

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ESTUDIO DE TRANSITABILIDAD - PROTECCION DE TALUDES
MONITOREO DE CONSERVACION CARRETERA CAÑETE
HUANCAYO Km. 130+000 AL Km. 145+000**

**INFORME DE SUFICIENCIA
Para optar el Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL**

FREDY RONALD ARANA CACERES

Lima- Perú

2010

INDICE

RESUMEN	4
LISTA DE CUADROS	5
LISTA DE FIGURAS	7
LISTA DE SIMBOLOS	8
INTRODUCCIÓN	9

CAPITULO I. ESTADO ACTUAL DE LA CARRETERA

1.1	RESUMEN DEL PERFIL.....	10
1.1.1	Aspectos Generales.....	10
1.1.2	Formulación y Evaluación.....	12
1.1.3	Análisis de la Oferta.....	12
1.1.4	Costos.....	14
1.1.5	Beneficios.....	15
1.1.6	Evaluación Social.....	15
1.1.7	Análisis de Sensibilidad.....	16
1.1.8	Sostenibilidad.....	16
1.1.9	Impacto Ambiental.....	16
1.1.10	Selección de Alternativa más Conveniente.....	16
1.1.11	Conclusiones y Recomendaciones.....	17
1.2	IDENTIFICACION DE PRINCIPALES ZONAS CON RIESGO DE AFECTAR LA TRANSITABILIDAD	17
1.3	EVALUACION DE PRINCIPALES ZONAS IDENTIFICADOS.....	24

CAPITULO II. FUNDAMENTO TEORICO

2.1	GENERALIDADES.....	27
2.2	FUNDAMENTO TEORICO.....	27
2.2.1	Esfuerzos Cortantes del Suelo.....	18
2.2.2	Teoría de Rankine.....	29
2.2.3	Estado Activo de Rankine	29
2.2.4	Estado Pasivo de Rankine	31
2.2.5	Teoría de la presión de tierra de Coulomb.....	32

2.2.6	Alternativas en Protección de Taludes.....	33
2.2.7	Protección de Talud con Gaviones.....	41
2.3	INFORMACION BASICA PARA EL DISEÑO.....	49
2.3.1	Caudal de diseño.....	49
2.3.2	Parámetros geotécnicos	55
2.3.3	Socavación	56
2.4	CALCULOS Y RESULTADOS.....	57

CAPITULO III. EXPEDIENTE TECNICO

3.1	MEMORIA DESCRIPTIVA.....	68
3.2	ESPECIFICACIONES TECNICAS.....	69
3.3	METRADOS DEL PRESENTE ESTUDIO	70
3.4	ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y GASTOS GENERALES.....	71
3.5	PRESUPUESTO DE OBRA.....	73
3.6	PROGRAMA GENERAL DE EJECUCION.....	74
3.7	PLANOS DE OBRA.....	74

CONCLUSIONES.....	75
--------------------------	-----------

RECOMENDACIONES.....	77
-----------------------------	-----------

BIBLIOGRAFIA.....	79
--------------------------	-----------

ANEXOS.....	80
--------------------	-----------

RESUMEN

El presente Informe de Suficiencia se basa en el monitoreo de la conservación de un tramo de 15 km de la carretera Cañete – Yauyos, entre las progresivas del km 130+000 al Km 145+000, que tiene a concesión la empresa Consorcio Gestión de Carreteras (CGC) por un período de 7 años para la conservación de la misma bajo niveles óptimos de serviciabilidad.

En una primera etapa se efectuó la evaluación de la vía en este tramo, a nivel de Perfil, proponiendo un cambio de estándar asumiendo que la vía se encuentra en estado de tratamiento superficial resolviendo así entre 3 alternativas que comprenden actividades de mejora en la carpeta de rodadura, drenaje, taludes, seguridad vial y protección ambiental para la conservación de la vía durante el período de concesión donde se le dio mayor prioridad a la carpeta de rodadura.

En una segunda etapa, objetivo de este informe, se ha elaborado una priorización de los problemas geotécnicos que presentan los taludes adyacentes a la vía, enfocándose así en la protección de los taludes por el riesgo actual que representan de cortar la transitabilidad debido a fallas por deslizamientos de los mismos. Siendo un factor importante la cercanía de las aguas del río Cañete al pie de los mismos así como la inclinación de los taludes superiores, el tipo de material y el tipo de erosión identificada.

Identificadas las zonas con alto riesgo de afectar la transitabilidad se definió soluciones de protección mediante obras del tipo defensa ribereña y contención de taludes del tipo gavión. Como capítulo final se desarrolla expediente técnico de los trabajos planteados y se proporciona información del proceso constructivo de las respectivas partidas o actividades, asimismo se muestra el resumen de metrados así como el sustento de cada partida que interviene en este Informe.

Con el desarrollo de los capítulos del estudio y las alternativas planteadas se pretende dar solución para los puntos críticos del tramo en estudio.

A pesar del análisis detallado de las estructuras propuestas en el presente informe, el estudio toma algunos parámetros asumidos por falta de información hidrológica y geotécnica a detalle.

LISTA DE CUADROS

Cuadro 01.01.- Presupuesto resumen de alternativas de perfil.....	14
Cuadro 01.02.- Valor actual neto por alternativas.....	14
Cuadro 01.03.- Identificación de principales problemas con riesgo de afectar la transitabilidad.....	18
Cuadro 01.04.- Identificación de principales problemas con riesgo de afectar la transitabilidad.....	19
Cuadro 01.05.- Identificación de principales problemas con riesgo de afectar la transitabilidad.....	20
Cuadro 01.06.- Identificación de principales problemas con riesgo de afectar la transitabilidad.....	21
Cuadro 01.07.- Identificación de principales problemas con riesgo de afectar la transitabilidad.....	22
Cuadro 01.08.- Identificación de principales problemas con riesgo de afectar la transitabilidad.....	23
Cuadro 01.09.- Identificación de principales problemas con riesgo de afectar la transitabilidad.....	24
Cuadro 01.10.- Matriz Impacto- Frecuencia – Valoración de Riesgo.....	24
Cuadro 01.11.- Valoración de Riesgos.....	24
Cuadro 01.12.- Matriz de Riesgo por zonas Identificadas.....	25
Cuadro 01.13.- Principales Problemas identificados.....	26
Cuadro 02.01.- Cuadro comparativo de análisis de factores técnicos.....	40
Cuadro 02.02.-Capacidad de carga admisible básica en fundaciones para Gaviones.....	47
Cuadro 02.03.- Compacidad y consistencia de algunos materiales.....	47
Cuadro 02.04.- Valores tipo de diversos tipos de suelo y roca.....	48
Cuadro 02.05.-Coeficiente “n” de Manning.....	51
Cuadro 02.06.-Cálculo de rugosidad de Maning.....	51
Cuadro 02.07.- Valores de K1 según Condiciones de Fondo.....	52
Cuadro 02.08.-Coeficiente para calcular el borde libre de la estructura de encauzamiento.....	53
Cuadro 02.09.-Cálculo hidráulico progresiva 130 +680.....	54
Cuadro 02.10.- Cálculo hidráulico progresiva 132 +380.....	54
Cuadro 02.11.-Cálculo hidráulico progresiva 143 +680.....	55
Cuadro 02.12.- Parámetros geotécnicos de las muestras asumidas.....	56

Cuadro 02.13.-Espesores indicativos de los revestimientos en colchones en función de la velocidad de la corriente.....	57
Cuadro 02.14.-Cálculo hidráulico Sección A-A Progresiva 130+680.....	61
Cuadro 02.15.-Cálculo de verificación de estabilidad Sección A-A Progresiva 130+680.....	62
Cuadro 02.16.-Cálculo de verificación de estabilidad Sección B-B Progresiva 130+780.....	63
Cuadro 02.17.-Cálculo de verificación de estabilidad Sección C-C Progresiva 132+380.....	64
Cuadro 02.18.-Cálculo de verificación de estabilidad Sección C-C Progresiva 132+380.....	65
Cuadro 02.19.-Cálculo de verificación de estabilidad Sección D-D Progresiva 143+680.....	66
Cuadro 02.20.-Cálculo de verificación de estabilidad Sección D-D Progresiva 143+680.....	67
Cuadro 03.01.- Estructuras de protección proyectadas.....	68
Cuadro 03.02.- Planilla de metrados.....	70
Cuadro 03.03.- Análisis de precios unitarios.....	71
Cuadro 03.04.- Presupuesto de obra propuesto.....	73
Cuadro 03.05.- Cronograma de ejecución de actividades.....	74

LISTA DE FIGURAS

Gráfico 01.01.- Árbol de Causa – Efecto.....	10
Gráfico 01.02.- Árbol de Medios-Fines.....	11
Gráfico 01.03.- Resumen de Alternativas de Solución de Perfil.....	12
Gráfico 02.01.- Plano de falla EF causado por cortante.....	28
Gráfico 02.02.- Circulo de Mohr y Envolvente de falla.....	28
Gráfico 02.03.- Esfuerzos actuantes sobre un elemento de suelo en reposo....	29
Gráfico 02.04.- Esfuerzos actuantes sobre un elemento de suelo en reposo....	30
Gráfico 02.05.- Presión activa de tierra de Rankine.....	30
Gráfico 02.06.- Presión pasiva de tierra de Rankine.....	31
Gráfico 02.07.- Presión activa de Coulomb.....	32
Gráfico 02.08.- Instalación de Biomanto de fibra de coco.....	34
Gráfico 02.09.- Instalación de Geoceldas.....	34
Gráfico 02.10.- Esquema Muro concreto ciclópeo.....	35
Gráfico 02.11: Esquema Muro de Suelo reforzado.....	35
Gráfico 02.12.- Proceso constructivo de armado de Suelo reforzado.....	36
Gráfico 02.13.- Esquema en estructuras atirantadas.....	37
Gráfico 02.14.- Esquema de estructuras en concreto armado.....	37
Gráfico 02.15.- Estructuras de gaviones.....	41
Gráfico 02.16.- Configuraciones de gaviones a, b, c.....	43
Gráfico 02.17.- Revisión de estabilidad del muro de retención.....	44
Gráfico 02.18.- Sección transversal de estructura propuesta km132+380.....	60

LISTA DE SÍMBOLOS

SEDAPAL	Servicio de Agua Potable y Alcantarillado de Lima
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	American Society for Testing and Materials
BL	Borde Libre
BS	British Standar
BVT	Bajo Volumen de Tránsito
CBR	California Bearing Ratio
CGC	Consortio Gestión de Carreteras
Cl	Cloruros
CL	Arcilla de baja plasticidad (Según clasificación SUCS)
COV	Costos de Operación Vehicular
GC	Grava arcillosa (Según clasificación SUCS)
GM	Grava Limosa (Según clasificación SUCS)-
GP	Grava mal gradada (Según clasificación SUCS)
GW	Grava bien gradada (Según clasificación SUCS)
IMD	Indice Medio Diario
INEI	Instituto Nacional de Estadística e Informática
IP	Indice de Plasticidad
IRI	Indice de Rugosidad Internacional
ISO	International Organization for Standardization
Ka	Coefficiente del Empuje Activo
LL	Límite Líquido
LP	Límite Plástico
MARV	Minimum Average Roll Values
MDS	Máxima Densidad Seca

INTRODUCCIÓN

En el Perú existen carreteras que deben propiciar el desarrollo económico y social de los pueblos y ciudades mediante el intercambio de bienes y servicios, expansión del turismo y comunicaciones a través de un transporte terrestre eficiente y seguro.

Anualmente en el Presupuesto General de la República, se incluyen considerables montos en partidas específicas para la construcción, rehabilitación y conservación de carreteras.

El Gobierno del Perú mediante el Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC) busca el desarrollo de proyectos viales como el de la carretera Cañete - Yauyos considerada una vía alterna a la carretera Central, la cual se ha concesionado a la empresa CGC (Consortio Gestión de Carreteras) para realizar la conservación vial por niveles de servicio, y cuyas obras se dieron inicio el 01 de febrero del 2008.

Se toma como premisa principal para el siguiente proyecto que se debe asegurar que la carretera Cañete – Huancayo en el tramo entre las progresivas del km. 130+000 al km. 145+000 sea una vía transitable y se mantenga así durante todo el horizonte del proyecto.

Por lo tanto al propiciar la implementación obras de estabilización mediante soluciones básicas de muros de contención y defensas ribereñas se está asegurando la protección de la vía, y de este modo asegurar la transitabilidad constante por ella de modo de reducir considerablemente las actividades de emergencia por reparación.

En el Capítulo I se presenta un resumen del proyecto en referencia a nivel de perfil basado en la propuesta de cambio estándar del mismo, asimismo se realizó la identificación de los potenciales puntos de afectación de la transitabilidad por la inestabilidad de los taludes.

En el Capítulo II se desarrollan las alternativas propuestas de protección de taludes críticos que fueron identificados en el Capítulo I.

Finalmente en el Capítulo III, se desarrolla las especificaciones técnicas de los trabajos planteados en los capítulos I y II, se proporciona información del proceso constructivo de las partidas planteadas, asimismo se muestra el resumen de metrados así como el sustento de cada partida que interviene en este Informe.

CAPITULO I: ESTADO ACTUAL DE LA CARRETERA

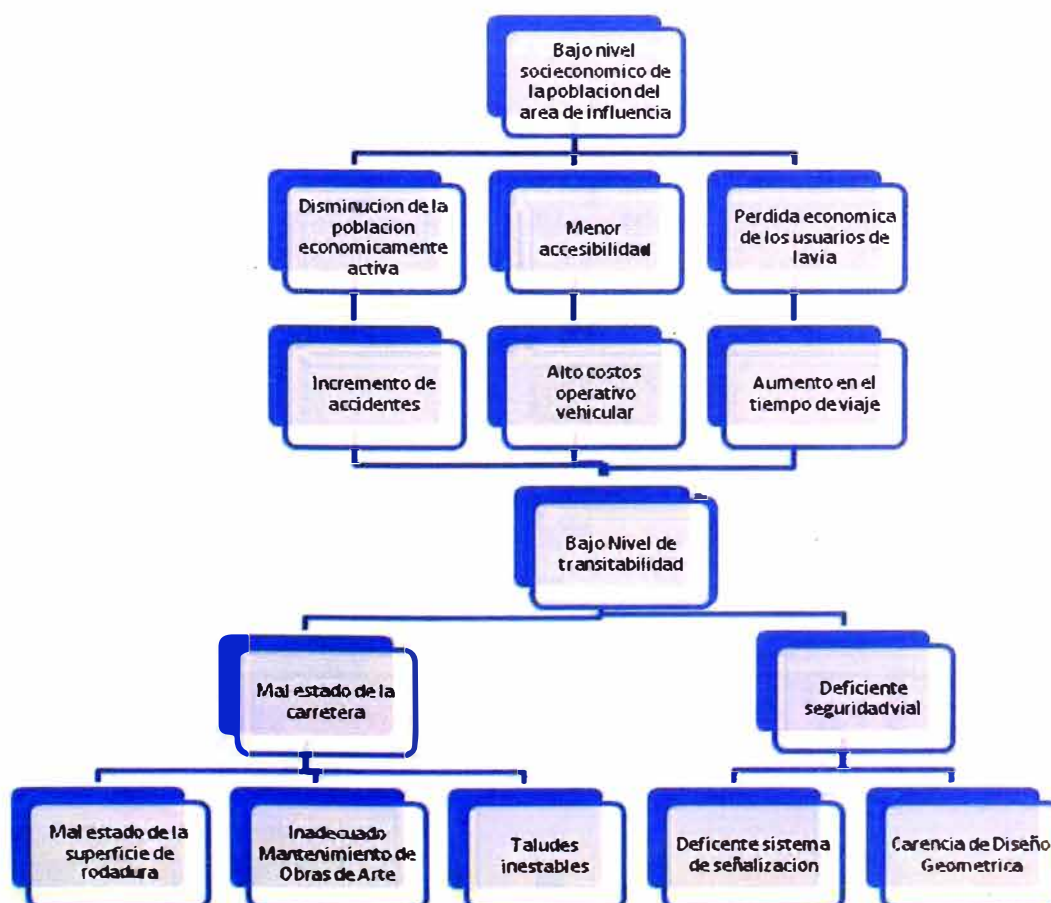
1.1 RESUMEN DEL PERFIL

1.1.1 Aspectos Generales

El proyecto de conservación vial une los poblados del Rio Cañete hasta Chupaca (281.73 Km.), que se localizan entre las provincias de Cañete, Yauyos, Concepción y Chupaca, de los distritos de Lima y Junín. La vía se encuentra entre los 200 a 3950 msnm y forma parte del Sistema Nacional de Carreteras correspondiente a la ruta 22 entre Cañete y Huancayo.

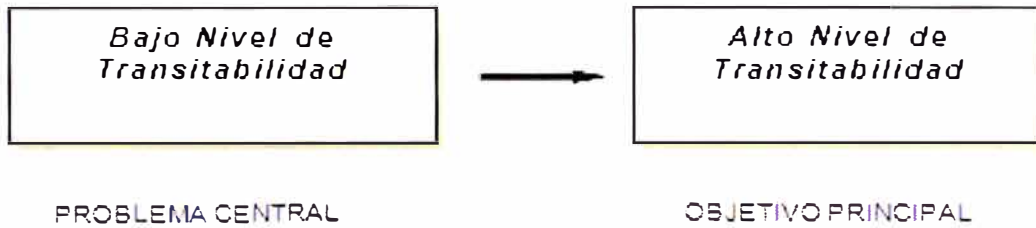
Del análisis de la problemática de la vía es que se han encontrado las siguientes causas de los problemas existentes:

Gráfico 01.01.- Árbol Causa - Efecto



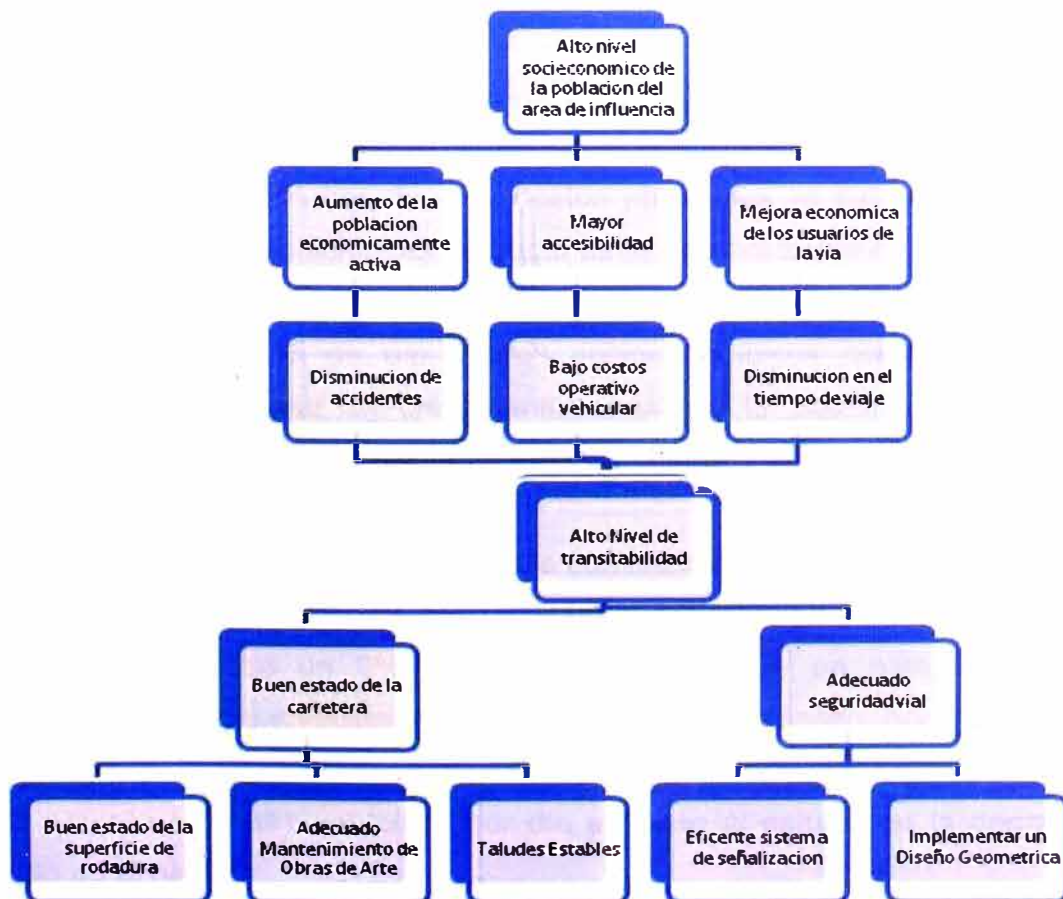
Fuente: Elaboración Propia

Se ha identificado el problema central y el objetivo principal:



Se pretende conseguir los objetivos con el detalle del siguiente árbol de medios y fines:

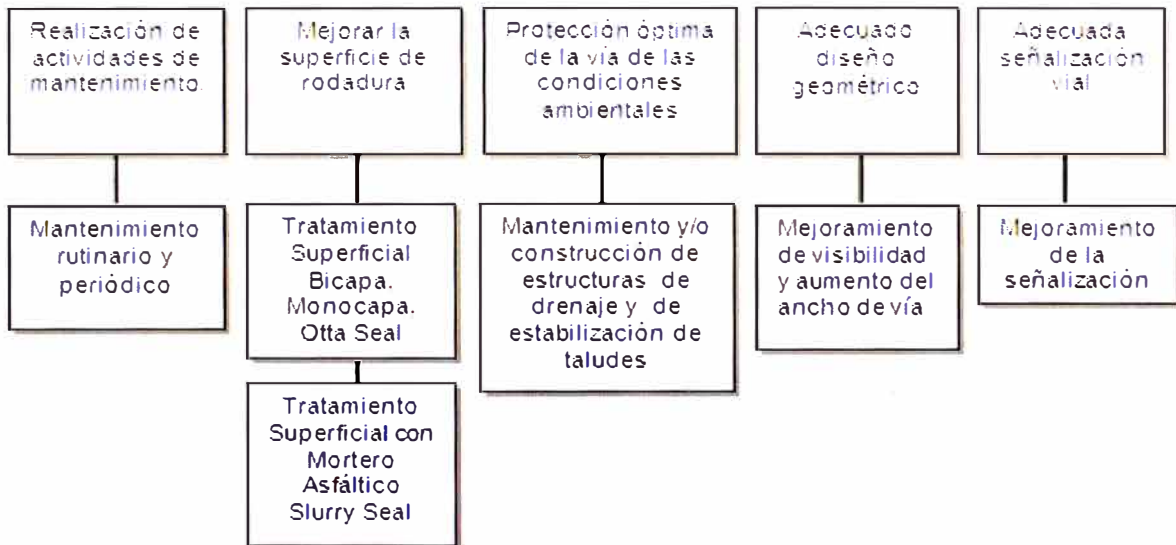
Gráfico 01.02.- Árbol Medios – Fines



Fuente: Elaboración Propia

Se plantean 3 alternativas que conforman un paquete de soluciones para aplicar de acuerdo a cada especialidad.

Gráfico 01.03.-Resumen de Alternativas de Solución de Perfil



Fuente: Elaboración Propia

1.1.2 Formulación y Evaluación

Para la evaluación de los beneficios y costos atribuibles se está considerando que las alternativas de solución del proyecto tendrá un horizonte de 3 años.

Para el análisis de la demanda, las tasas de proyección del tráfico fueron determinadas en función de parámetros socioeconómicos como la tasa de crecimiento del PBI, tasa de crecimiento anual de la población y tasa de crecimiento anual del ingreso per cápita de los últimos 3 años para las regiones de Lima y Junín.

Para el tramo de evaluación de 15 km de la carretera Zúñiga – km 227 (San Jose Quero) entre las progresivas del Km 130+000 al 145+000 se está considerando como tráfico generado un 0% del IMD actual ya que en esta vía ya se implementado la conservación rutinaria y periódica aplicado por medio del contrato vigente.

El IMD actual es de 311 vehículos por día en base al estudio de la demanda realizado en el perfil.

1.1.3 Análisis de la oferta

La oferta vial existente se detalla a continuación (información obtenida del inventario vial):

- Tramo 01 desde Cañete - Lunahuana (40.95km) está con una carpeta asfáltica levemente deteriorado.

- Tramo 02 desde Lunahuana - Pacarán (11.91km) se encuentra con un tratamiento superficial (slurry)
- Tramo 03 Pacarán - Zúñiga (3.74km) se encuentra con un tratamiento superficial (slurry)
- Tramo 04 Zúñiga - Catahuasi (20.40km) se encuentra con un tratamiento superficial (slurry).
- Tramo 05 Catahuasi - Capillucas (17.64km) se encuentra con un tratamiento superficial (Monocapa).
- Tramo 06 Capillucas – Dv. Yauyos (32.36km) se encuentra con un tratamiento superficial (Monocapa).
- Tramo 07 Dv. Yauyos – Km 227 (98.20km) se encuentra con un tratamiento superficial (Monocapa).
- Tramo 08 Km 227 – Ronchas (29.99km) se encuentra con un tratamiento superficial (Afirmado).
- Tramo 09 Ronchas - Chupaca (16.54km). se encuentra con un tratamiento superficial (Afirmado).
- Los tramos presentan pendiente promedio longitudinal de 1.38%.
- Los anchos de la calzada existente varían entre 3 m y 6 m.
- No existen bermas a los lados del camino.
- Inadecuado drenaje longitudinal, en la mayor parte de la carretera se encuentra con cunetas en tierra casi colmatada. Las cunetas son artesanales con ancho promedio de 0.60m, usada principalmente para riego y que descarga en alcantarillas implementadas.
- Inadecuado drenaje transversal, en su mayoría alcantarillas tipo T.M.C. que en algunos casos se encontraba obstruido los aliviaderos y tuberías de 4" colocado de manera artesanal para aliviar el drenaje longitudinal.
- Presencia de filtraciones en algunos tramos de la vía proveniente de los terrenos de cultivo y falta de un sistema de subdrenaje.
- El talud de la carretera varía entre las pendientes de 10% a 90% y requiere de estabilización tanto de los taludes inferiores como de los superiores.
- Sectores críticos donde el ancho de la vía es menor debido a la presencia de taludes inestables (desmoronamiento de taludes).

1.1.4 Costos

Para el presente perfil los costos mantenimiento de carreteras, así como los Costos Operativos Vehiculares (COV) se han basado en costos modulares elaborados por la Oficina General de Presupuesto y Planificación del MTC. Los costos de Inversión se han deducido del análisis de costos unitarios y basándose también en experiencias anteriores en zonas similares.

Para la conversión de precios financieros a precios económicos se han utilizado los factores de 0.75 para los costos de mantenimiento y 0.79 para los de inversión (recomendación del SNIP).

Se plantea que la inversión se ejecuta en el primer año. De esta manera se muestra el resumen de costos económicos de inversión y mantenimiento de las alternativas analizadas.

Cuadro 01.01 Presupuesto resumen de alternativas de perfil

Alternativas	Costos Financieros			costo total
	Costo CE	Mant. Periodico	Mant. Rutinario	
Alternativa 1 (TSB)	4,176,880.85	14,394,129.71	12,822,368.77	31,393,379.34
Alternativa 2 (OTTA SEAL)	4,742,646.23	8,453,468.16	12,822,368.77	26,018,483.16
Alternativa 3 (MONOCAPA)	3,708,153.35	8,453,468.16	12,822,368.77	24,983,990.27

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 01.02 Valor actual neto por alternativas

VAN de la Alternativa 1

ALTERNATIVA 1	SECTOR	DE	A	OPCION	VAN
	S.01	Cañete	Lunahuana	Rutinario	-34,970.62
	S.02	Lunahuana	Pacaran	Rutinario	30,215.86
	S.03	Pacaran	Zuñiga	Rutinario	-4,272.71
	S.04	Zuñiga	Catahuasi	Slurry Seal	365,224.61
	S.05	Catahuasi	Capillucas	Slurry Seal	289,270.18
	S.06	Capillucas	Dv. Yauyos	Slurry Seal	502,252.19
	S.07	Dv. Yauyos	Km 227	Slurry Seal	-402,393.55
	S.08	Km 227	Ronchas	Bicapa	1,287,289.12
	S.09	Ronchas	Chupaca	Rutinario	-24,797.82
				Saldo:	2,007,817.26

VAN de la Alternativa 2

ALTERNATIVA 2	SECTOR	DE	A	OPCION	VAN
	S.01	Cañete	Lunahuana	Rutinario	-34,970.62
	S.02	Lunahuana	Pacaran	Rutinario	30,215.86
	S.03	Pacaran	Zuñiga	Rutinario	-4,272.71
	S.04	Zuñiga	Catahuasi	Slurry Seal	365,224.61
	S.05	Catahuasi	Capillucas	Monocapa	420,736.94
	S.06	Capillucas	Dv. Yauyos	Monocapa	748,098.55
	S.07	Dv. Yauyos	Km 227	Monocapa	235,066.55
	S.08	Km 227	Ronchas	Otto Seal	1,053,106.13
	S.09	Ronchas	Chupaca	Rutinario	-24,797.82
Saldo:					2,788,407.49

VAN de la Alternativa 3

ALTERNATIVA 3	SECTOR	DE	A	OPCION	VAN
	S.01	Cañete	Lunahuana	Rutinario	-34,970.62
	S.02	Lunahuana	Pacaran	Rutinario	30,215.86
	S.03	Pacaran	Zuñiga	Rutinario	-4,272.71
	S.04	Zuñiga	Catahuasi	Slurry Seal	365,224.61
	S.05	Catahuasi	Capillucas	Monocapa	420,736.94
	S.06	Capillucas	Dv. Yauyos	Monocapa	748,098.55
	S.07	Dv. Yauyos	Km 227	Monocapa	235,066.55
	S.08	Km 227	Ronchas	Monocapa	914,010.77
	S.09	Ronchas	Chupaca	Rutinario	-24,797.82
Saldo:					2,649,312.14

Fuente: Elaboración propia.

1.1.5 Beneficios

Los trabajos de mejora en la carretera van a generar beneficios atribuibles al proyecto, como son:

- a) Reducción de COV.
- b) Ahorros de tiempos de los usuarios.
- c) Reducción de costos de mantenimiento de la vía.

1.1.6 Evaluación Social.

Los pueblos beneficiados por el servicio de mantenimiento y conservación vial concentran una población total estimada de 73,205 habitantes (según el INEI 2007).

La mayoría de las viviendas de los pueblos en el tramo de la carretera en mantenimiento ya cuentan con servicio de agua y algunos con alcantarillado, pero en general el servicio es deficiente. Se observa en todos los pueblos la existencia de servicio de energía eléctrica.

Las características de las viviendas en su gran mayoría son de material rústico, es decir están conformadas de paredes de adobe con techos de calamina o tejas.

1.1.7 Análisis de Sensibilidad

Para el análisis se realizó un análisis de sensibilidad teniéndose en cuenta la variación de los costos de cambio de estándar inicial para la alternativa seleccionada alrededor de 20% en un incremento y una reducción del 10%.

Por lo que se aprecia el Valor Actual Neto para una variación del 20% y 10% sigue siendo rentable.

1.1.8 Sostenibilidad

Del análisis realizado líneas arriba, es importante destacar que a un nivel de perfil la rentabilidad del proyecto es positiva y que los costos de inversión se ven justificados con los ahorros producidos. Sin embargo el estudio de Tráfico y los supuestos planteados inicialmente dependen de tasas de crecimiento constantes a fin de mantener la rentabilidad del proyecto.

El proyecto de monitoreo y mantenimiento para el cambio de estándar permite darle la categoría de sostenible, ya que es económicamente rentable desarrollar el proyecto y su respectivo mantenimiento.

1.1.9 Impacto Ambiental

El estudio de impacto ambiental (EIA), es un instrumento necesario para la conservación y el uso racional sostenido de los recursos naturales. Es un método de análisis que sirve para confrontar la característica del medio ambiente en su medio actual con las características del proyecto a ejecutarse tanto en su etapa de construcción como en la de operación para estimar los posibles impactos ambientales y buscar la manera de mitigarlos o potenciarlos.

Como objetivo específico se pretende lograr la conservación del entorno ambiental mediante un monitoreo continuo a fin de establecer un conjunto de medidas socio-ambientales específicas para mejorar y/o mantener la calidad ambiental del área comprometida.

1.1.10 Selección De Alternativa Más Conveniente

Después del análisis realizado al proyecto se logra obtener un VAN positiva en las tres alternativas.

Pero la más favorable y con una rentabilidad elevada es la alternativa 2 – Otta Seal y la alternativa 3- Monocapa respectivamente.

El costo de inversión estimado para la alternativa 1 seleccionada asciende a S/.26,018,483.16 con un promedio de costo anual por KM de S/.15,729.88 para el mantenimiento rutinario y de S/.50,139.19 para el periódico.

1.1.11 Conclusiones y Recomendaciones

- Para un periodo de 3 años se observa que la alternativa 2, la cual comprende en colocar el tratamiento con Otta Seal es la más rentable para el estado.
- Para el mismo periodo de 3 años se observa que la alternativa 3, la cual comprende la colocación de monocapa es la más rentable para el contratista.
- En el sector 7 (Yauyos – km227) podemos concluir que las alternativas no son rentables para el contratista en el plazo de 3 años, pero si el plan de inversión es desde hoy a mas de 5 años el proyecto saldría rentable para el contratista conservador.
- El $VAN < 0$ en los tramos (Cañete – Lunahuana), (Pacaran – Zúñiga) y (Ronchas – Chupaca), esto nos muestra que los montos estimados para la conservación en esa zona no eran los correctos.
- Para el contratista seria más rentable un contrato de mayor tiempo manteniendo los costos actuales ya que se podría implementar tratamientos más duraderos como el Otta Seal.
- En el sector 7 (Yauyos – km227) podemos concluir que las alternativas no son rentables para el contratista en el plazo de 3 años, pero si el plan de inversión es desde hoy a mas de 5 años el proyecto saldría rentable para el contratista conservador.

1.2 IDENTIFICACIÓN DE PRINCIPALES PROBLEMAS CON RIESGO DE AFECTAR LA TRANSITABILIDAD

A continuación se describen algunos conceptos de los términos que serán utilizados a lo largo del presente informe:

Transitabilidad.- Es la situación de una vía que permite su disponibilidad de uso para el tránsito público, es decir, indica que vía no haya sido cerrada en algunos puntos de su desarrollo como consecuencia de deterioros causados por eventos de la naturaleza.

Derrumbes.- Es el movimiento rápido o lento de una porción de suelo o roca o por pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de una superficie de falla.

Desprendimiento.- Son fallas repentinas de taludes verticales o casi verticales que producen el desprendimiento de un bloque o bloques de suelo o roca que descienden en caída libre o en rotación por pérdida de cohesión.



Erosión: Es el proceso destructivo de los materiales de la corteza terrestre por acción de los procesos geológicos que implica fracturamiento, fisuramiento alteración física y/o química hasta el momento de arranque de los materiales.

Erosión fluvial.- Desgaste continuo que producen las fuerzas hidráulicas de un río que actúa sobre sus márgenes y en el fondo de los cauces.

Flujo de Escombros (Huaicos).- Suelo o suelo-roca moviéndose como fluido viscoso, desplazándose usualmente hasta distancias muchos mayores de falla.

Del trabajo de campo realizado para el presente informe se procederá a describir por medio de un inventario las potenciales zonas que representan riesgo de afectar la transitabilidad de la vía en estudio.

Cuadro 01.03 - Identificación de principales problemas con riesgo de afectar la transitabilidad

Ubicación	Descripción	Panel Fotográfico
130+300	Talud rocoso fracturado con riesgo de desprendimiento. Curva cerrada sin opción de visualización. Sin presencia de señalización vial y guardavías. Zona de alto riesgo de accidentes. Sin presencia de drenaje longitudinal. Vía angosta de 3.5 m de ancho y 0.5 a talud inferior.	
130+760	Talud con presencia de material suelto propenso a derrumbe. Talud inferior erosionado por acción fluvial. Superficie de rodadura altamente deteriora por frecuencia de derrumbes. Vía angosta de 3.5m de ancho y 0.5m a talud inferior.	





Fuente: Elaboración Propia.

Cuadro 01.04 - Identificación de principales problemas con riesgo de afectar la transitabilidad

Ubicación	Descripción	Panel Fotográfico
130+680	<p>Talud inferior erosionado por Erosión fluvial.</p> <p>Vía angosta de ancho de superficie de rodadura de 3 m. Distancia a borde de 0.10 m de Talud inferior a superficie de rodadura. Ausencia de adecuado drenaje longitudinal.</p>	
130 al 131	<p>No se observa drenaje longitudinal a lo largo de kilometro en referencia lo cual ha afectado la superficie de rodadura por la infiltración de aguas.</p> <p>Talud inferior con protección natural.</p> <p>Vía angosta de 3.5 m a 4.5m.</p>	
131+300	<p>Talud con presencia de material suelto propenso a derrumbe o deslizamiento. Vía angosta de 3.5 m.</p> <p>Talud inferior con protección natural con vegetación. Ausencia de drenaje longitudinal.</p>	
132+380	<p>Talud inferior erosionado por erosión fluvial. Vía angosta de ancho de superficie de rodadura de 3 m.</p> <p>Distancia a borde de 0.10 m de Talud inferior a superficie de rodadura. Ausencia de drenaje longitudinal.</p>	





Fuente: Elaboración Propia.

Cuadro 01.05 - Identificación de principales problemas con riesgo de afectar la transitabilidad

Ubicación	Descripción	Panel Fotográfico
132+500	Se observa drenaje longitudinal artesanal con pendiente inadecuada afectando la superficie de rodadura por infiltración de aguas.	
133+670	Talud con presencia de material suelto propenso a derrumbe o deslizamiento. Vía angosta de 3.5 m. Ausencia de adecuado drenaje longitudinal.	
134+500	Vía angosta de 3.5 m. Taludes superiores con riesgo de desprendimiento de rocas sueltas, derrumbes y riesgo de huacos en temporada de precipitaciones. Taludes inferiores erosionados por acción fluvial. Ausencia de adecuado drenaje longitudinal.	
135+500	Taludes superiores con material suelto con alto riesgo de derrumbes, desprendimiento y deslizamientos. Vía angosta de 3.5m y 0.50 m a talud inferior. Sin presencia de adecuado drenaje longitudinal. Superficie de rodadura altamente deteriorada.	





Fuente: Elaboración Propia.

Cuadro 01.06 - Identificación de principales problemas con riesgo de afectar la transitabilidad

Ubicación	Descripción	Panel Fotográfico
136+900	Taludes superiores con riesgo de desprendimiento de bloques de rocas. Vía angosta de 3.50 m. Ausencia de drenaje longitudinal.	
137+800	Talud superior rocoso fracturado con riesgo de desprendimiento de rocas sueltas. Vía angosta de 3.5 m y a 1.00 de talud inferior. Ausencia de adecuado drenaje longitudinal y sin presencia de guardavías.	
138+360	Talud superior de roca fracturada con riesgo de desprendimiento. Falta de señalización vertical de dirección. Vía angosta 3.5 m y a 1.0 m de Talud inferior. Ausencia de adecuado drenaje longitudinal.	
138+670	Talud con presencia de material suelto propenso a derrumbe en longitud de 40 m. Vía angosta de 3.5m. Ausencia de drenaje longitudinal. Superficie de rodadura en regular estado.	





Fuente: Elaboración Propia.

Cuadro 01.07 - Identificación de principales problemas con riesgo de afectar la transitabilidad

Ubicación	Descripción	Panel Fotográfico
139+280	Talud inferior erosionado por erosión fluvial. Vía angosta con ancho de superficie de rodadura de 3.5 m. Distancia a borde de talud inferior de 0.10 m en longitud de 10 m. Ausencia de adecuado drenaje longitudinal.	
139+230	Talud rocoso superior con riesgo de desprendimiento de rocas. Ancho de vía reducido 3.5m sin presencia de berma y deficiente drenaje longitudinal.	
139+550	Talud rocoso fracturado con riesgo de desprendimiento o derrumbe. Ancho de vía reducido de 3.5 m Talud inferior a 1.00 m de plataforma. Ausencia de adecuado drenaje longitudinal y señalización vertical.	
141+420	Talud superior con material suelto con riesgo de derrumbe en 80 m de longitud. Ancho angosto de 4.5m. Ausencia de drenaje longitudinal. Superficie de rodadura en condiciones aceptables. Talud inferior en estado estable con presencia de vegetación.	


Fuente: Elaboración Propia.

Cuadro 01.08 - Identificación de principales problemas con riesgo de afectar la transitabilidad

Ubicación	Descripción	Panel Fotográfico
142+800	Zona de desprendimiento de rocas que afectan la condición de la superficie de rodadura y alteración de la transitabilidad.	
143+680	Talud inferior con grave riesgo a la erosión fluvial, Ancho de Vía angosta 3.0 m. Sin presencia de drenaje transversal.	
143+710	Talud con presencia de material suelto propenso a derrumbe. Superficie de rodadura en regular estado sin presencia de drenaje longitudinal.	
144+750	Talud Superior con material suelto propenso de derrumbes, Vía de ancho reducida de 03m. Sin presencia de drenaje longitudinal	

Fuente: Elaboración Propia.

Cuadro 01.09 - Identificación de principales problemas con riesgo de afectar la transitabilidad

Ubicación	Descripción	Panel Fotográfico
144+580	Presencia de rocas sueltas con riesgo de caídas o derrumbe, ancho de vía reducida sin presencia de drenaje longitudinal	

Fuente: Elaboración Propia.

1.3 EVALUACION DE LOS PRINCIPALES PROBLEMAS IDENTIFICADOS

Luego de identificar las eventualidades que pueden afectar la libre circulación del tránsito se realizara una evaluación cualitativa de las mismas, con el motivo de asignar grados de riesgos de afectación y prioridades de solución.

En base a lo indicado se ha elaborado la siguiente matriz de clasificación de riesgo basada en la frecuencia de ocurrencia así como el impacto sobre la vía.

Cuadro 01.10.- Matriz Impacto- Frecuencia – Valoración de Riesgo

	GRADO	DESCRIPCION	NO PROBABLE	POCO PROBABLE	PUEDA OCURRIR	FRECUENTE
IMPACTO	ALTO	Colapso Vía	M	M	A	A
	MEDIO	Cierre temporal	B	M	M	A
	BAJO	Solución Inmediata	B	B	B	M
			FRECUENCIA O PROBABILIDAD			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 01.11.- Valoración de Riesgos

Baja	B	Mantenimiento Menor
Media	M	Mantenimiento Mayor
Alta	A	Evaluar Ejecución de Obra Civil

Fuente: Elaboración propia.

Aplicando los criterios de evaluación de la matriz anterior mostrada para las zonas de problemas identificados se tiene:

Cuadro 01.12.- Matriz de Riesgo por zonas Identificadas

ITEM	UBICACION	ZONA	RIESGOS	IMPACTO	FRECUENCIA	EVALUACION
1	130+300	Talud de roca fracturada superior	Desprendimiento de roca	Bajo	Puede ocurrir	B
2	130+760	Talud material suelto superior	Derrumbe/Deslizamiento	Medio	Frecuente	A
3	130+680	Talud erosionado inferior	Socavación	Alto	Puede ocurrir	A
4	130 -131	Superficie Rodadura	Deterioro	Bajo	Puede ocurrir	B
5	131+300	Talud material suelto superior	Derrumbe/Deslizamiento	Medio	Puede ocurrir	M
6	132+380	Talud erosionado inferior	Socavación	Alto	Puede ocurrir	A
7	132+500	Superficie Rodadura	Deterioro	Bajo	Puede ocurrir	B
8	133+670	Talud material suelto superior	Derrumbe/Deslizamiento	Medio	Puede ocurrir	M
9	134+500	Talud de roca fracturada superior	Desprendimiento de roca	Bajo	Puede ocurrir	B
10	135+500	Talud material suelto superior	Derrumbe/Deslizamiento	Medio	Frecuente	M
11	136+900	Talud material suelto superior	Desprendimiento de roca	Bajo	Poco Probable	B
12	137+800	Talud de roca fracturada superior	Derrumbe	Medio	Puede ocurrir	M
13	138+360	Talud de roca fracturada superior	Desprendimiento de roca	Bajo	Puede ocurrir	B
14	138+670	Talud material suelto superior	Derrumbe/Deslizamiento	Medio	Puede ocurrir	M
15	139+280	Talud erosionado inferior	Socavación	Alto	Puede ocurrir	M
16	139+230	Talud de roca fracturada superior	Desprendimiento de roca	Bajo	Puede ocurrir	B
17	139+550	Talud de roca fracturada superior	Desprendimiento de roca	Bajo	Puede ocurrir	B
18	141+420	Talud material suelto superior	Derrumbe/Deslizamiento	Medio	Puede ocurrir	M
19	142+800	Talud de roca fracturada superior	Desprendimiento de roca	Bajo	Puede ocurrir	B
20	143+680	Talud erosionado inferior	Socavación	Alto	Puede ocurrir	A
21	143+710	Talud Material Suelto	Derrumbe/Deslizamiento	Bajo	Puede ocurrir	B
22	144+750	Talud material suelto superior	Derrumbe/Deslizamiento	Bajo	Puede ocurrir	B
23	144+580	Talud de roca fracturada superior	Desprendimiento de roca	Bajo	Puede ocurrir	B

Fuente: Elaboración propia.

Según la matriz de riesgos las zonas más críticas identificadas son las siguientes:

Cuadro 01.13.- Principales Problemas identificados

ITEM	UBICACIÓN	ZONA	EVENTOS	RIESGO	ANGULO TALUD
1	130+760	Talud Material Suelto	Derrumbe/Deslizamiento	A	45°
2	130+680	Talud erosionado inferior	Socavación	A	60°
3	132+380	Talud erosionado inferior	Socavación	A	60°
4	143+680	Talud erosionado inferior	Socavación	A	50°

Fuente: Elaboración propia.

De esta evaluación podemos inferir que el principal problema a evaluar es la erosión de los taludes inferiores así como el deslizamiento del talud ubicado en el km 130+750 de la vía en estudio.

CAPITULO II: ANALISIS DE LA PROTECCION DE TALUDES

2.1 GENERALIDADES

Según la etapa de identificación y evaluación de los principales problemas con riesgos de afectar la transitabilidad de la vía en estudio, se puede indicar que la principal medida debe estar enfocada en la estabilización de los taludes.

En primer lugar es importante entender la causa que producen los innumerables problemas de inestabilidad de taludes en las carreteras peruanas. Entre las principales causas tenemos:

- Ángulos de talud demasiado altos.
- Exceso de la presión de poros debido a niveles freáticos o a un drenaje deficiente.
- Excavaciones hechas en antiguos eventos geológicos como: deslizamientos, derrumbes, asentamientos, etc.
- Erosión del agua superficial y pérdida de resistencia del suelo debido a la meteorización, etc.

Los taludes inferiores deben ser protegidos con obras de defensa ribereña ya que las aguas del río Cañete han iniciado aquí un proceso de socavación que ponen en serio riesgo la integridad de la vía. Actualmente estas zonas presentan gran inclinación (desde 45° a 60°), material suelto, escasa vegetación y aguas del río Cañete que llegan casi al pie del talud que en promedio presentan 8 m de altura.

Dado que el problema principal es la erosión de los taludes de la vía es que se plantearon alternativas de solución para su protección como defensas ribereñas y muro de contención con soluciones de gaviones.

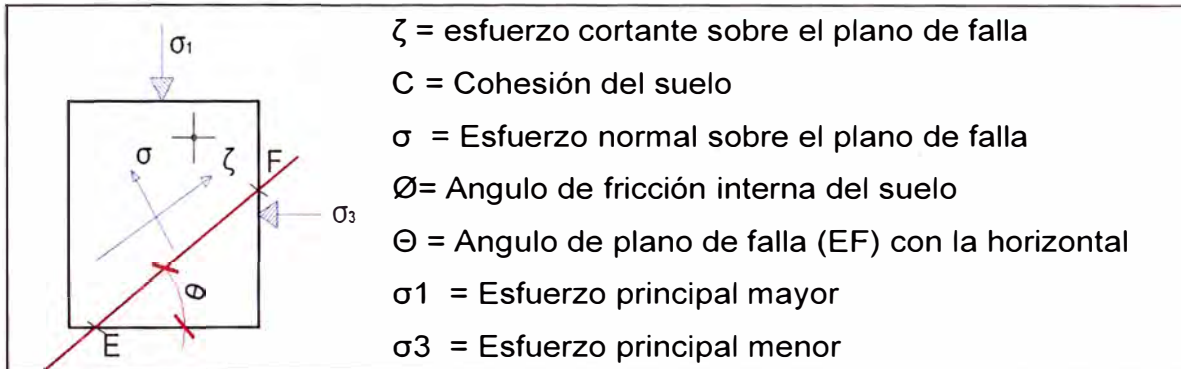
2.2 FUNDAMENTO TEORICO

Los principios generales de la presión lateral de tierra se desarrollaran en forma resumida a continuación.

2.2.1 Esfuerzos Cortantes del Suelo

Se define como la resistencia interna por área unitaria que el área de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano de falla dentro de él.

Gráfico 02.01.- Plano de falla EF causado por cortante



Fuente: Elaboración propia

$$\zeta = C + \sigma \cdot \tan(\phi) \quad (2.01) \quad \text{Coulomb, 1776}$$

Donde:

ζ = esfuerzo cortante sobre el plano de falla

C = Cohesión del suelo

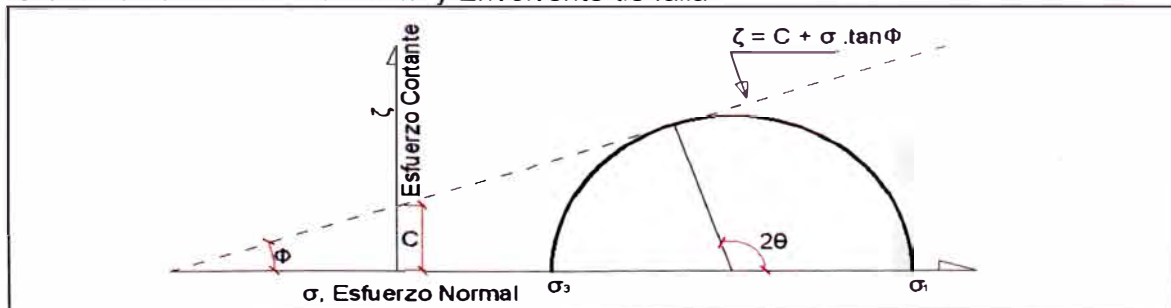
σ = Esfuerzo normal sobre el plano de falla

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo

Según el criterio de falla dado por Mohr – Coulomb, la falla por cortante ocurrirá cuando el esfuerzo cortante sobre un plano alcanza un valor dado por la ecuación (2.01).

Con la grafica del círculo de Mohr es que se determinó la relación entre el ángulo ϕ , θ y los esfuerzos netos σ_1 , σ_3 . Donde se muestra que el ángulo de falla con la horizontal (θ) y el de fricción interna (ϕ) tiene la relación de $2\theta = 90 + \phi$.

Gráfico 02.02.- Círculo de Mohr y Envolvente de falla



Fuente: Elaboración propia

En base al círculo de Mohr (grafico 06) se obtiene:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 (45 + \phi/2) + 2C \tan (45 + \phi/2) \quad (2.02)$$

Esta relación es el criterio de falla de Mohr –Coulomb expresada en términos de esfuerzos de falla.

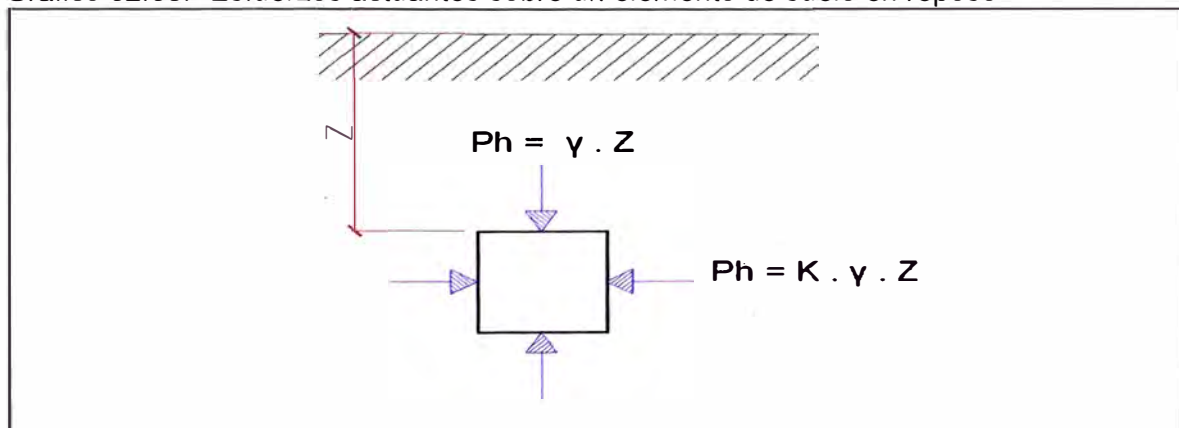
2.2.2 Teoría de Rankine

La teoría de Rankine indica que en un elemento de suelo ubicado a una cierta profundidad Z en el interior de un semiespacio de suelo friccionante en reposo, actúa una presión vertical (Pv), la cual provoca que el elemento de suelo se presione lateralmente originando con ello un esfuerzo horizontal (Ph).

Dicha presión lateral actúa directamente proporcional a la vertical (Ph=K.Pv).

Siendo K el coeficiente de presión de tierra en reposo. Sus valores han sido obtenidos experimentalmente en laboratorio y en campo.

Gráfico 02.03.- Esfuerzos actuantes sobre un elemento de suelo en reposo

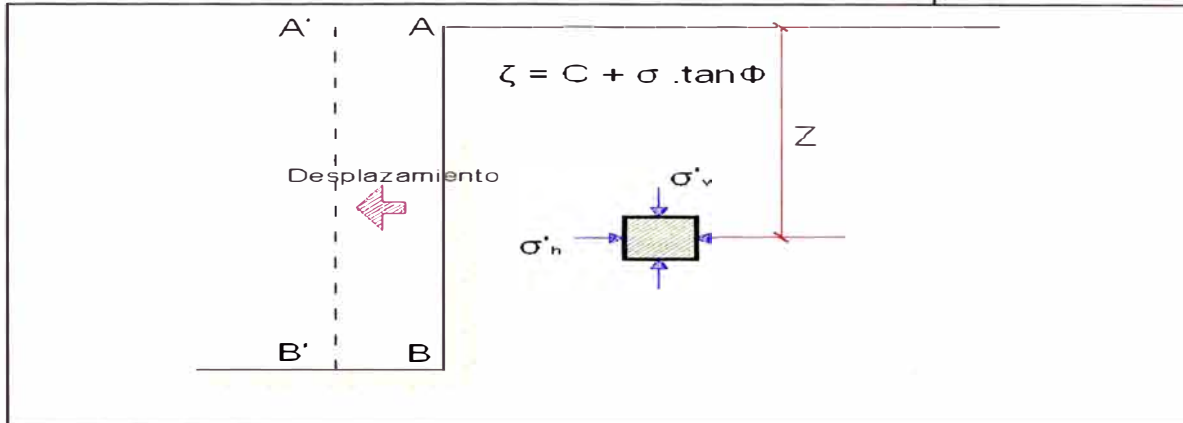


Fuente: Elaboración propia

2.2.3 Estado Activo de Rankine

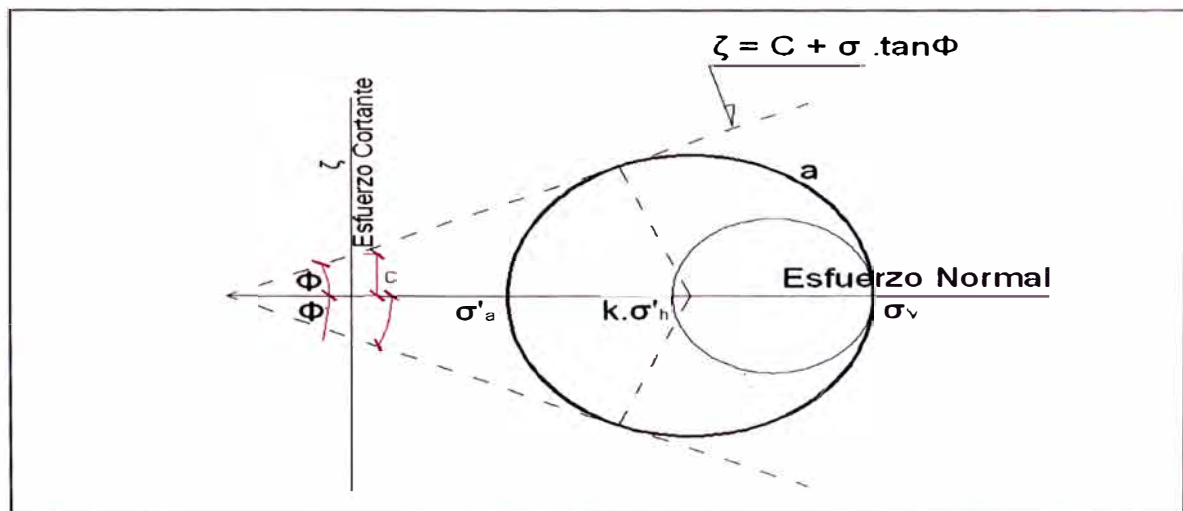
En este estado se indica que el muro AB se mueve alejándose gradualmente de la masa del suelo por lo que el esfuerzo efectivo horizontal decrecerá. Finalmente alcanzara un estado en el que la condición de esfuerzo en el elemento del suelo es representada por el círculo a de Mohr, o estado de equilibrio plástico, ocurrirá la falla del suelo, denominado estado activo de Rankine.

Gráfico 02.04.- Esfuerzos actuantes sobre un elemento de suelo en reposo



Fuente: Elaboración propia

Gráfico 02.05.- Presión activa de tierra de Rankine



Fuente: Elaboración propia

Del gráfico (08) se demuestra:

$$\sigma'_a = \gamma \cdot z \cdot \tan^2 (45 - \phi/2) - 2c \tan (45 - \phi/2) \quad (2.03)$$

Para suelos sin cohesión, $c = 0$ y:

$$\sigma'_a = \gamma \cdot z \cdot \tan^2 (45 - \phi/2) \quad (2.04)$$

$$\text{Entonces: } K_a = \tan^2 (45 - \phi/2) \quad (2.05)$$

K_a = Coeficiente de presión de tierra activa de Rankine.

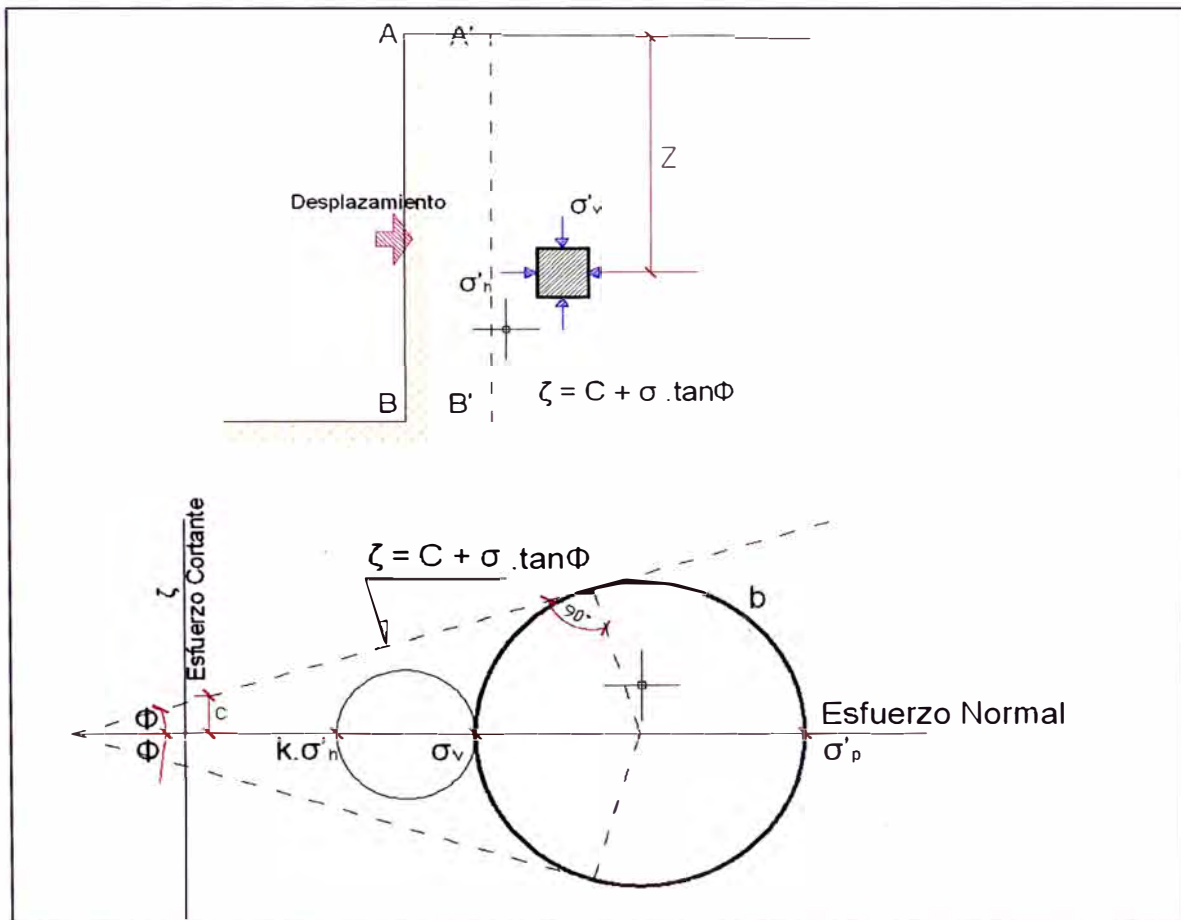
γ = Peso específico del suelo

z = Profundidad

2.2.4 Estado Pasivo de Rankine

En este estado se indica que el muro AB es empujado gradualmente hacia la masa del suelo por lo que el esfuerzo efectivo horizontal se incrementara. Finalmente alcanzara un estado en el que la condición de esfuerzo en el elemento del suelo es representada por el círculo *b* de Mohr, o estado de equilibrio plástico, ocurrirá la falla del suelo, denominado estado pasivo de Rankine.

Gráfico 02.06.- Presión pasiva de tierra de Rankine



Fuente: Elaboración propia

Del gráfico (09) se demuestra:

$$\sigma'_a = \gamma \cdot z \cdot \tan^2 (45 + \phi/2) + 2c \tan (45 + \phi/2) \quad (2.06)$$

Para suelos sin cohesión, $c = 0$ y:

$$\sigma'_a = \gamma \cdot z \cdot \tan^2 (45 + \phi/2) \quad (2.07)$$

$$\text{Entonces: } K_p = \tan^2 (45 + \phi/2) \quad (2.08)$$

Donde:

K_a = Coeficiente de presión de tierra pasiva de Rankine.

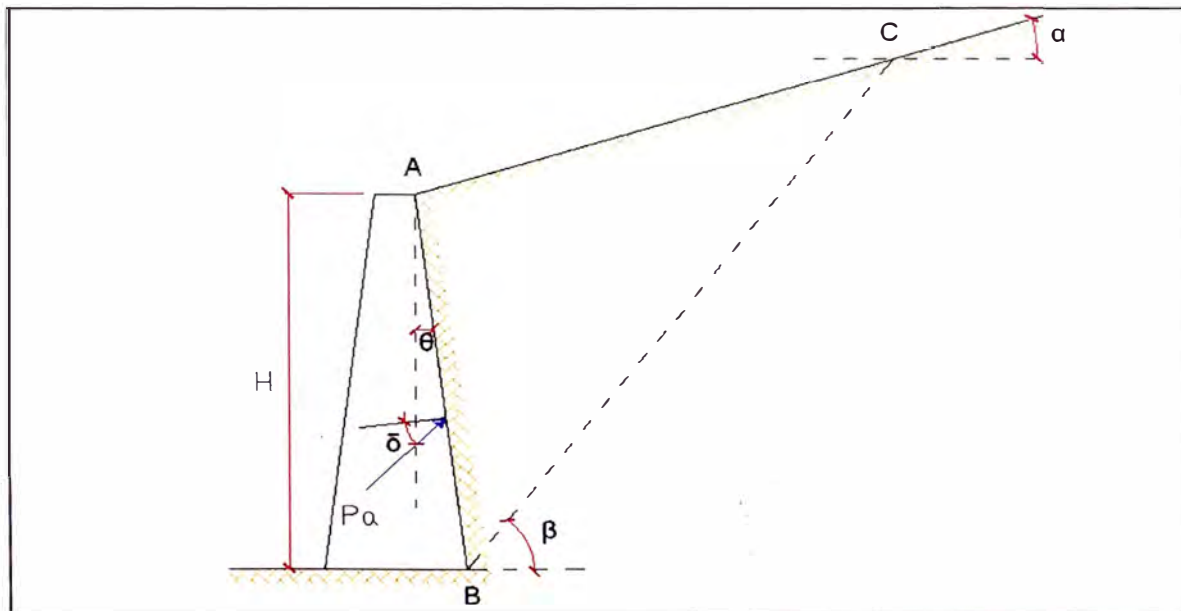
γ = Peso específico del suelo

z = Profundidad

2.2.5 Teoría de la presión de tierra de Coulomb

La teoría presentada por Coulomb sobre las presiones activas y pasivas de tierra contra muros de retención supuso que la superficie de falla es un plano y asimismo tomo en cuenta la fricción del muro.

Gráfico 2.07.- Presión activa de Coulomb



Fuente: Elaboración propia

En base a la grafica (10) y resolviendo la estabilidad en ella se deduce la siguiente expresión:

- Caso Activo:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (2.09)$$

Donde K_a es el coeficiente de la presión activa de tierra de Coulomb dado por:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \phi) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (2.10)$$

Para objeto de diseño es útil $\delta = (2/3) \cdot \phi$

- Caso Pasivo

Donde K_p es el coeficiente $P_p = \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma \cdot H^2$ de la presión activa de tierra de Coulomb dado por:

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(-\delta + \phi) \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\delta - \phi) \cos(-\theta + \alpha)}} \right]^2} \quad (2.11)$$

Para objeto de diseño es útil $\delta = (1/2) \cdot \phi$

2.2.6 Alternativas en Protección de Taludes

En el presente ítem se mencionan de forma resumida algunas alternativas técnicas de protección de taludes que son comúnmente empleadas.

Protección de Taludes contra la Erosión

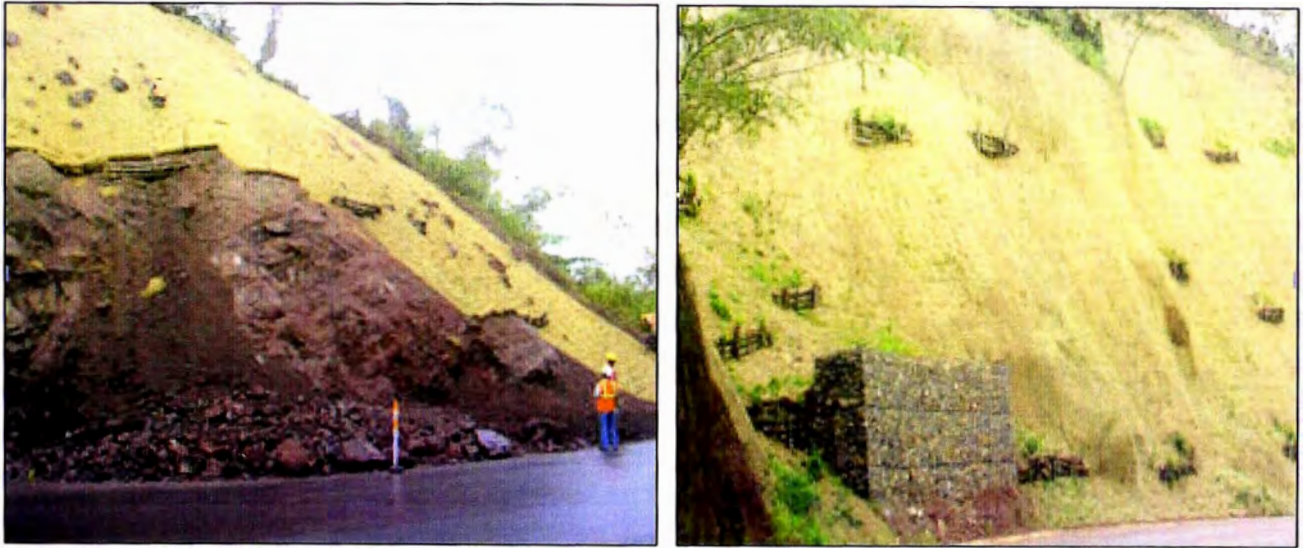
La vegetación de los taludes representa la mejor protección contra la erosión. Las observaciones de los taludes naturales muestran que estos son más estables con vegetación que sin ella. La remoción de la cobertura vegetal expone al suelo a la acción de la escorrentía, lluvia y el viento facilitando la erosión.

Entre los materiales utilizados para el control de erosión se encuentran los siguientes:

- Geosintéticos: Geomembranas, geotextiles tejidos y no tejidos, geomallas geogrillas y geocompuestos.
- Tejidos orgánicos: De yute, fibra de coco, fique.

La utilización de estos elementos dependerá de las características físicas químicas del suelo y el comportamiento con respecto al medio ambiente.

Grafico 02.08.- Instalación de Biomanto de fibra de coco



Fuente: Consorcio Puente Chino-Julio 2010

Gráfico 02.09.- Instalación de Geoceldas

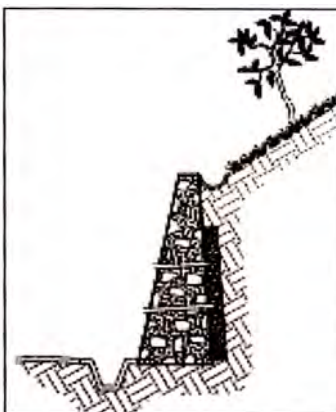


Fuente: Consorcio Puente Chino-Abril 2010

Estructura de Concreto Ciclópeo

Estructura de gravedad en la cual el peso propio es el responsable de soportar el empuje del terreno contenido.

Grafico 02.10.- Esquema Muro concreto ciclópeo



Son las más antiguas y comunes, siendo también las más económicas para la gran mayoría de los casos de pequeñas alturas de contención. Esto se debe a su facilidad constructiva en términos de mano de obra y materiales utilizados.

Presentan algunas limitaciones técnicas y de aplicación que son:

- Exigen buen terreno de fundación es decir no aceptan recalques o asentamientos.
- Necesitan de un eficiente sistema de drenaje.
- Son limitados en cuanto a su altura.
- En las aplicaciones hidráulicas se debe evitar erosiones próximas a la base de la estructura.

Estructuras En Suelo Reforzado

Están constituidas por un bloque estructural formado por suelo y elementos de refuerzo, de formas y materiales adecuados. Los elementos de refuerzo son los responsables de soportar los esfuerzos de tracción actuantes en el bloque estructural.

Grafico 02.11: Esquema Muro de Suelo reforzado

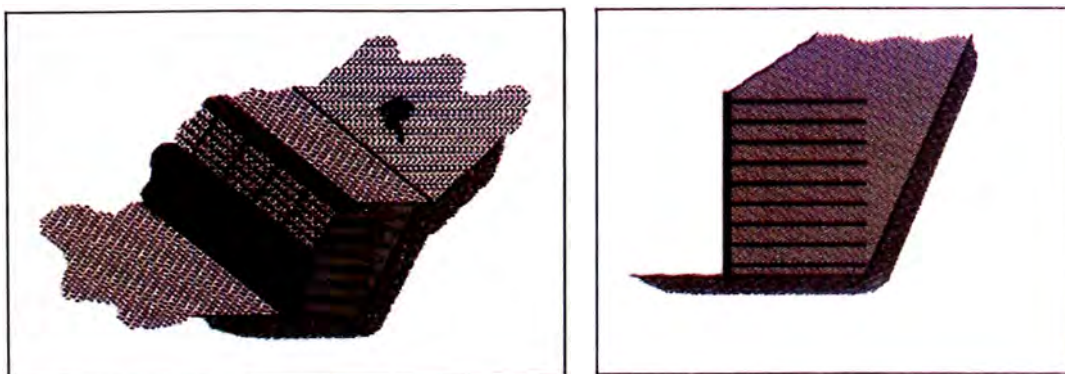


Grafico 10.12.- Proceso constructivo de armado de Suelo reforzado



Fuente: Consorcio Puente Chino-Abril 2010

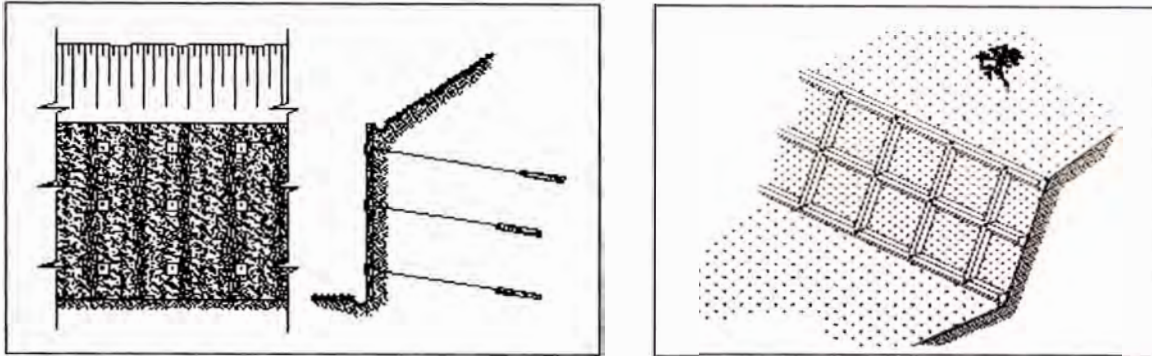
En los últimos años estas estructuras están encontrando buena aceptación en el ambiente técnico, principalmente en los casos en que el desnivel a ser contenido precisa ser creado como rellenos para plataformas de superficie de rodadura, terraplenes industriales, etc. Es decir requieren de un aceptable largo de desarrollo del relleno, lo cual lo coloca en desventaja ante anchos mínimos de superficie de rodadura y distancia a los taludes a proteger.

Para los casos de ampliaciones de anchos de superficie de rodadura en relleno de suelo reforzado se presenta en general un bajo costo, facilidad y rapidez constructiva, también en contenciones de gran altura.

Estructuras Atirantadas

Están formadas por paneles esbeltos o vigas reticuladas y tirantes metálicos. Los esfuerzos necesarios para soportar los empujes actuantes sobre los paneles o vigas articuladas son transmitidos a la parte estable del macizo a través de los tirantes.

Grafico 02.13.- Esquema en estructuras atirantadas

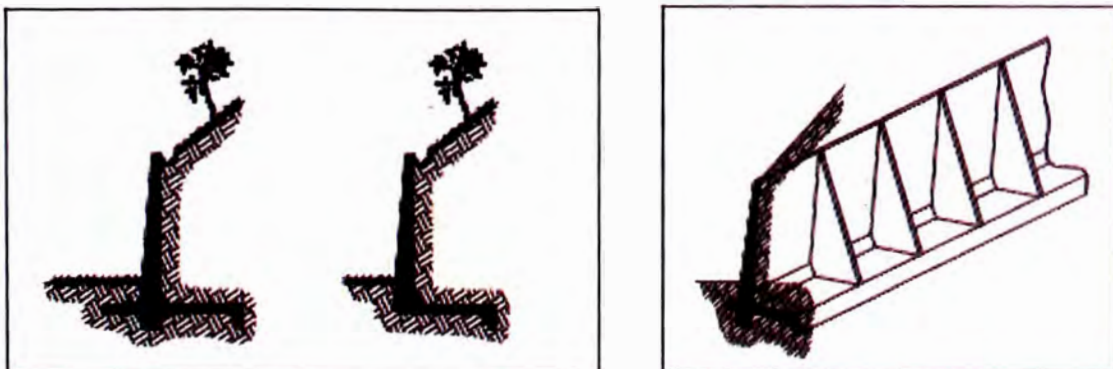


Utilizadas principalmente para contenciones de gran altura en zonas de corte. En éstas condiciones se muestran muy versátiles a pesar de presentar un costo bastante elevado y requerir de mano de obra especializada y equipamiento sofisticado para su construcción.

Estructuras de Concreto Armado

Estructuras que trabajan a flexión y están básicamente compuestas por dos losas de hormigón dispuestas en forma de "L" o "T" invertida, en las cuales también pueden colocarse contrafuertes para aumentar su rigidez.

Grafico 02.14.- Esquema de estructuras en concreto armado



Son bastante utilizadas, principalmente cuando los costos y tiempos de ejecución no son factores determinantes para escoger la solución. Hoy, su viabilidad económica se sitúa en estructuras con altura entre 2 y 5 metros.

Como restricciones técnicas para este tipo de estructuras, podemos mencionar:

- Requieren buen terreno de fundación (no soportan recalques o asentamientos);
- Es imprescindible un eficiente sistema de drenaje;
- Necesitan de mano de obra especializada para la preparación de encofrados y armaduras;
- No entran inmediatamente en funcionamiento;
- Dificultad en la compactación del relleno posterior y en la instalación del sistema de drenaje en estructuras con contrafuertes.

Estructuras en Gaviones

Las estructuras en gaviones son estructuras de gravedad las cuales poseen las siguientes características técnicas y funcionales:

- Estructuras monolíticas: ya que los elementos que forman las estructuras en gaviones son unidos entre sí a través de amarres ejecutados a lo largo de todas las aristas de contacto. El resultado es un bloque homogéneo que tiene las mismas características de resistencia en cualquier punto de la estructura.
- Resistentes y durables: los revestimientos aplicados a los alambres garantizan la durabilidad de la estructura aunque esté inserta en un ambiente agresivo. La malla hexagonal de doble torsión distribuye los esfuerzos de manera uniforme e impide que la malla se desteje en caso de eventuales rupturas de los alambres que la componen. Con el paso de los años, una eventual colmatación de la estructura confiere a las mismas un incremento de resistencia.
- Armadas: Son aptas para soportar esfuerzos de tracción, producidos a consecuencia de asentamientos o recalques del suelo de fundación, por lo tanto de carácter localizado y no previsto en el cálculo.
- Flexibles: Permite la adaptación de las estructuras a acomodamientos y movimientos del terreno, sin perder su estabilidad y eficiencia. Debido a la flexibilidad es el único tipo de estructura que no necesita fundaciones profundas, aunque fueran construidas sobre suelos de baja capacidad de soporte. Esa característica también permite, en la mayoría de los casos, un aviso previo al colapso, evitando así accidentes de proporciones trágicas.

- **Permeables:** Posibilitan un fácil drenaje de las aguas de percolación del terreno, aliviando sobremanera el empuje hidrostático sobre las estructuras. Es necesario mencionar que los problemas de drenaje son la causa más común de inestabilidad de estructuras de contención.
- **Prácticas y versátiles:** Presentan una extrema facilidad constructiva ya que los materiales utilizados en esa fase son gaviones (envoltorios metálicos), piedras y tablas (p/ encofrados) y la mano de obra necesaria para el montaje y llenado de los elementos, que no necesita ser especializada (ayudantes), coordinados por un capataz. Por no exigir mano de obra especializada, son extremadamente ventajosas para lugares en desarrollo. Cuando se elige el llenado mecánico de los elementos, se puede utilizar cualquier tipo de equipamiento destinado a excavaciones en obras de terraplén o saneamiento (Ej.: retro-excavadora, pala cargadora). Toda estructura en gaviones entra en funcionamiento tan pronto como los elementos sean llenados, es decir inmediatamente, no siendo necesario tiempos de cura y desencofrado. Esa característica puede ser muy importante para la operatividad y avance de la obra.
- Otro punto para ser destacado es que una eventual modificación o ampliación de la estructura, necesaria en función de cambios en la configuración local o por el comportamiento hidráulico o estático de la obra. Esta puede ser realizada simplemente adicionando elementos a la estructura original.
- En caso de ser necesario eventuales servicios de mantenimiento en elementos con mallas dañadas, éstos pueden ser realizados de manera fácil y rápida, sobreponiendo y amarrando un nuevo panel al dañado.

Cuadro 02.01.- Cuadro comparativo de análisis de factores técnicos

TIPO ESTRUCTURA	ANÁLISIS DE FACTORES TÉCNICOS DE DISEÑO POR ESTRUCTURA						
	ALTURA	FUNDACION	SISTEMA DRENAJE	MANO DE OBRA	EQUIPOS	MATERIALES	TIEMPO DE PUESTA
Muro de Concreto Ciclópeo	Limitado a pequeñas alturas.	Necesitan buen terreno de fundación, no aceptan asentamientos.	Necesidad de implementar con óptimo sistema de drenaje.	Fácil armado, mano de obra no especializada.	Herramientas manuales y mezcladoras.	Mortero, piedra mediana y madera.	Al alcanzar la resistencia de diseño, tiempo de cura y desencofrado.
Suelo Reforzado	Alturas superiores a los 10 metros.	Anchos considerables de superficie de fundación. Ideal para creación de plataformas	Estructuras permeables.	Fácil armado, mano de obra no especializada.	Herramientas manuales, equipo de compactación, retroexcavadora.	Gran volumen de relleno estructural. Agregado Zarandeado.	Inmediato, tan pronto como los elementos sean llenados y colocado el relleno de
Estructuras Atirantadas	Grandes alturas hasta 30 metros	Necesitan de estudios especializados del terreno de fundación para evitar algún	Necesidad de implementar con óptimo sistema de drenaje.	Mano de obra especializada.	Equipos sofisticados de perforación e inyección, bomba de concreto y grúa.	Aceros, cemento, agregado chancado, equipos de inyección de mortero, barras de	Al alcanzar la resistencia de diseño, tiempo de cura y desencofrado.
Estructuras de Concreto Armado	Alturas entre 10 m y 12 m, el espesor del muro se incrementa con el	Necesitan buen terreno de fundación, no aceptan asentamientos por su rigidez.	Necesidad de implementar con óptimo sistema de drenaje.	Mano de obra especializada para partidas de concreto	Herramientas manuales, equipo de compactación, retroexcavadora	Aceros, cemento, agregado chancado.	Al alcanzar la resistencia de diseño, tiempo de cura y desencofrado.
Estructuras en gaviones	Alturas máximas entre 8 a 10 metros.	Flexibles, aceptan asentamiento en la fundación, no necesitan de fundaciones profundas.	Estructuras permeables actuando como drenes que posibilitan un fácil drenaje de las aguas de percolación, aliviando el empuje hidrostático sobre las estructuras.	Fácil armado con mano de obra no especializada.	Herramientas manuales, equipo de compactación manual.	Agregado obtenido de zarandeo mecánico con alta disponibilidad de material.	Inmediato, tan pronto como los elementos sean llenados

Grafico 02.15.- Estructuras de gaviones



Fuente: Consorcio Puente Chino-Octubre 2009

En base a lo anteriormente expuesto en este capítulo se ha realizado el cuadro 02.01, en el cual se resume los factores técnicos de cada estructura descrita como posible alternativa de protección de taludes. En base a los criterios técnicos expuestos para las diferentes alternativas de protección se propondrá la protección de taludes con estructuras de gaviones en los puntos críticos obtenidos en el ítem 1.3 del presente informe, ya que es la más viable, la cual será desarrollada a continuación en los próximos ítems del presente informe.

2.2.7 Protección de Talud con Gaviones

Las estructuras en gaviones están constituidas por elementos metálicos confeccionados con telas de malla hexagonal a doble torsión, rellenos con piedras. Estas estructuras son extremadamente ventajosas, desde el punto de vista técnico y económico, para la construcción de estructuras de contención, pues poseen un conjunto de características funcionales que no existen en otros tipos de estructuras.

Tienen muchos usos pero en este caso los diseñaremos para funcionar como defensa ribereña y contención de taludes.

Los gaviones caja son elementos en forma de prisma rectangular, subdivididos internamente en células, mediante la inserción de diafragmas durante el proceso de fabricación.

Material de Relleno:

Los materiales más usados son aquellos provenientes de canteras (piedra de cantera) o de lechos de ríos (canto rodado). Por obvias razones se debe preferir materiales de mayor peso específico y evitar materiales friables, lavables o porosos, sobretodo en regiones muy frías.

La granulometría del material debe situarse entre una y dos veces la dimensión "D" de la malla de alambre, a fin de evitar la fuga del material y garantizar el mayor peso específico posible de la estructura.

Existen muchas formas de falla y contra los cuales se debe verificar su estabilidad.

Dimensionamiento Simplificado

El dimensionamiento simplificado es de gran utilidad para la fase de viabilidad técnico económico de la estructura o cuando la concepción de la obra no exige cálculos más completos.

Criterios teóricos:

Se adopta para el cálculo del empuje la teoría de Coulomb (1776), que admite las siguientes hipótesis:

- La fuerza de rozamiento interno se distribuye uniformemente a lo largo de la superficie de rotura;
- La superficie de falla es plana;
- La cuña de terreno entre la superficie de falla y la estructura se considera indeformable;
- Se desarrolla un esfuerzo de rozamiento entre la estructura y el suelo en contacto, lo cual hace que la recta de acción del empuje activo se incline un ángulo δ (ángulo de fricción suelo-estructura) respecto a la normal al paramento interno del muro;

El problema se analiza como bidimensional, tomando una franja unitaria del muro, considerando la estructura como continua e infinita.

Una de las ventajas de utilizar la teoría de Coulomb es la posibilidad de analizar estructuras con paramento interno vertical.

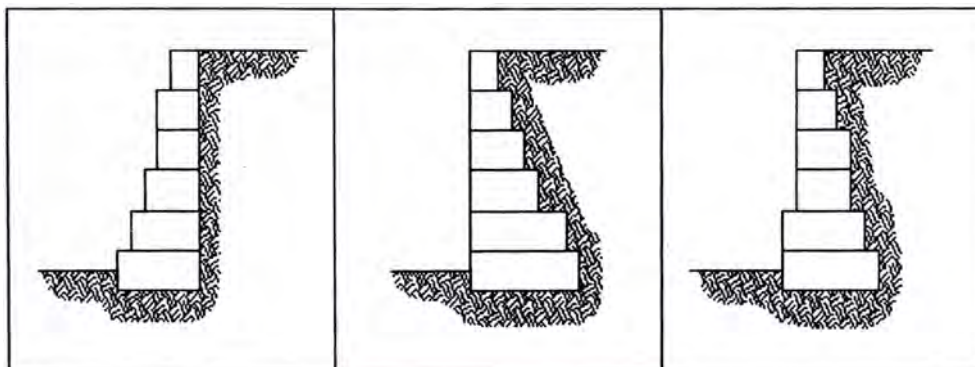
Dada la permeabilidad de las estructuras en gaviones se puede, con seguridad, despreciar el empuje hidrostático.

Para disminuir el coeficiente del empuje activo es conveniente inclinar el muro contra el terreno un ángulo β (ver gráfico 02.07). El valor adoptado generalmente para dicho ángulo es de 6° , pudiendo llegar a 10° sin ningún problema.

Las configuraciones más utilizadas para los muros en gaviones, son las mostradas en las gráfico 02.16a y 02.16b, teniendo en cuenta que una estructura con escalones externos, a igualdad de altura y volumen de empuje, transmite menores tensiones al suelo de fundación.

Para estructuras de mucha altura y/o sujetas a grandes sobrecargas se recomienda ampliar la base en la dirección del paramento externo como se muestra en la gráfico02.16c.

Gráfico 02.16.- Configuraciones de gaviones a, b, c.



Fuente: Elaboración propia

Calculo de empuje

Como se sabe, el empuje activo actúa sobre una estructura de contención solamente cuando esa estructura es suficientemente deformable. Caso contrario, como por ejemplo en estructuras muy rígidas de hormigón, el empuje actuante es superior al empuje activo. En las estructuras en gaviones, por su característica de flexibilidad, se puede admitir que toda la altura del suelo a ser contenido es movilizada y por lo tanto, el empuje actuante sobre las mismas es el activo.

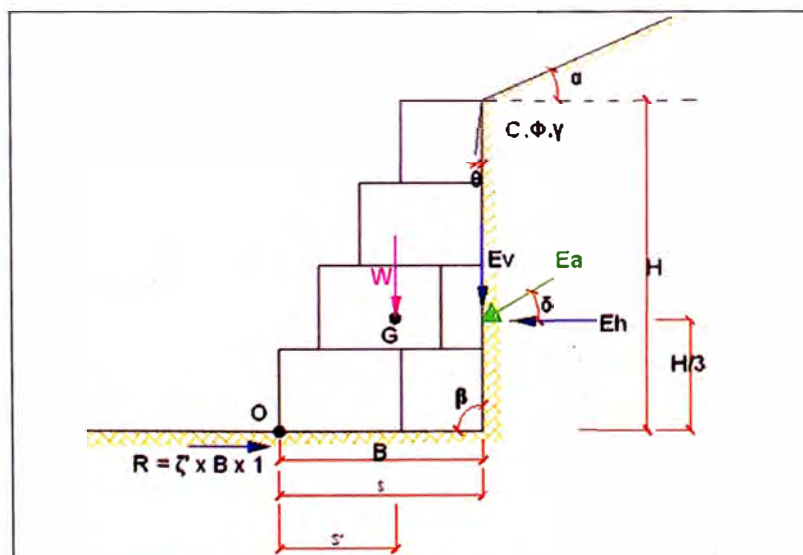
Debe también tenerse en cuenta que el valor de la cohesión de un suelo varía mucho en función de la humedad del mismo. Debido a esto, se recomienda, para un cálculo simplificado, despreciar la cohesión, pues el adoptar valores inadecuados puede llevar a empujes que no son reales, comprometiendo totalmente el dimensionamiento de la estructura.

Tras el muro se admite una distribución uniformemente variada de presiones, con lo cual el empuje toma una configuración triangular.

Para facilitar la determinación del coeficiente K_a del cual depende el empuje activo E_a , existen ábacos que presentaremos más adelante en el cálculo de diseño.

Verificación de estabilidad:

Gráfico 02.17.- Revisión de estabilidad del muro de retención



Fuente: Elaboración propia.

Cualquiera que sea el tipo de estructura de contención, es necesaria su verificación contra los diversos tipos de ruptura.

Para un dimensionamiento simplificado, las verificaciones a ser realizadas son:

- Revisión de la falla por Seguridad al deslizamiento
- Revisión de la falla por volteo.
- Revisión de la falla por capacidad de carga de la base.

El peso específico de una estructura en gaviones (W ver grafico 02.17) depende de la sección del muro (A_g) y del peso específico del gavión (malla de alambre + relleno) (γ_g), siendo el peso de la malla de alambre despreciable. El peso específico del material de relleno es función del peso específico de la roca (γ_r) y del índice de vacíos (n) que varía entre 30 y 50 %. Con lo cual tenemos:

$$\gamma_g = \gamma_r (1-n) \quad (2.12)$$

Consideraremos para efecto de diseño un valor de $n = 30\%$ y $\gamma_r = 2.24 \text{ T/m}^3$ (cantos rodados). Reemplazando en la ecuación (2.12) se tiene:

$$\gamma_g = 1.57 \text{ T/m}^3 \quad (2.13)$$

Verificación de la seguridad al deslizamiento:

El deslizamiento del muro ocurre cuando la resistencia al deslizamiento a lo largo de su base no es suficiente para contraponerse a la componente horizontal del empuje activo.

La verificación contra el deslizamiento se realiza comparando la fuerza resistente disponible a lo largo de la base del muro, con la fuerza desestabilizante del muro. Esta última se determina a partir del equilibrio de las fuerzas que actúan sobre la estructura de contención. Por lo tanto tenemos:

$$FS(\text{deslizamiento}) = \left(\frac{[\sum V \times \tan(\phi_s)] + Bm \times Cs}{Ea \cos \delta} \right) \geq 1,5 \quad (2.14)$$

Según grafico 02.07

$$: \sum V = W + E_v \quad (2.15)$$

Donde:

- $FS(\text{deslizamiento})$ = Factor de seguridad al deslizamiento
- $\sum V$ = Sumatoria de fuerzas verticales.
- W = Peso de estructura de contención.
- Bm = Ancho de base de muro
- Ea = Empuje actuante
- E_v = Componente Vertical del empuje actuante.
- Cs = Cohesión del terreno de fundación
- ϕ_s = Angulo de fricción de terreno de fundación

Para la verificación del deslizamiento se ha transformado la fuerza normal en horizontal multiplicándola por el coeficiente f . Este valor es el coeficiente de fricción suelo gavión.

Verificación de la Seguridad al Vuelco

La estabilidad de la estructura al vuelco es verificada por la comparación entre los momentos de las fuerzas activas estabilizantes (el peso propio del muro y la componente vertical del empuje activo), con los momentos de las fuerzas activas desestabilizantes (la componente horizontal del empuje activo).

$$FS(\text{volteo}) = \frac{M_{res}}{M_{at}} \geq 1,5 \quad (2.16)$$

Donde:

- M_{res} = Momento resistente = $Ws' + Ev_s$
- M_v = Momento volcador = $Eh \cdot d$
- s = Distancia horizontal entre el fulcro y el punto de aplicación del empuje.
- s' = distancia horizontal entre el fulcro y el centro de gravedad del muro (G)
- d = distancia vertical entre el fulcro y el punto de aplicación del empuje ($H/3$).

Verificación de las tensiones transmitidas al terreno:

Principalmente cuando se está dimensionando estructuras de relevante altura, o en presencia de suelos de fundación con limitado ángulo de fricción interna, es necesario verificar si la resistencia del suelo es mayor que las tensiones de compresión transmitidas por la estructura.

La capacidad portante del suelo puede ser calculada en función de sus características aplicando las expresiones de Terzaghi, Hansen, Meyerhoff, etc. Para facilitar el trabajo presentamos el cuadro 02.02, que da la tensión admisible en función del tipo de suelo, y el cuadro 02.03, para arenas y arcillas que da la tensión admisible en función del SPT.

Cuadro 02.02.- Capacidad de carga admisible básica en fundaciones para Gaviones.

TENSIONES ADMISIBLES BASICAS PARA TERRENOS DE FUNDACION	Kg/cm2
Roca viva, maciza sin laminaciones, fisuras o signos de descomposición, tales como: gneis, granito, basalto	100
Rocas laminadas, con pequeñas fisuras, estratificadas tales como: esquistos	35
Depósitos compactos y continuos de rocas y piedras de diversos tipos	10
Suelo cementado	8
Grava compacta o mezclas compactas de arena y grava	5
Grava suelta o mezclas de arena y grava. Arena gruesa compacta.	3
Arena gruesa suelta. Arena fina compacta.	2
Arena fina suelta	1
Arcilla dura	3
Arcilla compacta	2
Arcilla medianamente compacta	1
Arcilla blanda	Se exigen estudios especiales o experiencias locales.
Arcilla muy blanda	
Rellenos	
Otros suelos no incluidos en esta tabla	

Fuente: Estructuras de Contención en Gaviones”, Maccaferri

Cuadro 02.03.- Compacidad y consistencia de algunos materiales.

ARENAS		
Resistencia a la penetración N (golpes/30cm) – SPT	Compacidad	Tensión admisible (kg/cm2 – fundación directa) Zapatas 3x3m
0 – 4	Muy suelta	---
4 – 10	Suelta	0,8
10 – 30	Media	0,8 – 3,0
30 – 50	Compacta	3,0 – 5,0
50	Muy compacta	5,0
ARCILLAS		
Resistencia a la penetración N (golpes/30cm) – SPT	Consistencia	Tensión admisible (kg/cm2 – fundación directa) Zapatas cuadradas
2	Muy blanda	0 – 0,45
2 – 4	Blanda	0,45 – 0,90
4 – 8	Media	0,90 – 1,80
8 – 15	Compacta	1,80 – 3,60
15 – 30	Muy compacta	3,60 – 7,20
30	Dura	7,20

Fuente: Estructuras de Contención en Gaviones”, Maccaferri

Cuadro 02.04.- Valores tipo de diversos tipos de suelo y roca

TIPO	MATERIAL	PESO ESPECIFICO [t/m ³]	ANGULO DE FRICCIÓN		
			MATERIAL	GRADOS	
NO COHESIVOS	ARENA	Gruesa y seca	1,44	Compacta, bien graduada, uniforme	40 – 45
		Fina y seca	1,60	Uniforme, gruesa, arena fina o suelta	35 – 40
		Húmeda	1,84	Arena suelta bien graduada	35 – 40
		Muy húmeda	1,92	Arena fina seca	30 – 35
	GRAVA	Común mixta	1,76	Común mixta	35 – 40
		Fluvial	2,24	Grava	40
		Suelta	1,84	Compacta arenosa	40 – 45
		Arenosa	1,92	Suelta arenosa	35 – 40
	ROCA SUELTA	Granito	1,60 – 2,00	Piedra partida o en fragmentos	35 – 45
		Basalto	1,76 – 2,24	Piedra partida o en fragmentos	35 – 45
		Calcárea	1,28 – 1,92	Piedra partida o en fragmentos	30 – 35
		Yeso	1,00 – 1,28	Yeso fragmentado	30 – 35
COHESIVO	ARCILLA	Seca	1,76	Bloques de arcilla seca	30
		Húmeda	1,84	Bloques de arcilla húmeda	40
		Mojada	1,92	Arcilla compacta	10 – 20
		Marga arenosa	1,60	Arcilla blanda	5 – 7
		Marga	1,76	Material calcáreo de zona de desliz.	20 – 27
		Con grava	2,00	Material de falla	14 – 22
	MACIZO ROCOSO	Granito	2,61	Granito	30 – 50
		Quarzita	2,61	Quarzita	30 – 45
		Arenisca	1,95	Arenisca	30 – 45
		Caliza	3,17	Caliza	30 – 50
		Pórfido	2,58	Pórfido	30 – 40
		Piedra Lasca	2,40	Piedra Lasca	27 – 45
		Yeso	1,76	Yeso	30 – 40

Fuente: Diseño y construcción de defensas ribereñas/ Maccaferri

Podemos suponer que exista una distribución lineal de tensiones sobre el terreno; cuando la resultante cae dentro del núcleo central de inercia las tensiones resultan:

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{Bm} \right) t / m^2 \quad \text{con} \quad e < \frac{Bm}{6} \quad (2.17)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum V}{Bm} \left(1 - \frac{6e}{Bm} \right) t / m^2 \quad (2.18)$$

Donde:

- σ_{\max} = Tensión máxima sobre el suelo de fundación
- σ_{\min} = Tensión mínima sobre el suelo de fundación
- $\sum V$ = resultante de las fuerzas normales en la base del muro
- e = excentricidad de la resultante
- M_{neto} = Momento neto
- Bm = Ancho de la cimentación de muro

$$e = \frac{Bm}{2} - \frac{M_{neto}}{\sum V} t / m^2 \quad (2.19)$$

Debido a la flexibilidad de los gaviones es posible admitir que la resultante caiga fuera del núcleo central de inercia, sin llegar a valores elevados en la tensión de tracción, ya que se reduce la sección de trabajo de la base. La excentricidad real será:

$$e' = \frac{Bm}{2} - e \quad \text{para} \quad e > \frac{Bm}{6}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \sum V}{3e'} t / m^2 \quad (2.20)$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_{\max} \left(\frac{Bm - 3e'}{3e'} \right) t / m^2 \quad (2.21)$$

Se considera conveniente que $\sigma_2 \leq 2 \text{ t/m}^2$ en tracción y que σ_1 no deba sobrepasar la tensión admisible del terreno.

Preparación de la Fundación

Normalmente, la preparación de la fundación se reduce a la nivelación del terreno a la cota de apoyo de la estructura. Cuando se desea mejorar la capacidad de soporte del suelo de fundación, se puede prever una cama de piedras o de hormigón pobre sobre ese suelo.

2.3 INFORMACION BASICA PARA EL DISEÑO

2.3.1 Caudal de Diseño

Para el caso de soluciones con defensas ribereñas es necesario estimar el caudal de diseño. Debido a que no contamos con información histórica de caudales en la zona de evaluación es que procederemos a evaluar con el método de huellas máximas documentadas durante las visitas de campo.

El Método Racional no es aplicable para este fin debido a que para el análisis del punto de descarga el área de la cuenca aportante es mayor a 2500 has y no se recomienda su aplicación (Luque 1981).

El método de las huellas máximas se basa en la aplicación de la fórmula de Manning. Sólo es aplicable cuando quedan señales después de haberse presentado una avenida máxima. Por otro lado no se tiene certeza de la frecuencia con que ocurrió dicho evento. Para determinar el caudal se escoge un tramo del río natural por donde ocurrió la avenida máxima procurando que el tramo tenga la pendiente lo más uniforme posible y la sección lo más regular. En dicho tramo se calcula la pendiente del cauce y se determina el área hidráulica, perímetro mojado de la sección hasta donde quedó marcada la avenida máxima. Con los datos se aplica la fórmula de Manning.

$$Q = \frac{A \times R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (2.22)$$

Donde:

Q: caudal de avenida del proyecto (m³/s)

A: área de sección

R: radio hidráulico

S: pendiente del río (%)

n: coeficiente de rugosidad de Manning

Para flujos uniformes y partiendo de la ecuación (2.22):

$$Vm = \frac{R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (2.23)$$

Vm: Velocidad media (m³/s)

Cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning "n"

Para el cálculo del coeficiente de rugosidad (n) de Manning se seguirá la siguiente metodología:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \cdot m \quad (2.24)$$

Donde:

- n₀: tipo de material del lecho
- n₁: grado de irregularidades en la sección
- n₂: variaciones de la sección transversal
- n₃: presencia de obstrucciones
- n₄: vegetación en el cauce
- m: formación de meandros

Cuadro 02.05.-Coeficiente “n” de Manning

Condiciones de Cauce		Valores	
Tipo de Material	Tierra	n ₀	0,020
	Roca cortada		0,025
	Grava fina		0,024
	Grava gruesa		0,028
Grado de Irregularidad	Uso	n ₁	0,000
	Mínimo		0,005
	Moderado		0,010
	Severo		0,020
Variaciones de la Sección Transversal	Gradual	n ₂	0,000
	Ocasional		0,005
	Frecuente		0,010-0,015
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Despreciable	n ₃	0,000
	Mínimo		0,010-0,015
	Notable		0,020-0,030
	Severo		0,040-0,060
Vegetación	Baja	n ₄	0,005-0,010
	Media		0,010-0,025
	Alta		0,025-0,050
	Muy alta		0,050-0,100
Meandros	Despreciable	m	1,000
	Notable		1,150
	Severo		1,300

Fuente: Open Channel Hydraulics, VenTe Chow

Entonces para las zonas de estudio y sustituyendo en la ecuación (2.24) se obtuvieron los siguientes valores:

Cuadro 02.06.-Cálculo de rugosidad de Maning

	Cauce Principal	Laderas
n ₀	0.025	0.025
n ₁	0.010	0.010
n ₂	0.005	0.005
n ₃	0.015	0.015
n ₄	0.005	0.010
m	1.000	1.000
n	0.060	0.065

Fuente: Elaboración propia

Sección estable de río

Existen varios métodos de cálculo de la sección estable representativa del lecho del río promedio.

En este caso se empleará la fórmula de Simons y Henderson.

$$B = K1 \times \sqrt{Q} \quad (2.25)$$

Donde:

- B: Ancho medio de la sección.
- K1: Constante de condiciones de fondo de río
- Q: Caudal de diseño.

Cuadro 02.07.- Valores de K1 según Condiciones de Fondo

Condiciones de Fondo de Río	K1
Fondo y orillas de arena	5.7
Fondo de arena y orillas de material cohesivo	4.2
Fondos y orillas de material cohesivo	3.6
Fondo y orillas de gravas	2.9
Fondo de arena y orillas de material cohesivo	2.8

Fuente: Manejo de Cuencas Altoandinas.

Para secciones anchas $B > 30$ m y de las ecuaciones (2.22) y (2.23) se obtiene:

$$t = \frac{Q}{B \times Vm} \quad (2.26)$$

Donde:

- t: Tirante Normal (m)
- Q: Caudal de diseño (m³/s)
- B: Ancho medio de la sección (m)
- Vm: Velocidad media (m/s)

Borde libre

El borde libre permite controlar la variación del caudal por disminución de la velocidad y elevación del tirante.

La altura de encauzamiento será igual al tirante máximo más un borde libre que se aproxima a la altura de la inercia o energía de la velocidad, multiplicado por un coeficiente que está en función de la máxima descarga y pendiente del río.

$$B_L = \phi \times e \quad (2.27)$$

$$e = \frac{V^2}{2g} \tag{2.28}$$

Donde:

- BL: Borde libre (m)
- Φ : coeficiente en función de la máxima descarga y pendiente
- e: energía de velocidad
- V: velocidad media del agua para el máximo evento (m/s)
- g : aceleración de la gravedad (m^2/s)

Cuadro 02.08.-Coeficiente para calcular el borde libre de la estructura de encauzamiento

Caudal Máximo (m^3/s)	Coeficiente (Φ)
3000-4000	2
2000-3000	1.7
1000-2000	1.4
500-1000	1.2
100-500	1.1

Fuente: Diseño y construcción de defensas ribereñas.

Se ha tomado la sección de la progresiva del Km 132+380 en la que se identificó la huella del nivel máximo de aguas, la que probablemente corresponda a la crecida del Fenómeno del Niño del año 1997-1998. Esta tiene además una sección aproximadamente uniforme para aplicar la fórmula de Manning, y de esta manera hallar el caudal y el nivel de aguas en las demás secciones en las que después aplicaremos la ecuación (2.26).

Así se obtiene que el caudal máximo de avenida es 181.22 m^3/s y de aquí partimos como referencia para hallar los demás tirantes máximos de avenida de las otras secciones de diseño que se muestran a continuación:

Cuadro 02.09.-Cálculo hidráulico progresiva 130 +680

Parámetro	Descripción	Und	Valor
S	Pendiente del cauce principal (%)	s/u	0.02
n	Coefficiente de rugosidad de Manning	s/u	0.065
A	Área mojada	m ²	50.4
P	Perímetro mojado	m	22.6
R = A/P	Radio hidráulico	m	2.23
V _m	Velocidad media	m/s	3.71
Q	Caudal	m ³ /s	186.98
K ₁	Constante Simons y Henderson	s/u	2.8
B	Ancho medio de sección	m	38.29
t	Tirante normal	m	1.32

	Parámetros calculados
	Parámetros ingresados

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 02.10.- Cálculo hidráulico progresiva 132+380

Parámetro	Descripción	Und	Valor
S	Pendiente del cauce principal (%)	s/u	0.02
n	Coefficiente de rugosidad de Manning	s/u	0.065
A	Área mojada	m ²	55.59
P	Perímetro mojado	m	30.38
R = A/P	Radio hidráulico	m	1.83
V _m	Velocidad media	m/s	3.26
Q	Caudal	m ³ /s	181.22
K ₁	Constante Simons y Henderson	s/u	2.8
B	Ancho medio de sección	m	37.69
t	Tirante normal	m	1.47

	Parámetros calculados
	Parámetros ingresados

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 02.11.- Cálculo hidráulico progresiva 143+680

Parámetro	Descripción	Und	Valor
S	Pendiente del cauce principal (%)	s/u	0.02
n	Coefficiente de rugosidad de Manning	s/u	0.065
A	Área mojada	m ²	54.9
P	Perímetro mojado	m	29.2
R = A/P	Radio hidráulico	m	1.88
Vm	Velocidad media	m/s	3.31
Q	Caudal	m ³ /s	181.72
K1	Constante Simons y Henderson	s/u	2.8
B	Ancho medio de sección	m	37.74
t	Tirante normal	m	1.45

	Parámetros calculados
	Parámetros ingresados

Fuente: Elaboración Propia

2.3.2 Parámetros Geotécnicos

Según los resultados de los ensayos de suelos (del estudio de suelos del CGC de Junio 2008) de granulometría y clasificación próximas a las obras a proponer y cuyos resultados se aplicarán para todas las zonas evaluadas asumiendo que los materiales que conforman los taludes inferiores de dichas zonas tienen las mismas características, esto debido a que no se han realizado estudios in situ en las progresivas donde se propondrán las obras.

Descripción del suelo caracterizado:

Según el perfil estratigráfico del estudio en referencia se resume el tramo en estudio con suelos de las siguientes características: arenas y gravas limosas y arcillosas, de mediana a baja plasticidad, clasificando en el sistema SUCS como GC, GC-GM, SC, SC-SM, y en el AASHTO, A-2-4 (0). La plasticidad es variable entre 5,7% y 9,2%. Varias perforaciones no han llegado al 1,50m, debido a que aproximadamente desde los 0,30m hasta los 1,50m, se ha ubicado roca.

Cuadro 02.12.-Parámetros geotécnicos de las muestras asumidas

Progresiva Evaluada	Progresiva Estudio	Clasificación SUCS	Angulo de Fricción int.	γ_s (t/m ³)	LL	LP
130+680	132+000	GC-GM	35	1.80	22	15
130+760	132+000	GC-GM	35	1.80	22	15
132+380	132+000	GC-GM	35	1.80	22	15
143+680	144+000	SC	35	1.80	27	19

Fuente: Elaboración propia.

El ángulo de fricción interna y el peso específico de las muestras fueron asumidos según rangos típicos para estos tipos de suelo (ver cuadro 02.03).

2.3.3 Socavación

Para determinar la socavación se evaluó el uso del método propuesto por List Van Lebedief que es el que más se ajusta en cauces naturales definidos.

Suelos Cohesivos:

$$ts = \frac{a \times t^{\frac{5}{3}} \frac{1}{(1+X)}}{0.6 \times \gamma^{1.18} \times B} \quad (2.29)$$

Suelos no cohesivos:

$$ts = \frac{a \times t^{\frac{5}{3}} \frac{1}{(1+X)}}{0.6 \times Dm^{0.28} \times B} \quad (2.30)$$

$$a = \frac{S^{1/2}}{n}$$

Profundidad de socavación para ambos casos será:

$$Hs = ts - t \quad (2.31)$$

Donde:

t : Tirante normal

γ_s : Peso específico del suelo.

B : Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida, asumiremos un valor de 0.82 a una probabilidad de 50% (Fuente: Manejo de cuencas).

Dm : Diámetro medio.

x : Exponente para material en función del diámetro característico o el peso específico.

Cuadro 02.13.-Espesores indicativos de los revestimientos en colchones en función de la velocidad de la corriente

Tipo	Espesor m	Piedra de Relleno		Velocidad Crítica m/s	Velocidad Limite m/s
		Dimensión mm	d50 m		
Colchón Relleno	0.15 -	70 - 100	0.085	3.5	4.2
	0.17	70 - 150	0.11	4.2	4.5
	0.23 -	70 - 100	0.085	3.6	5.5
	0.25	70 - 150	0.125	4.5	6.1
		70 - 120	0.10	4.2	5.5
		100 - 150	0.125	5	6.4

Fuente: Manejo de cuencas

2.4 CALCULOS Y RESULTADOS

Pre dimensionamiento del muro

Haremos el pre dimensionamiento considerando varios factores y para la sección típica:

- H= 3.0 m
- B= 2.0 m (se recomienda B>H/2)
- t > 0.25 m (espesor de colchon)

$$Ea = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot K_a \cdot H^2 \text{ (kg/m)}$$

- γ_s : peso específico de material protegido.
- K_a : coeficiente de empuje activo,
- H: altura del material protegido (actúa a: d = H/3 de la base)

El tipo de suelo del terreno contenido se asume sea el mismo material de la evaluación geotécnica en el terraplén de la vía (ver cuadro 02.02).

Tenemos como datos:

- $\gamma_s = 1.8$
- $\beta = 90^\circ$
- $\alpha = 10^\circ$
- $\phi = 35^\circ$
- $H = 3 \text{ m}$ (actúa a $d = 3/3$ de la base)

$$K_a = 0.2748$$

Reemplazando en la ecuación (2.09):

$$E_a = 2.23 \text{ T/m (Empuje activo)}$$

$$E_v = 0.87 \text{ T/m (componente horizontal del empuje)}$$

$$E_h = 2.05 \text{ T/m (componente vertical del empuje)}$$

Peso por unidad de longitud (W):

$$W = \gamma_g \cdot A_g$$

- $\gamma_g =$ Peso específico del gavión
- $A_g =$ Área del gavión (m^2)

Donde:

- $\gamma_g = 1.57 \text{ T/m}^3$
- $A_g = 4.5 \text{ m}^2$

$$W = 7.07 \text{ T/m}$$

$$D_{cg} = 1.19 \text{ m (distancia de aplicación del peso respecto al pie del muro)}$$

Verificación de estabilidad por deslizamiento.

El coeficiente de seguridad al deslizamiento debe ser mayor a 1.5

$$F_{Sd} = \sum F_r / \sum F_d > 1.5 \quad (2.31)$$

Donde:

- $\sum F_r$: Sumatoria de fuerzas horizontales resistentes.
- $\sum F_d$: Sumatoria de fuerzas horizontales deslizantes.

Reemplazando en la ecuación (2.14) y (2.31) tenemos:

$$\bullet \sum F_r = 7.94 \times \tan 35^\circ = 5.56 \text{ T}$$

$$\bullet \sum F_d = 2.05 \text{ T}$$

$$S_s = \sum F_r / \sum F_d = 2.71 \text{ (si cumple)}$$

Verificación de estabilidad por volteo.

El coeficiente de estabilidad por volteo debe ser mayor que 1.5

$$S_v = \sum M_r / \sum M_a > 1.5$$

Donde:

- $\sum M_r$: Sumatoria de momentos resistentes.
- $\sum M_a$: Sumatoria de momentos volcantes.

Donde:

- $\sum M_r$: $(0.87 \cdot 2 + 7.07 \cdot 1.19) = 10.15$
- $\sum M_a$: $2.05 \times 1 = 2.05$

$$FS_v = \sum M_r / \sum M_a = 4.95 \text{ (si cumple)}$$

Verificación de la capacidad Admisible

- $B_m = 2 \text{ m}$ (ancho de la base)

Reemplazando en la ecuación (2.19):

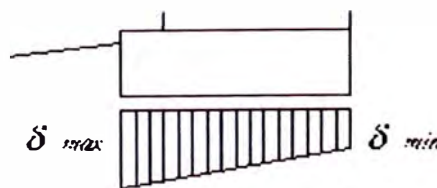
$$e = \frac{2}{2} - \frac{10.15 - 2.05}{0.87 + 7.07}$$

- $e = 0.02 \text{ m}$
- $B_m/6 = 0.33 \text{ m}$

Como $e < B_m/6$ y asumiendo una distribución lineal de presiones transmitidas al terreno tenemos:

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B_m}\right) = \frac{7.94}{2} \left(1 + 6 \frac{0.02}{2}\right) = 4.21 = 0.421 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B_m}\right) = \frac{7.94}{2} \left(1 - 6 \frac{0.02}{2}\right) = 3.73 = 0.373 \text{ kg/cm}^2$$



$$e \leq B/6$$

Del Cuadro 02.01 se obtiene la presión máxima admisible asumiendo conservadoramente que el suelo de fundación es una Arena Gruesa Suelta, así este valor resultaría 2 kg/cm² y la presión máxima transmitida al suelo por los gaviones es de 0.76 kg/cm², entonces tenemos un Factor Seguridad aceptable.

$$FS = \frac{2}{0.421} = 4.75 \quad (\text{Si cumple})$$

Socavación

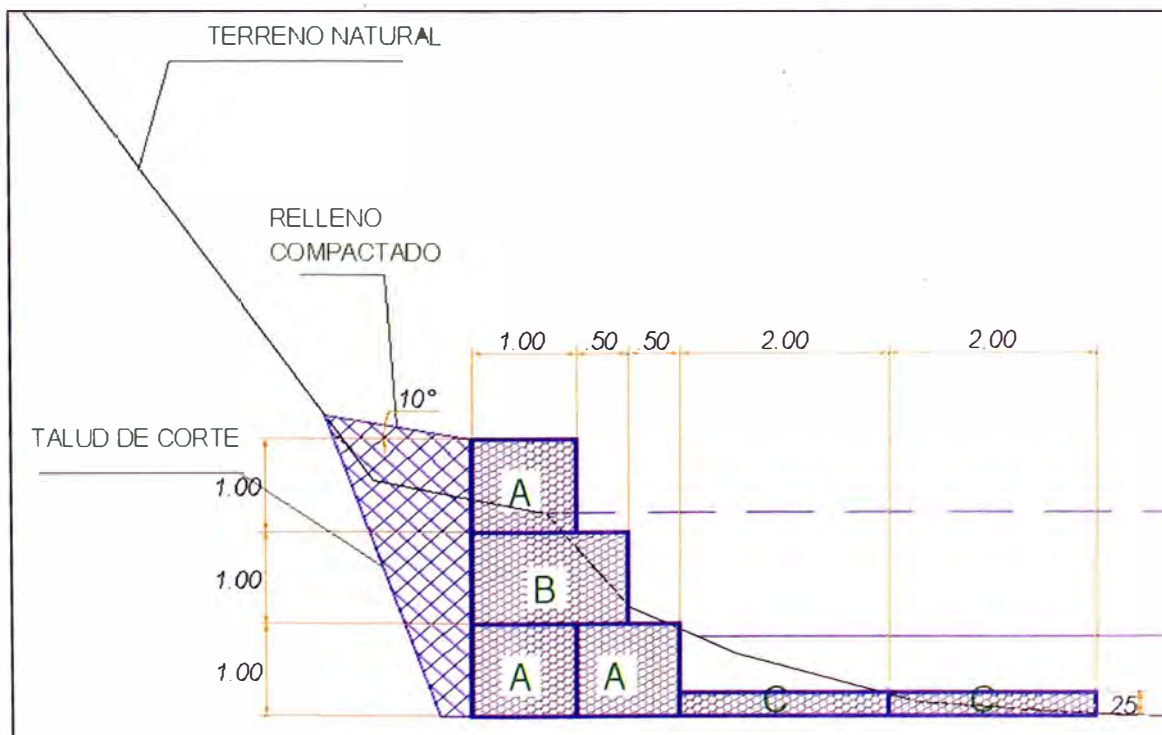
Se ha determinado para el presente punto una socavación de 1.59 m, luego el colchón antisocavante tendrá una longitud de $1.5 \times 1.59 = 2.38$ m.

Los colchones por fabricación se colocan en tramos de 2 metros (fabricación) por lo que la longitud será la siguiente:

Lcolchón : 4 m

El espesor del colchón estará en función de la velocidad, en este caso se obtuvo la velocidad 3.26 m/s y según el cuadro se utilizara un espesor de 0.30 m y piedra de relleno de 70 – 120 mm.

Grafico 02.18.- Sección transversal de estructura propuesta km 132+380.



Resumen de Cálculos:

A continuación de muestra los resúmenes de cálculo de las estructuras propuestas:

Cuadro 02.14.- Cálculo hidráulico Sección A-A Progresiva 130 + 680

Parámetro	Descripción	Und	Valor
S	Pendiente del cauce principal (%)	s/u	0.02
n	Coefficiente de rugosidad de Manning	s/u	0.065
A	Área mojada	m ²	50.4
P	Perímetro mojado	m	22.6
R = AP	Radio hidráulico	m	2.23
V _m	Velocidad media	m/s	3.71
Q	Caudal	m ³ /s	186.98
K ₁	Constante Simons y Henderson	s/u	2.8
B	Ancho medio de sección	m	38.29
t	Tirante normal	m	1.32
Parámetro	Descripción de Parametros de Diseno	Und	Valor
Bl	Borde Libre	m	0.77
ts	Socavacion suelos Cohesivos	m	2.66
ts	Socavacion suelos no cohesivos Granulares	m	1.49
Hs	Profundidad de socavacion	m	1.34
H	Altura minima del muro	m	2.09
Lcolchon	Longitud colchon antisocavante	m	2.01

	Parametros calculados
	Parametros ingresados

Fuente Elaboración propia

Cuadro 02.15.- Cálculo de verificación de estabilidad Sección A-A Progresiva 130 + 680

CÁLCULO DE VERIFICACIÓN DE PREDIMENSIONAMIENTO				
	Parámetro	Descripción	Und	Valor
Dm	Diametro medio	mm	100	
γ_s	Peso específico	T/m ³	1.8	
ϕ	Angulo de fricción	°	35	
δ	Angulo de la presión activa de Coulomb	°	23	
α	Angulo del terreno contenido con horizontal	°	10	
Ka	Coefficiente de presión activa Coulomb	s/u	0.2748	
H	Altura muro predimensionado	m	4	
Ea	Presión activa	T/m	3.96	
Ev	Componente vertical de la Presión activa	T/m	1.55	
Eh	Componente horizontal de la Presión activa	T/m	3.65	
Ag	Área del muro del gavión	m ²	7	
γ_g	Peso específica de estructura	T/m ³	1.57	
W	Peso por unidad de longitud	T	10.99	
Dcg	Distancia al CG de estructura	m	1.19	
d	Altura del punto de aplicación de Empuje	m	1.33	
Bm	longitud de base del muro	m	2.5	
Mv	Momento que produce volteo	T.m	4.85	
Mr	Momento resistente (W.Dcg+Ev*Bm)	T.m	16.95	
e	Excentricidad	m	0.29	
q max	Presión máxima	T/m ²	8.51	
q terreno	Presión terreno máxima	T/m ²	20	
FSv	Factor de seguridad contra el volteo	s/u	3.49	Ok! > 1.5
FSd	Factor de seguridad contra el deslizamiento	s/u	2.41	Ok! > 1.5
FS	Factor de seguridad por capacidad de carga	s/u	2.35	Ok!

Fuente Elaboración propia

Cuadro 02.16.- Cálculo de verificación de estabilidad Sección B-B Progresiva 130 + 780

CÁLCULO DE VERIFICACIÓN DE PREDIMENSIONAMIENTO	Diagrama de Sección B-B		
Parámetro	Descripción	Und	Valor
Dm	Díametro medio	mm	100
γ_s	Peso específico	T/m ³	1.8
ϕ	Angulo de fricción	°	35
δ	Angulo de la presión activa de Coulomb	°	23
α	Angulo del terreno contenido con horizontal	°	20
K_a	Coefficiente de presión activa Coulomb	s/u	0.26
H	Altura muro predimensionado	m	4
E_a	Presión activa	T/m	3.74
E_v	Componente vertical de la Presión activa	T/m	1.46
E_h	Componente horizontal de la Presión activa	T/m	3.44
A_g	Área del muro del gavión	m ²	7
γ_g	Peso específica de estructura	T/m ³	1.57
W	Peso por unidad de longitud	T	10.99
Dcg	Distancia al CG de estructura	m	1.19
d	Altura del punto de aplicación de Empuje	m	1.33
Bm	longitud de base del muro	m	2.5
Mv	Momento que produce volteo	T.m	4.58
Mr	Momento resistente (W.Dcg+Ev*Bm)	T.m	16.73
e	Excentricidad	m	0.27
q max	Presión máxima	T/m ²	8.21
q terreno	Presión terreno máxima	T/m ²	20

FSv	Factor de seguridad contra el volteo	s/u	3.65	Ok! > 1.5
FSd	Factor de seguridad contra el deslizamiento	s/u	2.53	Ok! > 1.5
FS	Factor de seguridad por capacidad de carga	s/u	2.44	Ok!

Fuente Elaboración propia

Cuadro 02.17.- Cálculo de verificación de estabilidad Sección C-C Progresiva 132 + 380

Parámetro	Descripción	Und	Valor
n	Coefficiente de rugosidad de Manning	s/u	0.065
A	Area mojada	m ²	55.59
P	Perímetro mojado	m	30.38
$R = A/P$	Radio hidráulico	m	1.83
V _m	Velocidad media	m/s	3.26
Q	Caudal	m ³ /s	181.22
K1	Constante Simons y Henderson	s/u	2.8
B	Ancho medio de sección	m	37.69
t	Tirante normal	m	1.47
Parámetro	Descripción de Parametros de Diseño	Und	Valor
Bl	Borde Libre	m	0.6
ts	Socavacion suelos Cohesivos	m	3.06
ts	Socavacion suelos no cohesivos Granulares	m	1.71
Hs	Profundidad de socavacion	m	1.59
H	Altura minima del muro	m	2.07
Lcolchon	Longitud colchon antisocavante	m	2.39

Fuente Elaboración propia

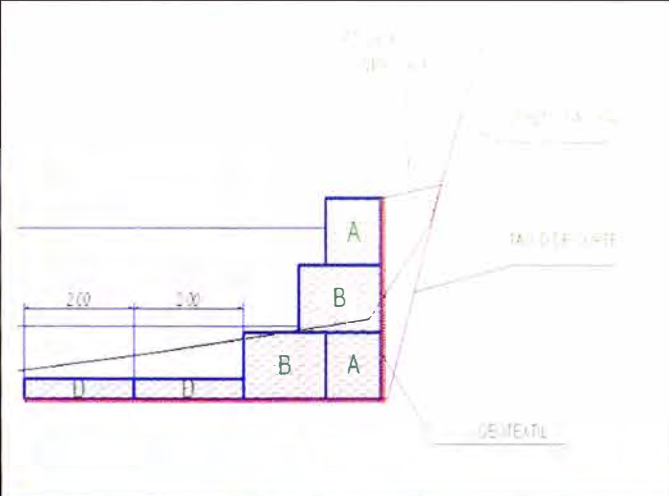
Cuadro 02.18.- Cálculo de verificación de estabilidad Sección C-C Progresiva 132 + 380

CALCULO DE VERIFICACION DE PREDIMENSIONAMIENTO	Diagrama de fuerzas y geometría		
Parámetro	Descripcion	Und	Valor
Dm	Diametro medio	mm	100
γ_s	Peso especifico	T/m ³	1.8
ϕ	Angulo de fricción	°	35
δ	Angulo de la presion activa de Coulomb	°	23
α	Angulo del terreno contenido con horizontal	°	10
Ka	Coefficiente de presion activa Coulomb	s/u	0.2748
H	Altura muro predimensionado	m	3
Ea	Presion activa	T/m	2.23
Ev	Componente vertical de la Presion activa	T/m	0.87
Eh	Componente horizontal de la Presion activa	T/m	2.05
Ag	Area del muro del gavion	m ²	4.5
γ_g	Peso especifica de estructura	T/m ³	1.57
W	Peso por unidad de longitud	T	7.07
Dcg	Distancia al CG de estructura	m	1.19
d	Altura del punto de aplicacion de Empuje	m	1
Bm	longitud de base del muro	m	2
Mv	Momento que produce volteo	T.m	2.05
Mr	Momento resistente (W.Dcg+Ev*Bm)	T.m	10.15
e	Excentricidad	m	0.02
q max	Presion maxima	T/m ²	4.21
q terreno	Presion terreno maxima	T/m ²	20

FSv	Factor de seguridad contra el volteo	s/u	4.95	Ok! > 1.5
FSd	Factor de seguridad contra el deslizamiento	s/u	2.71	Ok! > 1.5
FS	Factor de seguridad por capacidad de carga	s/u	4.75	Ok!

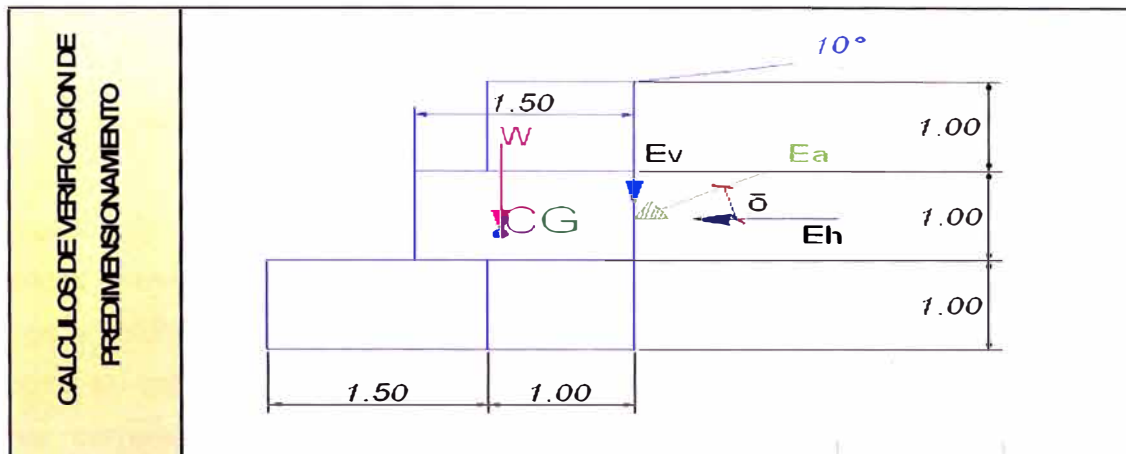
Fuente Elaboración propia

Cuadro 02.19.- Cálculo de verificación de estabilidad Sección D-D Progresiva 143 + 680

D			143+680	
Parámetro	Descripción	Und	Valor	
S	Pendiente del cauce principal (%)	s/u	0.02	
n	Coefficiente de rugosidad de Manning	s/u	0.065	
A	Area mojada	m ²	54.9	
P	Perímetro mojado	m	29.2	
R = A/P	Radio hidráulico	m	1.88	
Vm	Velocidad media	m/s	3.31	
Q	Caudal	m ³ /s	181.72	
K1	Constante Simons y Henderson	s/u	2.8	
B	Ancho medio de sección	m	37.74	
t	Tirante normal	m	1.45	
Parámetro	Descripción de Parametros de Diseno	Und	Valor	
Bl	Borde Libre	m	0.61	
ts	Socavacion suelos Cohesivos	m	3.01	
ts	Socavacion suelos no cohesivos Granulares	m	1.68	
Hs	Profundidad de socavacion	m	1.56	
H	Altura minima del muro	m	2.06	
Lcolchon	Longitud colchon antisocavante	m	2.34	

Fuente Elaboración propia

Cuadro 02.20.- Resumen de Cálculo de verificación de estabilidad Sección D-D
Progresiva 143 + 680



Parámetro	Descripcion	Und	Valor
Dm	Diametro medio	mm	100
γ_s	Peso especifico	T/m ³	1.8
ϕ	Angulo de friccion	°	35
δ	Angulo de la presion activa de Coulomb	°	23
α	Angulo del terreno contenido con horizontal	°	10
Ka	Coefficiente de presion activa Coulomb	s/u	0.2748
H	Altura muro predimensionado	m	3
Ea	Presion activa	T/m	2.23
Ev	Componente vertical de la Presion activa	T/m	0.87
Eh	Componente horizontal de la Presion activa	T/m	2.05
Ag	Area del muro del gavion	m ²	5
γ_g	Peso especifica de estructura	T/m ³	1.57
W	Peso por unidad de longitud	T	7.85
Dcg	Distancia al CG de estructura	m	1.55
d	Altura del punto de aplicacion de Empuje	m	1
Bm	longitud de base del muro	m	2.5
Mv	Momento que produce volteo	T.m	2.05
Mr	Momento resistente (W.Dcg+Ev*Bm)	T.m	14.34
e	Excentricidad	m	0.16
q max	Presion maxima	T/m ²	4.83
q terreno	Presion terreno maxima	T/m ²	20

FSv	Factor de seguridad contra el volteo	s/u	7	Ok! > 1.5
FSd	Factor de seguridad contra el deslizamiento	s/u	2.98	Ok! > 1.5
FS	Factor de seguridad por capacidad de carga	s/u	4.14	Ok!

Fuente Elaboración propia

CAPITULO 3: EXPEDIENTE TECNICO

3.1 MEMORIA DESCRIPTIVA

El objetivo del estudio es mejorar la eficiencia del servicio actual que brinda la carretera, previendo la pérdida de disponibilidad de la carretera en ciertos puntos críticos identificados en el presente estudio.

La zona en estudio se ubica entre las progresivas km 130+000 al km 145+000 de la carretera Cañete –Huancayo en el cual se han proyectado la implementado la protección de los taludes inferiores como superiores identificados en el presente estudio.

Cuadro 03.01.- Estructuras de protección proyectadas

ITEM	Ubicación	Zona	Riesgo Actual	Estructura Propuesta	Volumen Gavión (m3)	Angulo Talud
1	130+760	Talud Material Suelto	A	Muro de Contención	315	45°
2	130+650	Talud erosionado inferior	A	Defensa ribereña	490	60°
3	132+380	Talud erosionado inferior	A	Defensa ribereña	270	60°
4	143+680	Talud erosionado inferior	A	Defensa ribereña	300	60°

Fuente: Elaboración propia

Para el caso 2,3 y 4 corresponde problemas de socavación y se empleará solución de obras en defensa ribereña. Para el ítems 1 se propone la ejecución de obras de contención del talud en estudio.

Los gaviones serán de 2 tipos: caja y colchón, siendo este último destinado a proteger la estructura de defensa ribereña contra la erosión por la corriente del río.

Antes de iniciar las obras propiamente dichas se deben haber efectuado las actividades correspondientes a obras preliminares y provisionales, movilización y desmovilización de equipos y desbroce, las cuales forman parte de la planificación global del proyecto que no se detalla en el presente informe.

Las actividades consideradas son las siguientes:

- Para la preparación del sitio antes se deben efectuar los cortes en taludes cercanos con el menor ángulo de inclinación posible y así se tendrán 2 accesos para ingresar maquinaria al lecho del río.
- Seguidamente el tractor procederá a encauzar el río de manera de dejar secas las zonas en las que se cimentarán los muros con sus respectivas protecciones antisocavantes.
- Una vez seca la zona de trabajo en la que se tolera humedad en la base se procede a cortar los taludes de acuerdo a las secciones típicas en un volumen estimado de 2153.95 m³ para las 4 zonas.
- Luego de perfilado estos taludes y el nivel de base hasta la cota indicada de cimentación de los gaviones, se procede a la nivelación con material granular de base.
- La colocación de los geotextiles se efectuará primero para la base de los gaviones y conforme se eleven se anclaran entre estos y el relleno.
- Finalmente se construyen los gaviones hasta la cota establecida en los planos de secciones.

3.2 ESPECIFICACIONES TECNICAS

En el Anexo 2 se describe las Especificaciones Técnicas.

3.3 METRADOS DEL PRESENTE ESTUDIO

Cuadro 03.02.- Planilla de metrados

METRADO DE ESTRUCTURAS DE GAVIONES															
Progresiva	Dist.	Tipo Estructura	Area Dique	Area de Corte	Area de Relleno	Geotextil	Gavión Caja	Gavión Cochón	Excavación no Clasificada para Estructuras	Relleno para estructuras con material propio	Geotextil no tejido de 240 gr/cm ²	Gavión Caja	Gavión Colchon	Volumen Dique Desvio	Caminos de Acceso
	ml		(m ²)	(m ²)	(m ²)	(ml)	(m ²)	(m ²)	(m ³)	(m ³)	(m ²)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m)
130+680	70.00	Defensa Riberena	3.39	13.06	4.12	10.50	7.00	1.20	914.20	288.40	735.00	490.00	84.00	237.30	80.00
130+760	45.00	Muro de Contencion	0.00	10.47	5.24	6.50	7.00	0.00	471.15	235.80	292.50	315.00	0.00	0.00	0.00
132+380	60.00	Defensa Riberena	2.65	6.68	2.60	9.00	4.50	1.00	400.80	156.00	540.00	270.00	60.00	159.00	80.00
143+680	60.00	Defensa Riberena	2.33	6.13	1.78	9.50	5.00	1.20	367.80	106.80	570.00	300.00	72.00	139.80	80.00
TOTAL:									2153.95	787.00	2137.50	1375.00	216.00	536.10	240.00

3.4 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

El análisis de precios unitarios corresponde a las siguientes partidas que se combinan para conformar el presupuesto.

Cuadro 03.03.- Análisis de precios unitarios

Partida : 1.00		CAMINOS DE ACCESO ANCHO=4m						
Rendimiento: 800.00 M/DIA		Costo Unitario Directo					m	S/. 2.37
Codigo	Descripcion Insumo	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub Total	
Mano de Obra								
	CAPATAZ	HH	1.00	0.010	S/. 16.75	S/. 0.17		
	OFICIAL	HH	1.00	0.010	S/. 13.49	S/. 0.13		
	OPERARIO	HH	1.00	0.010	S/. 14.66	S/. 0.15	S/. 0.45	
Materiales								
	TRACTOR D6-D	HM	1.00	0.010	S/. 190.00	S/. 1.90	S/. 1.90	
Equipos y Herramientas								
	HERRAMIENTAS MENORES	%		0.050	S/. 0.45	S/. 0.02	S/. 0.02	
COSTO DIRECTO						S/.	2.37	

Partida 2.00		DIQUE DE DESVIO						
Rendimiento 200.00 M3/DIA		Costo Unitario Directo					M3	S/. 9.55
Codigo	Descripcion Insumo	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub Total	
Mano de Obra								
	CAPATAZ	HH	0.40	0.016	S/. 16.75	S/. 0.27		
	OPERARIO	HH	1.00	0.040	S/. 14.66	S/. 0.59		
	PEON	HH	2.00	0.080	S/. 12.49	S/. 1.00	S/. 1.85	
Equipos y Herramientas								
	TRACTOR D6-D	HM	1.00	0.040	S/. 190.00	S/. 7.60		
	HERRAMIENTAS MENORES	%		0.050	S/. 1.85	S/. 0.09	S/. 7.69	
COSTO DIRECTO						S/.	9.55	

Partida 3.00		CORTE DE MATERIAL SUELTO						
Rendimiento 200.00 M3/DIA		Costo Unitario Directo					M3	S/. 9.54
Codigo	Descripcion Insumo	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub Total	
Mano de Obra								
	CAPATAZ	HH	0.20	0.008	S/. 16.75	S/. 0.13		
	PEON	HH	2.00	0.080	S/. 12.49	S/. 1.00		
	OPERARIO	HH	1.00	0.040	S/. 14.66	S/. 0.59		
	OFICIAL	HH	0.40	0.016	S/. 13.49	S/. 0.22	S/. 1.94	
Equipos y Herramientas								
	TRACTOR D6-D	HM	1.00	0.040	S/. 190.00	S/. 7.60		
	HERRAMIENTAS MENORES	%		0.030	S/. 0.00	S/. 0.00	S/. 7.60	
COSTO DIRECTO						S/.	9.54	

Fuente: Elaboración propia.

Partida		RELLENO P/ ESTRUCTURAS CON MATERIAL PROPIO						
Rendimiento		Costo Unitario Directo					M3	S/. 32.63
Codigo	Descripcion Insumo	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub Total	
Mano de Obra								
	CAPATAZ	HH	0.10	0.032	S/. 16.75	S/. 0.54		
	PEON	HH	4.00	1.280	S/. 12.49	S/. 15.99		
	OFICIAL	HH	1.00	0.320	S/. 13.49	S/. 4.32	S/. 20.84	
Materiales								
	AGUA PARA LA OBRA	M3		1.00	S/. 7.00	S/. 7.00	S/. 7.00	
Equipos y Herramientas								
	COMPACTADOR VIBRO. TIPO PLANCHA 7 HP	HM	0.53	0.170	S/. 22.08	S/. 3.74		
	HERRAMIENTAS MENORES	%		0.050	S/. 20.84	S/. 1.04	S/. 4.79	
COSTO DIRECTO							S/.	32.63

Partida		GEOTEXTIL NO TEJIDO 240 gr/cm2						
Rendimiento		Costo Unitario Directo					M2	S/. 4.98
Codigo	Descripcion Insumo	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub Total	
Mano de Obra								
	CAPATAZ	HH	1.00	0.020	S/. 16.75	S/. 0.33		
	PEON	HH	8.00	0.160	S/. 12.49	S/. 2.00		
	OPERARIO	HH	2.00	0.040	S/. 14.66	S/. 0.59	S/. 2.92	
Materiales								
	GEOTEXTIL	M3		1.03	S/. 1.86	S/. 1.92	S/. 1.92	
Equipos y Herramientas								
	HERRAMIENTAS MENORES	%		0.050	S/. 2.92	S/. 0.15	S/. 0.15	
COSTO DIRECTO							S/.	4.98

Partida		GAVION CAJA ABERTURA 10X12 CM DIAM 3.4MM						
Rendimiento		Costo Unitario Directo					M3	S/. 142.58
Codigo	Descripcion Insumo	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub Total	
Mano de Obra								
	CAPATAZ	HH	0.10	0.032	S/. 16.75	S/. 0.54		
	PEON	HH	6.00	1.920	S/. 12.49	S/. 23.99		
	OFICIAL	HH	1.00	0.320	S/. 13.49	S/. 4.32	S/. 28.84	
Materiales								
	GAVION CAJA (INC TEMPLANTES Y AMARRES)	M3		1.00	S/. 74.85	S/. 74.85		
	PIEDRA GRANDE 6-10"	M3		1.07	S/. 35.00	S/. 37.45	S/. 112.30	
Equipos y Herramientas								
	HERRAMIENTAS MENORES	%		0.050	S/. 28.84	S/. 1.44	S/. 1.44	
COSTO DIRECTO							S/.	142.58

Partida		GAVION TIPO RENO ABERTURA 10X12 DIAM 3.4MM, H=0.3M						
Rendimiento		Costo Unitario Directo					M3	S/. 179.42
Codigo	Descripcion Insumo	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub Total	
Mano de Obra								
	CAPATAZ	HH	0.10	0.013	S/. 16.75	S/. 0.22		
	PEON	HH	6.00	0.800	S/. 12.49	S/. 10.00		
	OFICIAL	HH	1.00	0.133	S/. 13.49	S/. 1.80	S/. 12.02	
Materiales								
	GAVION COLCHON H=0.30M	M3		1.00	S/. 124.00	S/. 124.00		
	PIEDRA GRANDE 4-6"	M3		1.07	S/. 40.00	S/. 42.80	S/. 166.80	
Equipos y Herramientas								
	HERRAMIENTAS MENORES	%		0.050	S/. 12.02	S/. 0.60	S/. 0.60	
COSTO DIRECTO							S/.	179.42

Fuente: Elaboración propia

3.5 PRESUPUESTO DE OBRA

El presupuesto de obra involucra los costos totales de las obras de Gaviones proyectadas tanto directos como indirectos.

Cuadro 03.04.- Presupuesto de obra propuesto

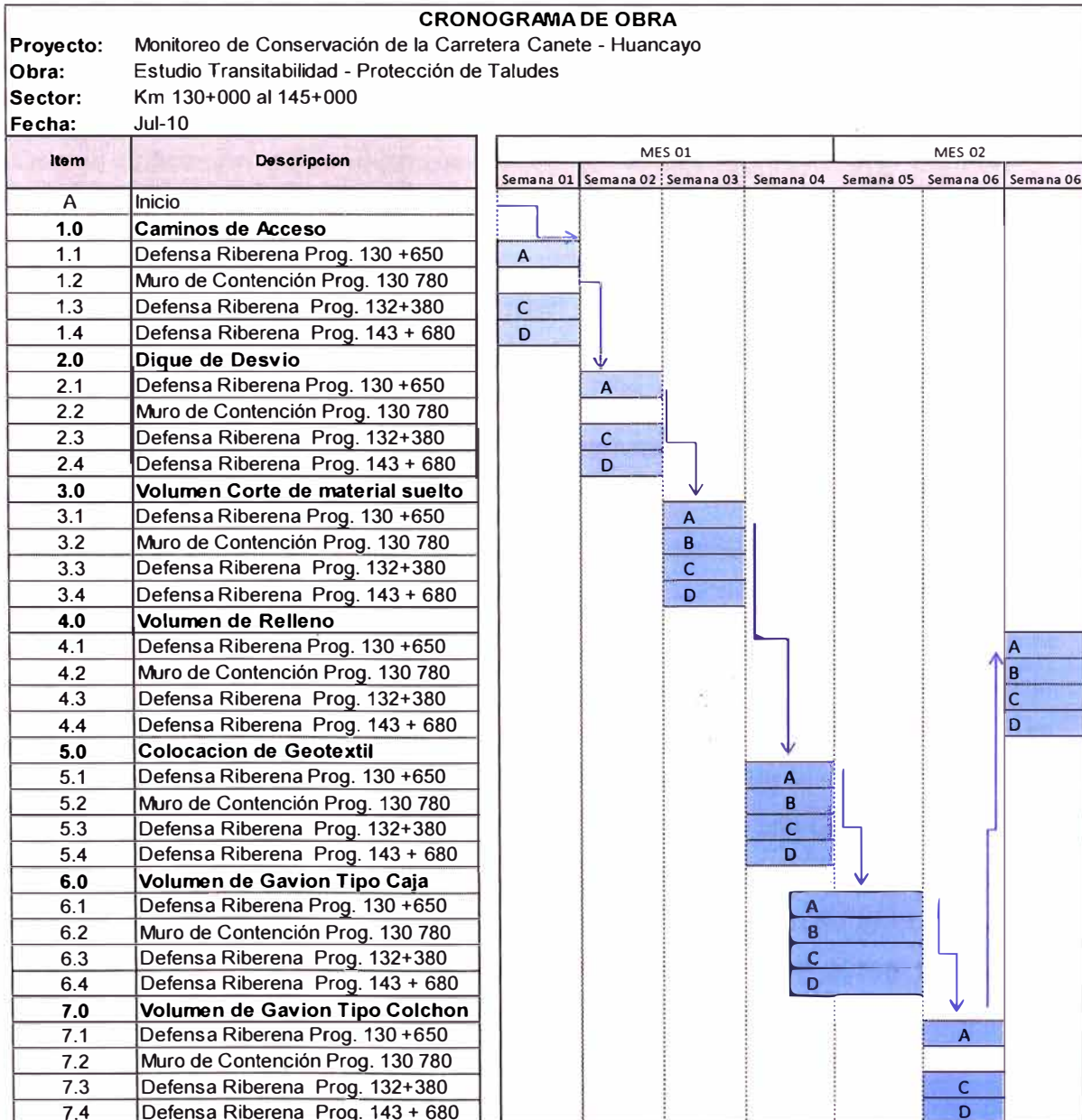
PRESUPUESTO DE OBRA						
Proyecto: Monitoreo de la Conservación de la Carretera Canete - Huancayo						
Obra: Protección de Taludes						
Sector: Km 130+000 al 145+000						
Fecha: Jul-10						
Item	Descripción	Und	PU	Cant	Total	Parcial
1.0	Caminos de Acceso	m	2.37		240.00	569.14
1.1	Defensa Riberena Prog. 130 +650	m		80.00		
1.2	Muro de Contención Prog. 130 780	m		0.00		
1.3	Defensa Riberena Prog. 132+380	m		80.00		
1.4	Defensa Riberena Prog. 143 + 680	m		80.00		
2.0	Dique de Desvío	m3	9.55		536.10	5,117.97
2.1	Defensa Riberena Prog. 130 +650	m3		237.30		
2.2	Muro de Contención Prog. 130 780	m3		0.00		
2.3	Defensa Riberena Prog. 132+380	m3		159.00		
2.4	Defensa Riberena Prog. 143 + 680	m3		139.80		
3.0	Corte de talud	m3	9.54		2,153.95	20,539.66
3.1	Defensa Riberena Prog. 130 +650	m3		914.20		
3.2	Muro de Contención Prog. 130 780	m3		471.15		
3.3	Defensa Riberena Prog. 132+380	m3		400.80		
3.4	Defensa Riberena Prog. 143 + 680	m3		367.80		
4.0	Relleno para estructuras	m3	32.63		787.00	25,680.44
4.1	Defensa Riberena Prog. 130 +650	m3		288.40		
4.2	Muro de Contención Prog. 130 780	m3		235.80		
4.3	Defensa Riberena Prog. 132+380	m3		156.00		
4.4	Defensa Riberena Prog. 143 + 680	m3		106.80		
5.0	Geotextil	m2	4.98		2,137.50	10,649.61
5.1	Defensa Riberena Prog. 130 +650	m2		735.00		
5.2	Muro de Contención Prog. 130 780	m2		292.50		
5.3	Defensa Riberena Prog. 132+380	m2		540.00		
5.4	Defensa Riberena Prog. 143 + 680	m2		570.00		
6.0	Gavion Tipo Caja	m3	142.58		1,375.00	196,050.02
6.1	Defensa Riberena Prog. 130 +650	m3		490.00		
6.2	Muro de Contención Prog. 130 780	m3		315.00		
6.3	Defensa Riberena Prog. 132+380	m3		270.00		
6.4	Defensa Riberena Prog. 143 + 680	m3		300.00		
7.0	Gavion Tipo Colchon	m3	179.42		216.00	38,754.16
7.1	Defensa Riberena Prog. 130 +650	m3		84.00		
7.2	Muro de Contención Prog. 130 780	m3		0.00		
7.3	Defensa Riberena Prog. 132+380	m3		60.00		
7.4	Defensa Riberena Prog. 143 + 680	m3		72.00		
	Subtotal:				S/.	297,361.00
	Gastos Generales 20%					59,472.20
	Total				S/.	356,833.20

Fuente: Elaboración propia.

3.6 PROGRAMA GENERAL DE EJECUCIÓN

Estos cuentan con un tiempo estimado de 1.5 meses para la ejecución de las 4 zonas de riesgo evaluadas.

Cuadro 03.04.- Cronograma de ejecución de actividades



Fuente: Elaboración propia

3.7 PLANOS DE OBRA

Los planos de secciones típicas y de distribución de las obras propuestas muestran en el Anexo 01.

CONCLUSIONES

- Para el estudio de transitabilidad la matriz probabilidad – consecuencia es una herramienta cualitativa bastante útil y práctica para la ubicación de zonas vulnerables que puedan afectar el libre flujo de tránsito vehicular de la vía en estudio. Esta herramienta permita dar priorización de trabajos teniendo en cuenta los riesgos que estos representan al impacto de la transitabilidad.
- Con la aplicación de la matriz probabilidad- consecuencia como método de identificación se logró obtener una clasificación visual de todos los puntos registrados en el inventario, así como también es el punto de partida para la implementación de un sistema de gestión de mitigación de riesgos. El proceso de gestión continúa con la asignación de prioridades a cada zona, siguiendo con la etapa de evaluación y planificación de alternativas de mitigación. El siguiente proceso está dado por la ejecución de planes de acción y finalizando con el respectivo monitoreo o control de las zonas identificadas.
- Como resultado de la aplicación de la matriz de riesgo se determinó que los principales problemas a evaluar corresponden a los de erosión de los taludes inferiores así como el deslizamiento del talud ubicado en el Km 130+750 de la vía en estudio. Considerando como factores primordiales la probabilidad de ocurrencia así como el efecto que estos ocasionarían de producirse la falla llegando en el caso de los taludes inferiores al colapso de la vía.
- Para la selección de alternativas de solución se cuenta con una gran variedad de estructuras, siendo las estructuras de gaviones la alternativa más viable y versátil y que no requiere de grandes costos y tiempos para su ejecución.
- Una de las ventajas de utilizar estructuras de gaviones como protección económica de taludes es su fácil instalación, la cual no necesita de mano de obra calificada en comparación de otro tipo de estructuras que cumplen la misma función.
- Desde el punto de vista social las obras de estructuras con gaviones debido a su fácil instalación generará mayor plaza de trabajo para los pobladores de la zona. De igual manera son una buena alternativa ya que estas representan un bajo impacto ambiental en la zona de estudio.

- A su vez estas estructuras presentan bajo costos de mantenimiento, son más flexibles y permeables. En el caso de defensas ribereñas no solo cumplen la función de evitar la erosión sino también cumple la función de contención del talud.
- Otra ventaja de utilizar soluciones en estructuras de gaviones con fin de protección de taludes es la disponibilidad de los materiales para su ejecución, ya que se dispone de abundante bolonería a lo largo del lecho del río Cañete, el cual es adyacente al eje de la carretera. Para su procesamiento solo se necesitaría de zarandeo mecánico para la obtención del material del relleno de la misma.
- Como conclusión general se puede indicar que la alternativa propuesta es viable para la protección de los taludes superiores e inferiores de la carretera en cuanto a tiempos de construcción, costos debido al abastecimiento de material, y representar un bajo impacto ambiental en la zona estudiada.

RECOMENDACIONES

1. Se debe realizar semestralmente como máximo la matriz probabilidad-consecuencia a todos los taludes de manera de actualizar su grado de riesgo y priorizar la protección de las obras de mayor urgencia. Esto se debe efectuar no sólo en el tramo de 15 km. evaluado sino también para el resto de la vía.
2. Se debe considerar el monitoreo de los desplazamientos topográficos en el control y mantenimiento de los muros de gavión de manera preventiva, para reforzar estos muros ante un colapso inminente según los resultados de las variaciones.
3. Se recomienda realizar un estudio de suelos en las 4 zonas en las que se geotécnicos de muestras evaluadas de la parte superior del terraplén de la vía a un promedio de 400 m de cada punto de evaluación.
4. Las secciones modelo de evaluación para el estimado de obras a ejecutar se obtuvieron con mediciones aproximadas en campo sin equipos topográficos por lo que se requiere de un levantamiento a detalle con secciones a cada 10 o 20 m incluyendo la batimetría del río cañete, para una mejor aproximación del diseño y los metrados detallados.
5. Según el análisis de costos unitarios para la partida de empuje de material en el lecho del río para mantener seca la zona de trabajo, estas incluyen sólo el uso de un tractor, sin embargo se debe evaluar el uso de una excavadora con alcance de brazo mayor a 7 m de modo de no sólo provocar el empuje del material sino también poder jalar este hacia los diques y de esta manera aumentar el rendimiento para la ejecución de esta actividad.
6. Se ha efectuado el planteamiento de soluciones para las zonas evaluadas cualitativamente y las que poseen un riesgo alto sin embargo se recomienda presupuestar la protección de las zonas con riesgo medio de manera de continuar con su ejecución en cuanto se concluyan los de riesgo alto.
7. Monitorear toda la carretera, para detectar fallas o potenciales zonas con riesgo de fallas en campañas semestrales donde puedan intervenir estudiantes universitarios en el proceso de corrección de dichos puntos, todo esto como parte de sus prácticas de especialidad.

8. Se recomienda implementar un sistema de captación de información constante por medio de los usuarios de la vía y que este se desarrolle durante todo el periodo de vida del proyecto. La información consistiría en alertar a los encargados del mantenimiento sobre potenciales zonas de fallas o de eventos extraordinarios que pongan en riesgo la transitabilidad de la vía en estudio. Para tal fin, se deberá generar formatos de control o protocolos debidamente identificados y aprobados por el supervisor y que tengan por característica su fácil llenado y el enfoque puntual de la zona observada. De preferencia este control será llenado mediante vistos de verificación y debe indicar de manera clara la ubicación, fecha y potencial falla con riesgo de afectar la transitabilidad. La información será recopilada por los encargados del mantenimiento de manera diaria, integrándola, previa verificación, a la matriz de probabilidad – consecuencia con el fin de definir el tipo de acción a tomar. Como parte de la implementación del sistema se deberá considerar secciones de charlas informáticas con la población y usuarios de la vía con el fin de incrementar la conciencia de los usuarios y obtener mayor flujo de información. Asimismo como complemento se deberá colocar letreros informativos en las que se buscará la participación de los usuarios. Al implementar este sistema se está buscando incrementar los trabajos de mantenimiento siguiendo una política de prevención mediante la información constante de la situación de la zona en estudio; eliminando procedimientos reaccionarios que incrementan los costos y afectan la economía y calidad de vida del área de influencia del proyecto.

BIBLIOGRAFÍA

- Berry, Peter. “Mecánica de Suelos”. Mc Graw-Hill, Reino Unido, 1993.
- Instituto Nacional de Recursos Naturales. “Diseño de Muros de Gaviones”, Ministerio de Agricultura.
- Instituto Nacional de Recursos Naturales, “Diseño de Revestimientos con Gaviones”, Ministerio de Agricultura.
- MTC, “Análisis de Costos Unitarios – Carretera Puente Montalvo”, Perú.
- MTC, “Especificaciones Técnicas Generales para la Conservación de Carreteras”, Perú, 2007.
- MTC, “Manual para la Conservación de Carreteras No Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito”, Perú.
- MTC, “Manual Técnico de Mantenimiento Periódico para la Red Vial No Pavimentada”, Resolución Directoral N° 015-2006-MTC/14, 2006.
- MTC-CGC, “Conservación Vial de la Carretera Cañete –Chupaca”, Tomo 03 y 04, Informe de Canteras - Tramos de Pruebas - Estudio de Suelos, Perú, 2008.
- Rico Rodriguez, Alfonso “La ingeniería de suelos en las vías terrestres”, México, 2000.
- Suarez Diaz, Jaime. Control de Erosión en Zonas Tropicales, Colombia 2001.
- Terán A., Rubén. Diseño y construcción de Defensas Ribereñas, Lima 1998.
- Universidad de Santa Úrsula, “Estructuras de Contención en Gaviones”, Maccaferri, 1997.
- Vasquez Villanueva, Absalon. Manejo de Cuencas Altoandinas, Lima

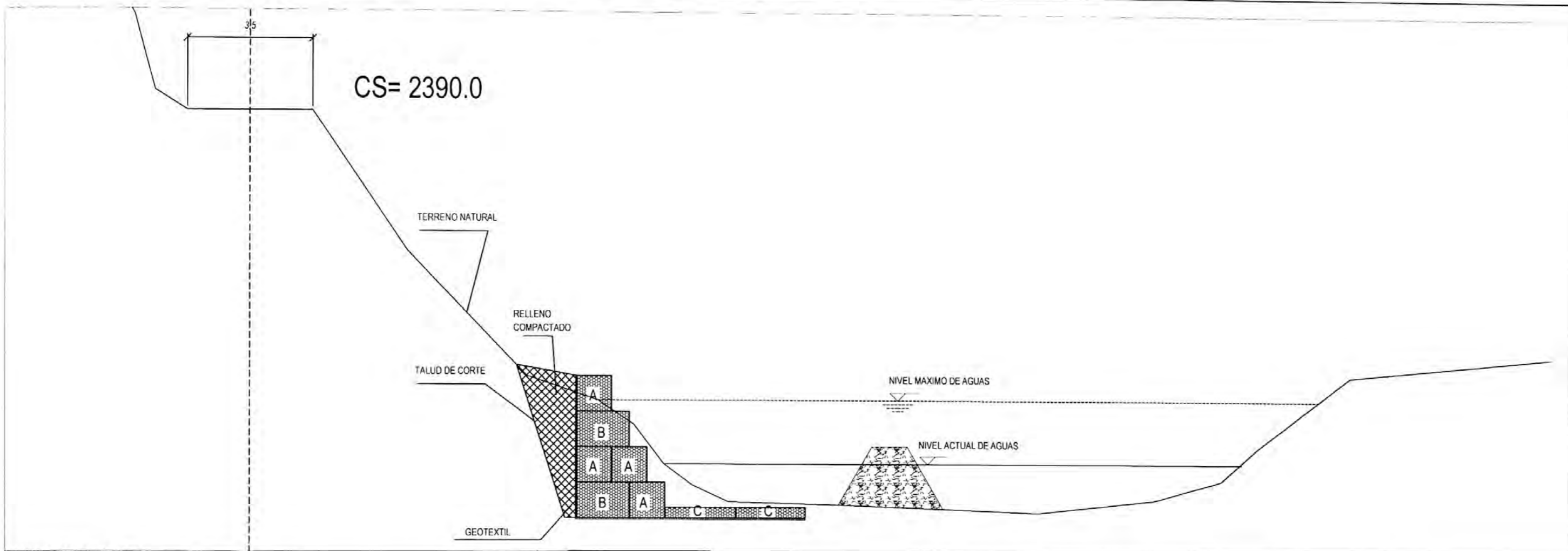
ANEXOS

ANEXO 01 - PLANOS

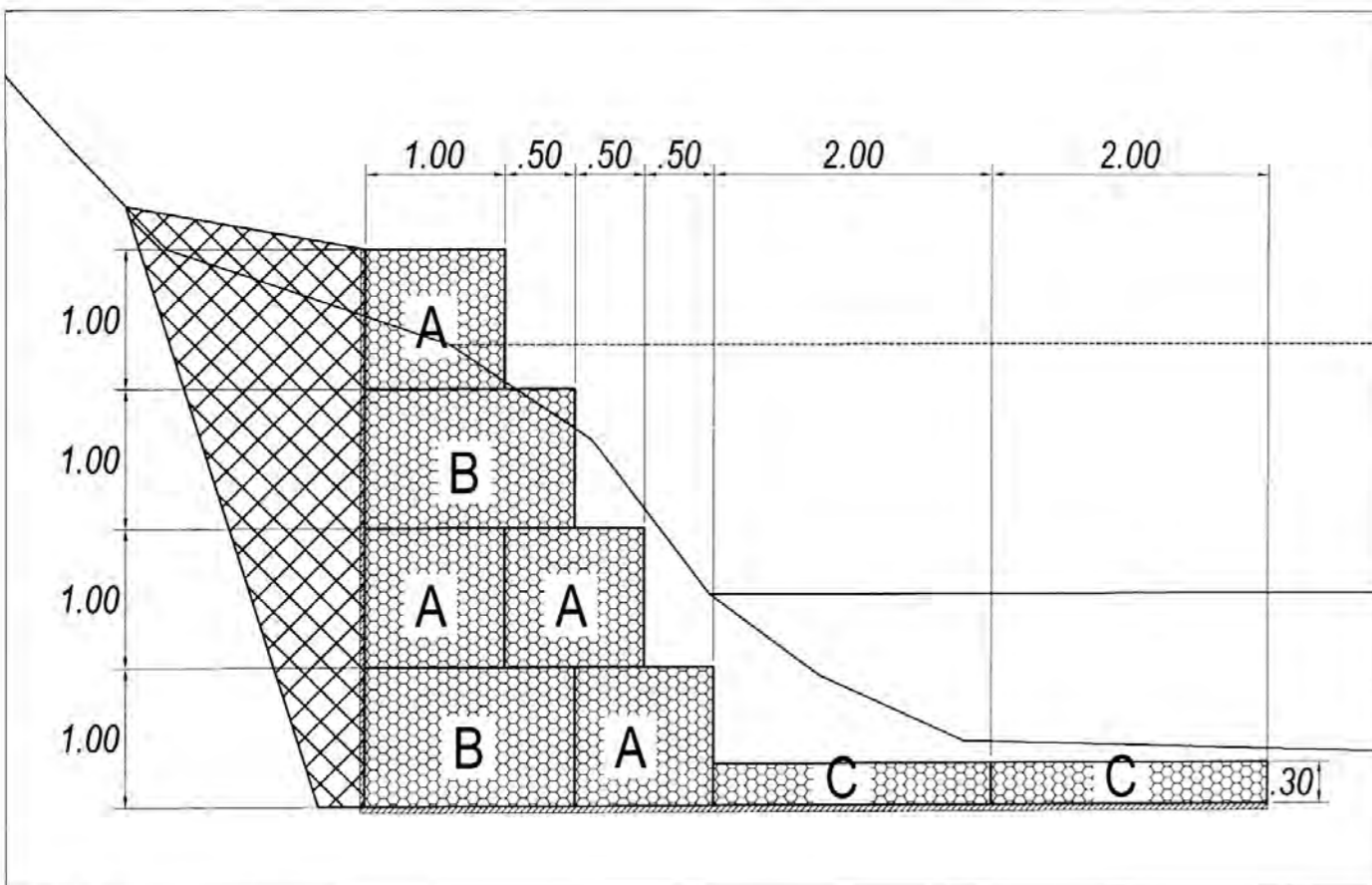
ANEXO 02 - ESPECIFICACIONES TECNICAS

ANEXO 01

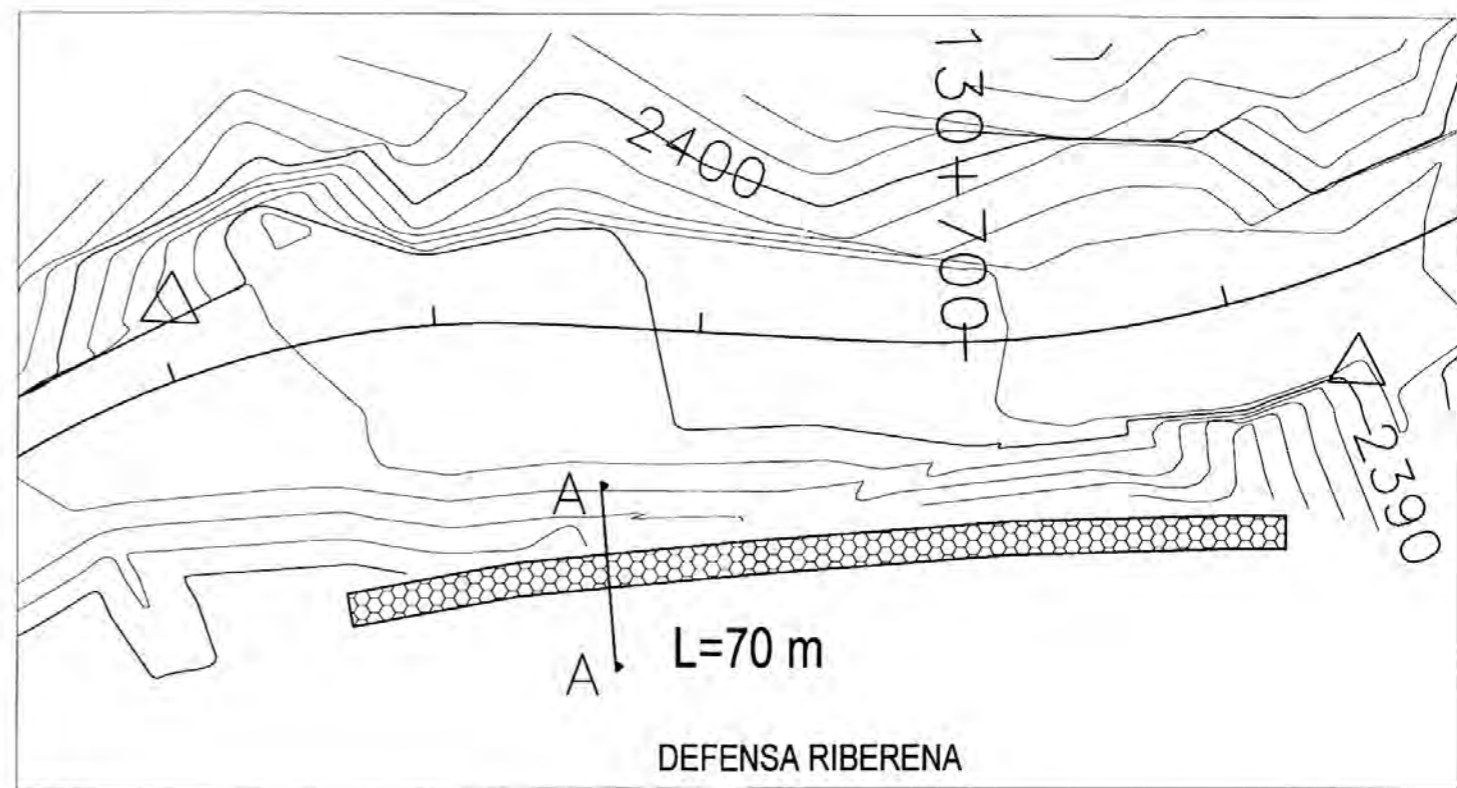
PLANOS



SECCION TRANSVERSAL A - A
ESCALA: 1/50



DIMENSIONES
ESCALA: 1/100

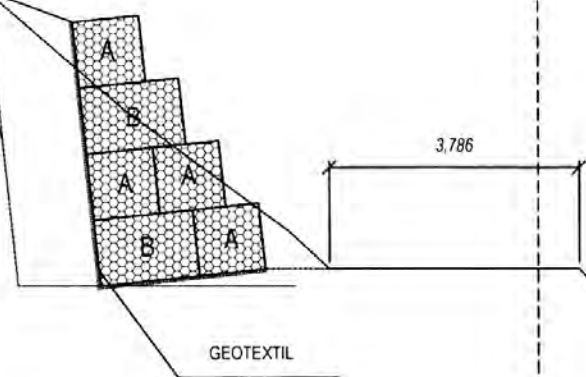


PLANTA
ESCALA: 1/10

DEFENSA RIBERENA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL			
PROYECTO: ESTUDIO DE TRANSITABILIDAD - PROTECCION DE TALUDES MONITOREO DE CONSERVACION CARRETERA CAÑETE - HUANCAYO KM. 130+000 AL KM 145+000			
OBRA: PROTECCION DE TALUDES GAVION KM 130+650 - KM 130+720			
NÚM.	FECHA	ELABORADO POR	
1	12/07/2010	BACHILLER FREDY RONALD ARANA CACERES	

TALUD DE CORTE



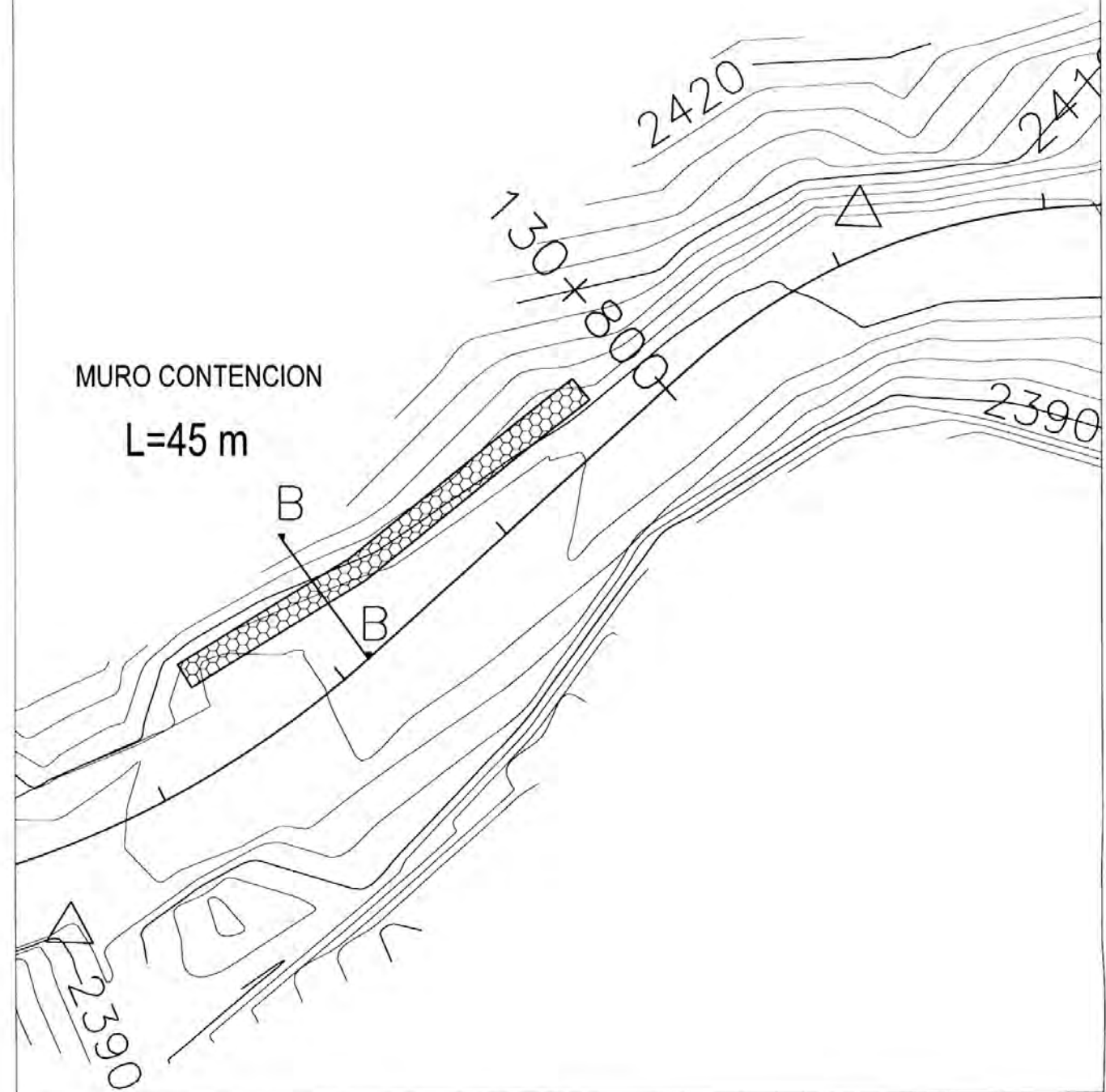
3.786

GEOTEXTIL

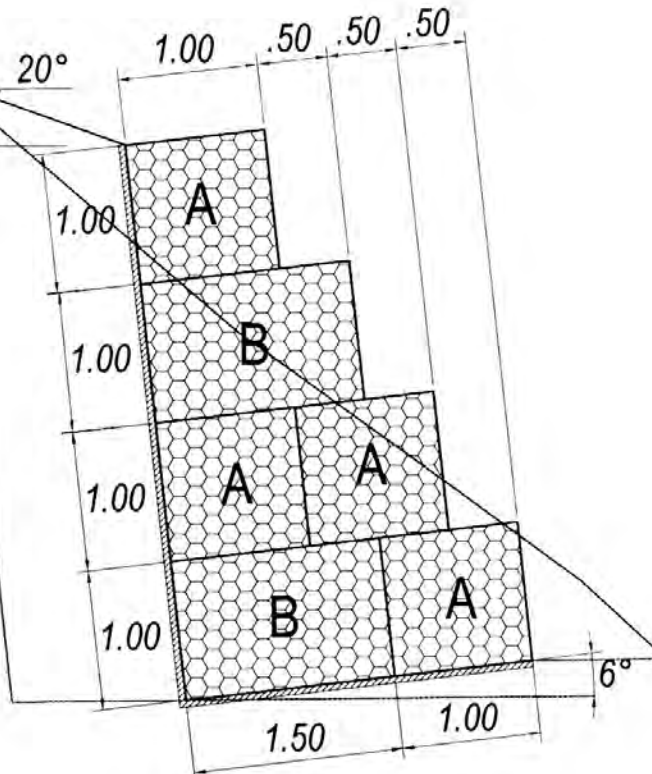
SECCION TRANSVERSAL B - B
ESCALA: 1/50

MURO CONTENCION

L=45 m

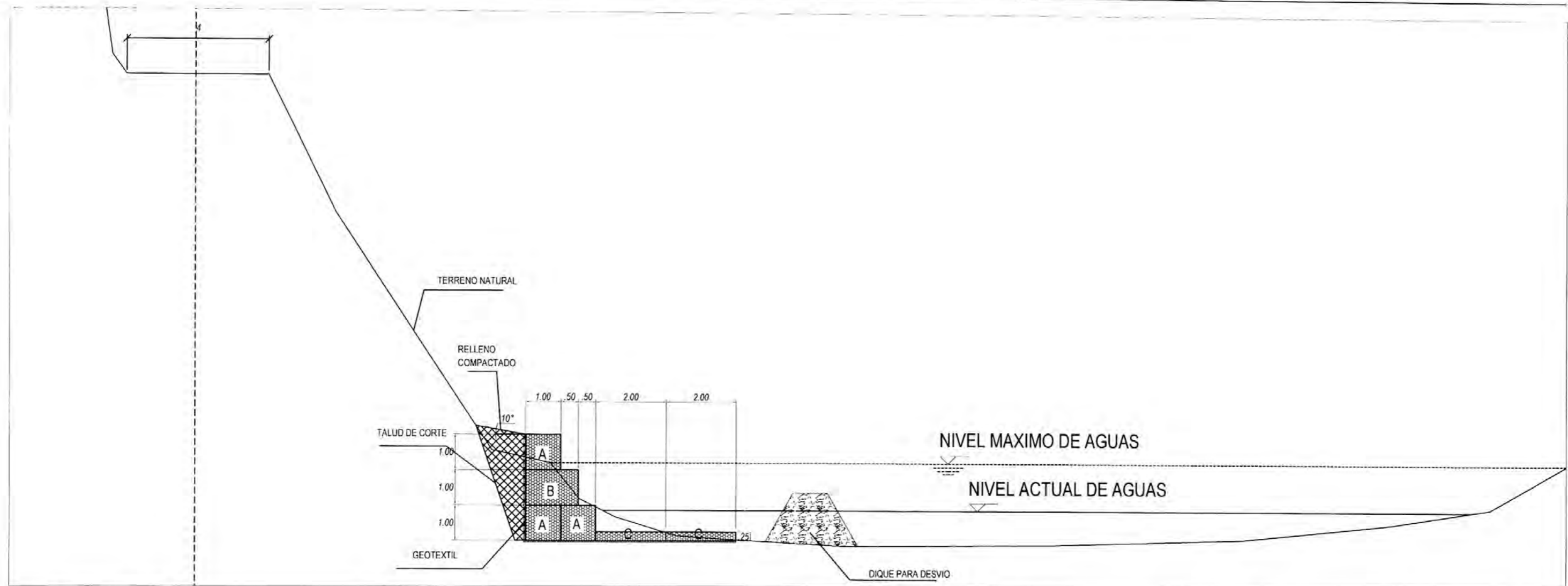


PLANTA
ESCALA: 1/10

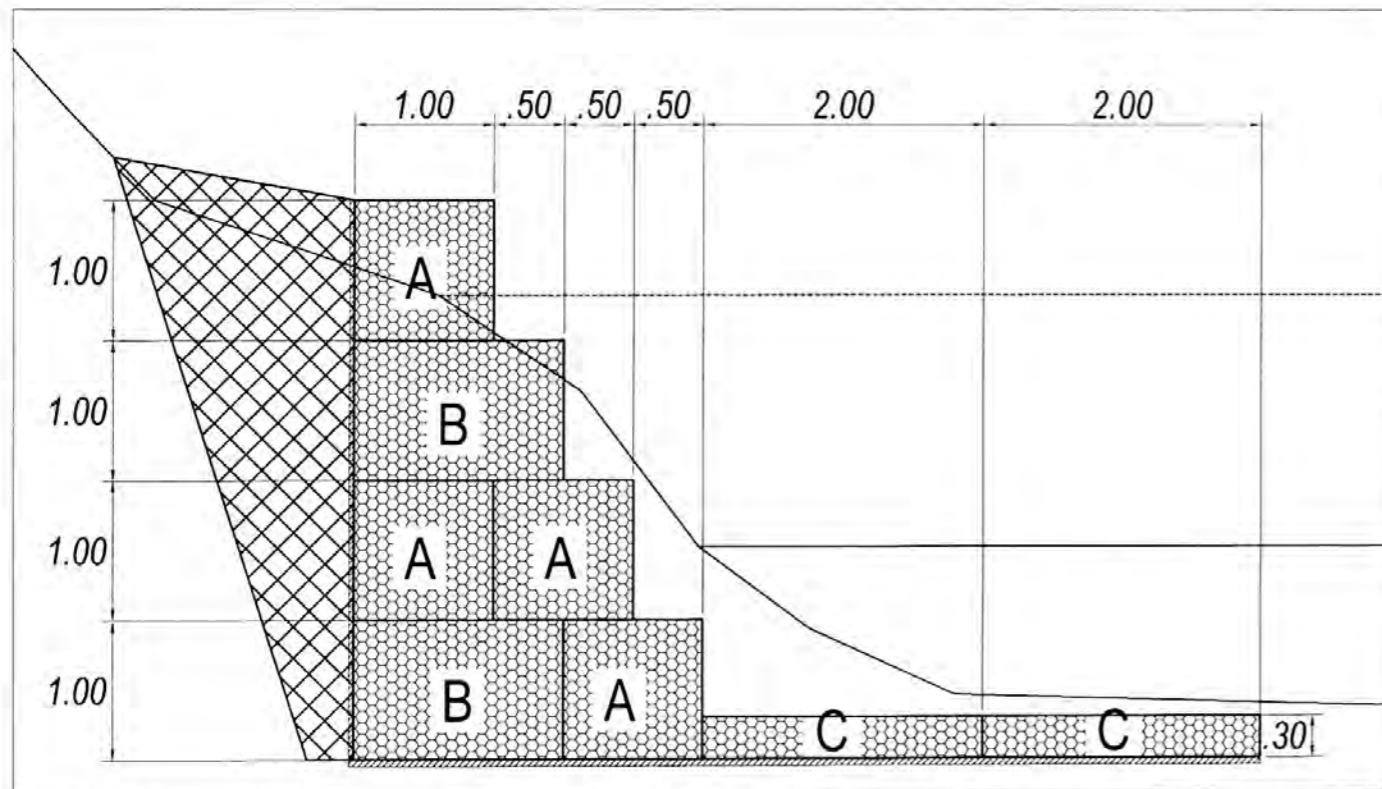


DIMENSIONES
ESCALA: 1/100

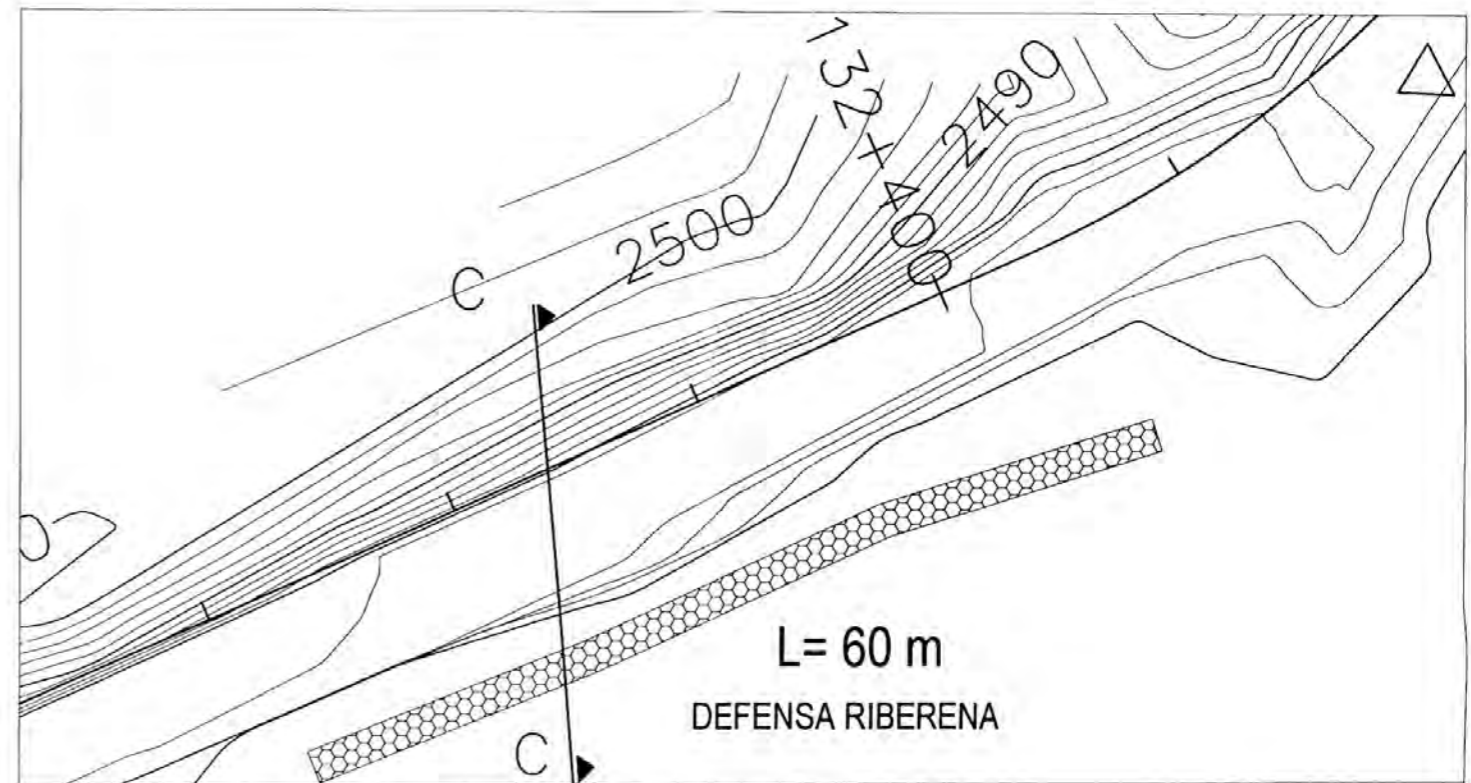
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL			
PROYECTO: ESTUDIO DE TRANSITABILIDAD - PROTECCION DE TALUDES MONITOREO DE CONSERVACION CARRETERA CAÑETE - HUANCAYO KM. 130+000 AL KM 145+000			
OBRA: PROTECCION DE TALUDES GAVION KM 130+750 - KM 130+795			
HOJA: 2	FECHA: 12/07/2010	ELABORADO POR: BACHILLER FREDY RONALD ARANA CACERES	



SECCION TRANSVERSAL C-C
ESCALA: 1/50

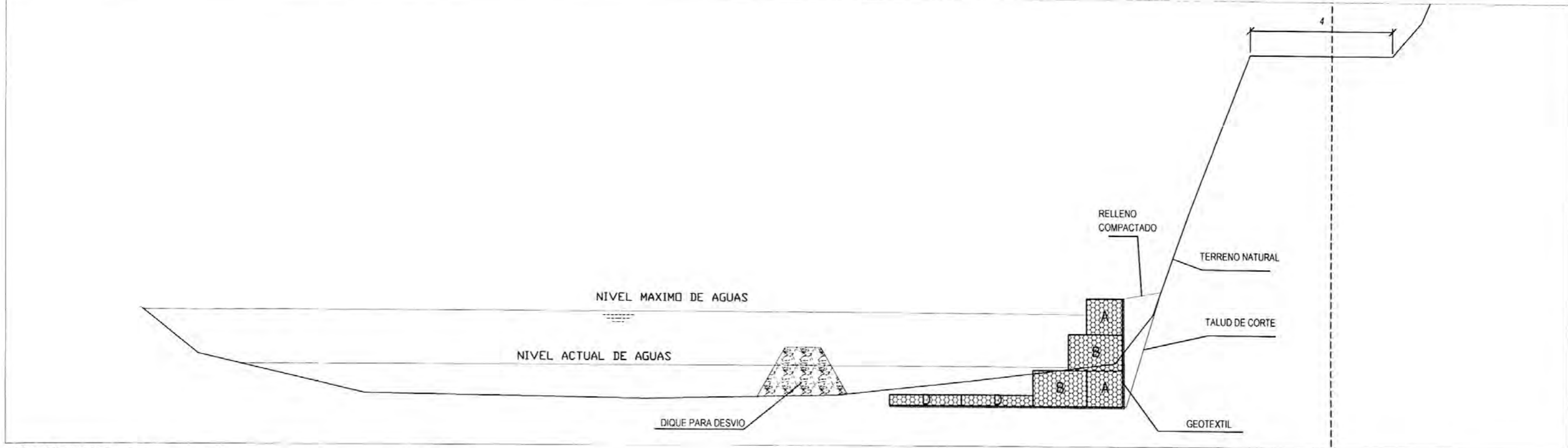


DIMENSIONES
ESCALA: 1/100

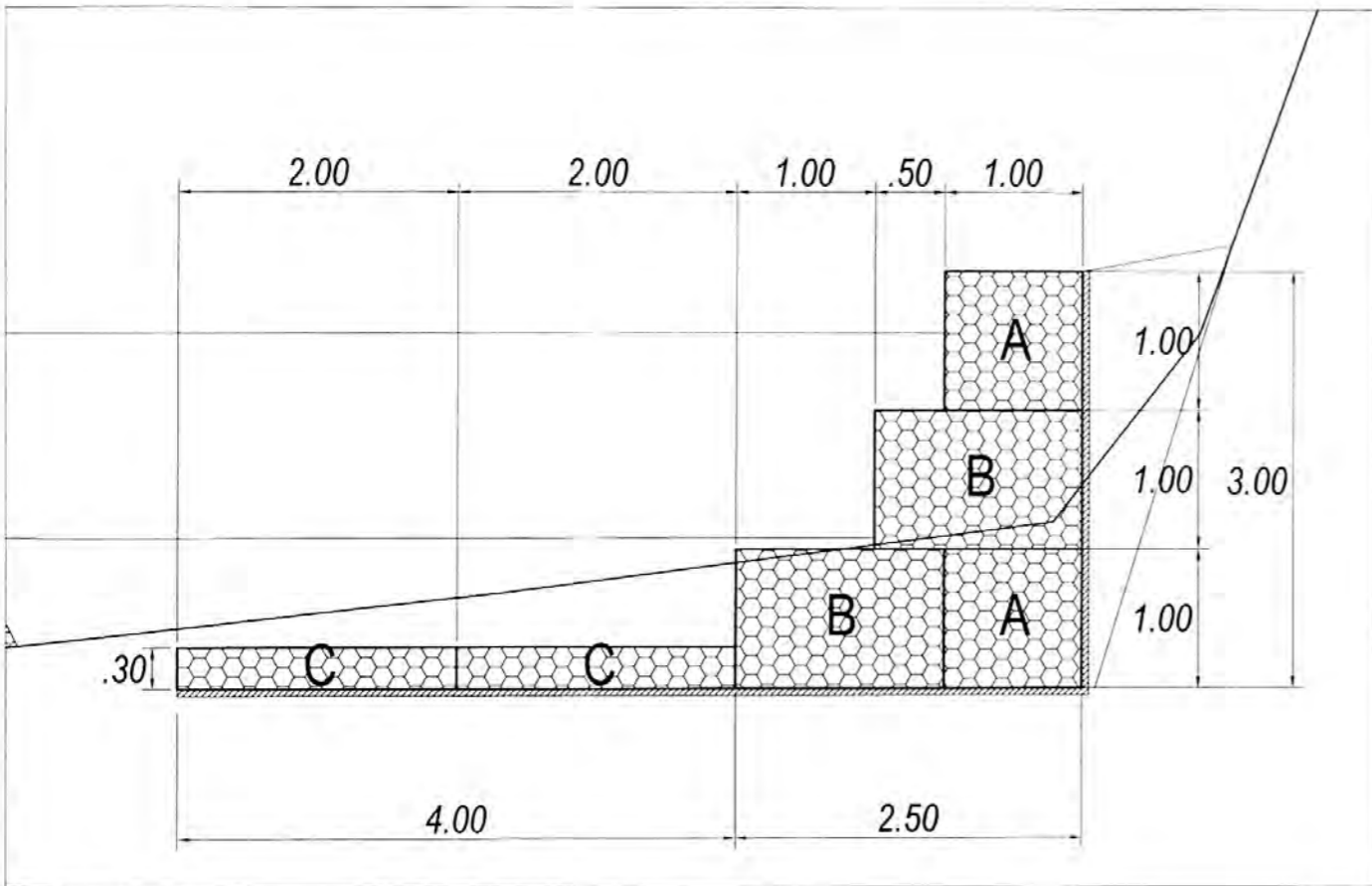


PLANTA
ESCALA: 1/10

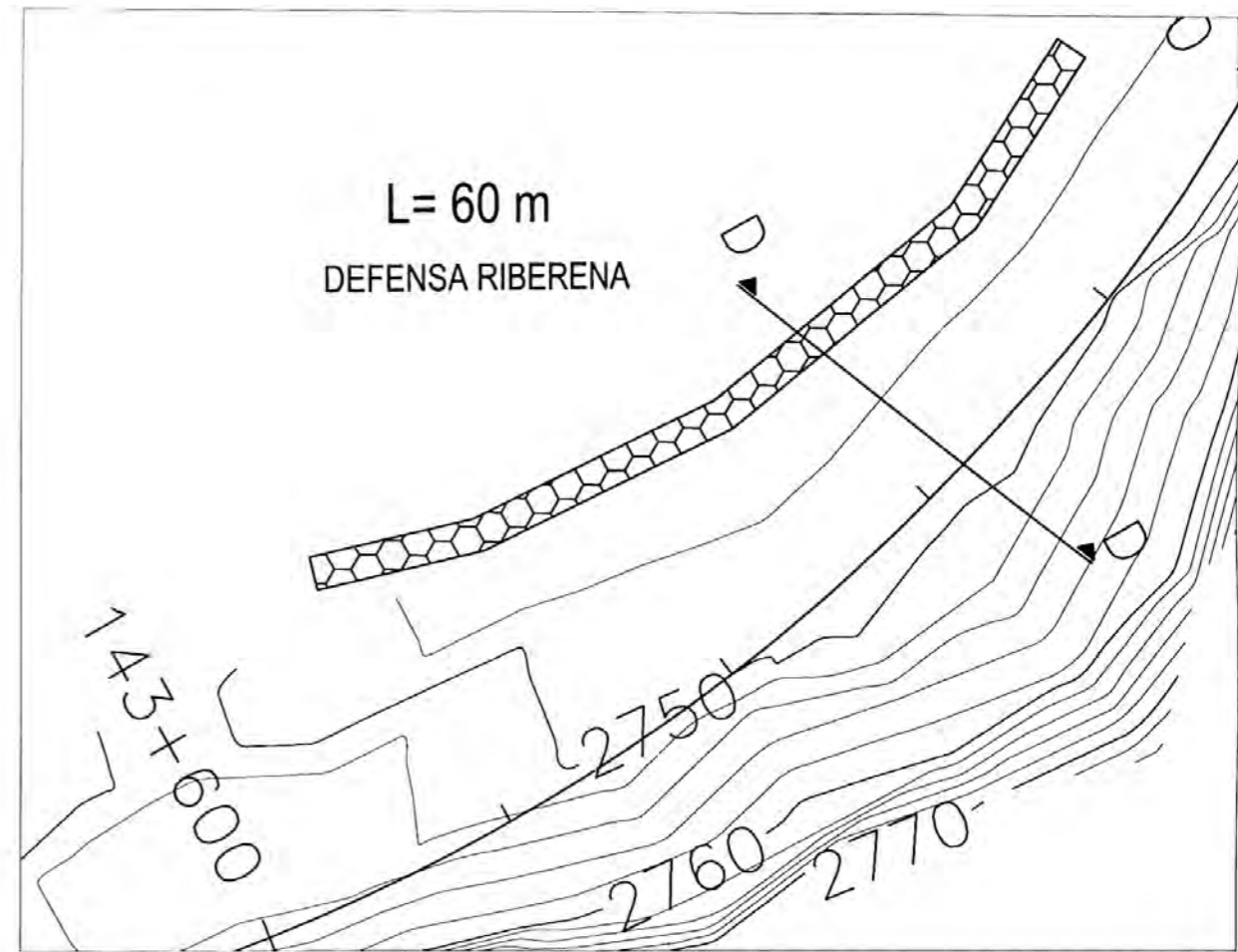
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
PROYECTO: ESTUDIO DE TRANSITABILIDAD - PROTECCION DE TALUDES MONITOREO DE CONSERVACION CARRETERA CAÑETE - HUANCAYO KM 130+000 AL KM 145+000		
OBRA: PROTECCION DE TALUDES GAVION KM 132+345 - KM 132+405		
HOJA: 3	FECHA: 12/07/2010	ELABORADO POR: BACHILLER FREDY RONALD ARANA CACERES



SECCION TRANSVERSAL D - D
ESCALA: 1/50



DIMENSIONES
ESCALA: 1/100



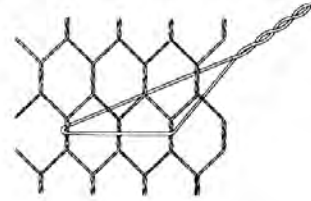
PLANTA
ESCALA: 1/10

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
PROYECTO:	ESTUDIO DE TRANSITABILIDAD - PROTECCION DE TALUDES MONITOREO DE CONSERVACION CARRETERA CAÑETE - HUANCAYO KM. 130+000 AL KM 145+000	
OBRA:	PROTECCION DE TALUDES GAVION KM 143+610 - KM 143+680	
HOJA:	FECHA:	ELABORADO POR:
4	12/07/2010	BACHILLER FREDY RONALD ARANA CACERES

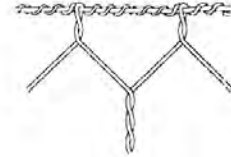
DETALLE DE LA COSTURA



DETALLE DEL ATIRANTAMIENTO



DETALLE DE LA UNIÓN MECÁNICA DE LA MALLA CON EL ALAMBRE DE BORDE

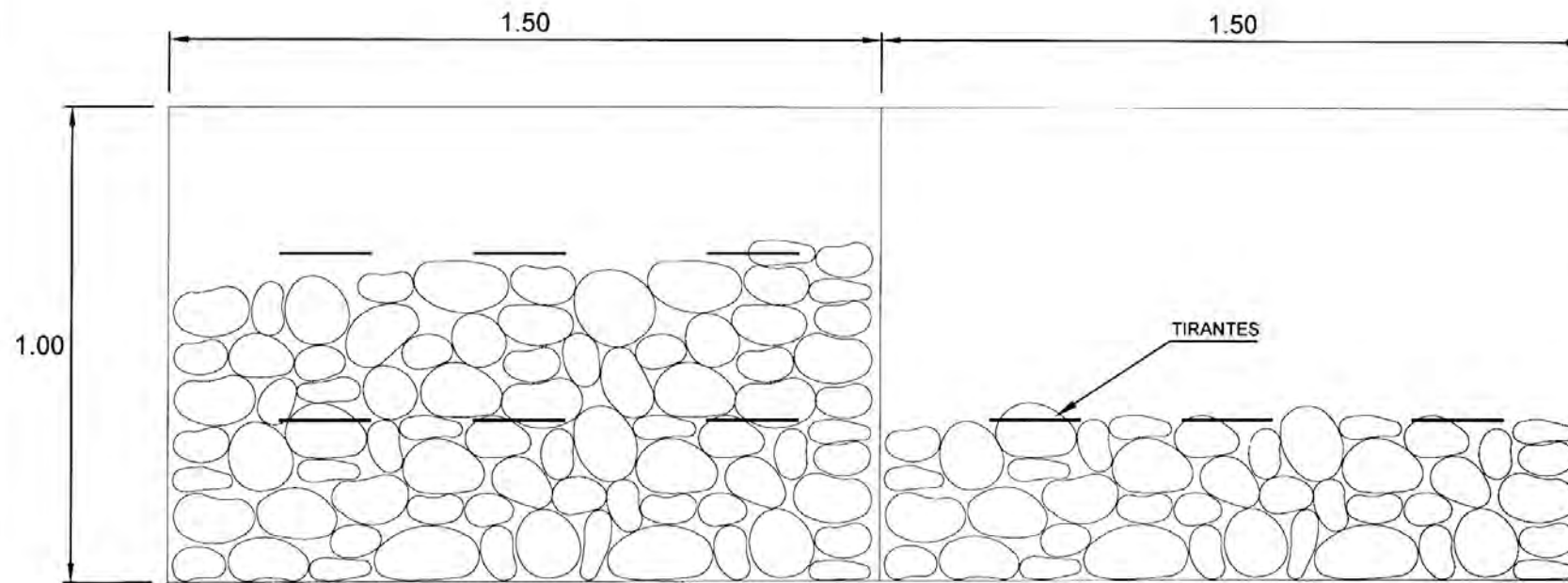


AMARRES - UNIONES - ATIRAMIENTO - COSTURAS
ESCALA: 1/500

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LOS GAVIONES

ABERTURA DE MALLA	10x12cm
REVESTIMIENTO DE MALLA	Zn-5%Al-MM (ASTM A856)
REVESTIMIENTO ADICIONAL	PVC
DIAMETRO DE ALAMBRE DE MALLA	2.70 mm
DIAMETRO DE ALAMBRE DE BORDE	3.40 mm
DIAM. ALAMBRE DE AMARRE Y ATIRANTAMIENTO	3.20 mm
NOTA: El muro ha sido proyectado con una inclinacion de 6 grados con respecto a la horizontal	

TIPOS	DIMENSIONES
	ancho x altura x largo
TIPO A	1.00 x 1.00 x 4.00
TIPO B	1.50 x 1.00 x 4.00
TIPO C	2.00 x 0.30 x 4.00



COLOCACION DE PIEDRAS
ESCALA: 1/500

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
PROYECTO: ESTUDIO DE TRANSITABILIDAD - PROTECCION DE TALUDES MONITOREO DE CONSERVACION CARRETERA CAÑETE - HUANCAYO KM. 130+000 AL KM 145+000		
OBRA: PROTECCION DE TALUDES DETALLES DE GAVIONES		
HOJA	FECHA	ELABORADO POR
5	12/07/2010	BACHILLER FREDY RONALD ARANA CACERES

ANEXO 02

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ANEXO 02

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CAMINOS DE ACCESO (PARTIDA 1.00)

Descripción

Esta partida consiste en la formación de terraplén de acceso al lecho del río, con el corte y empuje del material y con una distancia de recorrido de menos de 100 m.

Materiales.

En esta partida no se tienen material a usar pero si se debe acumular el material cortado de modo de no obstaculizar el normal cauce del río en lo posible.

Equipos.

Todos los equipos empleados deberán ser compatibles con los procedimientos de corte adoptados y requieren aprobación previa del supervisor teniendo en cuenta que su capacidad y eficiencia se ajusten al programa de ejecución de las obras y al cumplimiento de las presentes especificaciones.

Se usarán equipos de corte y empuje tales como tractor y/o excavadora.

Ejecución.

Comprende las operaciones de corte y empuje (a una distancia máxima de 100m), distribución, compactación del acceso y apilado de los materiales transportados en un banco en el lecho del río.

Los accesos dejarán un ancho mínimo de 4.00m para el paso de los equipos pesados.

El material será acumulado a una distancia no mayor de 5m del acceso cortado.

Medición.

El volumen del corte será medido en m de material según las secciones iniciales y finales de los taludes en los cuales se proyecta el corte para el acceso.

La distancia de transporte será medido en proyección horizontal en metros a lo largo del trayecto seguido por el equipo de empuje entre los centros de gravedad del acceso y del apilado, esta última será definida por el Ingeniero Supervisor.

Pago

Los trabajos de corte y empuje para los accesos serán medidos y pagados a los precios unitarios contractuales correspondientes a los ítems de pago definidos y presentados en los formularios de propuesta.

DIQUE DE DESVÍO (PARTIDA 2.00)

Descripción

Este trabajo comprende la ejecución del encauzamiento o desvío de cursos de agua necesarios y que se encuentren expresamente indicados en el proyecto para facilitar la construcción de estructuras en causes con agua, tales como los muros de gaviones. Comprende además, las obras provisionales que fueran necesarias.

Además incluye la carga, transporte y descarga de todo el material excavado sobrante, de acuerdo con las presentes especificaciones y de conformidad con los planos de la obra y expediente técnico.

Materiales

No se requieren.

Equipos

Todos los equipos empleados deberán ser compatibles con los procedimientos de construcción adoptados y requieren aprobación previa

del supervisor teniendo en cuenta que su capacidad y eficiencia se ajusten al programa de ejecución de las obras y al cumplimiento de las presentes especificaciones.

Requerimientos de Construcción

La zona en trabajo será desbrozada y limpiada.

El encauzamiento deberá ceñirse a los alineamientos, pendientes y cotas indicadas en los planos o expediente técnico. En general, los lados del encauzamiento estarán de acuerdo a las dimensiones de diseño.

El Contratista deberá proteger el encauzamiento contra derrumbes o deslizamientos; todo derrumbe causado por error o procedimientos inapropiados del Contratista, será limpiado y eliminará su costo.

El Supervisor previamente debe aprobar la profundidad del encauzamiento. Toda sobre-excavación por debajo de las cotas autorizadas por el Supervisor, deberá ser reconformada por su cuenta, de acuerdo con procedimientos aceptados por el Supervisor.

El Contratista deberá emplear todos los medios necesarios para garantizar que sus trabajadores, personas extrañas a la obra o vehículos que transiten cerca del encauzamiento, no sufran accidentes. Dichas medidas comprenderán el uso de entibados si fuere necesario, barreras de seguridad y avisos, y requerirán la aprobación del Supervisor.

Los encauzamientos que presenten peligro de derrumbes o deslizamientos, que puedan afectar la seguridad de los obreros o la estabilidad de las obras o propiedades adyacentes, deberán evitarse o corregirse convenientemente con la autorización del Supervisor.

Los materiales excedentes provenientes del encauzamiento, se depositarán en lugares que consideren las características físicas, topográficas y de drenaje de cada lugar, sin provocar interferencias.

Medición

Las medidas de los encauzamientos será el volumen en metros cúbicos, aproximado al décimo de metro cúbico; determinado dentro de las líneas

indicadas en los planos y en esta especificación o autorizadas por el Supervisor. Los encauzamientos ejecutados fuera de estos límites y los derrumbes o deslizamientos, no se medirán para los fines del pago.

Los encauzamientos que presenten peligro de derrumbes o deslizamientos, que puedan afectar la seguridad de los obreros o la estabilidad de las obras o propiedades adyacentes, deberán evitarse o corregirse convenientemente con la autorización del Supervisor.

Los materiales excedentes provenientes del encauzamiento, se depositarán en lugares que consideren las características físicas, topográficas y de drenaje de cada lugar, sin provocar interferencias.

Las zonas de depósito final de desechos se ubicarán lejos de los cuerpos de agua. No se colocará el material en lechos de ríos, ni a 30 metros de las orillas.

CORTE DE TALUD (PARTIDA 3.00)

Descripción

Este trabajo consiste en el corte y perfilado de los taludes de la carretera, transportando el material hasta el límite de acarreo libre y colocándolo en los sitios de acumulación provisional y secciones transversales del proyecto, con las modificaciones que ordene el Supervisor.

Materiales

Los materiales provenientes del corte se utilizarán, si reúnen las calidades exigidas, en la construcción de las obras de acuerdo con los usos fijados en los documentos del proyecto o determinados por el Supervisor.

El Contratista no podrá desechar materiales ni retirarlos para fines distintos a los del contrato, sin la autorización previa del Supervisor.

Los materiales provenientes de la excavación que presenten buenas características para uso en la construcción de la vía, serán reservados para colocarlos posteriormente.

Los materiales de corte que no sean utilizables deberán ser colocados, donde lo indique el proyecto o de acuerdo con las instrucciones del Supervisor, en zonas aprobadas por éste.

Los materiales recolectados deberán ser humedecidos adecuadamente, cubiertos con una lona y protegidos contra los efectos atmosféricos, para evitar que por efecto del material particulado causen enfermedades respiratorias, alérgicas y oculares al personal de obra, así como a las poblaciones aledañas.

Equipo

El Contratista propondrá, para consideración del Supervisor, los equipos más adecuados para las operaciones por realizar, los cuales deben garantizar el avance físico de ejecución, según el programa de trabajo, que permita el desarrollo de las etapas constructivas siguientes.

Los equipos de excavación deberán disponer de sistemas de silenciadores y la omisión de éstos será con la autorización del Supervisor. Cuando se trabaje cerca a zonas ambientalmente sensible, los trabajos se harán manualmente si es que los niveles de ruido sobrepasan los niveles máximos recomendados.

Requerimientos de Construcción

La excavación de los taludes se realizará adecuadamente para no dañar su superficie final, evitar la descompresión prematura o excesiva de su pie y contrarrestar cualquier otra causa que pueda comprometer la estabilidad de la excavación final.

Cuando los taludes cortados tengan más de tres (3) metros, y se presenten síntomas de inestabilidad, se deben de hacer terrazas o banquetas de corte para evitar la ocurrencia de derrumbes o deslizamientos que puedan interrumpir las labores de obra, así como la

interrupción del tránsito en la etapa operativa aumentando los costos de mantenimiento. Estas labores deben de tratarse adecuadamente, debido a que implica un riesgo potencial para la integridad física de los usuarios de la carretera.

Durante la ejecución de la excavación para explanaciones complementarias y préstamos, el Contratista deberá mantener, sin alteración, las referencias topográficas y marcas especiales para limitar las áreas de trabajo.

Aceptación de los Trabajos

Durante la ejecución de los trabajos, el Supervisor efectuará los siguientes controles principales:

- Verificar que el Contratista disponga de todos los permisos requeridos para la ejecución de los trabajos.
- Comprobar el estado y funcionamiento del equipo utilizado por el Contratista.
- Verificar la eficiencia y seguridad de los procedimientos adoptados por el Contratista.
- Vigilar el cumplimiento de los programas de trabajo.
- Verificar el alineamiento, perfil y sección de las áreas excavadas.
- Comprobar que toda superficie para base de terraplén o subrasante mejorada quede limpia y libre de materia orgánica
- Verificar la compactación de la subrasante.
- Medir los volúmenes de trabajo ejecutado por el Contratista en acuerdo a la presente especificación.

El trabajo de corte se dará por terminado y aceptado cuando el alineamiento, el perfil y la sección estén de acuerdo con los planos del proyecto, estas especificaciones y las instrucciones del Supervisor.

Medición

La unidad de medida será el metro cúbico (m³) ó aproximado al metro cúbico completo, de material excavado en su posición original.

No se medirán los cortes que el Contratista haya efectuado por error o por conveniencia fuera de las líneas de pago del proyecto o las autorizadas por el Supervisor.

No se medirán ni se autorizarán pagos para los volúmenes de material removido de derrumbes, durante los trabajos de excavación de taludes, cuando a juicio del Supervisor fueren causados por procedimientos inadecuados o error del Contratista.

Pago

El trabajo de excavación se pagará al precio unitario del contrato por toda obra ejecutada de acuerdo con el proyecto o las instrucciones del Supervisor, para la respectiva clase de excavación ejecutada satisfactoriamente y aceptada por éste.

El precio unitario para excavación de préstamos deberá cubrir todos los costos de limpieza y remoción de capa vegetal de las zonas de préstamo; la excavación, carga y descarga de los materiales de préstamo. No habrá pago por las excavaciones y disposición o desecho de los materiales no utilizados en las zonas de préstamo, pero es obligación del Contratista dejar el área bien conformada o restaurada.

RELLENO PARA ESTRUCTURAS (PARTIDA 4.00)

Descripción

Este trabajo consiste en la colocación en capas, humedecimiento o secamiento, conformación y compactación de los materiales adecuados provenientes de la misma excavación, de los cortes o de otras fuentes, para rellenos a lo largo de estructuras de contención (gaviones) contemplados en el proyecto o autorizadas por el Supervisor.

Incluye, además, la construcción de capas filtrantes por detrás de muros de contención, en los sitios y con las dimensiones señalados en los planos del proyecto o indicados por el Supervisor, en aquellos casos en los cuales dichas operaciones no formen parte de otra actividad.

Materiales

Se utilizarán los mismos materiales que se obtengan de los cortes efectuados previos a la construcción de las obras de contención.

Equipo

Los equipos de extensión, humedecimiento y compactación de los rellenos para estructuras deberán ser los apropiados para garantizar la ejecución de los trabajos de acuerdo con las exigencias del proyecto que en este caso no serán pesados.

El equipo deberá estar ubicado adecuadamente en sitios donde no perturbe a la población y al medio ambiente y contar además, con adecuados sistemas de silenciamiento, sobre todo si se trabaja en zonas vulnerables o se perturba la tranquilidad del entorno.

Requerimientos de Construcción

El Contratista deberá notificar al Supervisor, con suficiente antelación al comienzo de la ejecución de los rellenos, para que éste realice los trabajos topográficos necesarios y verifique la calidad del suelo de cimentación, las características de los materiales por emplear y los lugares donde ellos serán colocados.

Siempre que el relleno se vaya a colocar sobre un terreno en el que existan corrientes de agua superficial o subterránea, previamente se deberán desviar las primeras y captar y conducir las últimas fuera del área donde se vaya a construir el relleno.

Todo relleno colocado antes de que lo autorice el Supervisor, deberá ser retirado por el Contratista, a su costo.

Los materiales de relleno se extenderán en capas sensiblemente horizontales y de espesor uniforme, el cual deberá ser lo suficientemente reducido para que, con los medios disponibles, se obtenga el grado de compactación exigido.

Durante la ejecución de los trabajos, la superficie de las diferentes capas deberá tener la pendiente transversal adecuada, que garantice la evacuación de las aguas superficiales sin peligro de erosión.

Una vez extendida la capa, se procederá a su humedecimiento, si es necesario. El contenido óptimo de humedad se determinará en la obra, a la vista de la maquinaria disponible y de los resultados que se obtengan en los ensayos realizados.

En los casos especiales en que la humedad del material sea excesiva para conseguir la compactación prevista, el Contratista deberá tomar las medidas adecuadas, pudiendo proceder a la desecación por aireación o a la adición y mezcla de materiales secos o sustancias apropiadas, como cal viva. En este último caso, deberá adoptar todas las precauciones que se requieran para garantizar la integridad física de los operarios.

Obtenida la humedad apropiada, se procederá a la compactación mecánica de la capa con el empleo de compactadores manuales que permitan obtener los mismos niveles de densidad del resto de la capa. La compactación se deberá continuar hasta lograr las densidades exigidas.

La construcción de los rellenos se deberá hacer con el cuidado necesario para evitar presiones y daños a la estructura.

Las consideraciones a tomar en cuenta durante la extensión y compactación de material están referidas a prevenir deslizamientos de taludes, erosión, contaminación del medio ambiente.

Los rellenos para estructuras sólo se llevarán a cabo cuando no haya lluvia o fundados temores de que ella ocurra y la temperatura ambiente, a la sombra, no sea inferior a dos grados Celsius (2 ° C) en ascenso.

Los trabajos de relleno de estructuras, se llevarán a cabo cuando no haya lluvia, para evitar que la escorrentía traslade material y contamine o colmate fuentes de agua cercanas, humedales, etc.

Aceptación de los trabajos

Durante la ejecución de los trabajos, el Supervisor efectuará los siguientes controles principales:

- Verificar el estado y funcionamiento del equipo utilizado por el Contratista.
- Supervisar la correcta aplicación de los métodos de trabajo aceptados.
- Comprobar que los materiales cumplan los requisitos de calidad
- Realizar medidas para determinar espesores y levantar perfiles y comprobar la uniformidad de la superficie.
- Verificar la densidad de cada capa compactada. Este control se realizará en el espesor de cada capa realmente construida, de acuerdo con el proceso constructivo aprobado.
- Medir los volúmenes de relleno y material filtrante colocados por el Contratista en acuerdo a la presente especificación.
- Vigilar que se cumplan con las especificaciones ambientales incluidas en esta sección.

Los taludes terminados no deberán acusar irregularidades a la vista. La cota de cualquier punto de la subrasante en rellenos para estructuras, no deberá variar más de diez milímetros (10 mm) de la proyectada.

En las obras concluidas no se admitirá ninguna irregularidad que impida el normal escurrimiento de las aguas superficiales.

En adición a lo anterior, el Supervisor deberá efectuar las siguientes comprobaciones:

- Para la compactación se debe cumplir la aplicación de un mínimo de tres ensayos de densidad de campo por capa.
- En la protección de la superficie del relleno, todas las irregularidades que excedan las tolerancias, deberán ser corregidas por el Contratista, a su costo, de acuerdo con las instrucciones del Supervisor y a plena satisfacción de éste.

Medición

La unidad de medida para los volúmenes de rellenos será el metro cúbico (m³), aproximado al décimo de metro cúbico, de material compactado, aceptado por el Supervisor, en su posición final. No se considera los

volúmenes ocupados por las estructuras de concreto, tubos de drenaje y cualquier otro elemento de drenaje cubierto por el relleno.

Los volúmenes serán determinados por el método de áreas promedios de secciones transversales del proyecto localizado, en su posición final, verificadas por el Supervisor antes y después de ser ejecutados los trabajos.

No habrá medida ni pago para los rellenos por fuera de las líneas del proyecto o de las establecidas por el Supervisor, efectuados por el Contratista, ya sea por error o por conveniencia para la operación de sus equipos.

Pago

El trabajo de rellenos para estructuras se pagará al precio unitario del contrato, por toda obra ejecutada satisfactoriamente de acuerdo con la presente especificación y aceptada por el Supervisor.

Todo relleno con material filtrante se pagará al respectivo precio unitario del contrato, por toda obra ejecutada satisfactoriamente y aceptada por el Supervisor.

El precio unitario deberá cubrir todos los costos por concepto de construcción o adecuación de las vías de acceso a las fuentes de materiales, la extracción, preparación y suministro de los materiales, así como su carga, transporte, descarga, almacenamiento, colocación, humedecimiento o secamiento, compactación.

GEOTEXTIL (PARTIDA 5.00)

Descripción.

Este trabajo consistirá en la provisión y colocación de un geotextil para el control de finos debajo y detrás de muros de gaviones y debajo de colchones antisocavantes.

Materiales.

Los geotextiles deberán ser no tejidos compuestos de fibras sintéticas. Las fibras deberán estar compuestas por no menos de 85% en peso de polipropileno, poliéster o poliamidas. Los geotextiles deberán ser resistentes al deterioro resultante de la exposición a la luz solar. Los geotextiles deberán estar libres de defectos que afecten sus propiedades físicas y de filtración. Los valores mínimos promedio (MARV) para todas las propiedades de los geotextiles deberán estar conforme a los requerimientos de la siguiente tabla:

Requerimientos Físicos

Geotextil para Control de Finos

Propiedad	Método de Ensayo	Unidad	MARV
Resistencia a La Tracción	ASTM D 4632	N	930
Elongación a la Tracción	ASTM D 4632	%	>50
Resistencia al Punzonamiento	ASTM D 4833	N	550
Resistencia al Reventado	ASTM D 3786	KPa	2600
Desgarre Trapezoidal	ASTM D 4533	N	350
Abertura Aparente de Poros (AOS)	ASTM D 4751	Mm	0.18
Permisividad	ASTM D 4491	Sg -1	0.1
Estabilidad Rayos Ultravioleta	ASTM D 4355	%	70 @ 500 hrs.

Requerimientos de Construcción

El geotextil deberá mantenerse seco y enrollado de tal forma que sea protegido durante la carga y almacenamiento. En ningún momento el geotextil deberá ser expuesto a los rayos ultravioleta por un período mayor a 14 días. Si son almacenados a la intemperie, deberán ser elevados y protegidos con una cubierta a prueba de agua.

Antes de la colocación del geotextil, la superficie deberá estar preparada, nivelada y aprobada por el supervisor. El geotextil debe ser colocado suelto y no excesivamente tenso. Para colocarlo en íntimo contacto con el suelo, debe tenerse cuidado de no dejar espacios vacíos entre el geotextil y el suelo subyacente o adyacente.

El geotextil deberá ser traslapado como mínimo 45 cm. (18") excepto en el caso de que sea colocado bajo el agua, donde el traslape mínimo será de 90 cm. (3 pies). El geotextil ubicado aguas arriba deberá ser traslapado sobre el geotextil ubicado aguas abajo.

Durante la construcción, se deberá tener cuidado en evitar la contaminación del geotextil con suelo u otro material. Todo geotextil dañado deberá ser reparado colocando un parche que se extenderá 90 cm. en todas las direcciones alrededor del área dañada.

Certificación

Certificación del Fabricante:

Para asegurar la calidad de la materia prima, los procesos de fabricante y el producto final, se deberá exigir que el proveedor, así como el fabricante del geotextil a instalarse, posean la Certificación ISO 9002. Adicionalmente el fabricante del geotextil deberá poseer la certificación ISO 14001.

Certificación del Producto:

Los materiales despachados a obra serán acompañados por un Certificado de calidad original del fabricante, listando las propiedades obtenidas en su laboratorio, para los lotes entregados así como el nombre del producto, numeración del lote, fecha de realización de los ensayos y las normas de ensayos correspondientes.

Aceptación

La Supervisión podrá aceptar el producto si los valores indicados en el Certificado de Calidad del Fabricante cumplen con los valores especificados para la obra. Si se considera necesario evaluar muestras tomadas en obra, se deberá usar un laboratorio con Certificación GAI-LAP.

La aceptación del producto en este caso es determinada si los resultados promedio de todos los especímenes dentro de una muestra dada, igualan o superan los valores del Certificado de Calidad del Fabricante.

Método de medición.

El geotextil será medido en metros cuadrados contabilizados de las secciones indicadas en los planos o de las indicadas por escrito por el ingeniero supervisor. Esto excluye los traslapes cosidos.

Bases de pago.

Las cantidades aceptadas de geotextil serán pagadas al precio unitario del contrato por metro cuadrado colocado.

GAVIONES CAJA (PARTIDA 6.00)

Descripción.

Los Gaviones Caja son elementos estructurales en forma de prisma rectangular fabricados en malla hexagonal a doble torsión, subdivididos en celdas por diafragmas colocados a cada metro durante la fabricación, los cuales, además de reforzar a estructura, facilitan su montaje y relleno. Las aristas de los paneles de malla son reforzadas con alambre de mayor diámetro.

Este ítem se refiere a todas las obras ejecutadas con Gaviones Caja y se realizará de acuerdo a las presentes especificaciones con los requisitos indicados en los planos.

Materiales.

El Gavión Caja es un elemento de forma prismática rectangular, constituido por piedras confinadas exteriormente por una red de alambre de acero protegido con un recubrimiento de zinc + aluminio (ASTM 856).

El Gavión Caja estará dividido en celdas mediante diafragmas intermedios. Todos los bordes libres del gavión, inclusive el lado superior de los diafragmas, deberán estar reforzados con alambre de mayor diámetro al empleado para la red.

Todos los bordes libres de la malla deberán ser enrollados mecánicamente al alambre de borde de manera que las mallas no se desaten.

Red Metálica

Las características indispensables que deberá tener el tipo de red a utilizar son las siguientes:

- No ser fácil de destejer o desmallar.
- Poseer una elevada resistencia mecánica y contra fenómenos de corrosión
- Facilidad de colocación.

La red será de malla hexagonal a doble torsión; las torsiones serán obtenidas entrecruzando dos hilos por tres medios giros. De esta manera se impedirá que la malla se desteje por rotura accidental de los alambres que la conforman.

La abertura de la malla será de 10 x 12 cm. para los Gaviones Caja.

El alambre usado en la fabricación de las mallas y para las operaciones de amarre y atirantamiento durante la colocación en obra, deberá ser de acero dulce recocido de acuerdo con las especificaciones BS 1052/1980 "Mild Steel Wire", una carga de rotura media superior a 3,800 Kg/cm² y un estiramiento no inferior al 12%.

El alambre deberá tener un recubrimiento de zinc + aluminio, de acuerdo a la Norma ASTM A 856 "Zinc / 5% Aluminum Mischmetal Alloy Coated

Carbon Steel”, cuyo espesor y adherencia garantice la durabilidad del revestimiento.

El diámetro del alambre de la malla será de 2.70 mm. para los Gaviones Caja. El diámetro del alambre de amarre y atirantamiento será de 2.20 mm.

La especificación final para los Gaviones Caja será la siguiente:

- Abertura de la malla: 10 x 12 cm.
- Diámetro del alambre de la malla: 2.70 mm.
- Diámetro del alambre de borde: 3.40 mm.
- Recubrimiento del alambre: Zinc + 5% Aluminio (ASTM 856)

El alambre para amarre y atirantamiento se proveerá en cantidad suficiente para asegurar la correcta vinculación entre los gaviones, el cierre de las mallas y la colocación del número adecuado de tensores. La cantidad estimada de alambre es de 8% para los gaviones de 1.0 m. de altura, en relación a su peso, y de 6% para los de 0.5 m. de altura.

Piedra

La piedra será de buena calidad, densa, tenaz, durable, sana, sin defectos que afecten su estructura, libre de grietas y sustancias extrañas adheridas e incrustaciones cuya posterior alteración pudiera afectar la estabilidad de la obra.

El tamaño de la piedra deberá ser lo más regular posible, y tal que sus medidas estén comprendidas entre la mayor dimensión de la abertura de la malla y 1.2 a 2 veces dicho valor. Podrá aceptarse, como máximo, el 5% del volumen de la celda del gavión con piedras del tamaño menor al indicado. El tamaño de piedra deseable estará entre 6” y 10”; Antes de su colocación en obra, la piedra deberá ser aprobada por el Ingeniero Inspector.

Requerimientos de Construcción

Antes de proceder a la ejecución de obras con gaviones el Contratista deberá obtener la autorización escrita del Ingeniero Inspector, previa aprobación del tipo de red a utilizar. Cualquier modificación en las

dimensiones o en la disposición de los gaviones a utilizar deberá contar con la aprobación del Ingeniero Inspector. No podrán aprobarse aquellas modificaciones que afecten la forma o la funcionalidad de la estructura.

La base donde los gaviones serán colocados deberá ser nivelada hasta obtener un terreno con la pendiente prevista. Los niveles de excavación deberán ser verificados por el Ingeniero Inspector antes de proceder a la colocación de los gaviones; se constatará que el material de asiento sea el adecuado para soportar las cargas a que estará sometido y si el Inspector lo cree conveniente, las cotas podrán ser cambiadas hasta encontrar las condiciones adecuadas.

El armado y colocación de los gaviones se realizará respetando las especificaciones del fabricante de los gaviones. Cada unidad será desdoblada sobre una superficie rígida y plana, levantados los paneles de lado y colocados los diafragmas en su posición vertical. Luego se amarrarán las cuatro aristas en contacto y los diafragmas con las paredes laterales.

Antes de proceder al relleno deberá amarrarse cada gavion a los adyacentes, a lo largo de las aristas en contacto, tanto horizontales como verticales. El amarre se efectuará utilizando el alambre provisto junto con los gaviones y se realizará de forma continua atravesando todas las mallas cada 10 cm. con una y dos vueltas, en forma alternada.

Para obtener un mejor acabado los gaviones podrán ser traccionados antes de ser llenados, según disponga el Ingeniero Inspector. Como alternativa podrá usarse un encofrado de madera.

El relleno de los gaviones será efectuado con piedra seleccionada. El relleno debe permitir la máxima deformabilidad de la estructura, dejar el mínimo porcentaje de vacíos, asegurando así un mayor peso.

Durante la operación de relleno de los gaviones, deberán colocarse dos o más tirantes de alambre a cada tercio de la altura del gavión de 1.00 m. Estos tirantes unirán paredes opuestas con sus extremos atados alrededor de dos nudos de la malla. Para gaviones de 0.50 m. de alto bastará colocar los tirantes en el nivel medio de las cajas.

En caso de que los gaviones sean llenados previamente e izados para su colocación, deberán colocarse tirantes verticales.

Después de completar el relleno de los gaviones, se procederá a cerrar el gavión bajando la tapa, la que será cosida firmemente a los bordes de las paredes verticales. Se deberá cuidar que el relleno del gavión sea el suficiente, de manera tal que la tapa quede tensada confinando la piedra.

Los gaviones vacíos, colocados arriba de una camada ya terminada, deberán coserse a lo largo de las aristas en contacto con la camada inferior de gaviones ya llenos, para lograr un contacto continuo entre los mismos que asegure la monoliticidad de la estructura.

Método de medición.

Las obras con Gaviones Caja se medirán por metro cúbico de gavión ejecutado, de acuerdo a las medidas de los planos y a los requisitos de las presentes especificaciones.

Bases de pago.

El trabajo realizado de acuerdo a las especificaciones señaladas, medido según el acápite anterior, y debidamente aprobado por el Ingeniero Inspector, será pagado en base al precio unitario del contrato por metro cúbico para los Gaviones Caja. Dicho pago constituirá la completa compensación para la mano de obra, materiales, equipos, herramientas, implementos y todo concepto necesario para la correcta ejecución de la partida.

Certificación y aceptación

Certificación del Fabricante:

Para asegurar la calidad de la materia prima, los procesos de fabricante y el producto final, se deberá exigir que el proveedor, así como el fabricante de los gaviones a instalarse, posean la Certificación ISO 9002.

Certificación del Producto:

Los materiales despachados a obra serán acompañados por un Certificado de Calidad original del fabricante.

GAVIONES COLCHON (PARTIDA 7.00)

Descripción

Este ítem se refiere a todas las obras ejecutadas con Gaviones Colchones Reno y se realizará de acuerdo a las presentes especificaciones con los requisitos indicados en los planos.

Materiales

El Gavión Colchón Reno son elementos de forma prismática rectangular, constituido por piedras confinadas exteriormente por una red de alambre de acero protegido con un recubrimiento de Zn + %5 Al +MM (ASTM 856). El Gavión Caja y el Colchón Reno estarán divididos en celdas mediante diafragmas intermedios. Todos los bordes libres del gavión, inclusive el lado superior de los diafragmas, deberán estar reforzados con alambre de mayor diámetro al empleado para la red, alambre de borde.

Todos los bordes libres de la malla deberán ser enrollados mecánicamente al alambre de borde de manera que las mallas no se desaten.

Red Metálica

Las características indispensables que deberá tener el tipo de red a utilizar son las siguientes:

- No ser fácil de destejer o desmallar.
- Poseer una elevada resistencia mecánica y contra fenómenos de corrosión
- Facilidad de colocación.

La red será de malla hexagonal a doble torsión; las torsiones serán obtenidas entrecruzando dos hilos por tres medios giros. De esta manera se impedirá que la malla se desteja por rotura accidental de los alambres que la conforman.

La abertura de la malla será de 10 x 12 cm. para los Gaviones Caja.

El alambre usado en la fabricación de las mallas y para las operaciones de amarre y atirantamiento durante la colocación en obra, deberá ser de acero dulce recocido de acuerdo con las especificaciones BS 1052/1980 "Mild Steel Wire", una carga de rotura media superior a 3,800 Kg/cm² y un estiramiento no inferior al 12%.

El alambre deberá tener un recubrimiento de zinc + aluminio, de acuerdo a la Norma ASTM A 856 "Zinc / 5% Aluminum Mischmetal Alloy Coated Carbon Steel", cuyo espesor y adherencia garantice la durabilidad del revestimiento.

El diámetro del alambre de la malla será de 2.70 mm. para los Gaviones Colchón. El diámetro del alambre de amarre y atirantamiento será de 2.20 mm.

La especificación final para los Gaviones Caja será la siguiente:

- Abertura de la malla: 10 x 12 cm.
- Diámetro del alambre de la malla: 2.70 mm.
- Diámetro del alambre de borde: 3.40 mm.
- Recubrimiento del alambre: Zinc + 5% Aluminio (ASTM 856)

El alambre para amarre y atirantamiento se proveerá en cantidad suficiente para asegurar la correcta vinculación entre los gaviones, el cierre de las mallas y la colocación del número adecuado de tensores. La cantidad estimada de alambre es de 8% para los gaviones de 1.0 m. de altura, en relación a su peso, y de 6% para los de 0.5 m. y 0.3 de altura.

Piedra

La piedra será de buena calidad, densa, tenaz, durable, sana, sin defectos que afecten su estructura, libre de grietas y sustancias extrañas adheridas e incrustaciones cuya posterior alteración pudiera afectar la estabilidad de la obra.

El tamaño de la piedra deberá ser lo más regular posible, y tal que sus medidas estén comprendidas entre la mayor dimensión de la abertura de la malla y 2 veces dicho valor. Podrá aceptarse, como máximo, el 5% del volumen de la celda del gavión con piedras del tamaño menor al indicado. El tamaño de piedra deseable estará entre 4" y 8" para el Colchón Reno.

Antes de su colocación en obra, la piedra deberá ser aprobada por el Ingeniero Inspector.

Requerimientos de Construcción

Antes de proceder a la ejecución de obras con gaviones el Contratista deberá obtener la autorización escrita del Ingeniero Inspector, previa aprobación del tipo de red a utilizar. Cualquier modificación en las dimensiones o en la disposición de los gaviones a utilizar deberá contar con la aprobación del Ingeniero Inspector. No podrán aprobarse aquellas modificaciones que afecten la forma o la funcionalidad de la estructura.

La base donde los gaviones serán colocados deberá ser nivelada hasta obtener un terreno con la pendiente prevista. Los niveles de excavación deberán ser verificados por el Ingeniero Inspector antes de proceder a la colocación de los gaviones; se constatará que el material de asiento sea el adecuado para soportar las cargas a que estará sometido y si el Inspector lo cree conveniente, las cotas podrán ser cambiadas hasta encontrar las condiciones adecuadas.

El armado y colocación de los gaviones se realizará respetando las especificaciones del fabricante de los gaviones. Cada unidad será desdoblada sobre una superficie rígida y plana, levantados los paneles de lado y colocados los diafragmas en su posición vertical. Luego se amarrarán las cuatro aristas en contacto y los diafragmas con las paredes laterales.

Antes de proceder al relleno deberá amarrarse cada gavión a los adyacentes, a lo largo de las aristas en contacto, tanto horizontales como verticales. El amarre se efectuará utilizando el alambre provisto junto con los gaviones y se realizará de forma continua atravesando todas las mallas cada 10 cm. con una y dos vueltas, en forma alternada.

Para obtener un mejor acabado los gaviones podrán ser traccionados antes de ser llenados, según disponga el Ingeniero Inspector. Como alternativa podrá usarse un encofrado de madera.

El relleno de los gaviones será efectuado con piedra seleccionada. El relleno debe permitir la máxima deformabilidad de la estructura, dejar el mínimo porcentaje de vacíos, asegurando así un mayor peso.

Después de completar el relleno de los gaviones, se procederá a cerrar el gavión bajando la tapa, la que será cosida firmemente a los bordes de las paredes verticales. Se deberá cuidar que el relleno del gavión sea el suficiente, de manera tal que la tapa quede tensada confinando la piedra.

Los gaviones vacíos, colocados arriba de una camada ya terminada, deberán coserse a lo largo de las aristas en contacto con la camada inferior de gaviones ya llenos, para lograr un contacto continuo entre los mismos que asegure la monoliticidad de la estructura.

Certificación del fabricante

Para asegurar la calidad de la materia prima, los procesos de fabricante y el producto final, se deberá exigir que el proveedor, así como el fabricante de los gaviones a instalarse, posean la Certificación ISO 9002.

Los materiales despachados a obra serán acompañados por un Certificado de Calidad original del fabricante.

Método de medición.

Las obras con Colchones Reno se medirán por metro cúbico de colchón ejecutado, de acuerdo a las medidas de los planos y a los requisitos de las presentes especificaciones.

Bases de pago.

El trabajo realizado de acuerdo a las especificaciones señaladas, medido según el acápite anterior, y debidamente aprobado por el Ingeniero Inspector, será pagado sobre la base del precio unitario del contrato por metro cúbico. Dicho pago constituirá la completa compensación para la mano de obra, materiales, equipos, herramientas, implementos y todo concepto necesario para la correcta ejecución de la partida.