



Estudio y evaluación comparativa entre suelos reforzados con geomalla y muros de concreto armado para estabilización de taludes de carreteras

Study and comparative evaluation between soils reinforced with geogrid and reinforced concrete walls for stabilization of road slopes

• Herbert Arqueñiva¹ • Richard Romero²

¹Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelica, Perú.

Correo electrónico: herbert.arqueñiva@unh.edu.pe

²Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelica, Perú.

Recibido: 30 Abril del 2021 / **Revisado:** 03 Mayo 2021 / **Aprobado:** 07 Junio 2021 / **Publicado:** 05 Julio del 2021

RESUMEN

El trabajo de investigación se desarrolló con el objetivo de hacer una contribución a la ingeniería civil en las áreas de geotecnia y estructuras además de costos y presupuesto. Se centra en hacer un estudio y evaluación comparativa tanto técnica y económicamente entre dos sistemas que son: Suelos Reforzado con Geomalla (Muros de Suelo Mecánicamente Estabilizados (MSEW), como alternativa en la conformación de la superficie de rodadura en carreteras, frente a los Muros de Concreto Armado (Muro en Voladizo). Como tal efecto se utilizó: Los estudios básicos de ingeniería del proyecto Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Huancavelica – Lircay, Tramo Km. 1+550 (Av. Los Chancas) - Lircay, s. Se llega a la conclusión que los Suelos Reforzado con Geomalla (Muros de Suelo Mecánicamente Estabilizados (MSEW) presentan ahorros económicos frente a los Muros de Concreto Armado en la estabilización de taludes en carreteras; además, la flexibilidad que brinda los MSEW, se debe en principio a los materiales con que están constituidos, esto da la posibilidad de acompañar los asentamientos del terreno de fundación; además de estar respaldado con los mayores FS al volteo (con y sin sismo) que presentan en el análisis de estabilidad externa; con los que se resalta la ventaja técnica frente a los muros en voladizo de concreto Armado, que son estructuras rígidas.

Palabras claves: Suelo Reforzado; Geomalla; Muros de concreto armado.

ABSTRACT

This research project is carried out with the aim of making a contribution to civil engineering in the areas of geotechnics and structures as well as costs and budget. It focuses on making a study and comparative evaluation both technically and economically between two systems that are: Soils Reinforced with Geogrid (Mechanically Stabilized Walls of Earth), as an alternative in the conformation of the surface of rolling on highways, in front of the Walls of Reinforced Concrete (Wall in Cantilever). As such effect was used: The basic engineering studies of the project Rehabilitation and Improvement of the Huancavelica - Lircay Highway, Section Km. 1 + 550 (Los Chancas Avenue) - Lircay, to be able to perform the respective calculations, and finally we conclude with a comparison of costs between both systems. It is concluded that Soils Reinforced with Geogrid (Mechanically Stabilized Walls of Wall (MSEW)) present economic savings in front of the Reinforced Concrete Walls in the stabilization of slopes in highways; In addition, the flexibility provided by MSEWs is due in principle to the materials with which they are constituted, this gives the possibility of accompanying the settlements of the foundation land; in addition to being backed with the greater FS to the volteo (with and without earthquake) that they present in the analysis of external stability; with which the technical advantage is emphasized in front of the cantilevered walls of Armed concrete, which are rigid structures.

Keywords: Reinforced floor; Geogrid; Reinforced concrete walls.

1. INTRODUCCIÓN

Los muros de contención tienen la función principal de resistir las presiones laterales o empujes producidos por el material retenido detrás de ellos como pueden ser terrenos naturales, así como rellenos artificiales.

Además, la estabilidad de los muros se debe principalmente al peso propio y al peso del material que se colocara sobre la fundación (Palma, 2012; Morales, 2012)

El cuerpo de un muro trabaja esencialmente a flexión y a compresión vertical debida a su propio peso es un factor estabilizante. En algunas situaciones el muro desempeña una segunda misión que es la de transmitir cargas verticales a terreno, desempeñando una función de cimientto. Los muros de contención se comportan básicamente como voladizos empotrados en su base (Morales, 2012).

El Perú se caracteriza por una topografía accidentada, estas son evidenciadas básicamente en zonas rurales que es la sierra, edificar carreteras en dichos lugares, hace que construir muros de contención es necesaria, en pequeñas áreas y de grandes alturas son necesarias para su estabilización. Una de las de obras más comunes usadas en la ingeniería de vías son los muros en voladizo de concreto armado las cuales sirven para la retención de suelo, generalmente construidas para la conservación de las dimensiones de la plataforma de la carretera (Chávez, 2021). Los muros en voladizo de concreto armado, representan alrededor del 5-15% del costo de la obra, en los proyectos de mejora y/o rehabilitación de carreteras en zonas rurales de la región Huancavelica. El porcentaje del costo aumenta de manera considerable en suelos con características mecánicas deficientes que presenta la vía y zonas topográficamente muy accidentada. El muro en voladizo de concreto armado, son estructuras rígidas, durante las fuerzas sísmicas inerciales y los cambios en la resistencia de los suelos pueden alterar el equilibrio y causar deformaciones permanentes en el muro; ocurriendo una falla y/o colapso cuando estas deformaciones son excesivas (Leoncio, 2015).

En la Región Huancavelica el progreso tecnológico y la inclusión de nuevos materiales de construcción para resolver los problemas mencionados están presentes tímidamente, esto se conoce en las diversas obras viales que se realizan, en las que se observa el uso masivo de materiales tradicionales.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

Para el desarrollo de estudio y evaluación comparativa entre suelos reforzados con geomalla y muros de concreto armado para la estabilización de taludes de carreteras, se consideraron los datos del proyecto “Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Huancavelica – Lircay, Tramo Km. 1+550 (Av. Los Chancas) – Lircay”, específicamente en el tramo Km 4+475 - 4+510 cuya longitud es de 35m, el proyecto mencionado consta de un asfaltado de 73+450 Km, ancho de calzada es de 6.60m y berma lateral de 0.60m, con los cuales se hizo los estudios básicos de ingeniería, considerando como alternativas al Muro en voladizo de Concreto Armado y el Muro de Suelos Reforzados con Geomalla.

Para realizar el análisis de costos unitarios y el cálculo del presupuesto de las dos alternativas mencionadas se tuvo las siguientes consideraciones:

- Los muros tienen una altura de 3 m.
- Las dos estructuras se analizan con las mismas condiciones de ubicación topográfica.
- Se analizarán para las mismas condiciones de cimentación, lo cual quiere decir con las mismas propiedades.
- Par el suelo reforzado el relleno es material de préstamo considerando una distancia media de 1.5 km.

3. RESULTADOS

3.1 Muro de Suelo Reforzado con Geomalla

3.1.1 Diseño Muro de Suelo Reforzado con Geomalla

Se consideró el siguiente procedimiento para el diseño iterativo de un muro de suelo reforzado con geomalla:

- Definir la geometría del muro.
- Establecer las propiedades del suelo.
- Definir las acciones permanentes y variables.
- Evaluar la estabilidad interna del muro.
- Diseñar las conexiones refuerzo/paramento.
- Realizar el análisis en estados límites de servicio (SLS).
- Examinar la geometría y los elementos.

a. Definición Geométrica, y Propiedades del suelo

Geometría del muro:

$$H = 3 \text{ m}, S = 0 \text{ m}, d = 0 \text{ m}, \theta = 90^\circ$$

Acciones externas:

$$q = 24 \text{ kN/m}^2 = 24 \text{ kPa}$$

Relación de talud horizontal y vertical

$$X1 = 2 \quad Y1 = 0$$

Propiedades del suelo

Suelo de relleno reforzado

$$\gamma_r = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \phi_r = 34^\circ \quad c_r = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Suelo de relleno retenido

$$\gamma_b = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \phi_b = 34^\circ \quad c_b = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Suelo de Fundación

$$\gamma_f = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \phi_f = 34^\circ \quad c_f = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dimensiones Mínimas De Refuerzo:**Tabla 1.**

Valores típicos para el cumplimiento mínimo de la longitud del refuerzo (FHWA NHI-10-024, 2009)

Caso a Analizar	Valor mínimo para la relación L/H
Carga estática, superficie horizontal y sobrecarga de tráfico	0.7
Muro con talud de coronación	0.8
Muro sujeto a fuerte actividad sísmica	0.80 a 1.10

En esta tabla de valores típicos se recomienda utilizar una longitud mínima de refuerzo, de 0.80 H para este caso en particular:

$$L := 0.8; H = 2.4 \text{ m}$$

b. Cálculo de las Acciones Características para la Estabilidad Externa

Para el cálculo del empuje de tierra se realizó de acuerdo a lo establecido en la FHWA-NHI-10-024, MIENTRAS QUE para Determinar el valor del ángulo de fricción de la interface δ , se empleó FHWA-NHI-0025,2009.

c. Evaluación la Estabilidad Externa.

Evaluación del Deslizamiento

Se calculó el empuje horizontal por ancho unitario de muro, para ello se consideró el valor de la componente horizontal del empuje de tierras FH y el valor de la componente horizontal

del empuje dado por la sobrecarga externa (q) F2. Sus valores se muestran a continuación:

$$FH=16.188 \text{ kN/m}, FH2=14.389 \text{ kN/m}$$

Asimismo, se calculó la fuerza horizontal mayorada Pd, necesaria para evaluar el deslizamiento por la base.

$$\gamma_{EH.MAX}=1.50, \gamma_{EH.MAX}=1.75$$

$$Pd=\gamma_{EH.MAX} \times FH + \gamma_{LS} \times FH2=49.462 \text{ kN/m}$$

Posterior a ello se determinó las propiedades críticas de fricción en la base. (Coeficiente de fricción μ), asumiendo que la falla crítica por deslizamiento ocurre a través del suelo de fundación. Por lo tanto, la propiedad friccional es:

$$\mu = \tan(\phi_f) = 0.839$$

Asimismo, se realizaron los cálculos para la resistencia minorada por ancho unitario de muro, para ello fue necesario aplicar los coeficientes parciales Para las cargas verticales debidas al peso del suelo debe utilizarse el factor mínimo EV-MIN. Mientras que, para las cargas verticales debidas al empuje de tierras deben utilizarse los factores máximos para ser consistentes con la metodología.

$$\gamma_{EV.MIN}=1, \gamma_{EH.MAX}=1.50, \gamma_{LS}=1.75$$

$$V1=129.60 \text{ kN/m}, FV=0 \text{ kN/m}$$

$$V2=0 \text{ kN/m}, FV2=0 \text{ kN/m}$$

$$RT=(\gamma_{EV.MIN} \times (V1+V2) + \gamma_{EH.MAX} \times FV + \gamma_{LS} \times FV2) \times \mu = 49.462 \text{ kN/m}$$

Finalmente se calculó la razón de la capacidad de demanda CDR

$$CDR_S = R_r P_d = 2.199$$

$$CDR_S > 1$$

d. Evaluación del Límite de la Excentricidad.

Se calculó la excentricidad mediante la siguiente expresión:

$$E = (\text{SumMD} - \text{SumMR}) / \text{SumMV}$$

SumMD: Sumatoria de momentos desestabilizadores (mayorados) en el centro de la base del muro. (L/2)

SumMR: Sumatoria de momentos resistentes (minorados) en el centro de la base del muro.

SumMV: Sumatoria de fuerzas verticales.

De acuerdo a la figura y la ecuación anterior, se calcula la excentricidad e:

Se verificó que la excentricidad se encuentra dentro del medio de la mitad de la base

e. Evaluación de la Capacidad Portante

Se calculó la excentricidad con que actúa la presión vertical en la base del muro,

$$e_b = \frac{\gamma_{EH,MAX}F_H\left(\frac{h}{3}\right) + \gamma_{LS}F_{H2}\left(\frac{h}{2}\right) - \gamma_{EH,MAX}F_V\left(\frac{L}{2}\right) - \gamma_{LS}F_{V2}\left(\frac{L}{2}\right) - \gamma_{EV,MAX}V_2\left(\frac{L}{6}\right)}{\gamma_{EV,MIN}V_1 + \gamma_{EV,MAX}V_2 + \gamma_{EH,MAX}F_V + \gamma_{LS}F_{V2}}$$

$$e_b = 0.355 \text{ m}$$

Cálculo del esfuerzo vertical mayorado q_v que actúa en la base asumiendo una distribución tipo de Meyerhof según sea el caso.

$$q_{v,f} = 103.486 \text{ k/Nm}$$

Determinación de la carga de hundimiento mediante la siguiente expresión:

Dado que $\phi = 30$

$$N_c = 30, N_\gamma = 22.40$$

Donde:

$$L' = L - 2e_b = 1.691 \text{ m}$$

Finalmente, se determina la resistencia al hundimiento minorada, utilizándose un coeficiente parcial de minoración de $\phi = 0.65$

Posterior a ello se verificó que la resistencia minorada es mayor que el esfuerzo vertical mayorado.

f. Evaluar la Estabilidad Interna.

Selección de las Geomallas de Refuerzo (GG).

Las geomallas de refuerzo utilizadas para el diseño, corresponden a un mismo tipo de geomalla (uniaxial) pero con dos diferentes grados de resistencias, ello de acuerdo al fabricante (TensarCorp).

$$\text{GG1: } T_{ult1} = 70 \text{ kN/m}$$

$$\text{GG2: } T_{ult1} = 144 \text{ kN/m}$$

Espaciamiento Vertical del Refuerzo y el Numero de Capas.

Se consideró un espaciado máximo recomendado es de 0.50 m. Sin embargo, para

este diseño se ha escogido una separación vertical uniforme de: $S_v = 0.50 \text{ m}$

A partir del espaciado uniforme escogido se determinan el número de capas de refuerzo:

$$N_{\text{capas}} = \left(\frac{H - 2 \times 0.25 \text{ m}}{S_v} \right) + 1 = 6$$

Calcular la Máxima Tracción que Actúa en cada Capa de Refuerzo Geosintético T_{max} .

Para este caso en particular, muro con talud sin talud en su coronación y sobrecarga (carga viva).

$$k_a = \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_r}{2}\right)^2 = 0.283$$

$$\sigma_H = k_a [\gamma_r z + h_{eq}] \gamma_{EV,MAX}$$

Donde:

Ka: debe ser calculado con la fórmula de Rankine

A partir del cálculo del esfuerzo horizontal se determina la tensión máxima que actúa en cada capa de refuerzo.

$$T_{max} = \sigma_H A_{trib}$$

Siendo:

Atrib: Área tributaria, calculada a partir de la resta de $Z_{m\acute{a}s}$ y $Z_{m\acute{e}n}$.

Las fuerzas de tracción de todas las capas de refuerzo, de la 1 a la 6, se muestran a continuación.

$$T_{max1} = 8.802 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad T_{max4} = 11.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{max2} = 8.015 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad T_{max5} = 10.007 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{max3} = 9.732 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad T_{max6} = 10.379 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Calcular la Resistencia Minorada del Refuerzo a la Tracción (T_r)

$$T_r = \phi T_{al} \quad \phi_{\text{traccion}} = 0.90$$

Donde:

T_r : Resistencia minorada del refuerzo, expresada como una fuerza por ancho unitario de geomalla.

T_{al} : Resistencia a largo plazo del refuerzo expresada como una fuerza por ancho unitario de geomalla.

ϕ : Factor parcial de minoración de la resistencia a la tracción obtenido a partir de la tabla.

$$T_{al} = \frac{T_{ult}}{FS_{DDI} \times FS_{CR} \times FS_D}$$

Siendo: **FSDDI**: Factor reductor por daño por instalación.

FS_{CR}: Factor reductor por deformación por esfuerzo sostenido.

FS_D: Factor reductor que considera la durabilidad del refuerzo a largo plazo.

Viera (2011) proporciona valores típicos de estos factores de reducción:

$$FS_{DDI} = 1.05, FS_{CR} = 2.6, FS_D = 1$$

Cálculo del Radio de Capacidad de Demanda (CDR).

Una forma de comprobar la relación $T_{maxi} \leq Tr$ es a través del cálculo del radio de capacidad de demanda CDR, el cual debe ser mayor que 1 para garantizar que el refuerzo tiene suficiente resistencia a la tracción.

Se debe escoger una geomalla (GG) que haga que el CDR sea mayor a 1, de lo contrario se producirá una falla por tracción.

$$CDR_{tr1} = \frac{T_{r1}}{T_{max1}} = 2.622 \quad CDR_{tr4} = \frac{T_{r2}}{T_{max4}} = 4.146$$

$$CDR_{tr2} = \frac{T_{r1}}{T_{max2}} = 2.879 \quad CDR_{tr5} = \frac{T_{r2}}{T_{max5}} = 4.744$$

$$CDR_{tr3} = \frac{T_{r1}}{T_{max3}} = 2.371 \quad CDR_{tr6} = \frac{T_{r2}}{T_{max6}} = 4.574$$

Resistencia del Refuerzo al Arrancamiento

Las longitudes de empotramiento disponibles y requeridas de cada uno de los elementos de

refuerzo de la capa 1 a la 06 se muestran a continuación:

Longitudes de empotramiento disponibles:

$$Le1_{disp} = 1.071 \text{ m} \quad Le4_{disp} = 1.868 \text{ m}$$

$$Le2_{disp} = 1.337 \text{ m} \quad Le5_{disp} = 2.134 \text{ m}$$

$$Le3_{disp} = 1.602 \text{ m} \quad Le6_{disp} = 2.267 \text{ m}$$

Longitudes de empotramiento requeridas

$$Le1 = 1.510 \text{ m} \quad Le4 = 0.491 \text{ m}$$

$$Le2 = 0.688 \text{ m} \quad Le5 = 0.343 \text{ m}$$

$$Le3 = 0.557 \text{ m} \quad Le6 = 0.324 \text{ m}$$

Calcular el Radio de Capacidad de Demanda (CDR)

$$CDR_{arrancamiento} = \frac{Le^i_{disp}}{Le^i}$$

$$CDR_{arran1} = \frac{Le1_{disp}}{Le1} = 0.709 \quad CDR_{arran4} = \frac{Le4_{disp}}{Le4} = 3.804$$

$$CDR_{arran2} = \frac{Le2_{disp}}{Le2} = 1.944 \quad CDR_{arran5} = \frac{Le5_{disp}}{Le5} = 6.214$$

$$CDR_{arran3} = \frac{Le3_{disp}}{Le3} = 2.879 \quad CDR_{arran6} = \frac{Le6_{disp}}{Le6} = 7.001$$

Luego de realizar los respectivos cálculos del muro de suelo reforzado con geomalla y obtenido los movimientos de tierras que se requerirá, procedemos a realizar nuestros metrados, creando nuestras partidas necesarias para nuestro muro de suelos reforzado con geomalla de H=3.00 m y una L= 35.00m, cuyos resultados se muestran a continuación.

Tabla 2.
Metrado suelos reforzado con geomalla

ITEM	DESCRIPCION	UND.	CANT.	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL
01	MUROS DE TIERRA MECANICAMENTE ESTABILIZADA							
01.01	TRABAJOS PRELIMINARES							
01.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2						231.00
	En area de excavacion		1	35.00	6.60		231.00	
01.01.02	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO	m2						231.00
	En area de excavacion		1	35.00	6.60		231.00	
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
01.02.01	EXCAVACION PARA MURO MECANICAMENTE ESTABILIZADO	m3						346.61
	TRAMO CARRETERA HUANCAVELICA - LIRCAY (KM 4+475 - 4+510)							
	Prog. 4+475 - 4+510		1	(ver cuadro Mov. Tierras)			346.61	
01.02.02	RELLENO Y COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO SELECCIONADO	m3						159.10
	TRAMO CARRETERA HUANCAVELICA - LIRCAY (KM 4+475 - 4+510)							
	Prog. 4+475 - 4+510		1	(ver cuadro Mov. Tierras)			159.10	
01.02.03	RELLENO Y COMPACTADO CON MATERIAL GRANULAR	m3						199.50
	TRAMO CARRETERA HUANCAVELICA - LIRCAY (KM 4+475 - 4+510)							
	Prog. 4+475 - 4+510		1	35.00	1.90	3.00	199.50	
01.02.04	RELLENO Y COMPACTADO CON EQUIPO LIVIANO 1m DE FRANJA	m3						17.50
	TRAMO CARRETERA HUANCAVELICA - LIRCAY (KM 4+475 - 4+510)							
	Prog. 4+475 - 4+510		1	35.000		0.50	17.50	
01.02.05	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE	m3						290.07
	MOVIMIENTO DE TIERRAS - PARA MURO		1.25	346.61			433.26	
	RELLENO CON MATERIAL PROPIO SELECCIONADO		-0.90	159.10			-143.19	
01.03	PARAMENTO C/MALLA ELECTROSOLDADA Y PIEDRA DE 4"-6"							
01.03.01	SUMINISTRO DE PIEDRAS DE 4" A 6"	m3						75.60
	TRAMO CARRETERA HUANCAVELICA - LIRCAY (KM 4+475 - 4+510)							
	Prog. 4+475 - 4+510 (L=35.0 m, H=3.00 m)		6	35.00	AREA=	0.36	75.60	
01.03.02	INSTALACION DE MALLA ELECTROSOLDAD	m						210.00
	TRAMO CARRETERA HUANCAVELICA - LIRCAY (KM 4+475 - 4+510)							
	Prog. 4+475 - 4+510 (L=35.0 m, H=3.00 m)		6	35.00			210.00	
01.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOTEXTIL	m2						205.80
	TRAMO CARRETERA HUANCAVELICA - LIRCAY (KM 4+475 - 4+510)							
	Prog. 4+475 - 4+510 (L=35.0 m, H=3.00 m)		6	35.00	0.98		205.80	
01.03.04	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOMALLA BIAIXIAL	m2						567.00
	TRAMO CARRETERA HUANCAVELICA - LIRCAY (KM 4+475 - 4+510)							
	Prog. 4+475 - 4+510 (L=35.0 m, H=3.00 m)		6	35.00	2.70		567.00	
01.04	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOMALLA UNIAIXIAL							
01.04.01	GEOMALLA UNIAIXIAL TIPO 1	m2						252.00
	TRAMO CARRETERA HUANCAVELICA - LIRCAY (KM 4+475 - 4+510)							252.00
	Prog. 4+475 - 4+510 (L=35.0 m, H=3.00 m)		3	35.00	2.40		252.00	
	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOMALLA UNIAIXIAL TIPO 1							
01.04.02	GEOMALLA UNIAIXIAL TIPO 3	m2						252.00
	TRAMO CARRETERA HUANCAVELICA - LIRCAY (KM 4+475 - 4+510)							
	Prog. 4+475 - 4+510 (L=35.0 m, H=3.00 m)		3	35.00	2.40		252.00	
	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOMALLA UNIAIXIAL TIPO 3							

Costo de Muro de Suelos Reforzado con Geomalla

Realizado los metrados, se procede a sacar el presupuesto de cada partida propuesta en el metrado con la ayuda del programa S10 Presupuestos 2005. A continuación, se muestra un resumen del costo del muro de suelos reforzado con geomalla para una H=3.00m y una L=35.00 m.

Tabla 3.
Resumen del costo del muro de suelos reforzado con geomalla

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio Si.	Parcial Si.
01	MURO DE SUELO REFORZADO				48,798.14
01.01	TRABAJOS PRELIMINARES				1,249.71
01.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	M2	231.00	2.36	545.16
01.01.02	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO	M2	231.00	3.05	704.55
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				18,166.62
01.02.01	EXCAVACION EN MATERIAL COMUN PARA MUROS DE CONTENCION	M3	346.61	6.31	2,187.11
01.02.02	RELLENO Y COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	M3	159.10	35.73	5,684.64
01.02.03	RELLENO Y COMPACTADO CON MATERIAL GRANULAR	M3	199.50	33.93	6,769.04
01.02.04	RELLENO Y COMPACTADO CON EQUIPO LIVIANO 1m DE FRANJA	M3	17.50	11.19	195.83
01.02.05	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE	M3	290.07	11.48	3,330.00
01.03	PARAMENTO C/MALLA ELECTROSOLDADA Y PIEDRA DE 4"-6"				18,261.05
01.03.01	SUMINISTRO DE PIEDRA BRUTA DE 4" A 6"	M3	75.60	65.00	4,914.00
01.03.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE MALLA ELECTROSOLDADA	ML	210.00	39.14	8,219.40
01.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOTEXTIL	M2	205.80	4.28	880.82
01.03.04	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOMALLA BIAIXIAL	M2	567.00	7.49	4,246.83
01.04	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOMALLA UNIAIXIAL				11,120.76
01.04.01	GEOMALLA UNIAIXIAL TIPO 1	M2	252.00	16.67	4,200.84
01.04.02	GEOMALLA UNIAIXIAL TIPO 3	M2	252.00	27.46	6,919.92

3.2 Muro de Concreto Armado (Muro en Voladizo)

3.2.1 Diseño Muro de Concreto Armado (muro en voladizo)

Los diseños de los muros de contención de concreto armado comprende los siguientes análisis.

- Pre dimensionamiento, para determinar las dimensiones iniciales de la estructura.
- Análisis de estabilidad contra deslizamiento y vuelco.
- Cálculo para la distribución del área de acero en la estructura

Tabla 4.

Datos de Predimensionamiento de Muro de Concreto Armado

H	H	hz	B	p	a	t	B
3.0	0.4	0.3	1.8	0.3	0.1	1.1	0.3
0	0	0	0	0	0	0	0

Los diseños fueron hechos para una altura de muro de 3 m.

3.2.2 Parámetro del suelo para el Diseño Muro de Concreto Armado (muro en voladizo)

Los parámetros de diseño de los suelos se presentan a continuación:

Tabla 5.

Resumen de Datos de Suelos empleados en el Diseño.

Suelos	Peso Unitario γ KN/m ³	Angulo de Fricción ϕ . grados	Cohesión C KN/m ²
Suelo de Fundación	18	40	12.5
Suelos de Relleno	18	34	0

Nota: el Angulo de fricción viene dado por los resultados del ensayo practicado al material, estos datos fueron extraídos del proyecto.

3.2.3 Características del Concreto y Acero

El concreto deberá presentar una resistencia a la comprensión a los 28 días de $f'c = 210 \text{ Kg. /cm}^2$ y un peso unitario de 2.4 Tn/m^3 .

El acero de refuerzo deberá presentar una fluencia de 4200 Kg/cm^2 .

El recubrimiento en la pantalla deberá ser de 4 cm, mientras que en la zapata deberá ser de 7.5 cm.

Mientras que los traslapes deberán ser 48 veces el diámetro de la varilla: $\phi 3/8'' 46\text{cm}$, $\phi 1/2'' 61\text{cm}$ y $\phi 5/8'' 76\text{cm}$.

3.2.4 Juntas de Dilatación para Muro.

Se hará uso de planchas de poli estireno expandido $E=3/4''$, con asfalto liquido MC-30 espaciados cada 3 metros.

3.2.5 Cargas Actuantes y Factores de Seguridad.

Sobrecargas:

Carga sísmica = $0.35g$

Sobrecarga de tráfico = 24 KN/m^2

Análisis de estabilidad:

Tabla 6.

Resumen de Factores de Seguridad usadas en el diseño de muro de concreto armado

TIPO DE FALLA	Factor de Seguridad Estático
Deslizamiento	1.5
Volteo	2
Excentricidad	B/6
Capacidad Portante	3

3.2.6 Análisis de Diseño Estructural

Los muros de contención de gravedad son estructuras frecuentemente utilizadas en la contención de desniveles de suelo en diversos tipos de obras tales como construcciones de gradas, canales, contención de taludes, encuentros de puentes, obras hidráulicas, etc.

Efecto Sismo

El efecto de movimientos sísmicos es considerado a través de la adición de dos fuerzas de inercia en el equilibrio. Estas fuerzas, una horizontal H y una vertical V son calculadas multiplicándose el peso de la cuña de suelo por los coeficientes de aceleración horizontal k_h y vertical k_v . En caso que haya cargas aplicadas sobre el terraplén, son adicionadas también fuerzas de inercia para estas cargas.

Tabla 7.

Factores de Zona-RNE-Norma E030

FACTORES DE ZONA	
ZONA	FACTOR DE ZONA - Z (g)
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Donde los factores a tomar son: Zona 3; factor Z =0.35

3.2.7 Diseño Estructural (Calculo de Capacidad Portante)

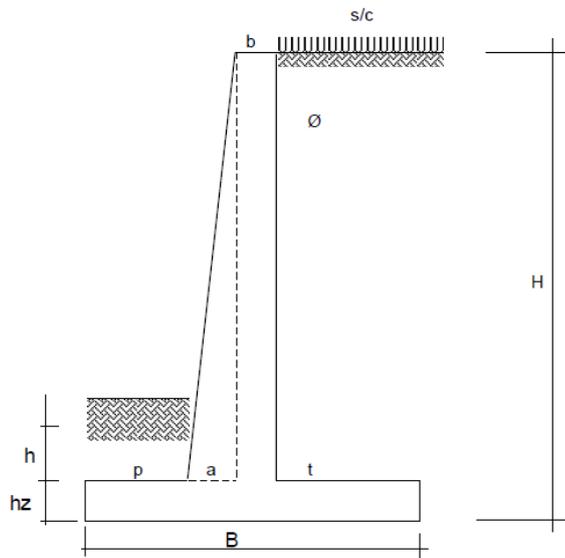
El cálculo de capacidad portante se determinó de acuerdo a las características del suelo y considerando un cimiento tipo cuadrado.

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO -METODO DE TERZAGHI	
Datos:	
Profundidad de desplante, Df, (mts):	0.7
Peso Volumétrico del suelo, Gm (Ton/m3):	1.6
Cohesión del suelo, c; (Ton/m2):	1.25
Angulo de fricción interna del suelo, Fi (grados):	40.0
Ancho o Radio del cimiento, B ó R (mts):	1.8
Tipo de suelo: 1-Arcilloso firme / 2-Arcilloso blando / 3-Arenoso	1
Factor de seguridad, F.S.: (3.5 / 3.0 / 2.5)	3.0
Cálculos y Resultados:	
Factores dependientes del ángulo de fricción:	
Factor de cohesión, Nc =	95.66
Factor de sobrecarga, Nq =	81.27
Factor de piso, Ng =	115.31
a) Para cimiento continuo:	
Capacidad de carga última, qc:	
$qc = c \cdot Nc + Gm \cdot Df \cdot Nq + 0.5 \cdot Gm \cdot B \cdot Ng$	
Capacidad de carga admisible; qa:	
$qa = qc / FS$	
c * Nc = 119.6	
Gm * Df * Nq = 91.0	
0.5 * g * B * Ng = 166.0	
qc, (Ton/m2) = 376.6	
qa, (Ton/m2) = 125.55	
b) Para cimiento cuadrado:	
Capacidad de carga última, qc:	
$qc = 1.3 \cdot c \cdot Nc + Gm \cdot Df \cdot Nq + 0.4 \cdot Gm \cdot B \cdot Ng$	
Capacidad de carga admisible; qa:	
$qa = qc / FS$	
1.3 * c * Nc = 155.4	
g * Df * Nq = 91.0	
0.4 * g * B * Ng = 73.8	
qc, (Ton/m2) = 320.3	
qa, (Ton/m2) = 106.756	
c) Para cimiento circular:	
Capacidad de carga última, qc:	
$qc = 1.3 \cdot c \cdot Nc + Gm \cdot Df \cdot Nq + 0.6 \cdot Gm \cdot R \cdot Ng$	
Capacidad de carga admisible; qa:	
$qa = qc / FS$	
1.3 * c * Nc = 155.4	
g * Df * Nq = 91.0	
0.6 * g * R * Ng = 110.7	
qc, (Ton/m2) = 357.2	
qa, (Ton/m2) = 119.1	

3.2.8 Cálculo de Muro Concreto Armado.

A continuación, se muestra el diseño del muro elaborado en formato Excel 2016 para una altura de 3m.

MURO DE CONTENCION TIPO VOLADIZO H = 3.00 m.



PREDIMENSIONAMIENTO:

- h: altura cimentación mínima mínimo 40cm
- H: altura total actuante
- hz: altura de base 0.1*H
- b: ancho superior mínimo 30cm
- B: base 0.5 a 0.7*H
- p: punta 0.1*H
- t: talón

MATERIAL DE RELLENO:

- Ør: 34
- P. Especifico: 1835.46 Kg/m³

MATERIAL DE BASE:

- Øb: 40
- P. Especifico: 1835.46 Kg/m³
- u: 0.607
- σ = 10.68 Kg/cm²

CONCRETO:

- P. Especifico: 2400 Kg/m³
- f'c: 210 Kg/cm²

SOBRECARGA (s/c):

- s/c: 2447.28 Kg/m²

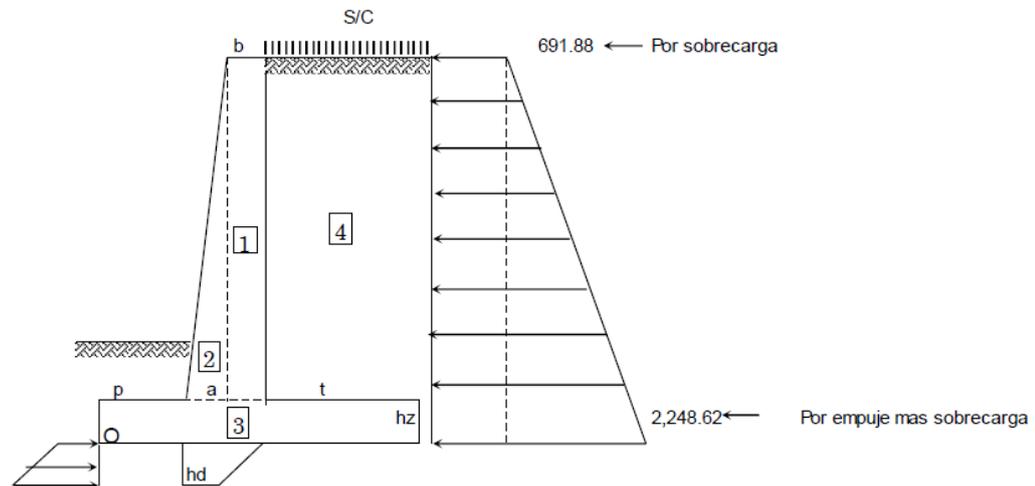
DATOS ASUMIDOS (en metros)

H	h	hz	B	p	a	t	b
3.00	0.40	0.30	1.80	0.30	0.10	1.10	0.30

VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD:

Coefficiente de empuje activo según Rankine:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\phi_r)}{1 + \text{sen}(\phi_r)} \quad K_a = 0.2827 \quad K_p = \frac{1 + \text{sen}(\phi_b)}{1 - \text{sen}(\phi_b)} \quad K_p = 4.5989$$



Tomando momentos respecto al punto O:

MOMENTO ACTUANTE:

EFEECTO	FUERZA	BRAZO	MOMENTO
Empuje activo	2,335.10	1.00	2,335.10
Sobrecarga	2,075.65	1.50	3,113.47
Total	4,410.75		5,448.58

MOMENTO RESISTENTE:

EFEECTO	FUERZA	BRAZO	MOMENTO
1	1,944.00	0.55	1,069.20
2	324.00	0.33	108.00
3	1,296.00	0.90	1,166.40
4	5,451.32	1.25	6,814.15
Sobrecarga	2,936.74	1.25	3,670.92
Total	11,952.05		12,828.67

FUERZA POR EMPUJE PASIVO: (En el dentellón hd)

hd asumido:	
Empuje pasivo:	0.00

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLTEO:

F.S.= Momento resistente / Momento actuante
 F.S.= **2.35** **CONFORME**

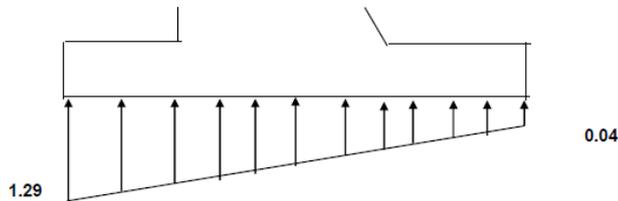
FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO:

F.S.= $u \cdot F_v / F_h$
 F.S.= **1.64** **CONFORME, NO HAY NECESIDAD DE CONSTRUIR UN DENTELLON**
 FALSO
 F.S.= $u \cdot F_v / (F_h - \text{Fuerza empuje pasivo})$
 F.S.= **1.64** **CONFORME PREVIA EJECUCION DEL DENTELLON**

Nota: No se considera el peso del dentellón en el cálculo del momento resistente, esto está del lado de la seguridad.

PRESION DEL SUELO:

Punto de paso de la resultant **0.62 m.**
 Excentricidad: **0.28 m.** B/6: **0.30 m.**
 La excentricidad debe ser menor que B/6: **CONFORME**
 Presión máxima en el suelo: **1.29 Kg/cm²**
 Presión mínima en el suelo: **0.04 Kg/cm²**



Esfuerzo admisible del suelo de fundación σ_{adm} ($F_{Scap. portante} \geq 3.00$)

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}} \quad \sigma_{adm} = 3.55833333$$

Verificación de capacidad portante

$\sigma_{max} = 1.29 \text{ Kg/cm}^2 \leq 3.56 \text{ Kg/cm}^2$ **CONFORME**
 $\sigma_{min} = 0.04 \text{ Kg/cm}^2 \leq 3.56 \text{ Kg/cm}^2$ **CONFORME**

DISEÑO DE LA ARMADURA DE LA PANTALLA VERTICAL

Altura de pantalla vertical (h_p): **2.70 m.**

Las cargas que actúan sobre la pantalla son las debidas al empuje activo del suelo y a la sobrecarga sobre el terreno.

Empuje activo: $.5 \cdot (P_{esp.suelo} \cdot Ca \cdot h_p) \cdot h_p =$ **1,891.43 Kg**

Sobrecarga: $s/c \cdot Ca \cdot h_p =$ **1,868.08 Kg**

Momento en la base de la pantalla será:

$M_u = 1.7 \cdot (\text{Empuje activo} \cdot h_p / 3 + \text{sobrecarga} \cdot h_p / 2) =$ **7,181.14 Kg - m**

$V_u = 1.7 \cdot (\text{Empuje activo} + \text{Sobrecarga}) =$ **6,391.18 Kg**

"a" asumido	$A_s = M_u / (\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2))$ (cm ²)	$a = A_s \cdot f_y / (.85 \cdot f'c \cdot b)$ (cm)	M_u (Kg-m)	b_w (cm)	d (cm)
50.00	19.00	4.47	7,181.14	100	35
	5.43	1.28			
	5.43	1.28			
	5.43	1.28			
	5.43	1.28			
$A_{s.min} = 0.002 \cdot b \cdot d$		$A_{s.max} = 0.8 \cdot f'c / f_y \cdot b \cdot d$			
	7.00 cm ²		31.50 cm ²		
Acero de refuerzo (cm ²) = 7.00					

Refuerzo en la Pantalla Vertical

si utilizamos varilla de Ø 1/2" Asb = 1.27 cm²
 Nro de varillas = 6.00 varillas por 1m de Profundiada de Muro
 Espaciamento 20.00

Se Puede utilizar varillas de Ø 1/2" @ 20.00

Refuerzo Horizontal

As min V = 0.0020 x b x h
 As min V = 8.00

si utilizamos varilla de Ø 1/2" Asb = 1.27 cm²
 Nro de varillas = 6.00 varillas por 1m de Profundiada de Muro
 Espaciamento 15.00

Se Puede utilizar varillas de Ø 1/2" @ 15.00

DISEÑO DE LA ARMADURA DEL TALON

$$w u = 1.4 * (p.e.suelo * (H-hz) + hz * p.e.concreto) + 1.7 * w \quad m = (q_{max} - q_{min}) / B$$

$$w u = 12,106.41 \text{ kg/m} \quad m = 0.69$$

$$M_u = w u * t^2 / 2 - 1.7 * ((q_{min} + m * t) / 6 + q_{min} / 3) * t^2 * 10000$$

$$M_u = 4,306.35 \text{ Kg - m}$$

$$V_u = w u * t - 1.7 * (q_{min} + m * t + q_{min}) * t * 10000$$

$$V_u = 5447.70705 \text{ Kg}$$

"a" asumido	As=M _u /(Ø*fy*(d-a/2)) (cm ²)	a=As*fy/(.85*f'c*b) (cm)	Mu (Kg-m)	bw (cm)	d (cm)
30.00	5.70	1.34	4,306.35	100	35
	3.32	0.78			
	3.29	0.77			
	3.29	0.77			
	3.29	0.77			
As.min=0.002*b*d	7.00 cm ²	As.max=0.8*f'c/fy*b*d	31.50 cm ²		
Acero de refuerzo(cm ²)=	7.00				

si utilizamos varilla de Ø 1/2" Asb = 1.27 cm²
 Nro de varillas = 6.00 varillas por 1m de Profundiada de Muro
 Espaciamento 20.00

Se Puede utilizar varillas de Ø 1/2" @ 20.00

DISEÑO DE LA ARMADURA DE LA PUNTA

$$M_u = 1.7 * (q_{max} / 3 + (q_{min} + m * (B-p)) / 6) * p^2 * 10000$$

$$M_u = 933.18 \text{ Kg - m}$$

$$V_u = 1.7 * p / 2 * (q_{max} + q_{min} + m * (B-p)) * 10000$$

$$V_u = 6,044.05 \text{ Kg}$$

"a" asumido	As=M _u /(Ø*fy*(d-a/2)) (cm ²)	a=As*fy/(.85*f'c*b) (cm)	Mu (Kg-m)	bw (cm)	d (cm)
30.00	1.23	0.29	933.18	100	35
	0.71	0.17			
	0.71	0.17			
	0.71	0.17			
	0.71	0.17			
As.min=0.002*b*d	7.00 cm ²	As.max=0.8*f'c/fy*b*d	31.50 cm ²		
Acero de refuerzo(cm ²)=	7.00				

si utilizamos varilla de Ø 1/2" Asb = 1.27 cm²
 Nro de varillas = 6.00 varillas por 1m de Profundiada de Muro
 Espaciamento 20.00

Se Puede utilizar varillas de Ø 1/2" @ 20.00

3.2.9 Metrado de Muro de Concreto Armado

Luego de realizar los respectivos cálculos del muro de concreto armado y obtenido los movimientos de tierras que se requerirá, procedemos a realizar nuestros metrados creando partidas necesarias para nuestro muro de concreto armado de H=3.00 m y una L= 35.00m.

Tabla 9.

Metrado muro de concreto armado

HOJA DE METRADOS (MURO DE CONCRETO ARMADO)								
ITEM	DESCRIPCION	UN	CAN	LARGO	ANCH	ALT	PARCI	TOTA
01	MUROS DE CONCRETO ARMADO							
01.01	TRABAJOS PRELIMINARES							
01.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2						231.00
	En area de excavacion		1	35.00	6.60		231.00	
01.01.02	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO	m2						231.00
	En area de excavacion		1	35.00	6.60		231.00	
01.02	MURO DE CONTENCIÓN							
01.02.01	EXCAVACION EN MATERIAL COMUN PARA MUROS DE CONTENCIÓN	m3						335.07
	TRAMO CARRETERA HUANCAVELICA - LIRCAY (KM 4+475 - 4+510)							
	Prog. 4+475 - 4+510		1	(ver cuadro Mov. Tierras)			335.07	
01.02.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO SELECCIONADO	m3						213.73
	TRAMO CARRETERA HUANCAVELICA - LIRCAY (KM 4+475 - 4+510)							
	Prog. 4+475 - 4+510		1	(ver cuadro Mov. Tierras)			213.73	
01.02.03	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE	m3						226.49
	MOVIMIENTO DE TIERRAS - PARA MURO		1.25	335.07			418.84	
	RELLENO CON MATERIAL PROPIO SELECCIONADO		-0.90	213.73			-192.35	
01.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE							
01.03.01	SOLADO e=4" PARA MUROS	m2						63.00
	TRAMO CARRETERA HUANCAVELICA - LIRCAY (KM 4+475 - 4+510)							
	Prog. 4+475 - 4+510 (L=35.0 m, H=3.00 m)		1	35.00	1.80		63.00	
01.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
01.04.01	CONCRETO f'c = 210 Kg/cm2 PARA MURO	m3						51.98
	TRAMO CARRETERA HUANCAVELICA - LIRCAY (KM 4+475 - 4+510)							
	Prog. 4+475 - 4+510 (L=35.0 m, H=3.00 m)		1	35.00	AreaCad = 1.49		51.98	
01.04.02	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2 PARA MURO	kg						3611.06
	TRAMO CARRETERA HUANCAVELICA - LIRCAY (KM 4+475 - 4+510)							
	Prog. 4+475 - 4+510 (L=35.0 m, H=3.00 m)		1	Ver Hoja de Metrados Acero Muro			3,611.06	
01.04.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	m2						190.90
	TRAMO CARRETERA HUANCAVELICA - LIRCAY (KM 4+475 - 4+510)							
	Prog. 4+475 - 4+510 (L=35.0 m, H=3.00 m)		2	35.00		2.70	189.00	
	Lado transversal		2	AreaCad = 0.95			1.90	
01.04.04	JUNTAS DE DILACION EN MUROS	m2						9.50
	TRAMO CARRETERA HUANCAVELICA - LIRCAY (KM 4+475 - 4+510)							
	Prog. 4+475 - 4+510 (L=35.0 m, H=3.00 m)		10	AreaCad = 0.95			9.50	

3.2.10 Costo de Muro de Concreto Armado

Realizado los metrados, se procede a sacar el presupuesto de cada partida propuesta en el Metrado con la ayuda del programa S10 Presupuestos 2005. A continuación, se muestra un resumen del costo del muro de concreto armado para una H=3.00m y una L=35.00 m.

3.3 Análisis de Datos

Después de realizar todos los estudios necesarios para la realización de nuestro proyecto se procede a realizar las siguientes discusiones para poder saber

cuál de los muros es más factible tanto económicamente y técnicamente.

3.3.1 Comparación de Costos

Para poder realizar la comparación de los costos tanto para muro de suelo reforzado con geomalla y el muro de concreto armado (muro en voladizo) se realiza en función de muchos factores, a partir de todas las partidas que compone cada uno del tipo de muros planteados para la realización de nuestro proyecto escritos líneas arriba, también incluye los requerimientos de corte y relleno, tamaño y tipo del muro, tipo del suelo in-situ, materiales disponibles de relleno, acabado de la fachada, etc.

Tabla 10.*Resumen del costo del muro de concreto armado*

Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
MUROS DE CONCRETO ARMADO				65,566.08	MURO DE SUELO REFORZADO				48,798.14
TRABAJOS PRELIMINARES				1,249.71	TRABAJOS PRELIMINARES				1,249.71
LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	231.00	2.36	545.16	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	231.00	2.36	545.16
TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO	m2	231.00	3.05	704.55	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO	m2	231.00	3.05	704.55
MOVIMIENTO DE TIERRAS				12,276.22	MOVIMIENTO DE TIERRAS				18,166.62
EXCAVACION EN MATERIAL COMUN PARA MUROS DE CONTENCIÓN	m3	335.07	6.31	2,114.29	EXCAVACION EN MATERIAL COMUN PARA MUROS DE CONTENCIÓN	m3	346.61	6.31	2,187.11
RELLENO CON MATERIAL PROPIO SELECCIONADO	m3	213.73	35.73	7,636.57	RELLENO Y COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	m3	159.10	35.73	5,684.64
ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	226.49	11.15	2,525.36	RELLENO Y COMPACTADO CON MATERIAL GRANULAR	m3	199.50	33.93	6,769.04
OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				2,897.37	RELLENO Y COMPACTADO CON EQUIPO LIVIANO 1m DE FRANJA	m3	17.50	11.19	195.83
SOLADO e=4" PARA MUROS	m2	63.00	45.99	2,897.37	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	290.07	11.48	3,330.00
OBRAS DE CONCRETO ARMADO				49,142.78	PARAMENTO C/MALLA ELECTROSOLDADA Y PIEDRA DE 4"-6"				18,261.05
CONCRETO $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ PARA MURO	m3	51.98	435.29	22,626.37	SUMINISTRO DE PIEDRA BRUTA DE 4" A 6"	m3	75.60	65.00	4,914.00
ACERO DE REFUERZO $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ PARA MURO	kg	3,611.06	4.27	15,419.23	SUMINISTRO E INSTALACION DE MALLA ELECTROSOLDADA	ml	210.00	39.14	8,219.40
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	m2	190.90	54.61	10,425.05	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOTEXTIL	m2	205.80	4.28	880.82
JUNTAS DE DILATACION EN MUROS	m2	9.50	70.75	672.13	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOMALLA BIAXIAL	m2	567.00	7.49	4,246.83
					SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOMALLA UNIAIXIAL				11,120.76
					GEOMALLA UNIAIXIAL TIPO 1	m2	252.00	16.67	4,200.84
					GEOMALLA UNIAIXIAL TIPO 3	m2	252.00	27.46	6,919.92

De acuerdo al cuadro comparativo para un muro de $H=3.00 \text{ m}$, podemos observar que el muro de suelo reforzado con geomalla es más económico en comparación al muro de concreto armado (muro en voladizo), el costo es de S/. 48,798.14 para el muro de suelo reforzado y de S/. 65,566.08 para el muro de concreto armado, la diferencia es de S/. 16,767.84 que representa el 25.57%.

Tabla 11.*Cuadro comparativo de porcentaje de incidencia de mano de obra, materiales y equipos.*

Cuadro comparativo de porcentaje de incidencia de mano de obra, materiales y equipos				
Muro de suelo reforzado	Precio S/.	Muro de concreto armado	precio S/.	%
Mano de obra	12486.4	Mano de obra	23,600.2	47.0
Materiales	1	Materiales	7	9
s	29380.2	s	34,988.1	16.0
Equipos	5	Equipos	6	3
	6931.49		7,001.78	4.0

4. DISCUSIÓN

4.1 Comparación Técnica en los Muros

La comparación técnica entre los muros de suelo reforzado y muro de concreto armado son los siguientes:

a. Flexibilidad del Muro.

En cuanto a la flexibilidad los Muros de Suelo Reforzado con Geomalla son más flexibles por los materiales con que están constituidos, por ello da la posibilidad de acompañar los asentamientos del a la mano de obra calificada que se necesita para su construcción.

terreno de fundación; además de estar respaldado con los mayores FS al volteo que presentan en el análisis de estabilidad externa; con los que se resalta la ventaja técnica frente a los muros en voladizo de concreto Armado que son estructuras rígidas.

b. Libertad de construir

En cuanto a la libertad de construir los Muros de Suelo Reforzado con Geomalla son más moldeables porque se puede construir diversas formas geométricas, ya que se puede obtener muros en curvas tanto cóncavas como convexas sin tener muchos problemas, logrando así muros de geometría compleja sin incrementar el costo; resaltando así la ventaja técnica ya que no se puede lograr esto con los Muros de Concreto Armado (muro en voladizo).

c. Uso de Materiales de la Zona.

Con referencia al uso de materiales de la zona en los Muros de Suelo Reforzado con Geomalla se usan en su construcción: Bolonería de piedra, Geomalla, malla electro soldada, etc. Mientras que para la construcción de los Muros de Concreto Armado (muro en voladizo) se usan: Fierro, maderas Cemento, Agregados, etc. Comparando las cantidades de materiales utilizados (ver planilla de metrados), viendo todo ello los Muros de Suelos Reforzado con Geomalla utilizan mayor cantidad de materiales de la zona.

d. Grado de Facilidad en el Proceso Constructivo.

Los Muros de Suelos Reforzado con Geomalla son más fáciles, además la mano de obra es más fácil capacitarlo; mientras que en los Muros de Concreto Armado (muro en voladizo) es más compleja debido

5. CONCLUSIÓN

- 5.1** Los cálculos tanto para Muros de Suelo Reforzado con Geomalla y Muro de Concreto Armado (muro en Voladizo) se realizaron bajo las mismas condiciones, con los mismos parámetros de suelos, para la misma altura $H=3\text{m}$.
- 5.2** Los Muros de Suelo Reforzado con Geomalla presenta ventajas técnicas y económicas demostradas frente al Muro de Concreto Armado (muro en Voladizo).
- 5.3** En el diseño para Muros de Suelo Reforzado con Geomalla, las geomallas de refuerzo están afectadas por numerosos factores de reducción, los cuales limitan sustancialmente su resistencia a la tensión hasta en un 72% de acuerdo al tiempo de vida de la estructura y al material de relleno empleado, generando un mayor factor de seguridad general para la obra.
- 5.4** Los Muros de Suelo Reforzado con Geomalla presentan ahorros económicos significativos de 25.57% para una $H=3.00\text{m}$, con referencia a los Muros de Concreto Armado (muro en voladizo).
- 5.5** En cuanto a la libertad de construir los Muros de Suelo Reforzado con Geomalla son más moldeables porque se puede construir diversas formas geométricas, ya que se puede obtener muros en curvas tanto cóncavas como convexas sin tener muchos problemas, logrando así muros de geometría compleja sin incrementar el costo; resaltando así la ventaja técnica ya que no se puede lograr esto con los Muros de Concreto Armado (muro en voladizo).

6. REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- Chávez Huaman, A. K. (2021). *Análisis comparativo de estabilización de taludes empleando muros de contención vs geomallas en el Parque Cultural Bicentenario, Ventanilla 2021*.
- Chucos Chávez, J., & Morales Sotelo, J. M. (2021). *Análisis comparativo técnico económico entre el método de concreto armado y suelo reforzado para la estabilización de taludes verticales en obras de saneamiento para la empresa GEHA EIRL Lima 2020*.
- Espada Loli, R. A. (2017). *Estudio comparativo de costos entre muros de contención por el método convencional y por el método del suelo reforzado con Geomallas*.
- Grandez Lazo, L. J., & Muedas Uriburu, G. B. (2022). *Estabilización de suelo con geomalla en los accesos al puente Nina de la carretera Campo Verde-Nueva Requena, Coronel Portillo, Ucayali 2022*.
- Junchaya Aquije, S. A. (2019). *Reforzamiento estructural para mitigar riesgos de colapsos en viviendas con adobe mediante el uso de geomallas en el Distrito de Chivay-Arequipa, 2019*.
- Leoncio A, M. E. (2015). *Estudio comparativo de costos entre muros de contención por gravedad, en voladizo y suelo reforzado*.
- Morales Muñoz, B. (2012). *Metodología de estabilización de taludes de carreteras (Bachelor's thesis, Pontificia universidad catolica del ecuador)*.
- Mateo Cajachahua, J. W. (2019). *Aplicación de geomallas para mejorar la resistencia de la subrasante del viaducto 2 de la Vía Línea Amarilla, Lima 2019*.
- Mateo Cajachahua, J. W. (2019). *Aplicación de geomallas para mejorar la resistencia de la subrasante del viaducto 2 de la Vía Línea Amarilla, Lima 2019*.
- Palma, I. (2012). *Estabilización y refuerzo en vías con geomallas biaxiales. Cancún, Quintana Roo, México: sn, 14*.
- Ramos Gómez, J. J., & Cayetano Mulato, J. L. (2013). *Diseño de evaluación comparativa entre muros de contención segmentada y muros de concreto armado, en el proyecto polideportivo Callqui Chico-Huancavelica*.
- Ramirez Palomino, M. (2019). *Comparación de metodologías de diseño por esfuerzo admisible (ASD) y factores de diseño de carga y resistencia (LRFD) en muros de suelo reforzado y aplicación práctica a un proyecto*.
- Vásquez Herrera, Y. (2014). *Evaluación de los muros de contención con concreto armado y suelo reforzado Terramesh, en la carretera San Marcos-Cajabamba*.
- Valeriano Cuadros, F. A. (2019). *Aplicación de geomallas en la sub base de un suelo arcilloso en la carretera del anexo de Picamaran-Allauca-Yauyos-Lima 2019*.