÓN: SAN MIGUEL DE BOCAZ / 000559/ DRE-11						LAT.: 10° 38' "S"			DPTO.: PASCO			
						LONG.: 75° 09' "W"			PROV.: OXAMPAMPA			
PARÁMETRO: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)						ALT.: 1075 msnm			DIST.: VILLA RICA			
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1964	42.5	40.0	73.0	90.0	34.0	9.0	14.0	13.0	76.0	77.0	85.0	42.0
1965	87.0	80.0	87.0	11.0	30.0	9.0	31.5	53.0	68.0	45.0	62.0	139.5
1966	88.5	107.0	61.0	94.0	135.0	41.0	12.0	30.1	35.5	70.0	59.0	73.0
1967	86.4	61.0	41.6	24.2	40.0	28.4	28.3	19.2	50.5	59.8	50.0	38.0
1968	89.0	54.0	S/D	59.5	22.9	29.4	29.3	7.8	26.3	42.8	32.5	60.2
1969	33.8	68.4	57.1	68.4	35.8	30.5	12.5	20.7	69.2	83.3	85.2	18.3
1970	54.8	49.9	43.4	84.3	29.4	45.7	33.1	67.0	30.2	47.2	69.7	82.1
1971	98.1	40.8	50.9	28.5	53.8	30.9	12.5	16.4	54.1	22.7	52.7	75.2
1972	27.2	59.0	36.8	58.8	32.2	24.0	20.0	174.6	73.1	39.9	60.0	48.0
1973	S/D	132.4	56.2	43.4	39.0	26.8	30.0	25.2	14.9	30.0	65.0	35.0
1974	130.0	30.0	33.0	4.5	19.1	19.0	7.1	20.6	S/D	S/D	S/D	S/D

Fuente: SENAMHI (2014)

Tabla 40: Prueba de datos dudosos de precipitaciones corregidas

N°	Estación San Miguel de Bocáz			
	Año	P máx. (mm)	P máx. (mm) corregida	Log P
1	1964	90.00	101.70	2.007
2	1965	139.50	157.64	2.198
3	1966	135.00	152.55	2.183
4	1967	86.40	97.63	1.990
5	1968	89.00	100.57	2.002
6	1969	85.20	96.28	1.984
7	1970	84.30	95.26	1.979
8	1971	98.10	110.85	2.045
9	1972	174.60	197.30	2.295
10	1973	132.40	149.61	2.175
11	1974	130.00	146.90	2.167

Fuente: Elaboración propia (2014)

Tabla 41: Determinación de datos dudosos

Método del Water Resources Council			
Determinación de Outliers			
Media		127.84	mm
Desviación Estándar		34.418	
Coef. Asimetría (Cs)		0.771	
PLm (Media de los logaritmos)		2.093	
SL (Desviación Estándar de los logaritmos)		0.112	
Coef. Asimetría (Cs)		0.490	
n		11	
Kn		2.088	
Cs > +0.4	Dato dudoso alto		
Cs < -0.4	Dato dudoso bajo		
PL1 (Límite superior)		2.30	
PL2 (Límite inferior)		1.98	
P1 (Límite superior)		197.30	mm
P2 (Límite inferior)		95.26	mm
Yh		2.33	
Qh		212.47	mm
El mayor valor registrado 212.47 mm, no excede el valor del umbral; por lo tanto, no existen datos dudosos altos en la muestra.			
YL		1.86	
QL		72.28	mm
El mínimo valor registrado 72.28 mm, es mayor que el valor del umbral; por lo tanto, no existe dato dudoso bajo en la muestra.			

Fuente: Elaboración propia (2014)

Tabla 42: Prueba de bondad de ajuste para la distribución Pearson tipo III

PRUEBA DE KOLMOGOROV-SMIRNOV									
Distribución Pearson Tipo III.- Precipitación Máxima en 24 horas									
Estación San Miguel de Bocáz									
N	X	$Y=(x-\delta_1)/\alpha_1$	2Y	$2\beta_1$	χ^2	Fx	Fo	Abs(Fo-Fx)	
1	84.3	4.277	8.555	13.468	0.806	0.194	0.083	0.111	
2	85.2	4.354	8.708	13.468	0.795	0.205	0.167	0.039	
3	86.4	4.456	8.913	13.468	0.780	0.220	0.250	0.030	
4	89.0	4.678	9.356	13.468	0.746	0.254	0.333	0.079	
5	90.0	4.763	9.526	13.468	0.732	0.268	0.417	0.149	
6	98.1	5.453	10.906	13.468	0.619	0.381	0.500	0.119	
7	130.0	8.171	16.342	13.468	0.231	0.769	0.583	0.186	
8	132.4	8.376	16.751	13.468	0.211	0.789	0.667	0.122	
9	135.0	8.597	17.194	13.468	0.191	0.809	0.750	0.059	
10	139.5	8.980	17.961	13.468	0.159	0.841	0.833	0.008	
11	174.6	11.971	23.942	13.468	0.032	0.968	0.917	0.052	
n=11	$\alpha=0.05$						D=	0.186	
Media	113.1						dcrítico=	0.391	
Des.Eest(S)	30.46								
sesgo(γ)	0.7707								
$\beta_1=(2/\gamma)^2$	6.7342								
$\alpha_1=S/\sqrt{\beta_1}$	11.7371								
$\delta_1=X-\alpha_1\beta_1$	34.0958								

Fuente: Elaboración propia (2014)

Tabla 43: Prueba de bondad de ajuste para la distribución Log Pearson tipo III

PRUEBA DE KOLMOGOROV-SMIRNOV									
Distribución Log Pearson Tipo 3.- Precipitación Máxima en 24 horas									
Estación San Miguel de Bocáz									
N	X	LnX	$Y=(x-\delta_1)/a_1$	2Y	$2\beta_1$	γ^2	Fx	Fo	Abs(Fo-Fx)
1	84.3	4.434	12.499	24.998	33.314	0.840	0.160	0.083	0.0767
2	85.2	4.445	12.667	25.333	33.314	0.828	0.172	0.167	0.0057
3	86.4	4.459	12.888	25.776	33.314	0.811	0.189	0.250	0.0606
4	89.0	4.489	13.356	26.713	33.314	0.772	0.228	0.333	0.1054
5	90.0	4.500	13.533	27.066	33.314	0.757	0.243	0.417	0.1734
6	98.1	4.586	14.895	29.791	33.314	0.628	0.372	0.500	0.1277
7	130.0	4.868	19.346	38.691	33.314	0.228	0.772	0.583	0.1885
8	132.4	4.886	19.635	39.270	33.314	0.209	0.791	0.667	0.1240
9	135.0	4.905	19.942	39.884	33.314	0.191	0.809	0.750	0.0594
10	139.5	4.938	20.461	40.921	33.314	0.162	0.838	0.833	0.0049
11	174.6	5.162	24.008	48.016	33.314	0.044	0.956	0.917	0.0392
n= 11	$\alpha=0.05$							D=	0.18852
Media		4.70						dcritico=	0.391
Desv. Estan.		0.2582							
sesgo(γ)		0.4900							
$\beta_1=(2/\gamma)^2$		16.6572							
$a_1=S/\sqrt{\beta_1}$		0.0633							
$\delta_1=X-a_1\beta_1$		3.6437							

Fuente: Elaboración propia (2014)

Tabla 44: Prueba de bondad de ajuste para la distribución Gumbel

PRUEBA DE KOLMOGOROV-SMIRNOV				
Distribución Gumbel.- Precipitación Máxima en 24 horas				
Estación San Miguel de Bocáz				
N	X	Fx	Fo	Abs(Fo-Fx)
1	84.3	0.1964	0.0833	0.1130
2	85.2	0.2066	0.1667	0.0399
3	86.4	0.2205	0.2500	0.0295
4	89.0	0.2515	0.3333	0.0818
5	90.0	0.2638	0.4167	0.1529
6	98.1	0.3669	0.5000	0.1331
7	130.0	0.7210	0.5833	0.1376
8	132.4	0.7403	0.6667	0.0736
9	135.0	0.7600	0.7500	0.0100
10	139.5	0.7911	0.8333	0.0423
11	174.6	0.9339	0.9167	0.0173
			D=	0.1529
Media	113.1			
Desvest	30.46	d crítico =	0.391	
uy	0.52522	n=11		
σy	1.06938	α=0.05		
Alfa	0.03510967			
Beta	98.17695216			
exp(1)	2.718281828			

Fuente: Elaboración propia (2014)

Anexo 3: Cálculo de las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia

Tabla 45: Distribución de probabilidades pluviométricas mediante Gumbel

N°	Año	Precipitación (mm)	
		xi	(xi - x)^2
1	1964	90.00	2964.02
2	1965	139.50	10804.12
3	1966	135.00	9888.88
4	1967	86.40	2585.00
5	1968	89.00	2856.14
6	1969	85.20	2464.41
7	1970	84.30	2375.87
8	1971	98.10	3911.61
9	1972	174.60	19332.92
10	1973	132.40	9378.54
11	1974	130.00	8919.45

Fuente: Elaboración propia (2014)

Tabla 46: Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias

Tiempo de Duración	Cociente	Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración						
		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	140 años	500 años
24 hr	X24	31.43	78.49	109.64	149.00	178.20	221.21	274.16
18 hr	X18 = 91%	28.60	71.42	99.77	119.20	162.16	201.30	249.49
12 hr	X12 = 80%	25.15	62.79	87.71	119.20	142.56	176.97	219.33
8 hr	X8 = 68%	21.37	53.37	74.55	101.32	121.18	150.42	186.43
6 hr	X6 = 61%	19.17	47.88	66.88	90.89	108.70	134.94	167.24
5 hr	X5 = 57%	17.92	44.74	62.49	84.93	101.57	126.09	156.27
4 hr	X4 = 52%	16.35	40.81	57.01	77.48	92.66	115.03	142.56
3 hr	X3 = 46%	14.46	36.10	50.43	68.54	81.97	101.76	126.12
2 hr	X2 = 39%	12.26	30.61	42.76	58.11	69.50	86.27	106.92
1 hr	X1 = 30%	9.43	23.55	32.89	44.70	53.46	66.36	82.25

Fuente: Elaboración propia (2014)

Tabla 47: Intensidades de lluvia a partir de precipitación máxima.

Tiempo de duración		Intensidad de la lluvia (mm/hr) según el Periodo de Retorno						
Hr	min	2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	140 años	500 años
24 hr	1440	1.31	3.27	4.57	6.21	7.42	9.22	11.42
18 hr	1080	1.59	3.97	5.54	6.62	9.01	11.18	13.86
12 hr	720	2.10	5.23	7.31	9.93	11.88	14.75	18.28
8 hr	480	2.67	6.67	9.32	12.66	15.15	18.80	23.30
6 hr	360	3.20	7.98	11.15	15.15	18.12	22.49	27.87
5 hr	300	3.58	8.95	12.50	16.99	20.31	25.22	31.25
4 hr	240	4.09	10.20	14.25	19.37	23.17	28.76	35.64
3 hr	180	4.82	12.03	16.81	22.85	27.32	33.92	42.04
2 hr	120	6.13	15.30	21.38	29.05	34.75	43.14	53.46
1 hr	60	9.43	23.55	32.89	44.70	53.46	66.36	82.25

Fuente: Elaboración propia (2014)

- Representación matemática de las curvas Intensidad - Duración - Período de retorno:

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

- En la cual:

I = Intensidad (mm/hr)
t = Duración de la lluvia (min)
T = Período de retorno (años)
K, m, n = Parámetros de ajuste

- Realizando un cambio de variable:

$$d = K \cdot T^m$$

- Con lo que de la anterior expresión se obtiene:

$$I = \frac{d}{t^n} \Rightarrow I = d \cdot t^{-n}$$

Tabla 48: Regresión para tiempo de retorno de 140 años

Periodo de retorno para T = 140 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	9.22	7.27	2.22	16.15	52.89
2	1080	11.18	6.98	2.41	16.86	48.79
3	720	14.75	6.58	2.69	17.71	43.29
4	480	18.80	6.17	2.93	18.11	38.12
5	360	22.49	5.89	3.11	18.32	34.65
6	300	25.22	5.70	3.23	18.41	32.53
7	240	28.76	5.48	3.36	18.41	30.04
8	180	33.92	5.19	3.52	18.30	26.97
9	120	43.14	4.79	3.76	18.02	22.92
10	60	66.36	4.09	4.20	17.18	16.76
10	4980	273.84	58.16	31.44	177.48	346.94
Ln (d) =	6.7290	d = 836.2963		n = -0.6164		

Fuente: Elaboración propia (2014)

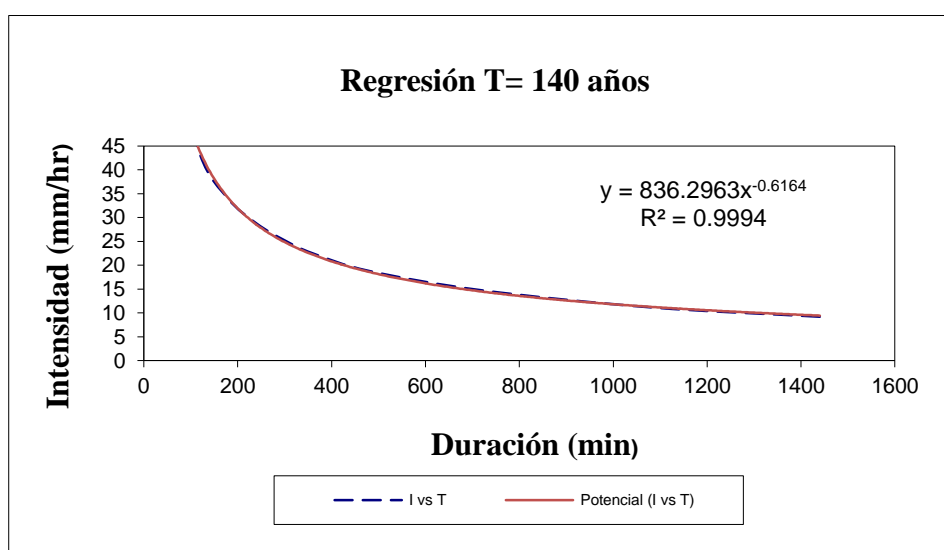


Figura 40: Curva de Regresión para tiempo de retorno de 140 años

Fuente: Elaboración propia (2014)

Tabla 49: Regresión para tiempo de retorno de 500 años

Periodo de retorno para T = 500 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	11.42	7.27	2.44	17.71	52.89
2	1080	13.86	6.98	2.63	18.36	48.79
3	720	18.28	6.58	2.91	19.12	43.29
4	480	23.30	6.17	3.15	19.44	38.12
5	360	27.87	5.89	3.33	19.59	34.65
6	300	31.25	5.70	3.44	19.63	32.53
7	240	35.64	5.48	3.57	19.59	30.04
8	180	42.04	5.19	3.74	19.41	26.97
9	120	53.46	4.79	3.98	19.05	22.92
10	60	82.25	4.09	4.41	18.06	16.76
10	4980	339.38	58.16	33.59	189.96	346.94
Ln (d) =	6.9436	d = 1036.4816		n = -0.6164		

Fuente: Elaboración propia (2014)

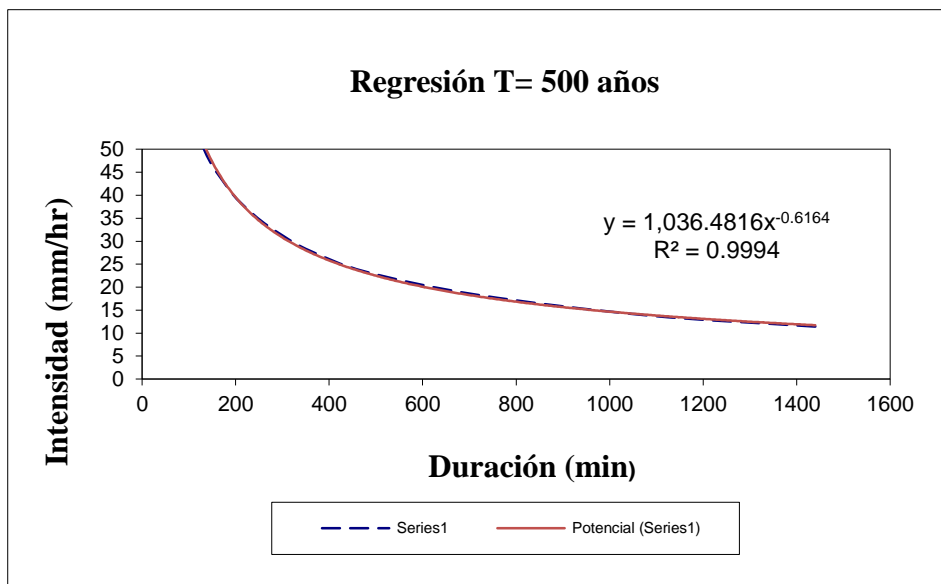


Figura 41: Curva de Regresión para tiempo de retorno de 500 años

Fuente: Elaboración propia (2014)

Tabla 50: Resumen de aplicación de regresión potencial

Periodo de Retorno (años)	Término cte. de regresión (d)	Coef. de regresión [n]
2	118.835	-0.616
5	296.715	-0.616
10	414.488	-0.616
25	614.723	-0.634
50	673.687	-0.616
140	836.296	-0.616
500	1036.482	-0.616
Promedio =	570.175	-0.619

Fuente: Elaboración propia (2014)

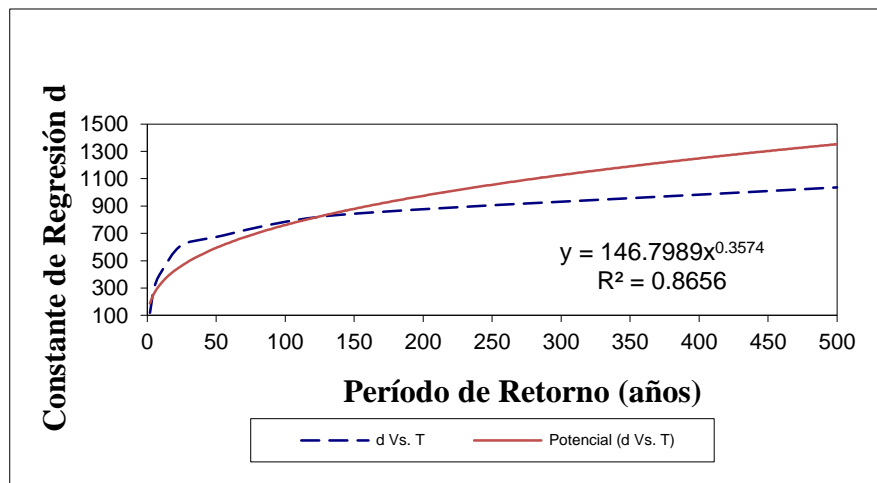


Figura 42: Curva de regresión Potencial

Fuente: Elaboración propia (2014)

Tabla 51: Tabla de Intensidades – Tiempo de duración

Frecuencia años	Duración en minutos											
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
2	69.46	45.23	35.19	29.45	25.66	22.92	20.83	19.18	17.83	16.71	15.75	14.92
5	96.37	62.76	48.83	40.87	35.59	31.80	28.90	26.61	24.74	23.18	21.85	20.71
10	123.46	80.39	62.55	52.35	45.60	40.73	37.03	34.09	31.69	29.69	27.99	26.53
25	171.29	111.54	86.79	72.63	63.27	56.52	51.37	47.30	43.97	41.20	38.84	36.80
50	219.43	142.89	111.18	93.05	81.05	72.40	65.81	60.59	56.33	52.78	49.75	47.15
140	317.02	206.44	160.63	134.43	117.09	104.60	95.08	87.54	81.39	76.25	71.88	68.11
500	499.63	325.35	253.15	211.87	184.54	164.85	149.85	137.97	128.27	120.17	113.29	107.35

Fuente: Elaboración propia (2014)

Anexo 4: Cálculo de Caudales

Tabla 52; Método del Hidrograma Unitario Triangular

<u>MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR:</u>																					
Microcuenca	Tiempo de Retorno (años)	Area (Km ²)	Perímetro de la cuenca (Km)	Longitud de cauce L (Km)	Cota Superior (msnm)	Cota Inferior (msnm)	Desnivel H (m)	Pendiente S(m/m)	Tiempo de concentración tc(horas)				Tiempo de retraso tr(horas)	Tiempo de pico tp(horas)	Tiempo base tb(horas)	Caudal unitario q _p (m ³ /s/mm)	Número de curva CN	Altura de lluvia P (mm)	Lluvia efectiva Pe (mm)	Caudal máximo (m ³ /s)	
									Kirpich	US Corp of Engineers	SCS	Hataway									Tc elegido
Chunchumas	140	15.15	16.43	6.38	2132	958	1,174	0.18	0.53	1.69	0.29	1.93	0.79	0.48	1.37	3.66	2.30	84	94.33	53.87	123.9
Chunchumas	500	15.15	16.43	6.38	2132	958	1,174	0.18	0.53	1.69	0.29	1.93	0.79	0.48	1.37	3.66	2.30	84	116.88	73.87	169.9

Fuente: Elaboración propia (2014)

Anexo 5: Creación de secciones transversales

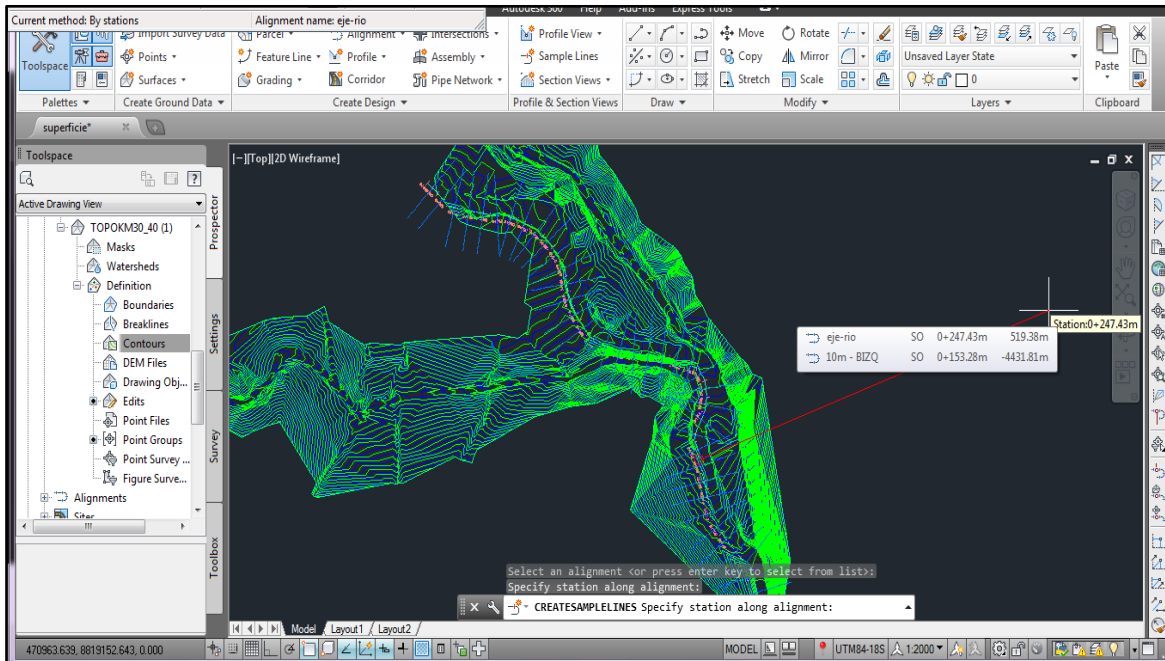


Figura 43: Preparación de la superficie topográfica de trabajo

Fuente: Elaboración propia (2014)

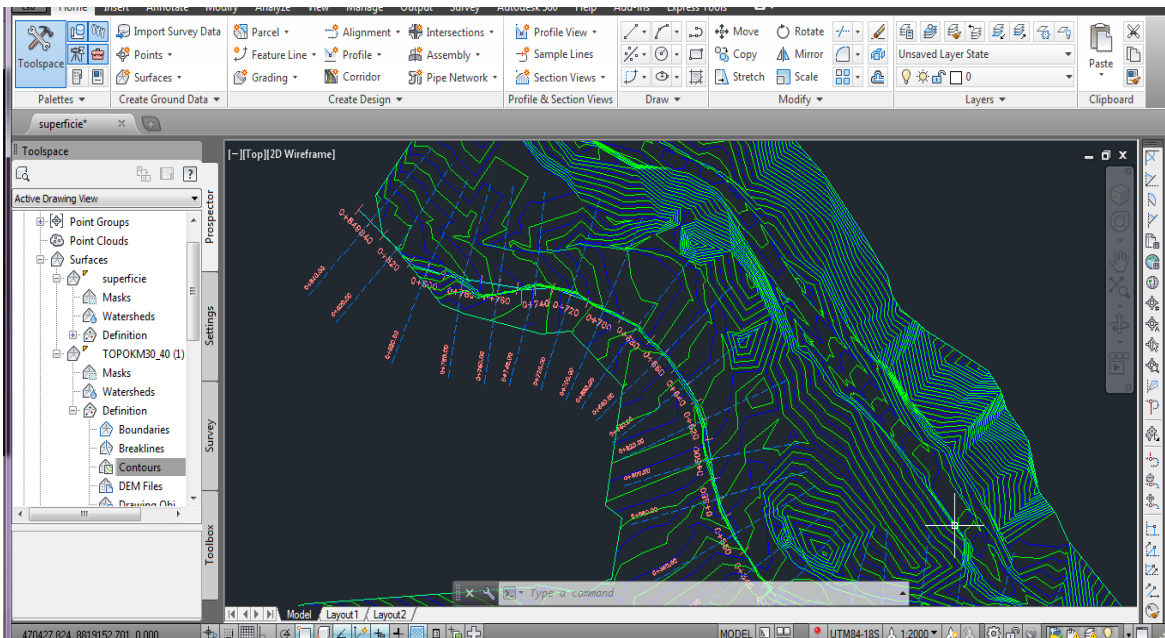


Figura 44: Identificación del eje y márgenes del río Chunchumas

Fuente: Elaboración propia (2014)

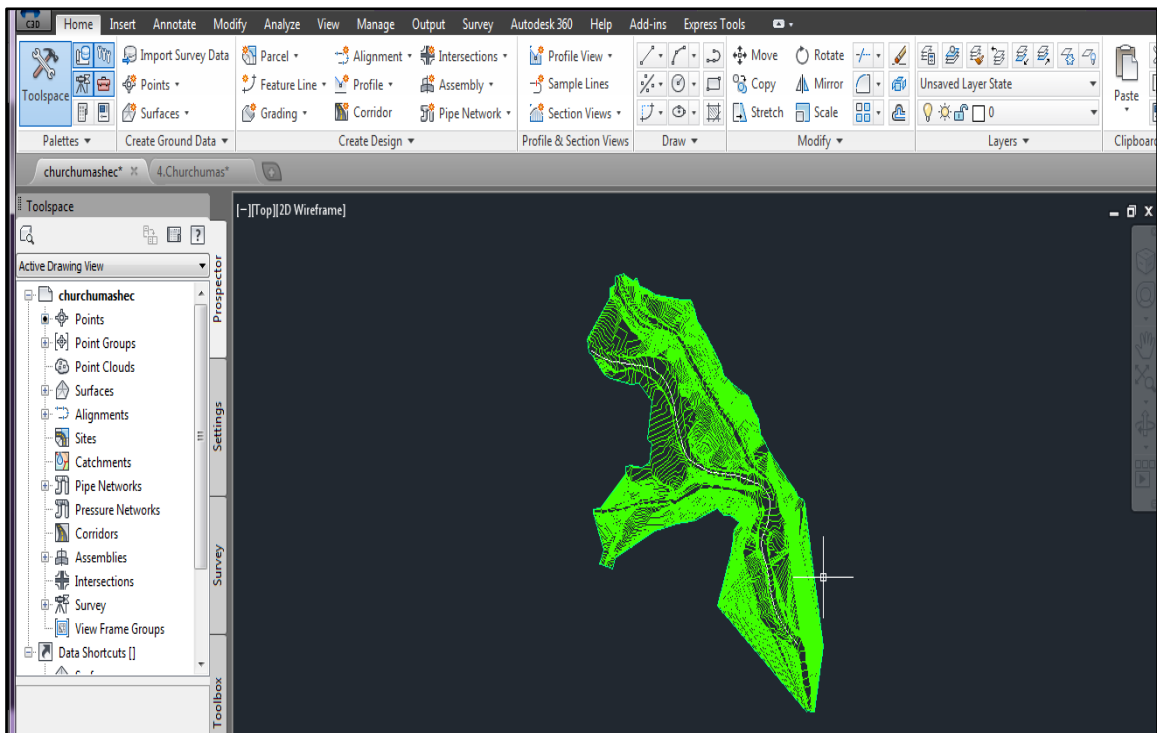


Figura 45: Secciones transversales creadas cada 20 metros del río Chunchumas

Fuente: Arias y Muñoz (2014)

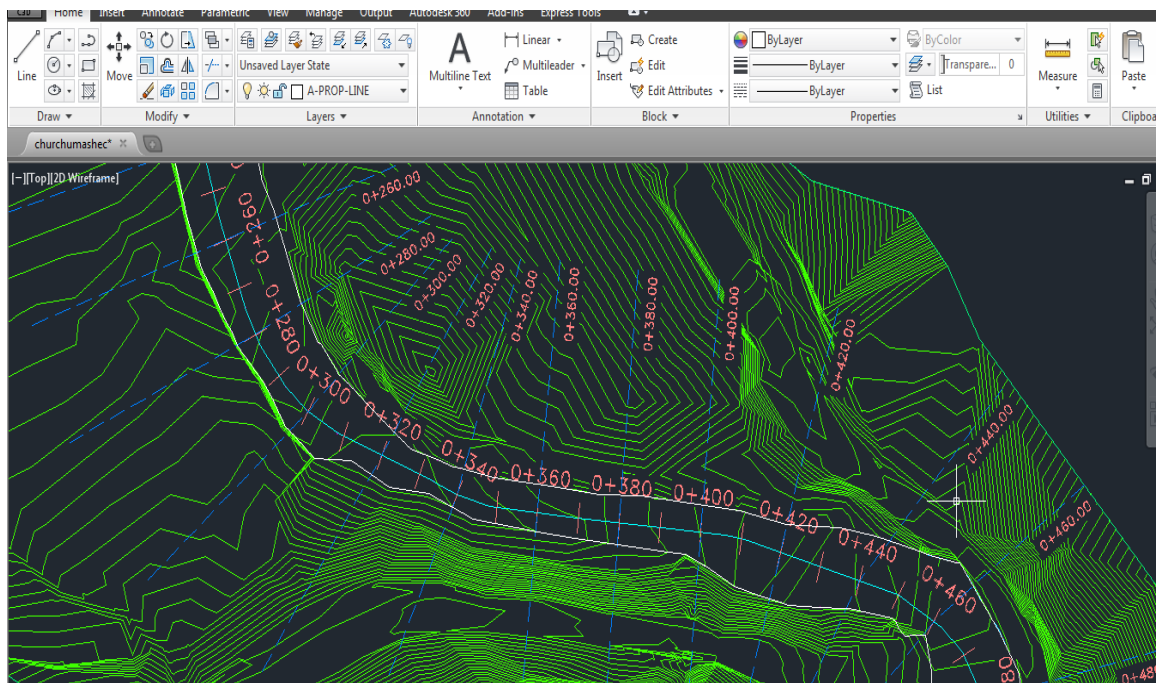


Figura 46: Secciones transversales del rio para exportar a HEC-RAS

Fuente: Arias y Muñoz (2014)

Anexo 6: Modelamiento hidráulico

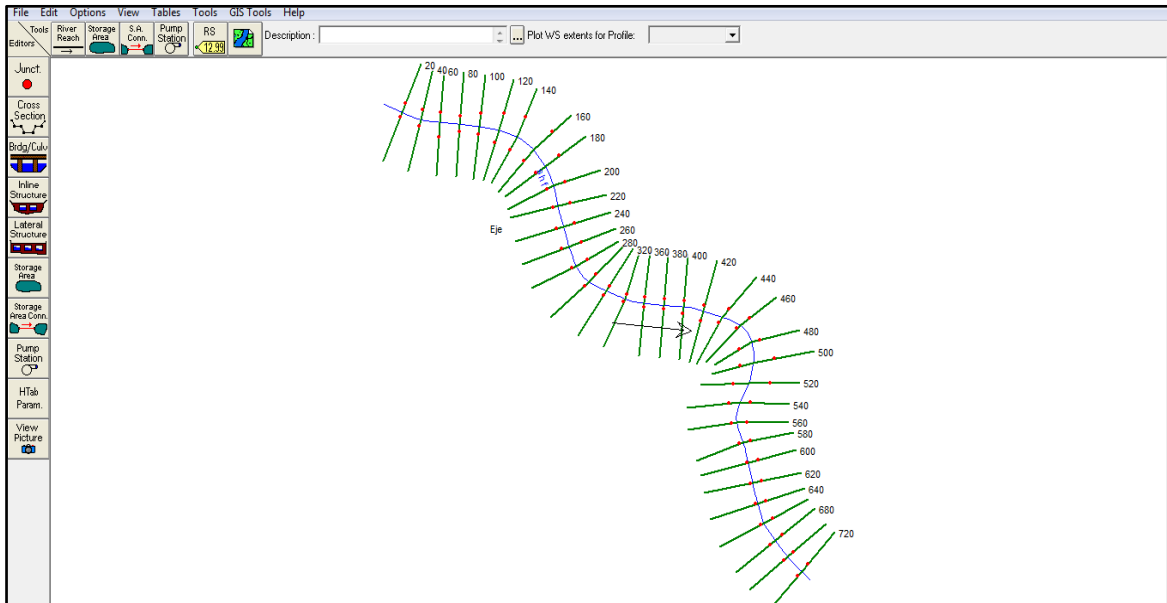


Figura 47: Secciones del río Chunchumas en vista de planta en HEC-RAS

Fuente: Elaboración propia (2014)

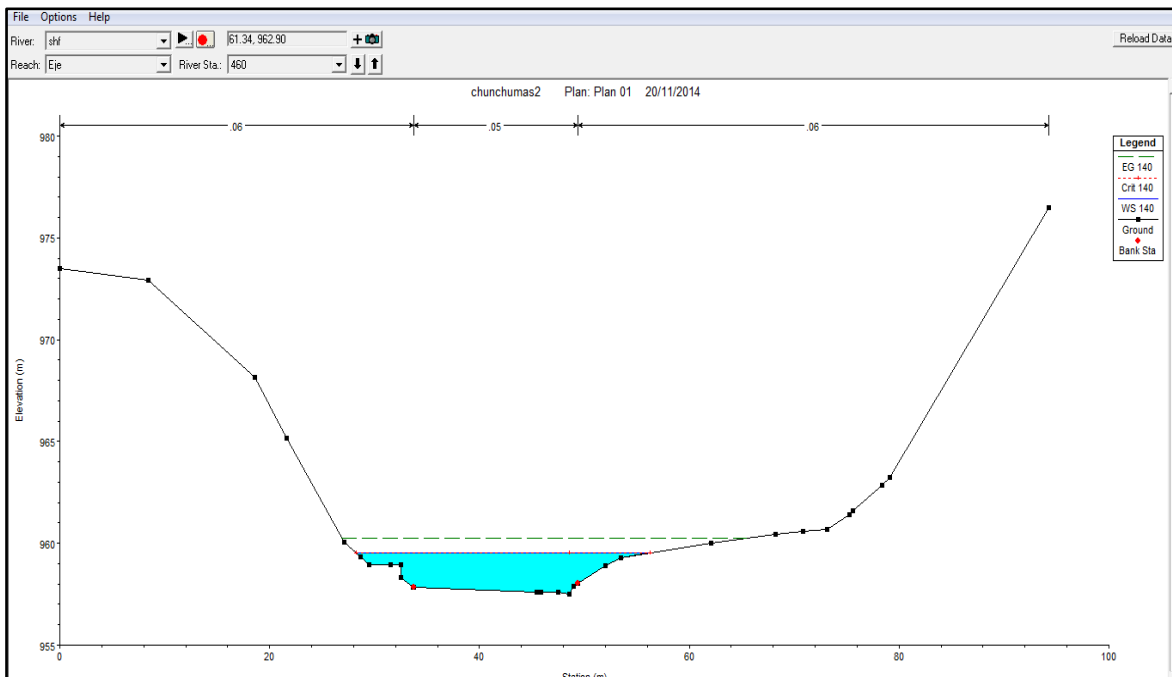


Figura 48: Sección transversal del río sección 0+460

Fuente: Elaboración propia (2014)

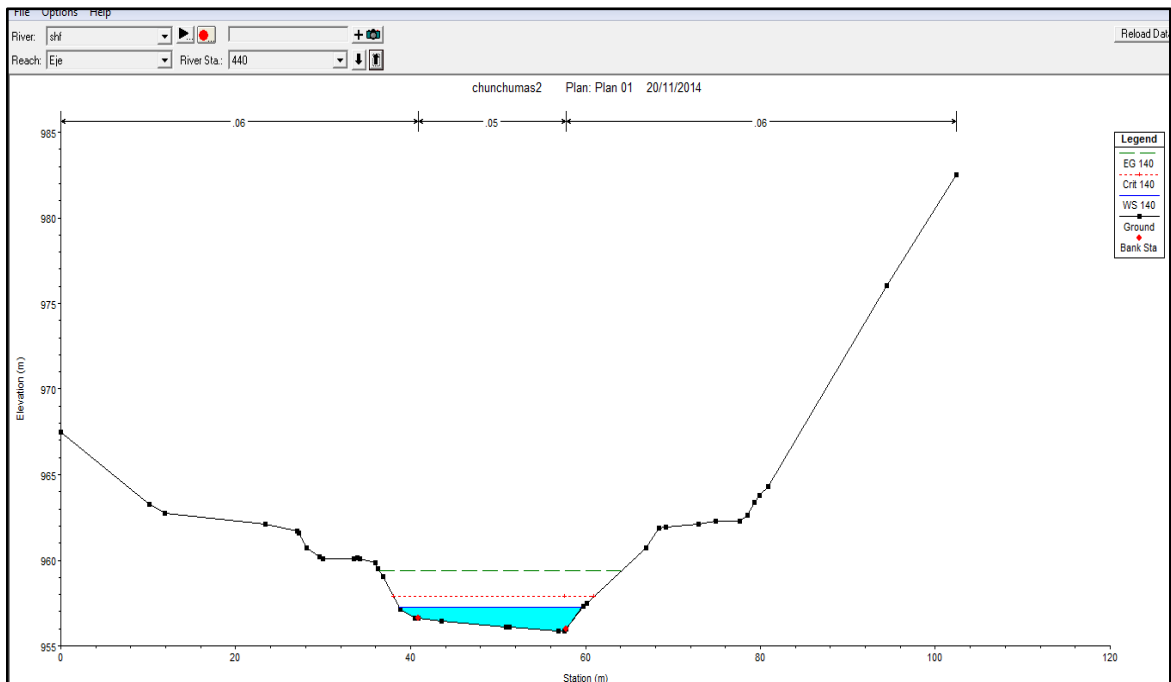


Figura 49: Sección transversal del río sección 0+440

Fuente: Elaboración propia (2014)

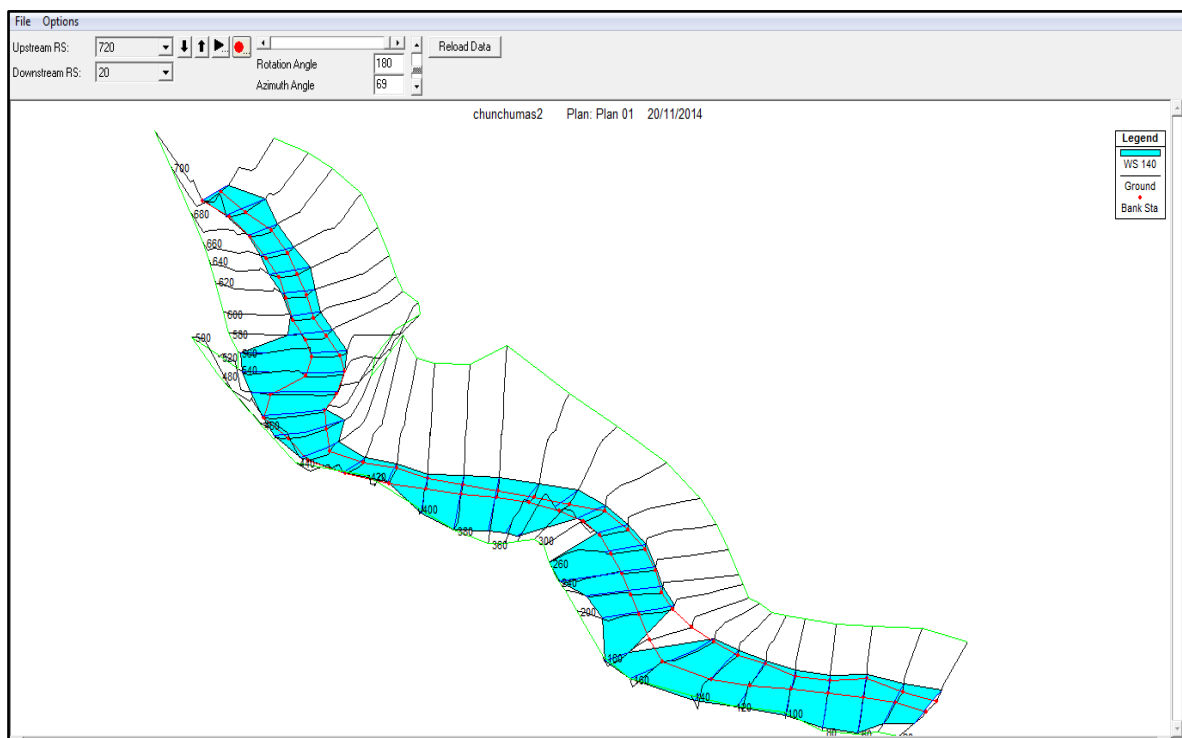


Figura 50: Perspectiva en tercera dimensión del río Chunchumas

Fuente: Elaboración propia (2014)

Profile Output Table - Standard Table 1												
File Options Std. Tables Locations Help												
HEC-RAS Plan: Plan 01 River: shf Reach: E												
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Eje	720	140	123.90	970.14	971.35	972.20	974.64	0.180107	8.17	16.14	21.63	2.67
Eje	700	140	123.90	968.87	970.39	970.86	971.91	0.073329	6.08	25.10	28.49	1.78
Eje	680	140	123.90	967.06	968.63	969.25	970.43	0.070677	6.11	21.78	20.30	1.75
Eje	660	140	123.90	965.70	967.18	967.78	969.02	0.070299	6.29	22.09	21.22	1.76
Eje	640	140	123.90	964.78	966.41	966.83	967.79	0.043612	5.66	26.77	24.38	1.44
Eje	620	140	123.90	963.66	965.52	965.97	966.98	0.037315	5.53	25.12	19.36	1.34
Eje	600	140	123.90	962.58	964.21	964.90	966.04	0.055700	6.25	22.09	17.60	1.61
Eje	580	140	123.90	961.95	963.85	964.24	965.08	0.028530	5.11	28.41	26.21	1.19
Eje	560	140	123.90	961.74	963.08	963.51	964.34	0.048961	5.23	27.85	35.46	1.47
Eje	540	140	123.90	960.85	962.10	962.43	963.17	0.064541	4.89	29.35	39.95	1.59
Eje	520	140	123.90	960.39	961.44	961.55	962.04	0.036558	3.51	37.88	49.47	1.19
Eje	500	140	123.90	959.56	960.68	960.78	961.33	0.033334	3.59	34.75	36.56	1.16
Eje	480	140	123.90	958.84	960.14	960.19	960.70	0.026627	3.56	40.07	43.74	1.06
Eje	460	140	123.90	957.49	959.51	959.53	960.25	0.018311	3.98	35.75	27.80	0.95
Eje	440	140	123.90	955.85	957.25	957.87	959.38	0.102443	6.60	19.80	20.92	2.05
Eje	420	140	123.90	954.60	956.17	956.63	957.70	0.056147	5.65	23.61	20.27	1.58
Eje	400	140	123.90	953.88	954.91	955.31	956.19	0.091023	5.64	25.53	30.72	1.89
Eje	380	140	123.90	952.96	954.46	952.73	954.53	0.001821	1.01	108.89	59.04	0.28
Eje	360	140	123.90	952.00	954.44		954.49	0.001290	1.17	127.06	59.65	0.26
Eje	340	140	123.90	951.51	953.94		954.40	0.012013	3.70	47.95	32.05	0.80
Eje	320	140	123.90	951.15	953.61	953.34	954.16	0.011118	3.70	43.90	28.64	0.77
Eje	300	140	123.90	951.09	953.03	953.03	953.84	0.019265	4.07	32.46	21.34	0.97
Eje	280	140	123.90	950.20	951.93	952.28	953.25	0.043988	5.11	24.88	19.49	1.40
Eje	260	140	123.90	949.64	951.13	951.46	952.28	0.046920	4.85	26.93	25.53	1.42
Eje	240	140	123.90	948.61	949.83	950.17	951.02	0.091134	5.44	29.81	55.67	1.88
Eje	220	140	123.90	947.49	949.38	949.53	950.08	0.022301	3.94	39.00	44.23	1.02
Eje	200	140	123.90	947.31	948.48	948.74	949.39	0.054500	4.65	32.19	42.87	1.49
Eje	180	140	123.90	946.28	945.59	946.20	947.52	0.112994		20.16	16.65	0.00
Eje	160	140	123.90	945.12	945.96	945.92	946.33	0.023886	2.35	46.84	52.79	0.92
Eje	140	140	123.90	944.04	945.29	945.29	945.71	0.021824	2.39	45.06	46.23	0.89
Eje	120	140	123.90	943.27	944.08	944.43	944.98	0.049635	2.45	31.40	36.04	1.22
Eje	100	140	123.90	941.84	943.50	943.57	944.11	0.036546	3.77	36.91	39.05	1.21
Eje	80	140	123.90	941.10	942.62	942.76	943.36	0.036165	4.39	37.75	46.44	1.26
Eje	60	140	123.90	940.52	941.67	941.89	942.44	0.058627	4.40	35.59	58.38	1.51
Eje	40	140	123.90	939.23	941.26	941.28	941.79	0.020113	3.65	44.04	45.78	0.96
Eje	20	140	123.90	938.81	940.56	940.71	941.29	0.030957	4.29	36.98	40.07	1.18

Figura 51: Resultado del modelamiento hidráulico de todas las secciones

Fuente: Elaboración propia (2014)

Anexo 7: Sondeo de exploración para verificar la presencia de niveles freáticos

PROFUNDIDAD (m)	TIPO Y DIAMETRO DE PERFORACION	REVESTIMIENTO	COLOR DEL AGUA DE RETORNO	COTAS ABSOLUTAS (m. s.n.m.)	DESCRIPCION LITOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	
1.0	HQ	HW - 10.00			De 0.00 a 1.00 m: Material de relleno coluvial suelto con grava subangulosa matriz arena arcillosa.		
2.0	HQ						
3.0	HQ						
4.0	NQ					De 1.00 a 11.70 m: Horizonte de roca sedimentaria clástica constituida por lodolita grano fino matriz arcillosa color marron.	
5.0							
6.0							
7.0							
8.0							
9.0							
10.0							
11.0							
12.0						De 11.70 a 16.60 m: Horizonte de roca sedimentaria clástica constituida por lodolita grano fino matriz arcillosa color gris claro.	
13.0							
14.0							
15.0							
16.0							
17.0							
18.0						De 16.60 a 20.20 m: Horizonte de roca suelta metamorfica constituido por arenisca cuarcitica de color gris claro.	
19.0							
20.0			20				

Figura 52: Perforación de exploración

Fuente: MTC (a) (2014)

Anexo 8: Calculo de socavación del río

Tabla 53: Cálculo de parámetros para de socavación

"Hs" Profundidad de socavación (m):		
Qd = Caudal de diseño	169.90	m3/s
Be = Ancho efectivo de la superficie de agua	10.00	m
Ho = Tirante antes de la erosión	2.00	m
Vm = Velocidad media en la sección	4.00	m/s
μ = Coeficiente de contracción, ver tabla 10	0.94	
γ_d = Peso específico del suelo del cauce	2.50	Ton/m3
dm = Diámetro medio	9.50	mm
x = Exponente variable, ver tabla 11	0.340	
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño	500.00	años
β = Coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño, ver tabla 12	1.05	
A = Area de la sección hidráulica	42.48	m2
Hm = Profundidad media de la sección	1.699	m
α =	2.989	

Fuente: Elaboración propia (2014)

Tabla 54: Profundidad de socavación respecto al cauce

Desarrollando ecuación se obtiene:		
Hs =	3.38	m
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce		
ds =	1.38	m
Asumimos Socavación de:		
ds =	1.40	m

Fuente: Elaboración propia (2014)

Anexo 9: Cálculo del Factor de Seguridad

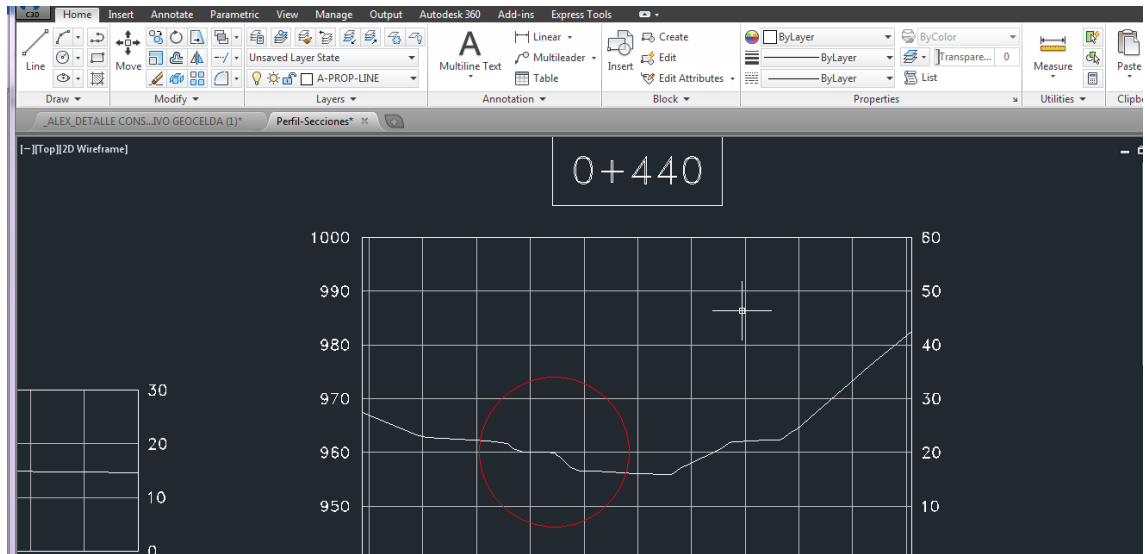


Figura 53: Elección de una de la sección crítica (0+440) para el análisis de estabilidad
Fuente: Elaboración propia (2014)

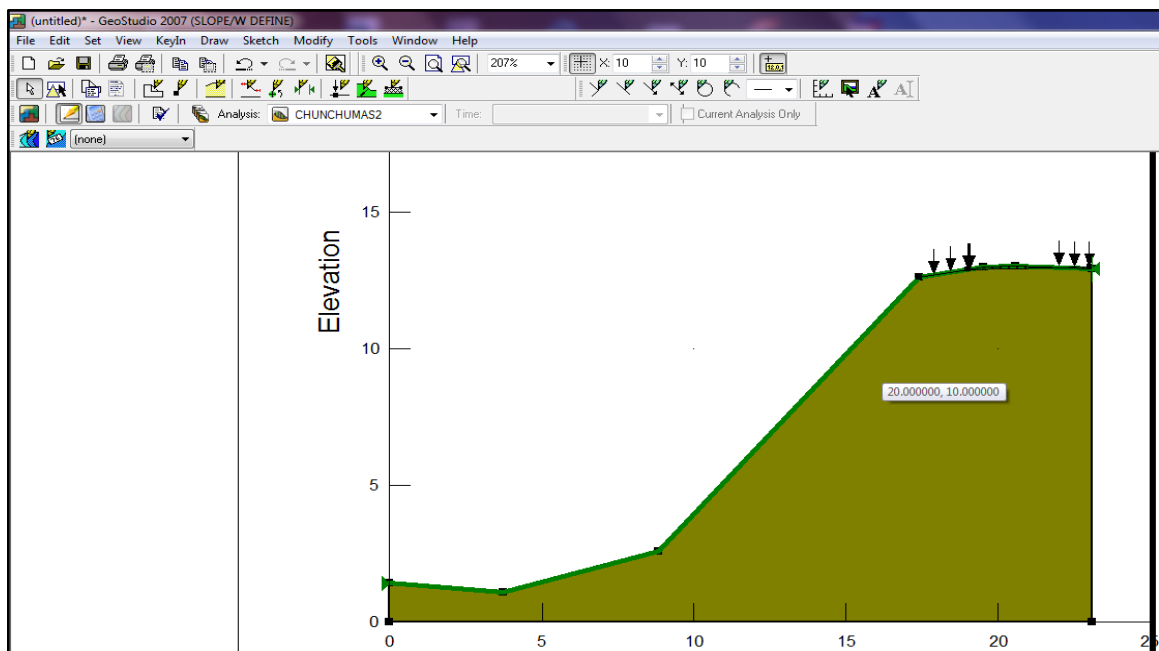


Figura 54: Selección del material y colocación de las fuerzas sobre el talud
Fuente: Elaboración propia (2014)

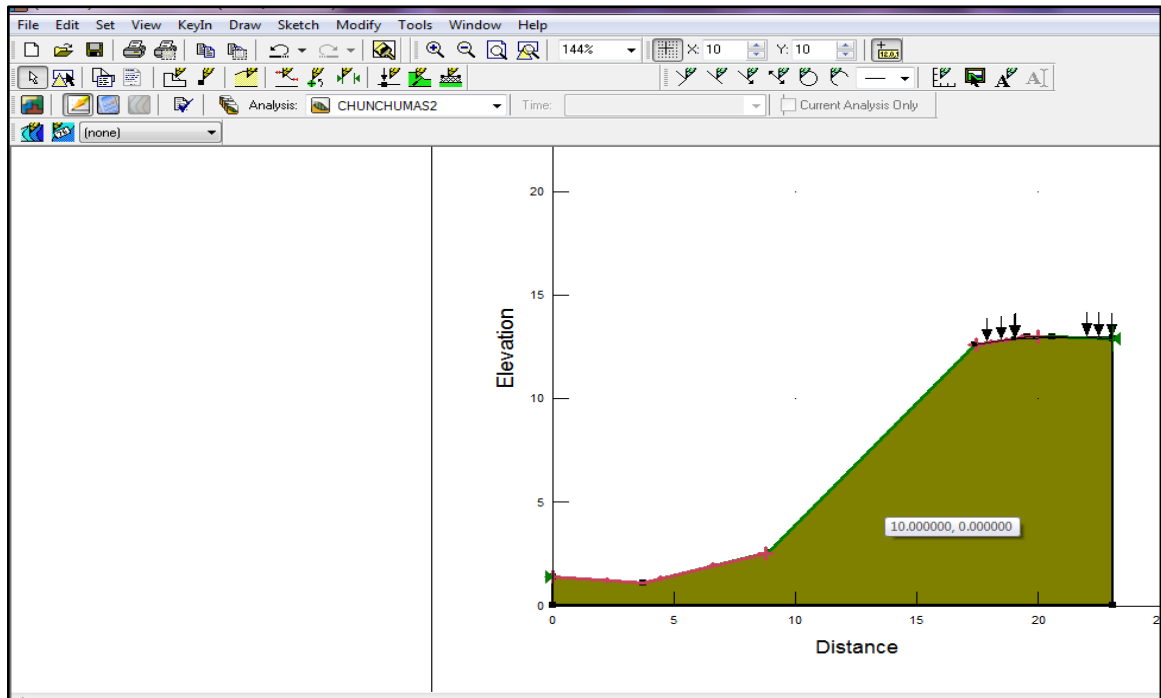


Figura 55: Análisis de los posibles sectores de falla

Fuente: Elaboración propia (2014)

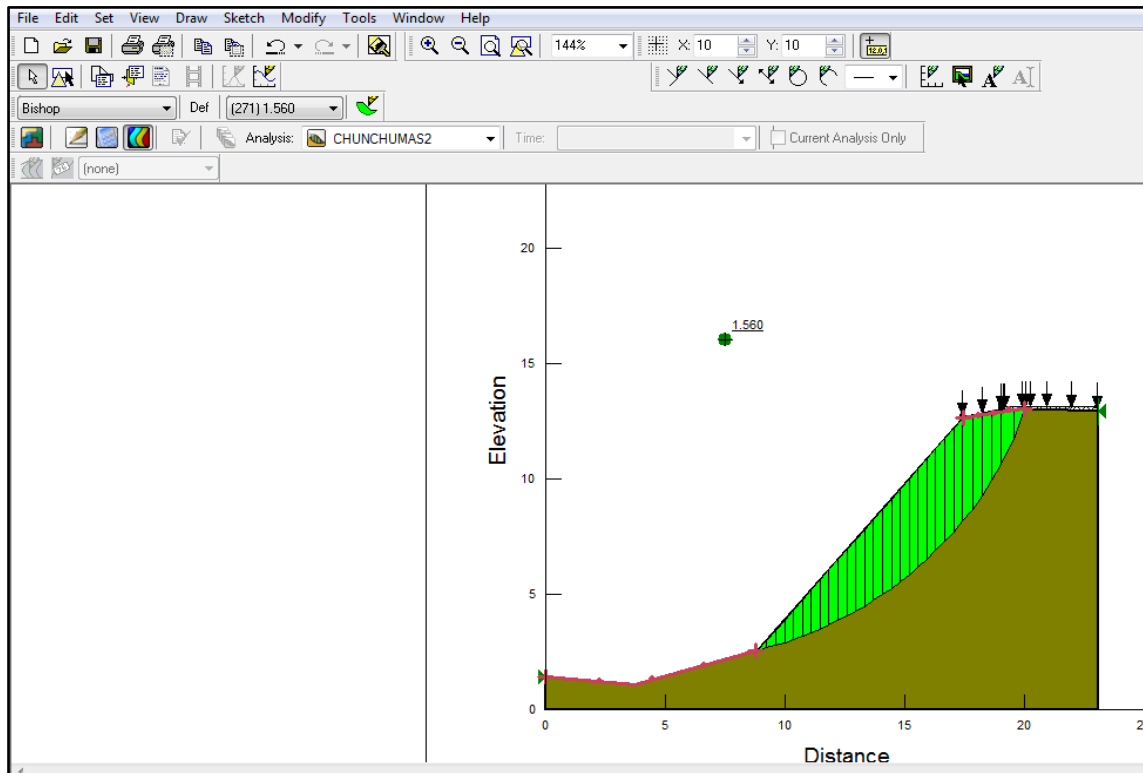


Figura 56: Factor de Seguridad estático para la sección 0+440 lado izquierdo del río

Fuente: Elaboración propia (2014)

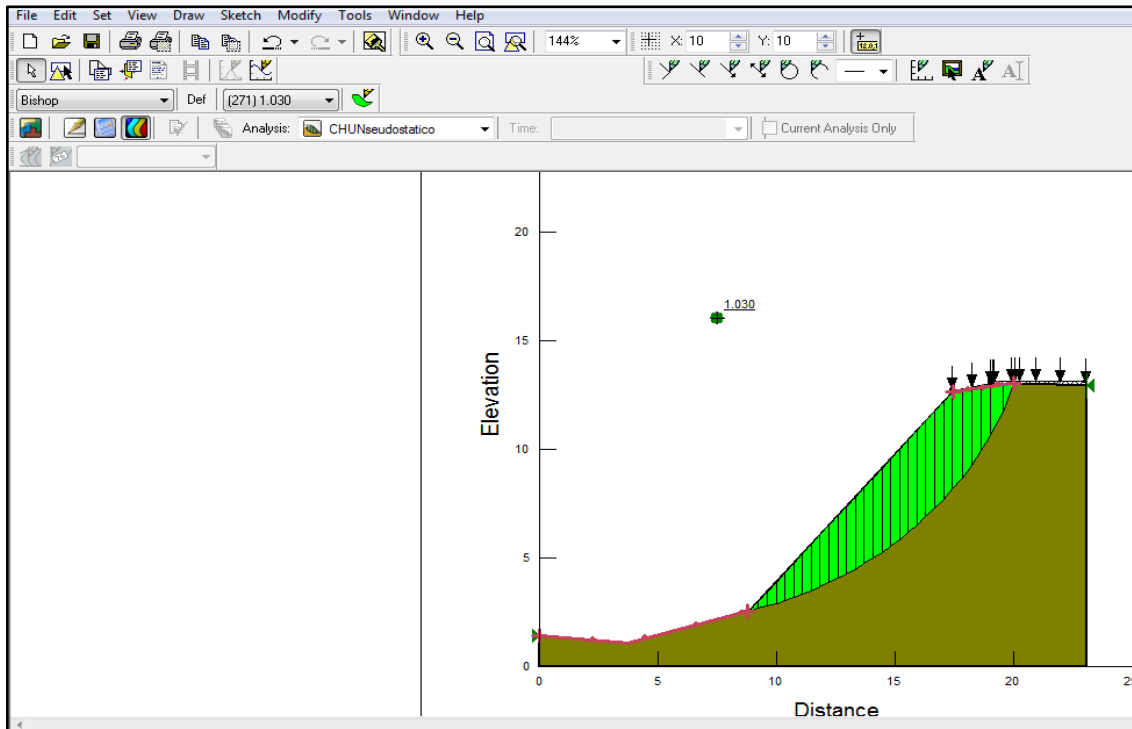


Figura 57: Factor de seguridad pseudoestático para la sección 0+440 lado izquierdo

Fuente: Elaboración propia (2014)

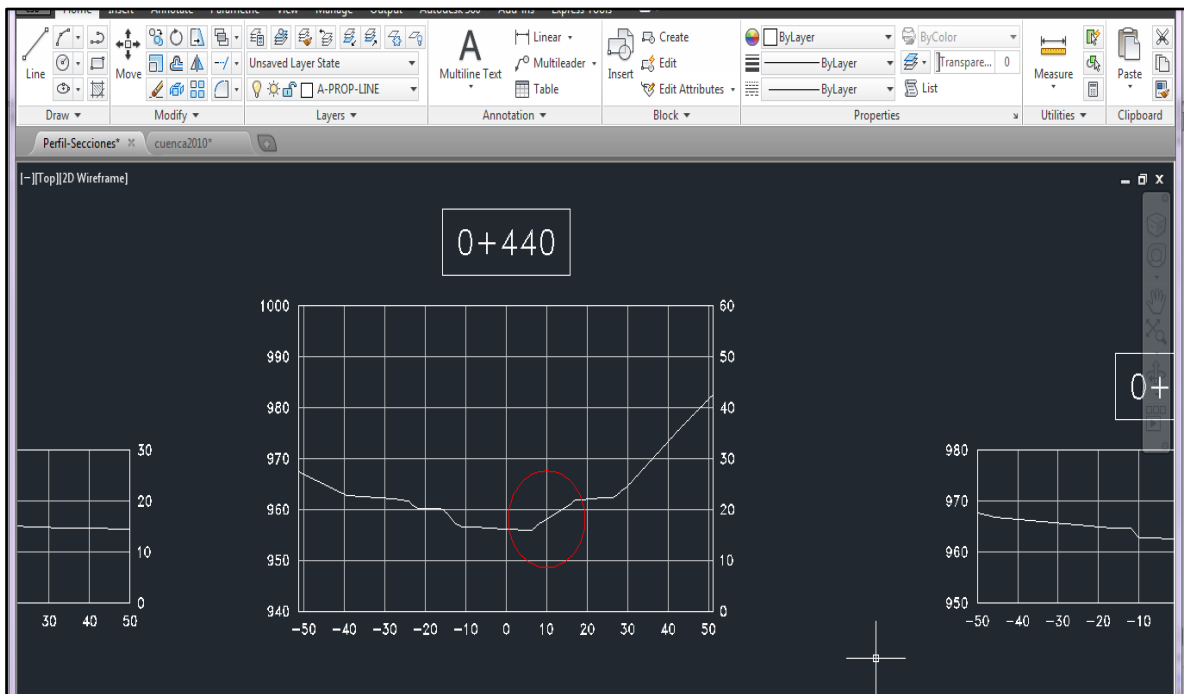


Figura 58: Elección de una de la sección crítica (0+440) para el análisis de estabilidad

Fuente: Elaboración propia (2014)

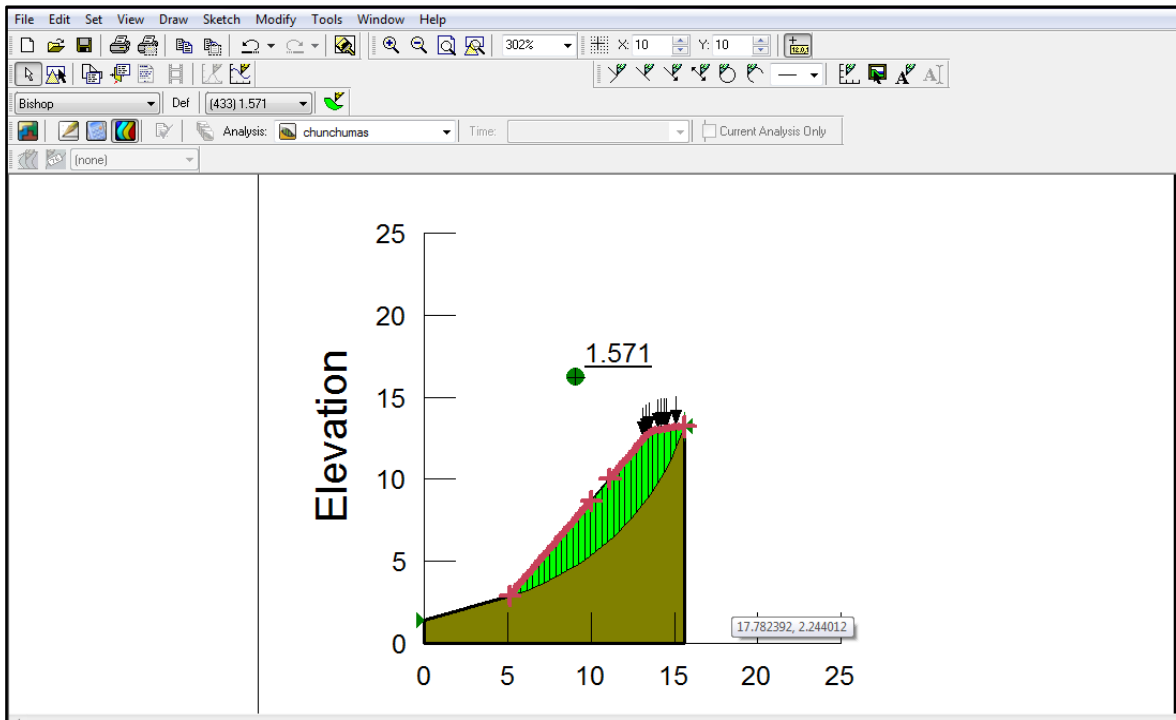


Figura 59: Factor de Seguridad estático para la sección 0+440 lado derecho del río

Fuente: Elaboración propia (2014)

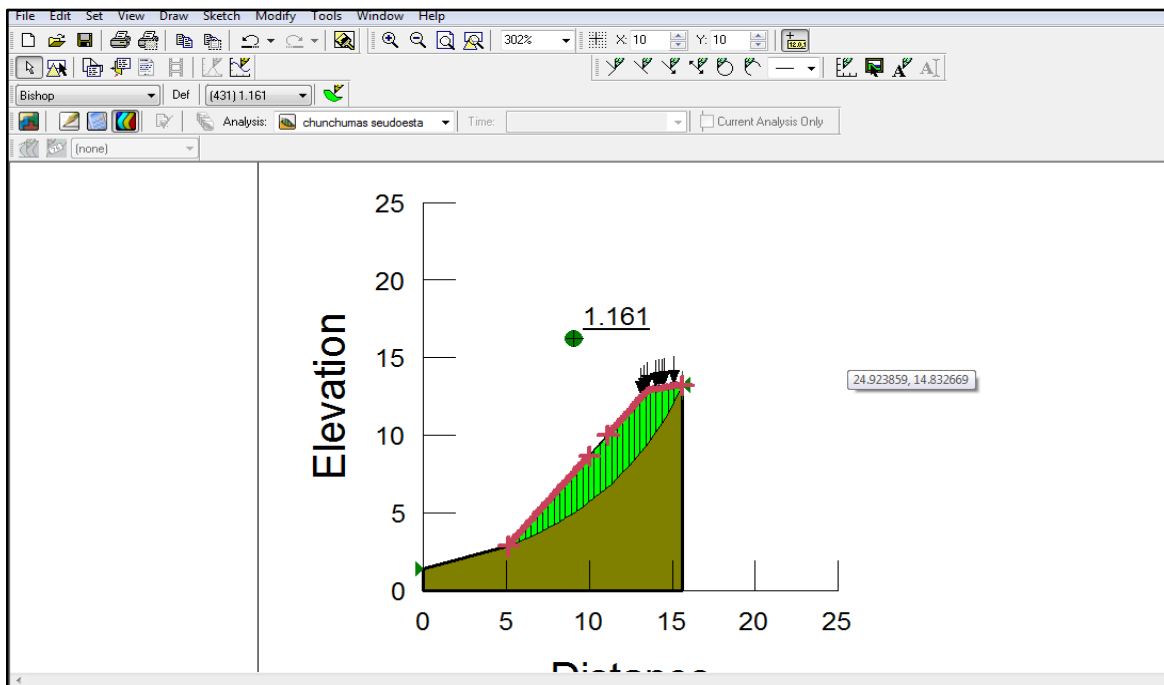


Figura 60: Factor de seguridad pseudoestático para la sección 0+440 lado derecho

Fuente: Elaboración propia (2014)

Anexo 10: Resultados ensayos de Laboratorio de Mecánica de Suelos

147	29+300	M-1	Izq.	0.00 - 1.50	98.0	89.0	33.00	15.00	8.60	CL	A-6 (13)	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
148	29+500	M-1	Der.	0.00 - 1.50	100.0	88.0	34.00	10.00	20.60	ML	A-4 (9)	Material de limo arenoso
149	29+700	M-1	Izq.	0.00 - 1.50	96.0	78.0	33.00	11.00	16.10	CL	A-6 (8)	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
150	29+900	M-1	Der.	0.00 - 1.50	94.0	65.0	32.00	9.00	16.40	CL	A-4 (4)	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
151	30+100	M-1	Izq.	0.00 - 1.50	100.0	94.0	45.00	16.00	31.10	ML	A-7 (10)	Material de limo arenoso
152	30+300	M-1	Der.	0.00 - 1.50	93.0	63.0	34.00	15.00	17.00	CL	A-6 (7)	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
153	30+500	M-1	Izq.	0.00 - 0.65	81.0	44.0	30.00	8.00	12.70	SC	A-4 (1)	Arena arcillosa con poca grava
		M-2		0.65 - 1.35	87.0	32.0	33.00	12.00	16.90	SC	A-2-6 (0)	Arena arcillosa con poca grava
		-		-	-	-	-	-	-	-	-	-
154	30+700	M-1	Der.	0.00 - 0.60	79.0	33.0	30.00	9.00	9.70	SC	A-2-4 (0)	Arena arcillosa con poca grava
		M-2		0.60 - 1.50	97.0	85.0	40.00	14.00	21.90	ML	A-6 (13)	Material de limo arenoso
155	30+900	M-1	Izq.	0.00 - 1.00	84.0	65.0	47.00	26.00	23.00	CL	A-7-6 (15)	Arcilla inorgánica de plasticidad media
		-		NF a 1.00	-	-	-	-	-	-	-	-
156	31+100	M-1	Der.	0.00 - 0.65	100.0	53.0	30.00	9.00	8.30	CL	A-4 (2)	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
		-		-	-	-	-	-	-	-	-	-
157	31+300	M-1	Izq.	0.45 - 1.50	100.0	49.0	29.00	9.00	8.20	SC	A-4 (2)	Arena arcillosa con poca grava
158	31+500	M-1	Der.	0.00 - 1.50	81.0	76.0	34.00	14.00	17.50	CL	A-6 (9)	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
159	31+700	M-1	Izq.	0.20 - 1.50	83.0	72.0	36.00	17.00	20.00	CL	A-6 (11)	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
160	31+900	M-1	Der.	0.00 - 0.55	35.0	2.0	30.00	9.00	13.10	GW	A-2-4 (0)	Grava bien gradada con arena
		M-2		0.55 - 1.50	24.0	6.0	22.00	5.00	4.60	GP-GC	A-1-a (0)	Grava pobremente gradada con mezcla de arcilla y arena
161	32+100	M-1	Izq.	0.00 - 0.45	78.0	23.0	28.00	9.00	8.90	SC	A-2-4 (0)	Arena arcillosa con poca grava
		-		-	-	-	-	-	-	-	-	-

CONSORCIO PUERTO RICO
[Firma]
 Director General de Obras Públicas
 Especialista en Obras de Mantenimiento

"Estudio Definitivo del Proyecto de la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera: Villa Rica - Puerto Bermúdez"

Figura 61: Resumen de ensayos superficiales de mecánica de suelos

Fuente: MTC (a) (2014)

CLASIFICACION DE MATERIALES

SECTOR Nº	PROGRESIVA		LONGITUD	ZONAS CRITICAS EVALUADAS	ESTRUCTURAS EXISTENTES y PROYECTADAS	CONFORMACION DE TERRENO			TALUD DE CORTE		TALUD DE RELLENO		GEOLOGIA DE CARRETERA
	DEL KM	AL KM				MT. SUELTO (M%)	ROCA SUELTA (RS%)	ROCA FUA (RF%)	H	V	H	V	
670	31+850	31+900	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	
671	31+900	31+900			Quebrada existente con proyección a puente "El Churchumas", Km. 31+900 al Km.31+940.	100	0	0	1	2	1	1.5	Quebrada, que se activa en épocas de lluvia con abundante transporte de materiales
672	31+900	31+960	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	Cortes bajos en forma de terrazas, que son de comportamiento agrícola, de pendiente llana, compuesto de suelos aluviales, transportados de los tramos altos y cubiertos por abundante forestación.
673	31+960	32+000	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	
674	32+000	32+050	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	
675	32+050	32+100	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	
676	32+100	32+150	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	
677	32+150	32+200	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	Cortes bajos en forma de terrazas, que son de comportamiento agrícola, de pendiente llana, compuesto de suelos aluviales, transportados de los tramos altos y cubiertos por abundante forestación.
678	32+200	32+250	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	
679	32+250	32+300	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	
680	32+300	32+350	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	
681	32+350	32+400	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	
682	32+400	32+450	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	Cortes bajos en forma de terrazas, que son de comportamiento agrícola, de pendiente llana, compuesto de suelos aluviales, transportados de los tramos altos y cubiertos por abundante forestación.
683	32+450	32+500	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	
684	32+500	32+550	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	
685	32+550	32+600	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	
686	32+600	32+650	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	
687	32+650	32+700	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	Cortes bajos en forma de terrazas, que son de comportamiento agrícola, de pendiente llana, compuesto de suelos aluviales, transportados de los tramos altos y cubiertos por abundante forestación.
688	32+700	32+750	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	
689	32+750	32+800	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	
690	32+800	32+850	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	
691	32+850	32+900	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	
692	32+900	32+950	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	Cortes bajos en forma de terrazas, que son de comportamiento agrícola, de pendiente llana, compuesto de suelos aluviales, transportados de los tramos altos y cubiertos por abundante forestación.
693	32+950	33+000	50.00			100	0	0	1	2	1	1.5	

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Villa Rica - Puerto Bermúdez Tramo : Villa Rica - Div. Icozoación

Figura 62: Resumen clasificación de materiales que conforman el terreno de estudio

Fuente: MTC (a) (2014)

SOLICITANTE	: Corporación Puerto Bermeles	PROYECTO	: Estudio Definitivo de la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Villa Rica - Puerto Bermeles, 78ta. Nacional PC-5M denominada "Longitudinal de la Selva Norte"
DIRECCIÓN	: Calle de La Roca de Vejeles N° 133 - 135, Magdalena del Mar, Lima	UBICACIÓN	: TRAMO I: Villa Rica (Km 0-800) - Dv. Icazzachi (Km 50-100)
FECHA DE RECEPCIÓN	: Lima, 26 de abril del 2014	FECHA DE EMISIÓN	: Lima, 19 de julio del 2014

CANTERA RÍO CAKZU / km 35+140																						
CUADRO RESUMEN DE ENSAYOS ESPECIALES																						
Arena Natural (Pas. N°4)																						
IDENTIFICACIÓN	EXPLORACIÓN					PROMEDIO	REGULADOS "EC-2012"															
	C-2	C-3	C-4	C-10	C-12		4-10mm	4-20mm	4-30mm	4-40mm	4-60mm	4-75mm	4-100mm	4-150mm	4-200mm	4-250mm	4-300mm	4-375mm				
G R A N U L O S I T E S I A	3P																					
	4T																					
	5P																				100	
	6P 4	100	100	100	100	100	100														80 - 100	
	7P 8	80	80	80	71	80	80															80 - 100
	8P 16	54	60	56	47	57	61															50 - 80
	9P 30	37	36	76	29	36	45															20 - 60
	10P 50	15	23	56	16	22	27															10 - 30
	11P 100	10	17	30	12	17	17															2 - 10
	12P 200	8	12	18	10	14	13															2% máx.
LÍMITES DE CONSISTENCIA (Pas. N°40)	LL	1P	1P	1P	1P	1P	1P			2% máx.	2% máx.	2% máx.										
	LP	1P	1P	1P	1P	1P	1P	+10	+2%	5 máx.	4 máx.	4 máx.	2 máx.	2 máx.	1P	1P	1P					
LÍMITES DE CONSISTENCIA (Pas. N°200)	LL	20	20	27	20	21	20															
	LP	7	11	8	8	8	8														1 máx. 1P	
MODULO DE PEGRO		210	270	150	210	220	227															
ECUVALENTE DE ARENA (N)		30	30	27	30	29	29			25 máx.	25 máx.	25 máx.	40 máx.								80 máx. 70 máx. N	
ÍNDICE DE DURABILIDAD (N)		20	22	18	19	23	20															
IMPUREZAS ORGÁNICAS	GRADO	1	1	1	1	1	1														Según Partes	
	RESULTADO	Aceptable	Aceptable	Aceptable	Aceptable	Aceptable	Aceptable														Aceptable	
PARTÍCULAS LÍNEAS (N)		NT	NT	NT	NT	NT	NT														0.5% máx.	
TERMINOS DE AREOLA (N)		NT	NT	NT	NT	NT	NT														3% máx.	
PESO LÍQUIDO DE ARENA (POND)	P100	1.581	1.878	1.876	1.585	1.887	1.556															
	P10V	1.744	1.738	1.723	1.763	1.728	1.737															
PESO ESPESOR DEL AGREGADO (PND Spm)	S SECA	2.828	2.524	2.827	2.518	2.825	2.618															
	S SATURADA	2.823	2.588	2.299	2.461	2.880	2.680															
	APARENTE	2.747	2.720	2.761	2.721	2.727	2.741															
ABSORCIÓN (N)		2.27	2.86	3.86	3.40	3.86	3.22															
ANGULARIDAD	A.E. Base 3mm	2.531	2.840	2.571	2.540	2.851	2.661															
	INDICADORES DE VALORES (N)	43.2	42.9	46.8	41.3	43.1	43.0															
DURABILIDAD (N)		50.4	48.8	27.3	47.8	43.5	44.0															
VALOR DE AZUL DE METILENO (mg/g)		21.0	25.5	24.9	25.2	22.5	23.6															
SALLES SOLUBLES TOTALES		0.2702	0.0993	0.0993	0.0919	0.0802	0.0912			1.8 máx.	1.8 máx.	0.3 máx.	0.3 máx.									
	CLORURO	0.9102	0.0113	0.0094	0.0088	0.0110	0.0104															
SOLUBLE		0.0437	0.0340	0.0403	0.0389	0.0402	0.0423															
	PH	6.10	6.16	6.17	6.10	6.18	6.16															

Figura 63: Resumen de ensayos de mecánica de suelos para agregados de construcción.

Fuente: MTC (a) (2014)

Anexo 11: Especificaciones técnicas de geoceldas

Tabla 55: Especificaciones Técnicas de geoceldas

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE GEOCELDAS			
Requisitos de ensayos			
Propiedad	Unidad	Valor	Ensayos
Densidad mínima del Polímero	g/cm ³	0.930 - 0.980	ASTM D-1505
Resistencia a la ruptura por esfuerzo Ambiental	h	3,000 - 5,000	ASTM D-1693
Contenido de Carbón Negro	% por peso	1.5% min	ASTM D-1603
Espesor nominal de la hoja de celda	mm	1.25 ± 5%	ASTM D-5199
Resistencia a la flexión	lb-pulg	30,000 - 50,000	ADTM D 970
Características de celdas			
Propiedad	Unidad	Valor	
Tamaño Nominal de la Celda Expandida	mm	320 x 287	
Área Nominal de la Celda Expandida	cm ²	460	
Tamaño Nominal de la Sección Expandida (ancho x largo)	m	2.30 x 5,70	
Área nominal de la sección expandida	m ²	13,3	
Color de geoceldas	-----	Negro, verde, otros colores sin contenido de metal pesado	

Fuente: Elaboración propia (2014)

Anexo 12: Elección de ángulo de fricción interna para diseño de geoceldas

Tabla 56: Ángulo de fricción interna de diferentes materias

PESO ESPECIFICO Y ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO DE DIVERSAS MATERIAS		
Material	Peso específico aparente Kg/m ³	Angulo de rozamiento interno
A. Materiales de construcción		
Arena	1.500	30°
Arena de pómez	700	35°
Cal en polvo	1.000	25°
Cal en terrón	1.000	45°
Cascote o polvo de ladrillo	1.300	35°
Cemento en sacos	1.600	---
Cemento en polvo	1.200	25°
Cenizas de coque	700	25°
Clínker de cemento	1.500	30°
Escoria de Altos Hornos (granulada)	1.100	25°
Escoria de Altos Hornos (troceada)	1.500	40°
Grava	1.700	40°
Yeso y escayola	1.250	25°
B. Combustibles		
Briquetas de lignito, amontonadas	800	30°
Briquetas de lignito, apiladas	1.300	---
Carbón de leña en trozos	400	45°
Coque de hulla	500	45°
Hulla en bruto, con humedad de mina	1.000	45°
Hulla pulverizada	700	25°
Hulla en residuos de lavadero	1.200	0°
Hulla en otras formas	850	30°
Leña en astillas	200	45°
Leña troceada	400	45°
Lignito	700	35°
Serrín de madera asentado	250	45°
Serrín de madera suelto	150	45°
C. Productos agrícolas		

Fuente: Miliarium (2008)

Anexo 13: Especificaciones técnicas de geotextil

Tabla 57: Especificaciones Técnicas de geotextil

Propiedades	Ensayo	Unidad	Valor
Masa por unidad de área	ASTM D 5621	gr/m ²	270 - 340
Espesor	ASTM D 5199	mm	2.0 - 3.0
Resistencia a la tracción	ASTM D 4632	N	450 - 600
Elongación en la ruptura	ASTM D 4632	%	> 50
Resistencia al desgarre trapezoidal	ASTM D 4533	N	200 - 300
Resistencia a la perforación o punzonado	ASTM D 4833	N	250 - 500
Resistencia al estallido	ASTM D 3786	kPa	1500 - 2500
Permisividad	ASTM D 4491	seg ⁻¹	1.30 - 2.50
Permeabilidad	ASTM D 4491	cm/s	0.40 - 0.50
Tasa de flujo	ASTM D 4491	l/min/m ²	> 3000
Estabilidad a los rayos ultravioletas	ASTM D 4355	%	> 70

Fuente: Elaboración propia (2014)

Anexo 14: Presupuesto para instalación de geoceldas

Tabla 58: Presupuesto Final de Instalación de geoceldas

PRESUPUESTO					
Presupuesto	DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA UTILIZANDO GEOCELAS, EN LA CARRETERA VILLA RICA - DESVÍO ISCOZACÍN (Km 31.8 – Km 31.98), OXAPAMPA - PASCO				
Lugar	OXAPAMPA - PASCO				
Item	Descripción	Unid.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	OBRAS PROVISIONALES				
01.01	SEGURIDAD Y SALUD				
01.01.01	SERVICIOS HIGIÉNICOS MÓVILES (QUÍMICOS)	Und	2,00	101,69	203,39
01.02	TRABAJOS PRELIMINARES				
01.02.01	ENCAUZAMIENTO DE RIO	glb	1,00	9 000,00	9 000,00
01.02.02	LIMPIEZA PERMANENTE DE OBRA	glb	1,00	898,41	898,41
01.02.03	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPOS	glb	1,00	500,00	500,00
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
02.01	EXCAVACIONES				
02.01.01	EXCAVACIONES MASIVAS EN TALUD	m3	2 078,00	2,92	6 064,95
02.01.02	EXCAVACIONES MASIVAS EN FONDO DE RIO	m3	882,00	2,92	2 574,25
02.01.03	EXCAVACION MANUAL DE ZANJA PARA TUB. PESO MUERTO	m3	54,00	12,83	693,06
02.01.04	REFINE Y NIVELACION DE ZANJAS	m	360,00	2,46	886,69
02.02	RELLENOS				
02.02.01	REFINE, NIVELACION Y COMPACTADO TERRENO NORMAL C/ COMPACT.	m2	1 062,00	2,72	2 887,99
02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE				
02.03.01	ELIMINACION DE MATERIAL, CARGADOR FRONTAL 125 HP/ VOLQUETE 8M3	m3	2 078,00	24,39	50 686,86
03	INSTALACION DE DEFENSA RIBEREÑA				
03.01	GEOTEXTIL				
03.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOTEXTIL	m2	2 451,60	12,52	30 691,67
03.02	GEOCELDA				
03.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOCELDA (INC. GANCHOS Y TENDONES)	m2	1 929,60	26,63	51 377,58
04	CONCRETO SIMPLE				
04.01	GEOELDAS				
04.01.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2	m3	144,72	299,42	43 332,26
04.02	ZANJA DE ANCLAJE EN FONDO DE RIO				
04.02.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2	m3	27,00	299,42	8 084,38
04.03	TUBO PVC Ø 6"				
04.03.01	CONCRETO F'C=175KG/CM2	m3	6,57	283,31	1 860,47
05	REVOQUES Y REVESTIMIENTOS				
05.01	TARRAJEO CON IMPERMEABILIZANTE MEZCLA C:A 1:5, E=1.5CM	m2	1 929,60	18,66	36 004,77
06	VARIOS				
06.01	LIMPIEZA FINAL DE OBRA	glb	1,00	322,35	322,35
	COSTO DIRECTO				246 069,06
	GASTOS GENERALES	5%			12 303,45
	SUBTOTAL				258 372,52
	I.G.V.	18%			46 507,05
	TOTAL PRESUPUESTO				304 879,57

Fuente: Elaboración propia (2014)

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Presupuesto	DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA UTILIZANDO GEOCELDAS, EN LA CARRETERA VILLA RICA - DESVÍO					
Lugar	OXAPAMPA - PASCO			Fecha	01/12/2014	
Partida	01.01.01	SERVICIOS HIGIÉNICOS MÓVILES (QUÍMICOS)				
Rendimiento	Und/día	Costo unitario por :		Und	101.69	
DESCRIPCION DE RECURSO						
Materiales						
Baño químico, inc. retrete y urinario	Und			2.0000	50.85	101.69
						101.69

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Presupuesto	DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA UTILIZANDO GEOCELDAS, EN LA CARRETERA VILLA RICA - DESVÍO					
Lugar	OXAPAMPA - PASCO			Fecha	01/12/2014	
Partida	01.02.02	LIMPIEZA PERMANENTE DE OBRA				
Rendimiento	0.15	glb/día	Costo unitario por :		glb	898.41
DESCRIPCION DE RECURSO						
Mano de Obra						
CAPATAZ	HH	0.1		5.3333	22.03	117.49
PEON	HH	1		53.3333	13.84	738.13
						855.63
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES (5%)	%MO			0.0500	855.63	42.78
						42.78

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Presupuesto	DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA UTILIZANDO GEOCELDAS, EN LA CARRETERA VILLA RICA - DESVÍO					
Lugar	OXAPAMPA - PASCO			Fecha	01/12/2014	
Partida	01.02.03	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS				
Rendimiento	glb/día	Costo unitario por :		glb	500.00	
DESCRIPCION DE RECURSO						
Mano de Obra						
MANO DE OBRA INC. LEYES SOCIALES	HH			40.0000	500.00	200.00
						200.00
Materiales						
FLETE TERRESTRE	%P.U.			58.0000	500.00	290.00
						290.00
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES (5%)	%MO			0.0500	200.00	10.00
						10.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Presupuesto	DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA UTILIZANDO GEOCELDAS, EN LA CARRETERA VILLA RICA - DESVÍO					
Lugar	OXAPAMPA - PASCO			Fecha	01/12/2014	
Partida	02.01.01	EXCAVACIONES MASIVAS EN TALUD				
Rendimiento	750	m3/dia	Costo unitario por : m3		2.92	
DESCRIPCION DE RECURSO						
Mano de Obra						
CAPATAZ		HH	0.1	0.0011	22.03	0.02
OPERARIO		HH	1	0.0107	18.36	0.20
PEON		HH	1	0.0107	13.84	0.15
						0.37
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES (5%)		%MO		0.0500	0.37	0.02
EXCAVADORA ORUGA, 148HP (Komatsu)		HM	1	0.0107	237.50	2.53
						2.55

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Presupuesto	DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA UTILIZANDO GEOCELDAS, EN LA CARRETERA VILLA RICA - DESVÍO					
Lugar	OXAPAMPA - PASCO			Fecha	01/12/2014	
Partida	02.01.02	EXCAVACIONES MASIVAS EN FONDO DE RIO				
Rendimiento	750	m3/dia	Costo unitario por : m3		2.92	
DESCRIPCION DE RECURSO						
Mano de Obra						
CAPATAZ		HH	0.1	0.0011	22.03	0.02
OPERARIO		HH	1	0.0107	18.36	0.20
PEON		HH	1	0.0107	13.84	0.15
						0.37
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES (5%)		%MO		0.0500	0.37	0.02
EXCAVADORA ORUGA, 148HP (Komatsu)		HM	1	0.01067	237.50	2.53
						2.55

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Presupuesto	DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA UTILIZANDO GEOCELDAS, EN LA CARRETERA VILLA RICA - DESVÍO					
Lugar	OXAPAMPA - PASCO			Fecha	01/12/2014	
Partida	02.01.03	EXCAVACION MANUAL DE ZANJA PARA TUB. PESO MUERTO				
Rendimiento	10.5	m3/dia	Costo unitario por : m3		12.83	
DESCRIPCION DE RECURSO						
Mano de Obra						
CAPATAZ		HH	0.1	0.0762	22.03	1.68
PEON		HH	1	0.7619	13.84	10.54
						12.22
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES (5%)		%MO		5%	12.22	0.61
						0.61

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Presupuesto DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA UTILIZANDO GEOCELDAS, EN LA CARRETERA VILLA RICA - DESVÍO
Lugar OXAPAMPA - PASCO Fecha 01/12/2014

Partida 02.01.04 REFINE Y NIVELACION DE ZANJAS
Rendimiento 60 m/dia Costo unitario por : m 2.46

DESCRIPCION DE RECURSO	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	HH	0.1	0.0133	22.03	0.29
OFICIAL	HH	1	0.1333	15.39	2.05
					2.35
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES (5%)	%MO		5%	2.35	0.12
					0.12

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Presupuesto DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA UTILIZANDO GEOCELDAS, EN LA CARRETERA VILLA RICA - DESVÍO
Lugar OXAPAMPA - PASCO Fecha 01/12/2014

Partida 02.02.01 REFINE, NIVELACION Y COMPACTADO TERRENO NORMAL C/ COMPACT.
Rendimiento 200 m2/dia Costo unitario por : m2 2.72

DESCRIPCION DE RECURSO	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	HH	0.1	0.0040	22.03	0.09
OFICIAL	HH	1	0.0400	15.39	0.62
PEON	HH	1	0.0400	13.84	0.55
					1.26
Materiales					
AGUA	M3		0.0500	9.00	0.45
					0.45
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES (5%)	%MO		5%	1.26	0.06
COMPACTADOR VIBRATORIO TIPO PLAN	HM	1	0.0400	23.73	0.95
					1.01

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Presupuesto	DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA UTILIZANDO GEOCELDAS, EN LA CARRETERA VILLA RICA - DESVÍO					
Lugar	OXAPAMPA - PASCO			Fecha	01/12/2014	
Partida	02.03.01	ELIMINACION DE MATERIAL, CARGADOR FRONTAL 125 HP/ VOLQUETE 8M3				
Rendimiento	300	m3/dia	Costo unitario por : m3		24.39	
DESCRIPCION DE RECURSO						
Mano de Obra						
CAPATAZ		HH	0.1	0.0027	22.03	0.06
PEON		HH	1	0.0267	13.84	0.37
						0.43
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES (5%)		%MO		5%	0.43	0.02
CAMION VOLQUETE 8M3		HM	3	0.08	237.50	19.00
EXCAVADORA ORUGA, 148HP (Komatsu)		HM	1	0.0267	185.36	4.94
						23.96

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Presupuesto	DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA UTILIZANDO GEOCELDAS, EN LA CARRETERA VILLA RICA - DESVÍO					
Lugar	OXAPAMPA - PASCO			Fecha	01/12/2014	
Partida	03.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOTEXTIL				
Rendimiento	200	m2/dia	Costo unitario por : m2		12.52	
DESCRIPCION DE RECURSO						
Mano de Obra						
CAPATAZ		HH	0.1	0.0040	22.03	0.09
OPERARIO		HH	1	0.0400	18.36	0.73
PEON		HH	4	0.1600	13.84	2.21
						3.04
Materiales						
GEOTEXTIL PET 275 gr/m2		m2		1.0200	8.90	9.08
						9.08
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES (5%)		%MO		5%	3.04	0.15
ENGRAPADORA NEUMATICA		HM	1	0.0400	6.35	0.25
						0.41

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Presupuesto	DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA UTILIZANDO GEOCELDAS, EN LA CARRETERA VILLA RICA - DESVÍO			
Lugar	OXAPAMPA - PASCO	Fecha	01/12/2014	
Partida	03.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOCELDA (INC. GANCHOS Y TENDONES)		
Rendimiento	175	m2/dia	Costo unitario por :	m2
				26.63

DESCRIPCION DE RECURSO	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	HH	0.1	0.0046	22.03	0.10
OPERARIO	HH	1	0.0457	18.36	0.84
PEON	HH	5	0.2286	13.84	3.16
					4.10
Materiales					
GEOCELDAS GW30V, H=75mm	m2		1.0200	15.25	15.56
GANCHOS DE ANCLAJE DE ACERO	Und		0.5800	1.40	0.81
TENDONES DE SUJECION DE POLYESTER	m		0.6900	3.81	2.63
TUBO DE PVC 6"	m		0.4200	7.20	3.03
					22.03
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES (5%)	%MO		5%	4.10	0.21
ENGRAPADORA NEUMATICA	HM	1	0.0457	6.35	0.29
					0.50

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Presupuesto	DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA UTILIZANDO GEOCELDAS, EN LA CARRETERA VILLA RICA - DESVÍO			
Lugar	OXAPAMPA - PASCO	Fecha	01/12/2014	
Partida	04.01.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2		
Rendimiento	15	m3/dia	Costo unitario por :	m3
				299.42

DESCRIPCION DE RECURSO	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	HH	2	1.0667	21.90	23.36
CAPATAZ	HH	0.2	0.1067	22.03	2.35
OPERARIO	HH	2	1.0667	18.36	19.58
OFICIAL	HH	1	0.5333	15.39	8.21
PEON	HH	6	3.2000	13.84	44.29
					97.79
Materiales					
ACEITE PARA MOTOR SAE 30	GLN		0.0040	38.25	0.15
ARENA GRUESA	M3		0.5000	31.20	15.60
PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3		0.8000	36.78	29.42
CEMENTO PORTLAND TIPO I	BOL		9.1000	15.25	138.78
GASOLINA 82 OCTANOS	GLN		0.1200	11.20	1.34
AGUA	M3		0.1800	9.00	1.62
GRASA	LBS		0.0080	5.58	0.04
					186.96
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES (5%)	%MO		5%	97.79	4.89
VIBRADORA DE CONCRETO 6HP	HM	1	0.5333	6.84	3.65
MEZCLADORA DE CONCRETO TIPO TROM	HM	1	0.5333	11.50	6.13
					14.67

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Presupuesto	DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA UTILIZANDO GEOCELDAS, EN LA CARRETERA VILLA RICA - DESVÍO				
Lugar	OXAPAMPA - PASCO			Fecha	01/12/2014
Partida	04.02.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2			
Rendimiento	15	m3/día	Costo unitario por :		m3
299.42					
DESCRIPCION DE RECURSO	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	HH	2	1.0667	21.90	23.36
CAPATAZ	HH	0.2	0.1067	22.03	2.35
OPERARIO	HH	2	1.0667	18.36	19.58
OFICIAL	HH	1	0.5333	15.39	8.21
PEON	HH	6	3.2000	13.84	44.29
					97.79
Materiales					
ACEITE PARA MOTOR SAE 30	GLN		0.0040	38.25	0.15
ARENA GRUESA	M3		0.5000	31.20	15.60
PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3		0.8000	36.78	29.42
CEMENTO PORTLAND TIPO I	BOL		9.1000	15.25	138.78
GASOLINA 82 OCTANOS	GLN		0.1200	11.20	1.34
AGUA	M3		0.1800	9.00	1.62
GRASA	LBS		0.0080	5.58	0.04
					186.96
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES (5%)	%MO		5%	97.79	4.89
VIBRADORA DE CONCRETO 6HP	HM	1	0.5333	6.84	3.65
MEZCLADORA DE CONCRETO TIPO TROM	HM	1	0.5333	11.50	6.13
					14.67

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Presupuesto	DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA UTILIZANDO GEOCELDAS, EN LA CARRETERA VILLA RICA - DESVÍO				
Lugar	OXAPAMPA - PASCO			Fecha	01/12/2014
Partida	04.03.01	CONCRETO F'C=175KG/CM2			
Rendimiento	15	m3/día	Costo unitario por :		m3
283.31					
DESCRIPCION DE RECURSO	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	HH	2	1.0667	21.90	23.36
CAPATAZ	HH	0.2	0.1067	22.03	2.35
OPERARIO	HH	2	1.0667	18.36	19.58
OFICIAL	HH	1	0.5333	15.39	8.21
PEON	HH	5	2.6667	13.84	36.91
					90.41
Materiales					
ACEITE PARA MOTOR SAE 30	GLN		0.0100	38.25	0.38
ARENA GRUESA	M3		0.5000	31.20	15.60
PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3		0.8000	36.78	29.42
CEMENTO PORTLAND TIPO I	BOL		8.4000	15.25	128.10
GASOLINA 82 OCTANOS	GLN		0.3000	11.20	3.36
AGUA	M3		0.1800	9.00	1.62
GRASA	LBS		0.0200	5.58	0.11
					178.60
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES (5%)	%MO		5%	90.41	4.52
VIBRADORA DE CONCRETO 6HP	HM	1	0.5333	6.84	3.65
MEZCLADORA DE CONCRETO TIPO TROM	HM	1	0.5333	11.50	6.13
					14.30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Presupuesto	DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA UTILIZANDO GEOCELDAS, EN LA CARRETERA VILLA RICA - DESVÍO		
Lugar	OXAPAMPA - PASCO	Fecha	01/12/2014
Partida	05.01	TARRAJEO CON IMPERMEABILIZANTE MEZCLA C:A 1:5, E=1.5CM	
Rendimiento	15 m2/dia	Costo unitario por : m2	18.66

DESCRIPCION DE RECURSO	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	HH	0.1	0.0533	22.03	1.17
OPERARIO	HH	1	0.5333	18.36	9.79
PEON	HH	0.33	0.1760	13.84	2.44
					13.40
Materiales					
ARENA FINA	M3		0.0177	32.12	0.57
CEMENTO PORTLAND TIPO I	BOL		0.1446	15.25	2.21
ADITIVO IMPERMEABILIZANTE LIQUIDO	GLN		0.0788	22.50	1.77
AGUA	M3		0.0044	9.00	0.04
					4.59
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES (5%)	%MO		5%	13.40	0.67
					0.67

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Presupuesto	DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA UTILIZANDO GEOCELDAS, EN LA CARRETERA VILLA RICA - DESVÍO		
Lugar	OXAPAMPA - PASCO	Fecha	01/12/2014
Partida	06.01	LIMPIEZA FINAL DE OBRA	
Rendimiento	1.5 glb/dia	Costo unitario por : glb	322.35

DESCRIPCION DE RECURSO	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	HH	0.1	0.5333	22.03	11.75
PEON	HH	4	21.3333	13.84	295.25
					307.00
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES (5%)	%MO		5%	307.00	15.35
					15.35

Anexo 15: Visita de Campo



Figura 64: Vista de la plataforma, talud y río Chunchumas

Fuente: Elaboración Propia (2014)



Figura 65: Imagen del talud a defender

Fuente: Elaboración Propia (2014)



Figura 66: Imagen panorámica de la margen izquierdo del río Chunchumas

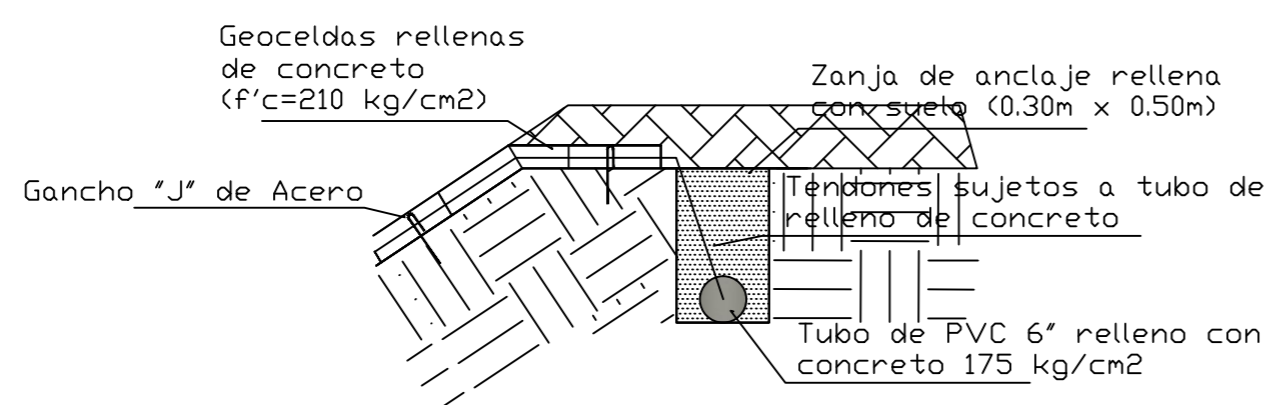
Fuente: Elaboración Propia (2014)



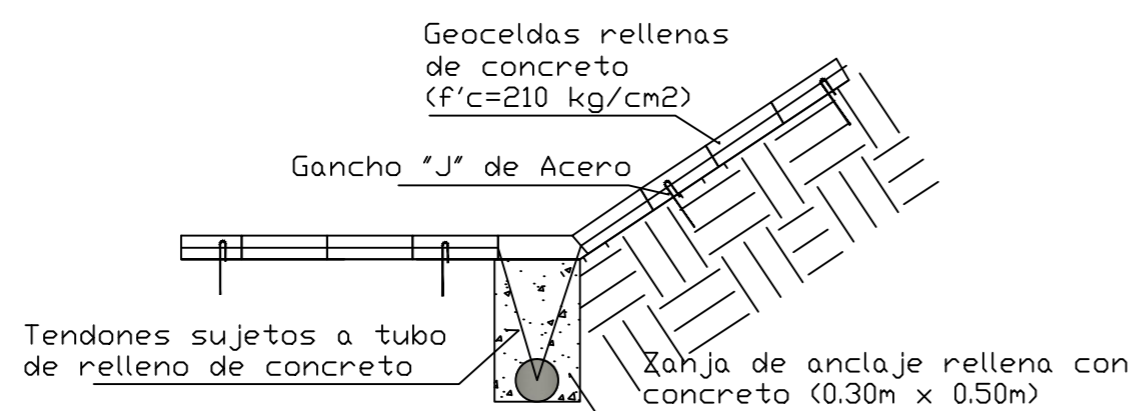
Figura 67: Imagen del río Chunchumas

Fuente: Elaboración Propia (2014)

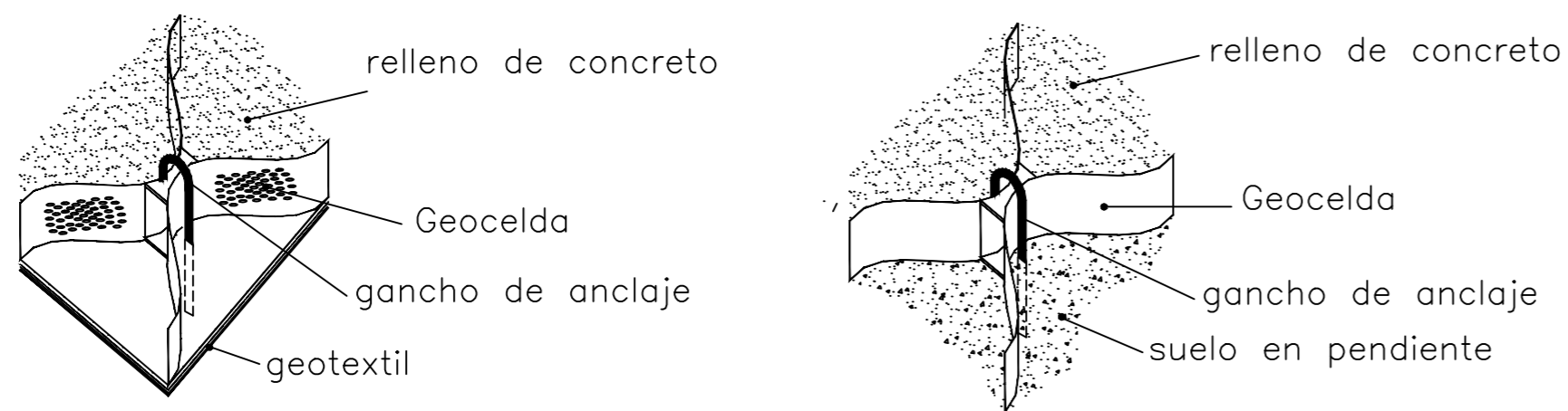
Esquema de zanja de anclaje rellena con suelo



Esquema de zanja de anclaje que rellena con concreto



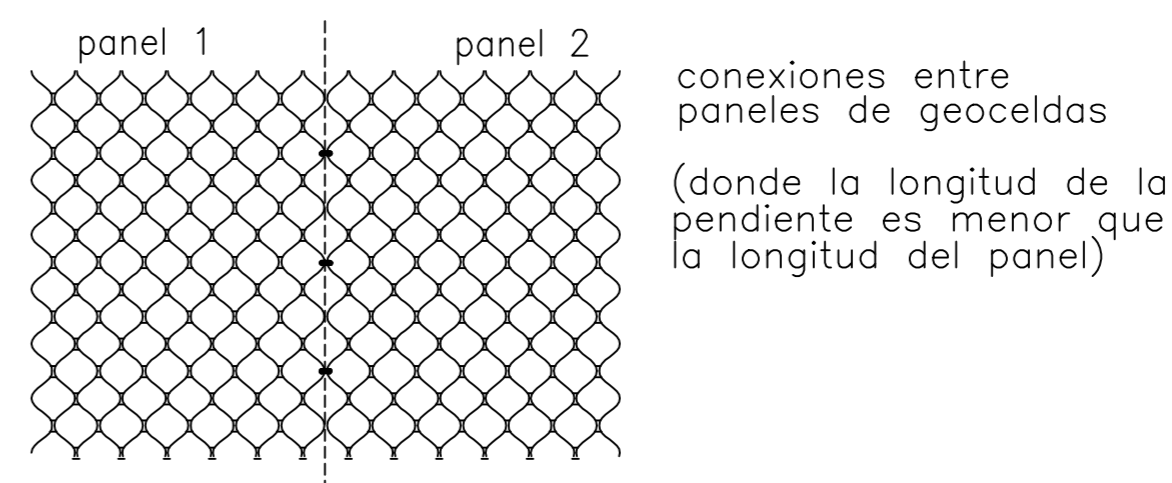
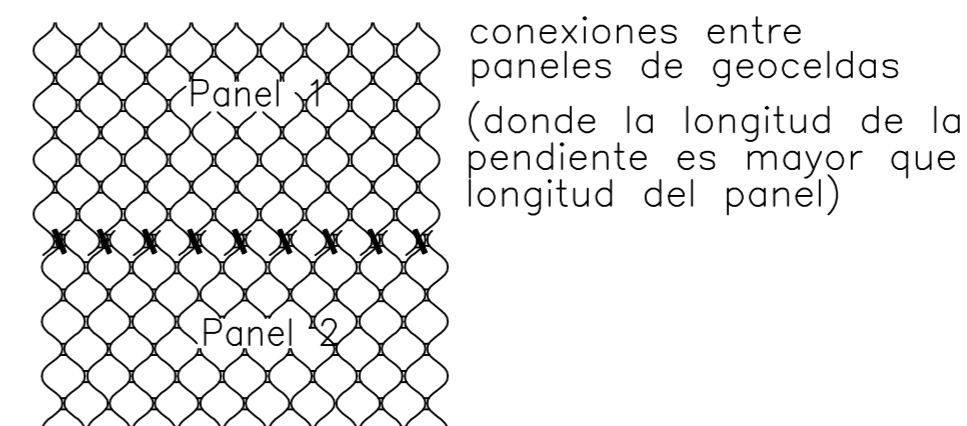
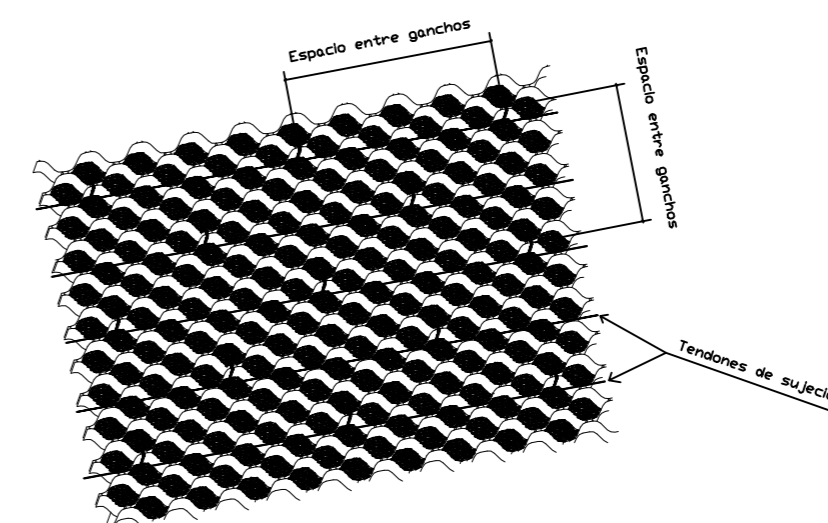
Conexiones con el subsuelo y Geocelda



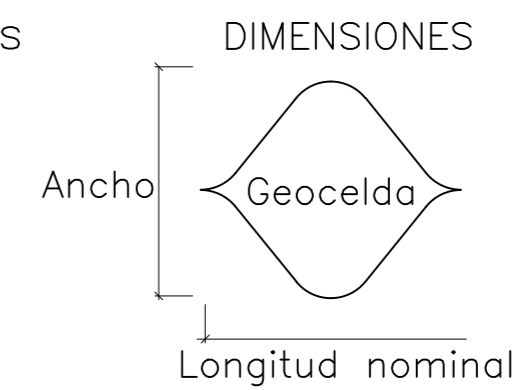
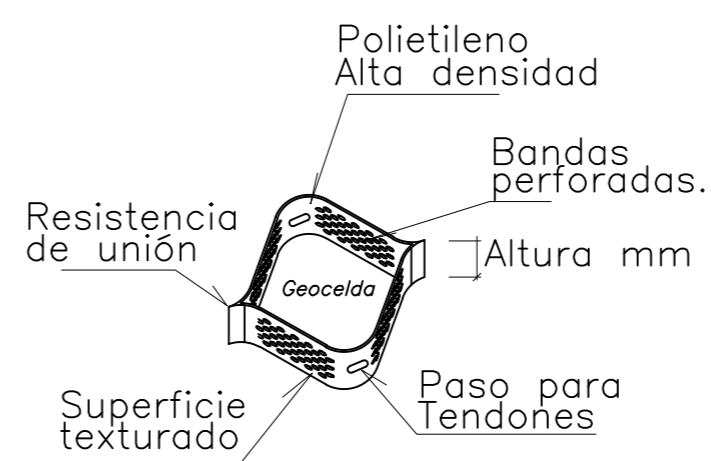
Características y dimensiones del gancho de anclaje




Esquema de distribución de ganchos y tendones en paneles de geoceldas

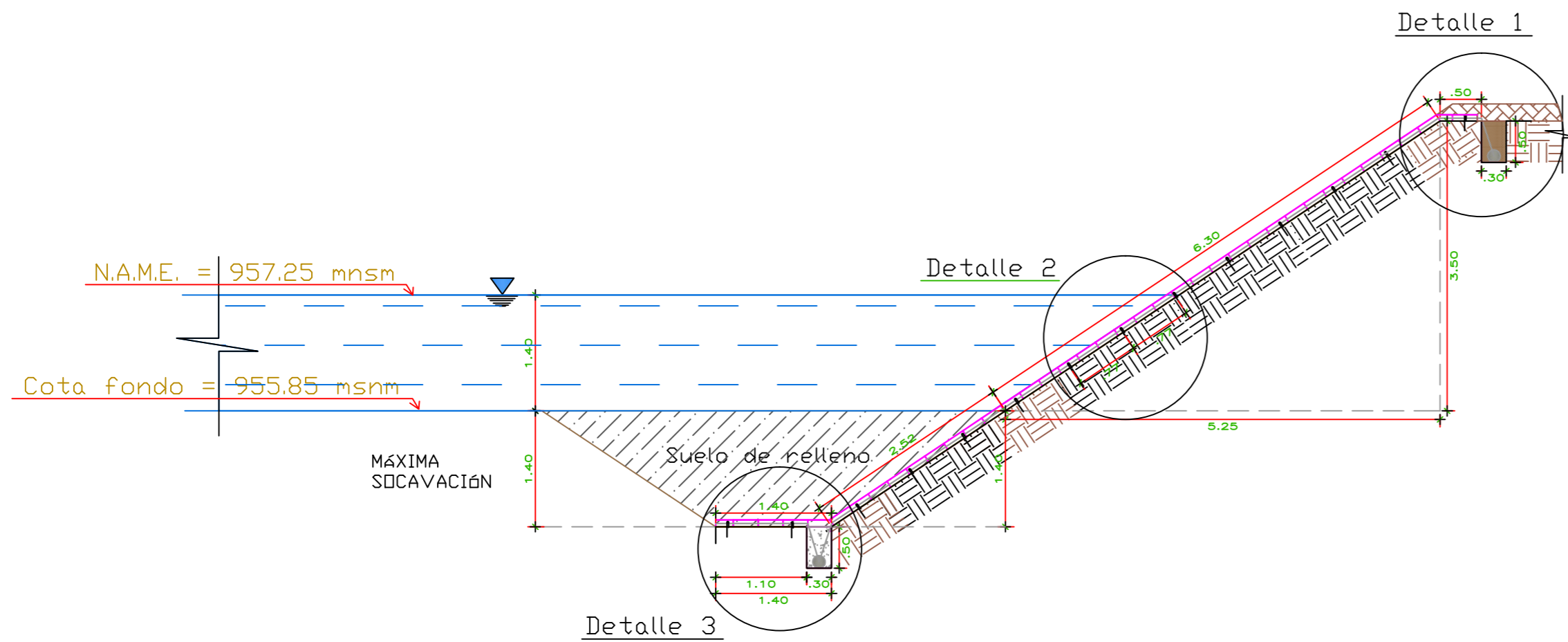


Características de Geoceldas

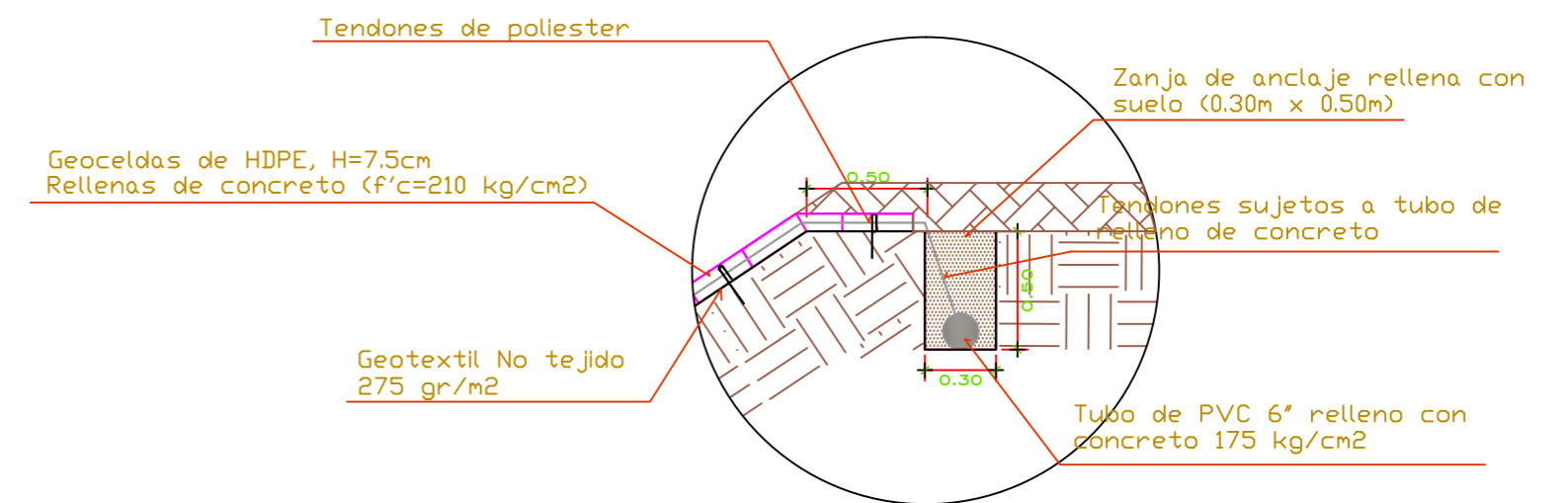


 UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA	
PLANO :	DETALLE DE GEOCELAS
PROYECTO:	TRABAJO DE TITULACIÓN
NOMBRE:	LIZARDO ARIAS VILCA ; ALEX MUÑOZ CASTILLO
ESCALA:	s/c
AÑO:	2014

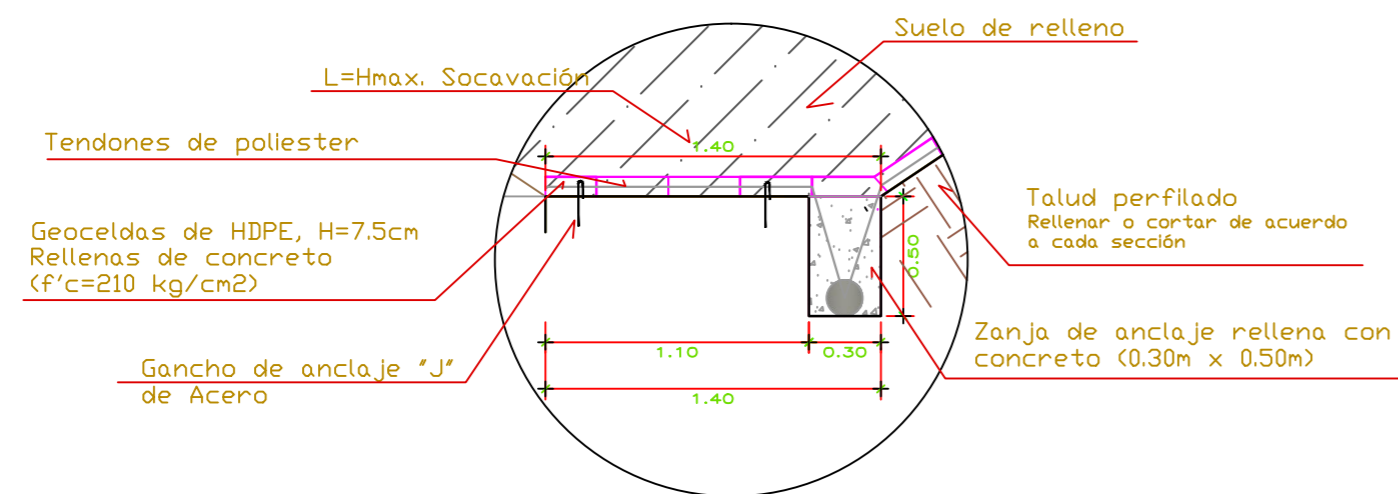
INSTALACION DE GEOCELDAS EN TALUD



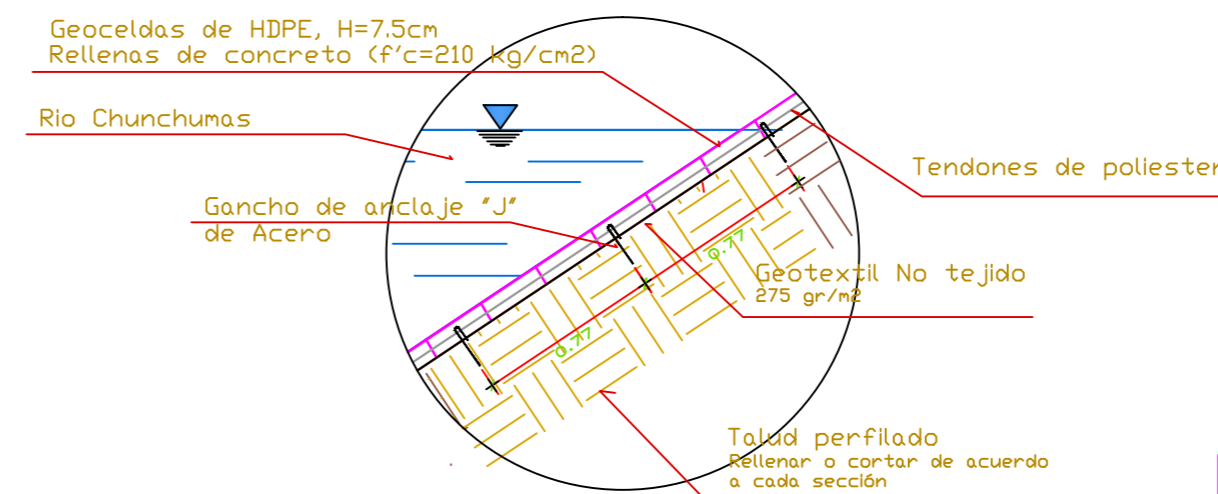
Detalle 1. Zanja de anclaje en corona de talud
Esc: 1/25




Detalle 3. Anclaje en zanja en fondo de rio y adentramiento final
Esc: 1/25

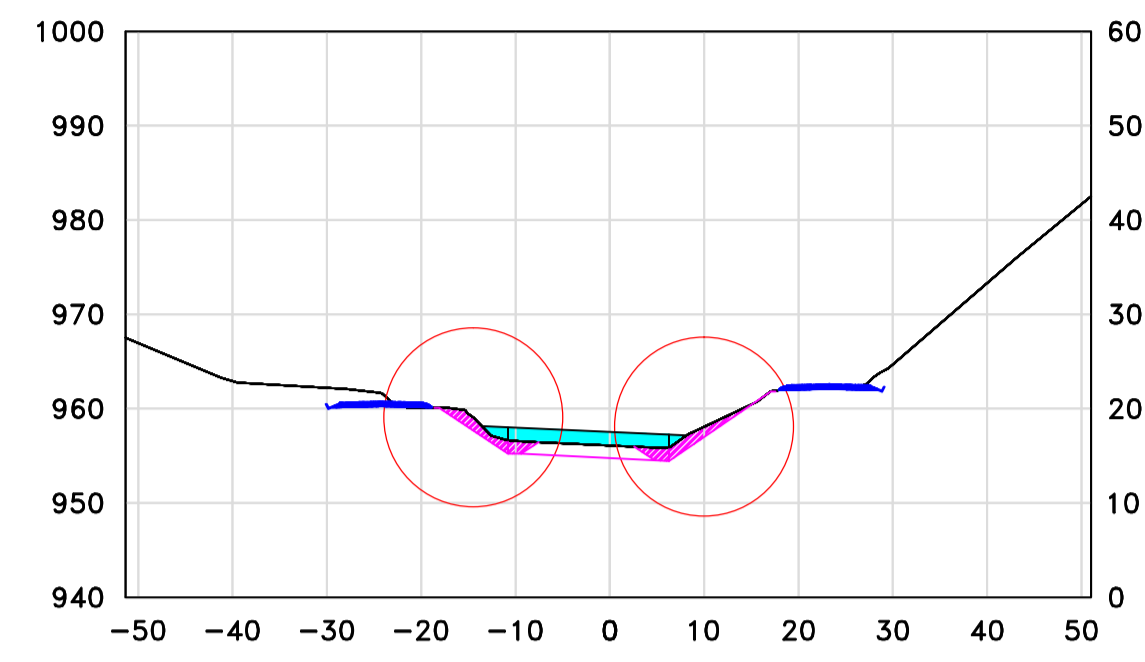


Detalle 2. Anclaje de ganchos en talud
Esc: 1/25

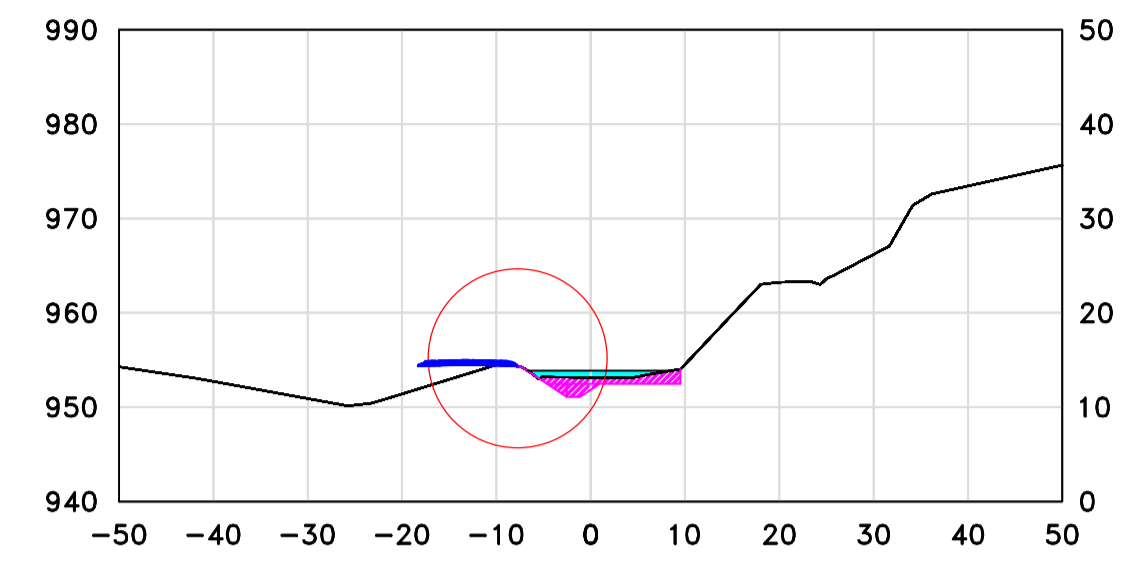


 UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA	
PLANO : DETALLE DE INSTALACION DE GEOCELDA EN TALUD	
PROYECTO: TRABAJO DE TITULACION	ESC: 1/50
NOMBRE: LIZARDO ARIAS VILCA ; ALEX MUÑOZ CASTILLO	AÑO: 2014

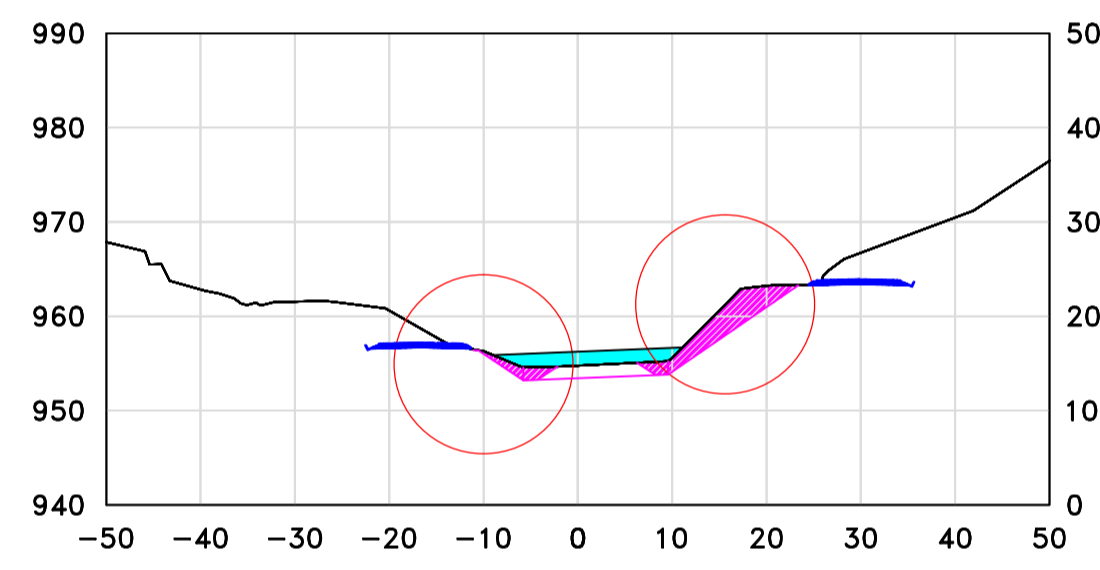
0+440



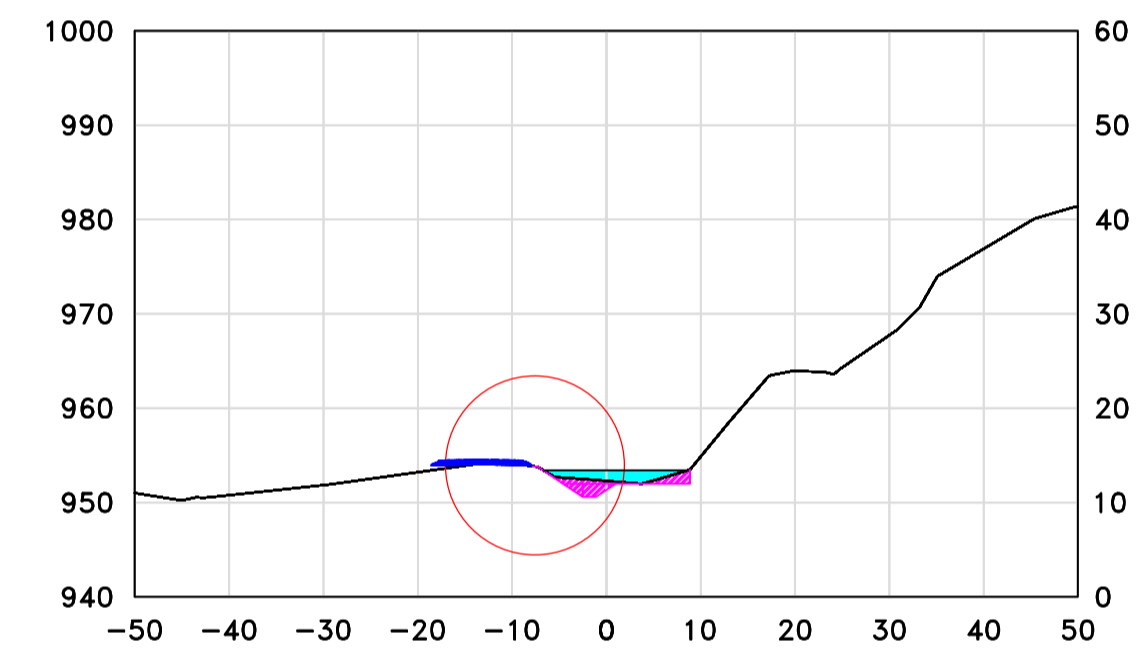
0+380



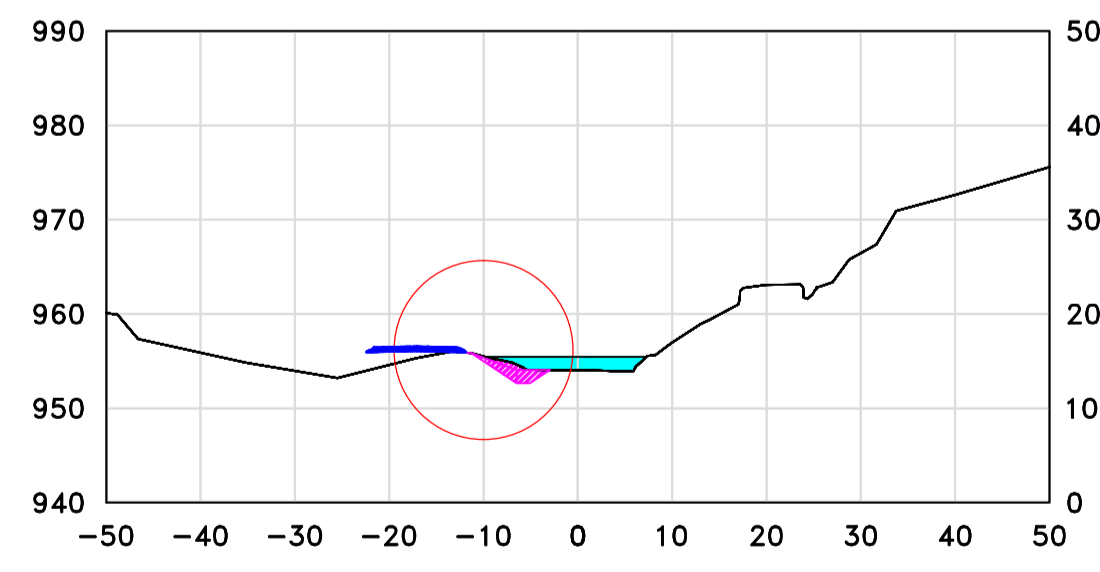
0+420



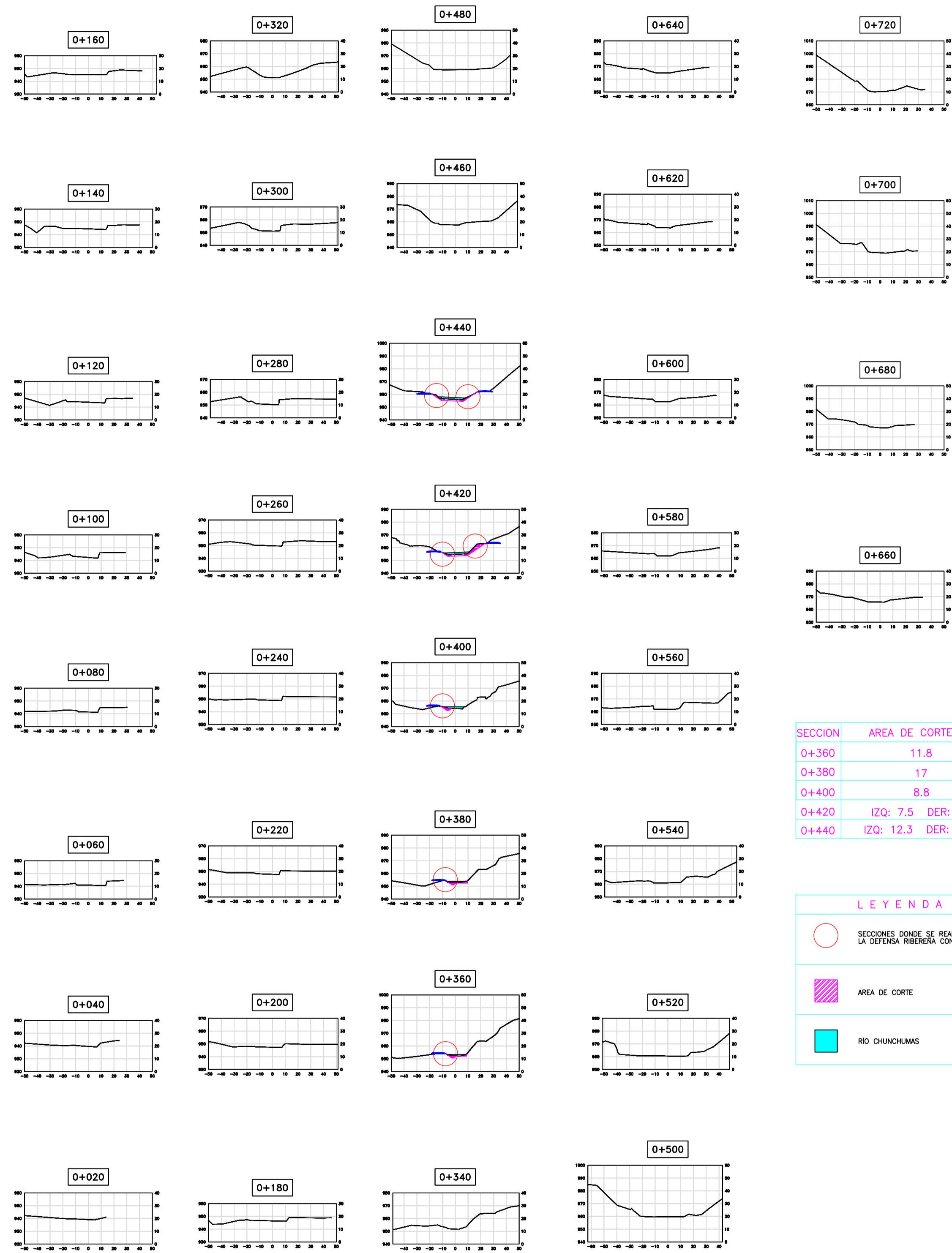
0+360



0+400



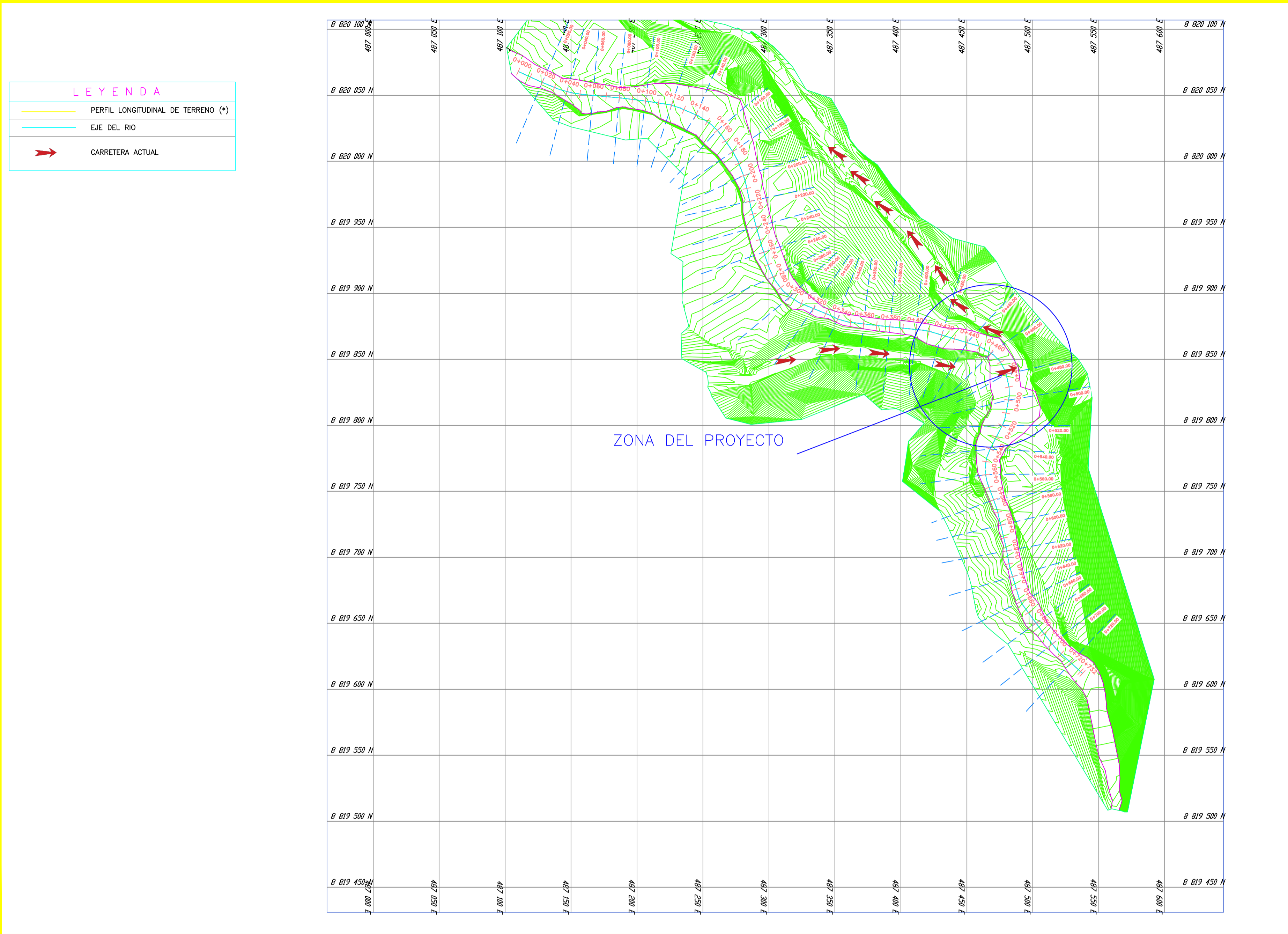
 UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA	
PLANO : SECCIONES TRASVERSALES DEL RIO CHUNCHUMAS	
PROYECTO: TRABAJO DE TITULACIÓN	S/E
INFORME: LIZARDO ARIAS VILCA ; ALEX MUÑOZ CASTILLO	AÑO: 2014




SECCION	AREA DE CORTE (M2)
0+360	11.8
0+380	17
0+400	8.8
0+420	IZQ: 7.5 DER: 35.0
0+440	IZQ: 12.3 DER: 11.5

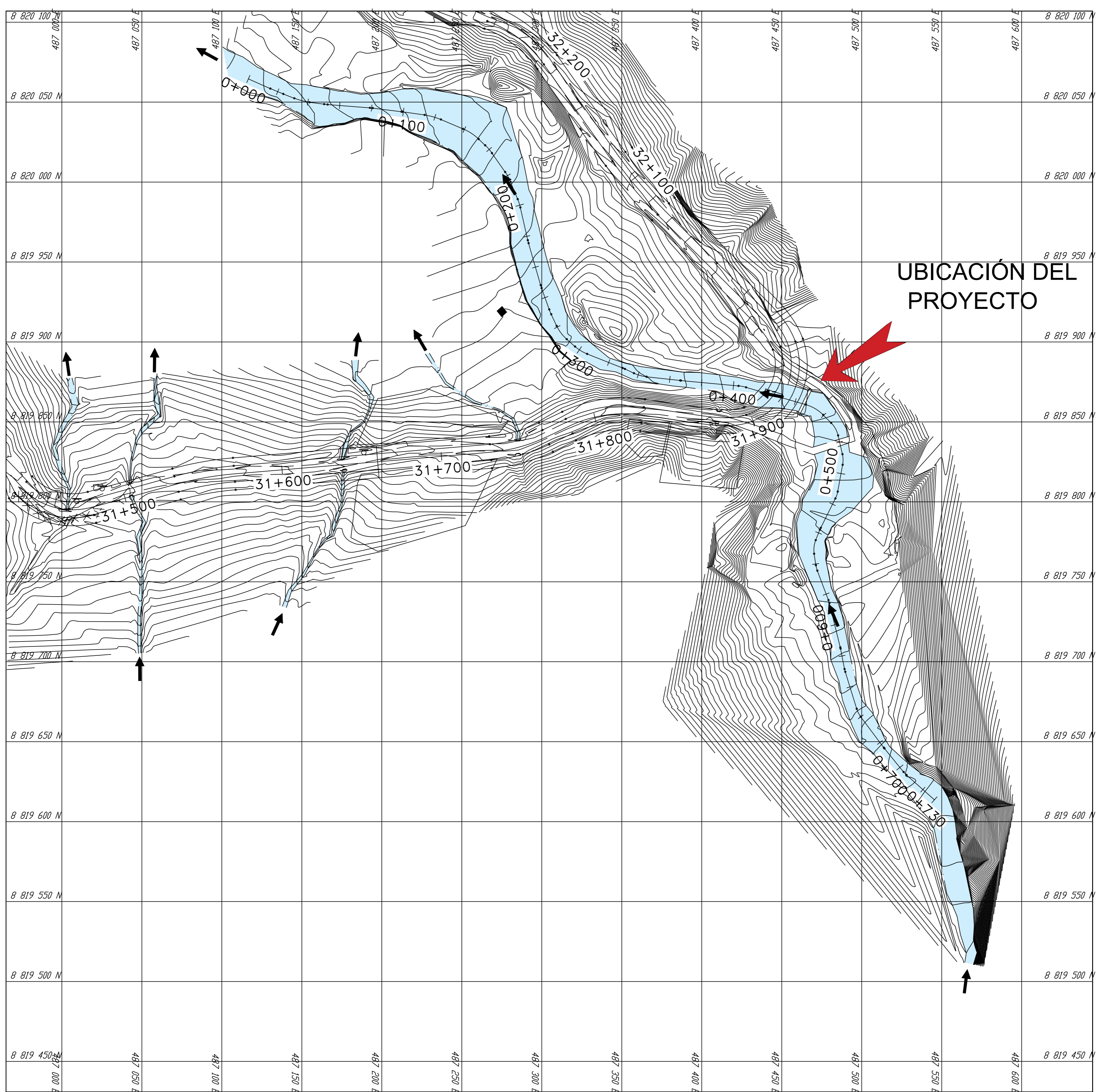
LEYENDA	
	SECCIONES DONDE SE REALIZARA LA DEFENSA RIBERENA CON GEOCELLDAS
	AREA DE CORTE
	RIO CHUNCHUMAS

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA	
PLANO : SECCIONES TRASVERSALES DEL RIO CHUNCHUMAS	
PROYECTO: TRABAJO DE TITULACION	ESC: 1/2500
INDUSTRIE: LIZARDO ARIAS VILCA ; ALEX MUÑOZ CASTILLO	AÑO: 2014



Progresiva	Cota Terreno
0+020	974.335
0+040	973.964
0+060	973.242
0+080	972.723
0+100	971.323
0+120	969.662
0+140	968.650
0+160	966.973
0+180	965.752
0+200	964.781
0+220	963.900
0+240	962.727
0+260	962.270
0+280	961.850
0+300	962.047
0+320	960.741
0+340	960.050
0+360	959.098
0+380	958.672
0+400	955.663
0+420	954.668
0+440	953.513
0+460	952.531
0+480	951.860
0+500	951.306
0+520	951.122
0+540	951.338
0+560	950.156
0+580	949.637
0+600	948.688
0+620	947.702
0+640	947.302
0+660	946.162
0+680	944.659
0+700	943.871
0+720	942.993
0+740	941.510
0+760	941.092
0+780	940.413
0+800	939.298
0+820	938.639
0+840	938.219


UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
 PLANO : PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL DEL RÍO CHUNCHUMAS
 PROYECTO : TRABAJO DE TITULACIÓN ESC: 1/2000
 NOMBRE : LIZARDO ARIAS VILCA ; ALEX MUÑOZ CASTILLO AÑO: 2014



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

MAPA : UBICACIÓN DEL PROYECTO

PROYECTO:
TRABAJO DE TITULACIÓN

ESC: 1/1250

NOMBRE:
LIZARDO ARIAS VILCA ; ALEX MUÑOZ CASTILLO

AÑO: 2014

DELIMITACIÓN DE LA MICROCUENCA DE ESTUDIO



Ubicación del Proyecto

Ruta Nacional PE - 5N

QUEBRADA CHUNCHUMAS

OXAPAMPA

CHANCHAMAYO

LEYENDA

- Ríos
- Curvas de Nivel 200 m.
- Curvas de Nivel
- Red Vial Nacional
- Cuenca de la Zona de Estudio
- Límites Provinciales

		UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA	
MAPA : DELIMITACIÓN DE MICROCUENCA			
PROYECTO : TRABAJO DE TITULACIÓN		ESCALA : 1/50000	
EJECUTORES : LIZARDO ARIAS VILCA ; ALEX MUÑOZ CASTILLO		AÑO : 2014	

