UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

"LA UTILIZACIÓN DE MURO DE SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICOS Y SU INFLUENCIA EN LA DEFENSA RIBEREÑA DEL PROYECTO CONSTRUCCIÓN DE POZO DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES Y DEFENSA RIBEREÑA ZONA OTORONGO SECTOR 3 DEL DISTRITO DE PILLCO MARCA PROVINCIA DE HUÁNUCO"

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: CONSTRUCCIÓN

TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

TESISTA

Bach. ROSAS CAJAS, Nelwin Jair

ASESOR:

Mg. RIVERA VIDAL, Jim Arturo

HUANUCO - PERÚ

2021

AGRADECIMIENTO

A Dios.

A la Universidad Nacional Hermilio Valdizán, en específico a su prestigiosa Escuela Académica de Ingeniería Civil.

Al asesor de la presente tesis Ing. Jim Arturo Rivera Vidal.

DEDICATORIA

A mi madre Ida Cajas Castro.

RESUMEN

En la presente tesis se realizó la aplicación de muro suelo reforzado con geosintéticos con la metodología de cálculo y diseño que está basada en la publicación No. FHWA-NHI-00-043 “Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design & Construction Guidelines”, del Departamento de Transporte de la Federal Highway Administration (FHWA) en los Estados Unidos de América y en la Publicación Técnica No. 382 del Instituto Mexicano del Transporte, para determinar su influencia en la defensa ribereña del proyecto: Construcción de pozo de bombeo de aguas residuales y defensa ribereña zona Otorongo sector 3 del distrito de Pillco Marca provincia de Huánuco – Huánuco. Teniendo por objetivo determinar de qué manera influye el muro suelo mecánicamente reforzado con geosintéticos en el funcionamiento en la defensa ribereña, verificando la hipótesis de influencia favorable, se utilizó la GEOMALLA UNIAXIAL FORTGRID UX 75 Y 50 para determinar cómo influye en el refuerzo del suelo estabilizado mecánicamente de la defensa ribereña del proyecto ante la estabilidad interna y externa; también se utilizó las HIDROMALLAS GEOESTERAS 80 para determinar cómo influye en el control de la erosión en la base del muro suelo reforzado del proyecto.

Palabras Claves: Muro suelo reforzado, geosintéticos, geomalla, hidromalla, estabilidad interna, estabilidad externa.

SUMMARY

In this thesis, the application of a reinforced soil wall with geosynthetics was carried out with the calculation and design methodology that is based on the publication No. FHWA-NHI-00-043 “Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design & Construction Guidelines ”, From the Department of Transportation of the Federal Highway Administration (FHWA) in the United States of America and in Technical Publication No. 382 of the Mexican Institute of Transportation, to determine its influence on the river defense of the project: Construction of pumping well of wastewater and riverside defense Otorongo zone sector 3 of the district of Pillco Marca province of Huánuco - Huánuco. Aiming to determine how the mechanically reinforced soil wall with geosynthetics influences the functioning of the riparian defense, verifying the hypothesis of favorable influence, the UNIAXIAL GEOGRID FORTGRID UX 75 AND 50 was used to determine how it influences the reinforcement of the stabilized soil. mechanically of the riverine defense of the project in the face of internal and external stability; GEOESTERAS HYDROSTERS 80 were also used to determine how it influences erosion control at the base of the project's reinforced soil wall.

Keywords: reinforced soil wall, geosynthetics, geogrid, hydrosters, internal stability, external stability.

INDICE

RESUMEN i
INDICE vi
ÍNDICE DE CUADROS ix
ÍNDICE DE FIGURAS xi
INTRODUCCIÓN xiii
CAPÍTULO I: 14
1. MARCO TEÓRICO 14
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 14
1.1.1. ANTECEDENTES Y FUNDAMENTOS DEL PROBLEMA 14
1.1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA 15
1.2. OBJETIVOS 16
1.2.1. OBJETIVO GENERAL 16
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 16
1.3. REVISIÓN DE ESTUDIOS REALIZADOS 16
1.3.1. A NIVEL INTERNACIONAL 16
1.3.2. A NIVEL NACIONAL 18
1.3.3. A NIVEL REGIONAL 20
1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA, LIMITACIONES Y ALCANCES 20
1.4.1. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA 20
1.4.2. LIMITACIONES Y ALCANCES 21
1.5. HIPÓTESIS, VARIABLES, INDICADORES Y DEFINICIONES OPERACIONALES 21
1.5.1. HIPÓTESIS 21
1.5.2. SISTEMA DE VARIABLES, DIMENSIONES E INDICADORES . 22
1.6. UNIVERSO, POBLACION Y MUESTRA 23
1.6.1. DETERMINACIÓN DEL UNIVERSO/ POBLACIÓN 23
1.6.2. SELECCIÓN DE LA MUESTRA 23
1.7. CONCEPTOS FUNDAMENTALES 23
1.7.1. GEOSINTÉTICOS 23
1.7.2. MUROS SUELOS ESTABILIZADOS MECÁNICAMENTE 27
1.7.3. ELEMENTOS DE MURO MECANICAMENTE ESTABILIZADO CON GEOSINTETICOS 30

1.7.4. SISTEMAS DE REVESTIMIENTO 31
1.8. COSTOS RELATIVOS: 33
1.9. SOFTWARE EMPLEADOS EN EL DISEÑO 34
1.9.1. SOFTWARE MSEW 3.0 34
CAPÍTULO II: 37
2. METODOLOGÍA DE CALCULO Y DISEÑO MSEW CON GEOSINTÉTICOS 37
2.1. CRITERIOS PARA EL FUNCIONAMIENTO: 37
2.2. PROPIEDADES PARA EL DISEÑO 38
2.2.1. SUELO REFORZADO 38
2.2.2. INTERACCIÓN DEL SUELO REFORZADO CON EL GEOSINTETICO 40
2.2.3. ESTABLECIMIENTO DE PROPIEDADES DE INGENIERÍA BASADO EN EXPLORACIÓN DE SITIO Y PRUEBAS DE LABORATORIO. 43
2.2.4. ESTABLECIMIENTO DE LAS PROPIEDADES ESTRUCTURALES DEL GEOSINTÉTICO. 43
2.3. DIMENSIONAMIENTO INICIAL 45
2.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA 46
2.4.1. CÁLCULO DE PRESIÓN VERTICAL 50
2.4.2. FACTORES DE SEGURIDAD 51
2.4.3. CARGAS SÍSMICAS 56
2.5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA 60
2.5.1. SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO: FUERZAS DE TENSIÓN MÁXIMA 60
2.5.2. LONGITUD MÁXIMA EFECTIVA DE REFUERZO 67
2.5.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA CON CARGAS SÍSMICAS. 69
2.5.4. ESPACIAMIENTO DE LOS REFUERZOS 72
CAPÍTULO III: 73
3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE MURO SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICO PARA EL PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE POZO DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES Y DEFENSA RIBEREÑA ZONA

OTORONGO SECTOR 3 DEL DISTRITO DE PILLCO MARCA PROVINCIA DE HUÁNUCO – HUÁNUCO. 73
3.1. UBICACIÓN DEL PROYECTO 73
3.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO 74
3.3. TRABAJOS DE CAMPO: 75
3.3.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO: 75
3.3.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO 75
3.3.3. PROPIEDADES DE LOS SUELOS 79
3.3.4. CARGA SISMICA 79
3.3.5. PROPIEDADES ESTRUCTURALES DE LOS GEOSINTÉTICOS: 81
3.3.6. DIMENSIONAMIENTO INICIAL 88
3.3.7. RESULTADOS 89
3.3.8. CALCULO COLCHON ENROCADO 96
3.3.9. DISEÑO FINAL DEL MURO SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICO PARA EL PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE POZO DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES Y DEFENSA RIBEREÑA ZONA OTORONGO SECTOR 3 DEL DISTRITO DE PILLCO MARCA PROVINCIA DE HUÁNUCO – HUÁNUCO. 97
CAPÍTULO IV: 100
4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 100
CAPÍTULO V: 103
5. REFERENCIA BIBLIOGRAFICA 103

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro N° 1 Factores de Seguridad. 37

Cuadro N° 2 Empotramiento del muro. 38

Cuadro N° 3 Aspectos básicos del funcionamiento ante la falla por extracción en suelos granulares y cohesivos de baja plasticidad..... 40

Cuadro N° 4 Factores de reducción a la fluencia del geosintético. 45

Cuadro N° 5 Factores de capacidad de carga. 54

Cuadro N° 6 Parametros morfometricos de la microcuenca del río Huancachupa 76

Cuadro N° 7 Periodos de Retorno 77

Cuadro N° 8 Caudales de Diseño 77

Cuadro N° 9 Caracteristicas hidraulicas para diferentes Periodos de Retorno. 78

Cuadro N° 10 Socavación a diferentes periodos de retorno. 78

Cuadro N° 11 Parámetros de los Suelos 79

Cuadro N° 12 Factores de Zona “Z”..... 80

Cuadro N° 13 Características Geomalla FORTGRID UX 50 83

Cuadro N° 14 Características Geomalla FORTGRID UX 75 84

Cuadro N° 15 Datos de Geomallas para el análisis. 85

Cuadro N° 16 Carácterísticas Hidromalla Geoestera 80..... 87

Cuadro N° 17 ANALISIS: FACTORES CALCULADOS (Condiciones estáticas)..... 90

Cuadro N° 18 ANALISIS: FACTORES CALCULADOS (Condiciones Sísmicas) 91

Cuadro N° 19 CAPACIDAD DE RODAMIENTO PARA EL DISEÑO DADO 92

Cuadro N° 20 DESLIZAMIENTO DIRECTO PARA DISEÑO DADO (PARA REFUERZOS GEOMALLAS)..... 92

Cuadro N° 21 EXCENTRICIDAD PARA DISEÑO DADO 93

Cuadro N° 22 RESULTADOS PARA FUERZA..... 94

Cuadro N° 23 RESULTADOS PARA EXTRACCIÓN..... 95

Cuadro N° 24 CÁLCULO COLCHON DE ENROCADO L=5.20 m..... 96

Cuadro N° 25 DIMENSIONES HIDROMALLA GEOESTERA 80..... 97

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1 Ejemplos de Tipos de Geosintéticos. 24
Figura N° 2 Geomalla uniaxial y biaxial. 26
Figura N° 3 Superficie de rotura potenciales en muros reforzados. 28
Figura N° 4 Modos de falla a analizar para estabilidad externa. 29
Figura N° 5 Falla por estabilidad interna por rotura del refuerzo y Falla por estabilidad interna por extracción del refuerzo. 29
Figura N° 6 Elementos del Muro de suelo reforzado con geosintéticos 31
Figura N° 7 Posibilidades de construcción de muro y paramento. 33
Figura N° 8 Comparación de costos para muros de contención. 34
Figura N° 9 Interface gráfica del software MSEW 3.0 36
Figura N° 10 Transferencia del esfuerzo friccional entre el suelo y la superficie del refuerzo. 39
Figura N° 11 Resistencia pasiva de los suelos sobre la superficie del refuerzo. 39
Figura N° 12 Presión tierra, excentricidad en rellenos horizontales con cargas externas para el análisis externo. 46
Figura N° 13 Presión tierra, excentricidad en rellenos en talud para el análisis externo. 47
Figura N° 14 Condición del talud cuando no tenga continuidad (terraplenes) para el análisis externo. 48
Figura N° 15 Presión tierra cuando el muro sea ≥ a 8° para el análisis externo. 49
Figura N° 16 Cálculo del esfuerzo vertical σ_V a nivel de desplante. 50
Figura N° 17 Calculo de estabilidad externa en caso de sismos para Muros mecánicamente estabilizados. 59
Figura N° 18 Ubicación de la superficie de falla para la estabilidad interna del Muro. 61
Figura N° 19 Relación de esfuerzo-profundidad en muros mecánicamente estabilizados. 62
Figura N° 20 Cálculo de esfuerzo vertical para condiciones en las que el relleno está en talud. 63

Figura N° 21 Distribución del esfuerzo cuando se presentan cargas concentradas Pv para cálculos de estabilidad interna y externa. 64
Figura N° 22 Distribución de esfuerzos para cálculos de estabilidad interna. Fuerzas horizontales. 65
Figura N° 23 Distribución de esfuerzos para cálculos de estabilidad externa. Fuerzas horizontales. 67
Figura N° 24 Estabilidad sísmica interna en muros mecánicamente estabilizados. 71
Figura N° 25 Ubicación de la Zona de Estudio 73
Figura N° 26 Toma fotográfica con vista aguas arriba del río Huancachupa en la zona el Otorongo Sector 3 Pillco Marca. 74
Figura N° 27 Toma fotográfica con vista aguas abajo de la estación aguas residuales EBAR destruida. 74
Figura N° 28 Plano topográfico en planta del proyecto. 75
Figura N° 29 Secciones topográficas del proyecto. 75
Figura N° 30 Zonas Sísmicas 80
Figura N° 31 Geomalla uniaxial FORTGRID UX 81
Figura N° 32 Resistencia a la Tensión Fibras de Geosintéticos 82
Figura N° 33 Deformación Plástica a través del Tiempo. 83
Figura N° 34 Vista Isométrica Colchón de enrocado 86
Figura N° 35 Llenado de Geoestera en sitio. 88
Figura N° 36 Diseño de refuerzo a Analizar. 89
Figura N° 37 Sección transversal típica de la defensa ribereña. 97
Figura N° 38 Detalle 1 – Cierre de Capas. 98
Figura N° 39 Detalle 2 - Vista frontal del subdrenaje 98
Figura N° 40 Detalle 3 - Subdrenaje en el espaldar. 99
Figura N° 41 Detalle 4 – Vista Isométrica Colchón de enrocado. 99

INTRODUCCIÓN

Las infraestructuras alrededor de las riberas no están adecuadamente protegidas por un sistema de defensa y puede ser total o parcialmente destruida en una gran inundación. En este sentido, este estudio ofrece una alternativa a los diseños de protección ribereña comúnmente utilizados en el Perú, tales como muros ciclópeos de hormigón, hormigón armado, mampostería, escolleras y gaviones.

Se propuso el diseño de un muro de estabilización mecánica utilizando geosintéticos para determinar su impacto en la protección del pozo de bombeo de aguas residuales en la zona Otorongo sector 3 del distrito de Pillco Marca - Huánuco. Mostrando las ventajas del sistema, a saber, que es muy resistente y duradero, además de que esta alternativa puede optimizar y crear espacios con un menor impacto ambiental, lo que permite a los diseñadores elegir entre diferentes alternativas de fachada.

Al Muro de Suelo Reforzado con los geo sintéticos GEOMALLA UNIAXIAL FORTGRID UX 75 Y 50 se realiza un análisis detallado de su estructura, evaluando la estabilidad externa (deslizamiento, excentricidad “e”, capacidad de soporte, estabilidad de asentamiento, estabilidad sísmica) y análisis de estabilidad interna (Resistencia al esfuerzo, esfuerzo tensionante aceptable Ta).

En el diseño de la fachada del muro se utilizó el material geosintético HYDROMALLAS GEOESTERAS 80. Por lo tanto, como resultado se obtuvo un sistema de protección eficaz.

CAPÍTULO I:

1. MARCO TEÓRICO

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1.1. ANTECEDENTES Y FUNDAMENTOS DEL PROBLEMA

En Perú, la mayor parte de las infraestructuras que se encuentran a orillas de los ríos, durante la temporada de lluvias y las grandes inundaciones, los cimientos de las plataformas subterráneas se erosionan y dañan, lo que resulta en la pérdida total o parcial de la infraestructura.

Los daños del río por aumento de caudal se deben principalmente a que la infraestructura no está adecuadamente protegida por sistemas de protección fluvial, si existen, son sistemas incompletos que fallan ante la primera crecida del río, en la cual los basamentos, por efectos erosivos, se vuelcan o deslizan. Es decir la protección fluvial no cumple su propósito de proteger la infraestructura existente.

En la zona del proyecto “Construcción de pozo de bombeo de aguas residuales y defensa ribereña zona Otorongo sector 3 del distrito de Pillco Marca provincia de Huánuco – Huánuco - 2019” no escapa de realidad nacional, ya que en épocas de lluvias la crecida del río Huancachupa ocasiono grandes daños al pozo de bombeo en la zona Otorongo dejándolo destruido, esto debido a que no se contó con un sistema de protección eficaz.

En nuestro país, el sistema de protección o defensas ribereñas comúnmente usadas son los del tipo gravedad como de hormigón ciclópeo, hormigón armado, escolleras, enrocados, gaviones de diferentes tipos; sin embargo también se tienen los muros de contención reforzados con geosintéticos las cuales se han convertido en una alternativa de construcción principalmente cuando hay deficiencias en la capacidad portante del suelo de fundación o cuando las condiciones

geométricas de la sección de la vía no permiten que las zonas de relleno sean realizadas a un ángulo igual o menor al de reposo natural del suelo de relleno.

La forma inicial de diseño de muros mecánicamente estabilizados con geosintéticos está dada por el análisis de estabilidad; por lo que el muro debe estar sometido a una revisión de estabilidad externa e interna (estabilidad de los refuerzos). La estabilidad externa envuelve globalmente a la masa de suelo reforzado; y el análisis de estabilidad interna consiste en una evaluación de las superficies de deslizamiento existentes dentro de la masa de suelo reforzado. Es decir, la estructura es totalmente estable porque trabaja en conjunto como un bloque aunque internamente está dividido por secciones y reforzados por un geosintético pero su concepción es que externamente trabajan en conjunto siendo muy estable y un grado de flexibilidad que le hace ser un sistema de soporte eficaz.

Al respecto, la presente investigación busca evaluar un sistema adecuado de protección como una defensa ribereña que proteja al pozo de bombeo y demás infraestructuras colindantes en la margen izquierda del rio Huancachupa en la zona Otorongo de forma segura proponiendo un sistema altamente resistente y duradero, teniendo en cuenta la no alteración del medio ambiente, haciendo uso de geosintéticos como son la GEOMALLA UNIAXIAL FORTGRID UX 75 Y 50 Y LA GEOESTERA 80.

1.1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.1.2.1. PROBLEMA GENERAL

- ¿De qué manera influye el muro suelo mecánicamente reforzado con geosintéticos en el funcionamiento en la defensa ribereña del proyecto “Construcción de pozo de bombeo de aguas residuales y defensa ribereña zona Otorongo sector 3 del distrito de Pillco Marca provincia de Huánuco – Huánuco - 2019”?

1.1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- ¿De qué manera la geomalla UNIAXIAL FORTGRID UX 75 Y 50 influye en el refuerzo del suelo estabilizado mecánicamente de la defensa ribereña del proyecto ante la estabilidad interna y externa?

- ¿De qué manera las hidromallas GEOESTERA 80 influyen en el control de la erosión en la base del muro suelo reforzado del proyecto?

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

- Determinar de qué manera influye el muro de suelo mecánicamente reforzado con geosintéticos en el funcionamiento de la defensa ribereña del proyecto “Construcción de pozo de bombeo de aguas residuales y defensa ribereña zona Otorongo sector 3 del distrito de Pillco Marca provincia de Huánuco – Huánuco - 2019”.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar de qué manera la geomalla UNIAXIAL FORTGRID UX 75 Y 50 influye en el refuerzo del suelo estabilizado mecánicamente de la defensa ribereña del proyecto ante la estabilidad interna y externa.

- Determinar de qué manera las HIDROMALLAS GEOESTERAS 80 influyen en el control de la erosión en la base del muro suelo reforzado del proyecto.

1.3. REVISIÓN DE ESTUDIOS REALIZADOS

1.3.1. A NIVEL INTERNACIONAL

- ESTABILIDAD Y CONTENCIÓN ESTRIBOS DE PUENTES FLANDES Y CHICORAL CONCESIÓN ALTO MAGDALENA UF1: Para los puentes de la Concesión Alto Magdalena que están ubicados sobre la Concesión San Rafael, se requería una solución

para los estribos que no interfiriera con el tráfico de la vía Girardot – Ibagué y que tuviera la posibilidad de combinar fachada rígida estructural y fachada flexible, adicionalmente se requería una solución global de suministro y construcción de los estribos de los puentes. LA SOLUCIÓN Adicional a la estabilización de los terraplenes de aproximación con Geotextil Tejido TDM de alto modulo, se dio soporte completo al consultor y constructor en el diseño de 4 estribos en soluciones de muros en suelo reforzado con Geomallas Tensar, en los 2 primeros estribos correspondientes al denominado puente Chicoral, la solución se decidió por que la fachada interna de los puentes que da contra la Concesión San Rafael se hiciera con fachada estructural sistema Ares de Tensar y los laterales con fachada flexible sistema Sierra de Tensar. En lo que se refiere a los estribos del puente denominado Flandes se dio una combinación de fachadas en las diferentes caras del estribo, de manera similar a lo realizado en el puente Chicoral.

Los muros de tierra armada Tensar pudieron adaptarse a las condiciones y los requisitos técnicos del proyecto, ya que en este caso el proyecto se construyó en un tiempo récord de 5 meses, lo que permitió que la franquicia y la empresa constructora cumplieran los términos de su contrato y se beneficiaran financieramente en términos de costes de pared, tiempo de instalación, capacidad, etc. La experiencia de investigación y desarrollo de Tensar en los mercados internacionales dio tranquilidad a todos los actores involucrados en este proyecto con su desempeño en beneficio del proyecto y la Ingeniería Colombiana. (Fuente TDM COLOMBIA 2015).

- Se cuenta con el estudio de LEÓN SEGURA, L. (2015), METODOLOGÍA DE DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN CONSTRUIDOS A BASE DE GEOSINTÉTICOS EJEMPLOS PRACTICOS DE LA CARRETERA MITLA-TEHUANTEPEC II, una tesis desarrollada en la Facultad de Ingeniería de la Universidad

Nacional Autónoma de México. Que trata sobre una metodología de diseño aplicada en diferentes casos reales para la construcción de muros mecánicamente estabilizados a base de geomallas, verificando la hipótesis del impacto favorable tanto en costo como en tiempo. En su conclusión, dijo que el uso de un muro geosintético estabilizado mecánicamente, además de su función de absorción de masa y mantenimiento de desniveles, también ayuda a resolver el problema de espacio insuficiente para la construcción de terraplenes, reduciendo costos mediante la obtención de derechos de vía, y reducción del impacto ambiental al minimizar el área de influencia de la flora en el terreno natural.

- ESTABILIDAD Y CONTENCIÓN MUROS MINA DE RIO CLARO: OMNYA requería una plataforma de acceso para las volquetas con la finalidad de alimentar la tolva de su planta de trituración, la solución convencional correspondía a un muro en concreto reforzado, sin embargo, el espacio era insuficiente y los costos elevados. Muro en tierra mecánicamente estabilizada mediante el sistema Sierra de Tensar, con el cual se pudo lograr la altura necesaria desde la base de la trituradora hasta la entrada de la misma que permitió el acceso de las volquetas. Solución económica y eficaz, en reemplazo de un muro en concreto para el cual no tenía espacio. Acceso rápido y seguro que permitió a los volquetes descargar en la tolva de alimentación de la trituradora. (Fuente empresa TDM PERU – 2015).

1.3.2. A NIVEL NACIONAL

En nuestro país existe poca información sobre la aplicación de la metodología de diseño de MURO DE SUELO REFORZADO CON GEOSISNTETICOS, en especial como sistema de encausamiento en ríos, los pocos proyectos desarrollados en nuestro país se desarrollaron como intercambios viales y la mayoría en la capital, en la ciudad de Lima, su mayor aplicación se dio en el sector privado en especial en las zonas mineras de todo nuestro país, podemos mencionar algunos.

- ESTABILIDAD Y CONTENCIÓN AMPLIACIÓN PUENTE EJERCITO: La Municipalidad de Lima consideró necesario ampliar la capacidad del Puente del Ejército, instalando dos nuevas plataformas de ida y vuelta, con dos carriles cada una y más de 100 metros de longitud, para mitigar así la grave congestión vehicular que se produce en el lugar. La obra se realizaría en uno de los accesos más transitados hacia el Centro de Lima, la necesidad de cortar el tránsito para iniciar los trabajos debía ser lo menos duradera posible. Por esta razón el tiempo de ejecución de la obra era muy importante; ya que una demora en las mismas ocasionaría un impacto en la congestión vehicular, dentro de la ciudad, aún mayor a la actual. LA SOLUCIÓN La consultora BADALLSA elaboró el diseño de muros de contención con el apoyo de TDM, empleando la tecnología del suelo reforzado con dos sistemas MESA® y ARES®; además, TDM proveyó el material y realizó visitas a la obra para verificar el cumplimiento de las especificaciones técnicas de instalación, que estuvo a cargo del Consorcio COSEI. El proyecto consta de 2 rampas, conformadas por 4 muros: los que dan frente hacia la vía principal son muros de bloques MESA® y los que dan frente hacia las vías auxiliares son de paneles ARES®. Las fachadas de ambos sistemas son rugosas, color natural del cemento y totalmente verticales. BENEFICIOS DEL SISTEMA La flexibilidad de estos sistemas permiten la perfecta adaptación a la superficie del terreno de fundación, la fácil conformación de curvas y una instalación rápida sin mayores contratiempos (eliminando tiempos de encofrado y desencofrado, curado, etc). FUENTE (EMPRESA TDM – 2010).

- Se cuenta con el estudio de NOVOA, L. (2017), APLICACIÓN DE LA GEOMALLA TRIAXIAL PARA MEJORAR LA ESTABILIZACIÓN DE SUELOS EN LA AVENIDA TRAPICHE CHILLÓN, CARABAYLLO – 2017, una tesis desarrollada en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Cesar Vallejo. Que tiene por objetivo determinar como la aplicación de la geomalla triaxial mejorará la estabilización del suelo blando en la av. Trapiche Chillón, Carabayllo – 2017. Demostrando

que es una solución práctica y económica; incrementando la capacidad portante del suelo permitiendo el paso de cargas pesadas.

1.3.3. A NIVEL REGIONAL

En la región Huánuco, no se encontraron estudios realizados en este campo.

1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA, LIMITACIONES Y ALCANCES

1.4.1. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

CARÁCTER TEÓRICO: El estudio brindará la oportunidad de realizar una revisión reflexiva de la bibliografía que generará debate y cuestionará las teorías actuales sobre los muros de tierra reforzados con geosintéticos. Promoverá el conocimiento de la teoría y la investigación, que serán confrontados, contrastados a partir de los resultados de la investigación (Bernal, C. 2006, p.103). En cuanto a la infraestructura del proyecto Construcción de pozo de bombeo de aguas servidas y del área de protección del río en la zona el Otorongo – Pillco Marca - Huánuco, la infraestructura del sistema de bombeo se encuentra ubicada colindante con el cauce del río Huancachupa, el cual en época de lluvias puede ocasionar daños en el fondo de la plataforma, lo que ocasiona parcialmente el colapso de la plataforma, amenazando toda la infraestructura, requiriendo una propuesta con un sistema de protección suficientemente estable y resistente en la ribera ante las eventuales crecidas del río Huancachupa.

CARÁCTER PRÁCTICO: La influencia en la estabilidad interna de la geomalla UNIAXIAL FORTGRID UX 75 Y 50 como refuerzo en suelo del muro estabilizado mecánicamente en la defensa ribereña del proyecto “Construcción de pozo de bombeo de aguas residuales y defensa ribereña zona Otorongo sector 3 del distrito de Pillco Marca provincia de Huánuco – Huánuco - 2019”.

La investigación demuestra que la aplicación de la metodología de muro suelo reforzado con geosintético contribuirá de manera satisfactoria

en la defensa ribereña alargando la vida útil de este así como las infraestructuras existentes en la margen izquierda del rio Huancachupa en la zona Otorongo.

1.4.2. LIMITACIONES Y ALCANCES

- El estudio se focaliza en la defensa ribereña del proyecto "Construcción de pozo de bombeo de aguas residuales y defensa ribereña zona Otorongo sector 3 del distrito de Pillco Marca provincia de Huánuco – Huánuco".

- El estudio está limitado a la información brindada por la entidad dueña de la obra el Gobierno Regional Huánuco, el cual amablemente brindo para el desarrollo de esta tesis los estudios suelos, estudio hidrológicos, y topográficos.

- Con estos estudios se procura dar alcance a la comunidad de ingenieros civiles y a la sociedad en general para conocer el comportamiento del muro suelo reforzado con geosintéticos.

1.5. HIPÓTESIS, VARIABLES, INDICADORES Y DEFINICIONES OPERACIONALES

1.5.1. HIPÓTESIS

1.5.1.1. HIPÓTESIS GENERAL

- El muro de suelo mecánicamente reforzado con geosintéticos cumplen con el funcionamiento adecuado en la defensa ribereña del proyecto "CONSTRUCCIÓN DE POZO DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES Y DEFENSA RIBEREÑA ZONA OTORONGO SECTOR – 3 DEL DISTRITO DE PILLCO MARCA PROVINCIA DE HUANUCO - HUANUCO - 2019".

1.5.1.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

- La geomalla uniaxial FORTGRID UX 75 y 50 como refuerzo en el suelo aporta en la estabilidad interna de la defensa ribereña proyecto ante la estabilidad interna y externa.
- Las hidromallas geoesteras 80 contribuyen a controlar la erosión en la base del muro suelo reforzado del proyecto.

1.5.2. SISTEMA DE VARIABLES, DIMENSIONES E INDICADORES

1.5.2.1. VARIABLE INDEPENDIENTE

- Geomalla uniaxial FORTGRID UX
- Geoestera 80

1.5.2.2. VARIABLES DEPENDIENTES

- Funcionamiento de la Defensa ribereña.
- Estabilidad interna y externa.
- Erosión en la base del muro suelo reforzado.

1.5.2.3. DIMENSIONES

- Muro de suelo reforzado con geosintéticos.

1.5.2.4. INDICADORES

- Resistencia a la tensión
- Rigidez
- Estabilidad
- Eficiencia en la unión
- Flexibilidad

1.6. UNIVERSO, POBLACION Y MUESTRA

1.6.1. DETERMINACIÓN DEL UNIVERSO/ POBLACIÓN

Para el presente estudio la población estuvo constituida por la información recolectada para la margen izquierda del rio Huancachupa en la zona Otorongo para una longitud de 293 ml.

1.6.2. SELECCIÓN DE LA MUESTRA

Como muestra en se ha considerado el tramo de la defensa ribereña de los 293 ml.

1.7. CONCEPTOS FUNDAMENTALES

1.7.1. GEOSINTÉTICOS

De acuerdo a ASTM D4439, son productos planos fabricados con materiales polimérico, que se utilizan con suelo, roca u otro material de ingeniería geotécnica como parte integral de un proyecto, estructura o sistema artificial.

Tienen la función de filtración, separación, refuerzo, impermeabilización, drenaje planar, protección, control de erosión, entre otros. Además cuentan con las siguientes ventajas en su aplicación:

- Son fabricados en un ambiente de control de calidad estandarizado, lo que afecta directa y favorablemente sus propiedades y desempeño.
- Se pueden instalar rápidamente.
- Suelen sustituir y/o reducir materiales o sistemas tradicionales, como materiales de banco o sistemas de suelo cemento, con prestaciones equivalentes o superiores, lo que supone una mejora económica.
- Puede reemplazar los complejos métodos tradicionales de diseño y construcción.

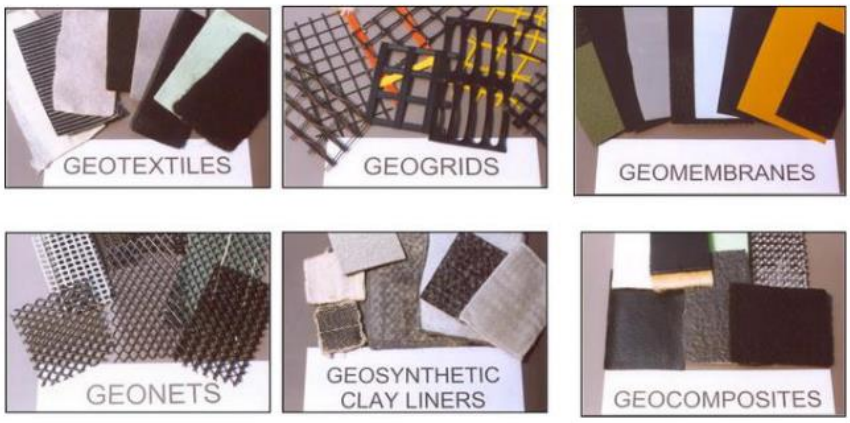
- Puede ser una solución económicamente competitiva frente a los sistemas convencionales.

- Su impacto en el medio ambiente suele ser mucho menor que las soluciones tradicionales.

- Se integran a la industria a través de especificaciones comunes.

1.7.1.1. TIPOS DE GEOSINTÉTICOS:

Los geosintéticos pueden ser clasificados en categorías según el método de fabricación. Las denominaciones recomendadas por la Sociedad Internacional de Geosintéticos (IGS), y de acuerdo Koerner 2005, son:



FUENTE: IntechOpen- Geopolymers and Other Geosynthetics

Figura N° 1 Ejemplos de Tipos de Geosintéticos.

i) GEOTEXTILES: Los materiales geotextiles son uno de los principales materiales geosintéticos. Son textiles en el sentido tradicional, pero se componen de fibras sintéticas en lugar de fibras naturales como el algodón, la lana o la seda. Son productos planos cuya función principal es filtrar y/o escurrir.

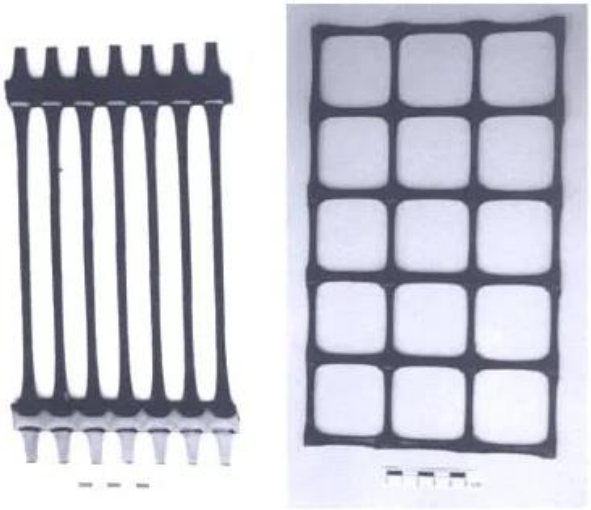
Según ASTM D4439, un geotextil es un geosintético permeable compuesto únicamente por textiles. Se utilizan geotextiles con cimientos, suelo, roca, tierra o cualquier otro material relacionado con

la ingeniería geotécnica como parte integral de un producto, estructura o sistema creado por el hombre.

ii) GEOMALLAS: Las geomallas son un segmento de geosintéticos en rápido crecimiento. Las geomallas no son textiles tejidos, no tejidos o de punto, sino polímeros que forman rejillas muy abiertas, es decir, tienen grandes aberturas entre las nervaduras individuales, tanto transversal como longitudinalmente. Las geomallas se producen de diversas formas (a) estirándolas en una, dos o tres direcciones para mejorar las propiedades físicas, (b) en telares o máquinas de tejer que utilizan técnicas de fabricación textil estándar, o (c) con un láser o una conexión ultrasónica varilla o bandolera. Hay muchas aplicaciones especiales, sin embargo, las geomallas se utilizan casi exclusivamente como refuerzo. También se puede definir como un material geosintético que consta de conjuntos de nervaduras que se cruzan conectadas en paralelo con aberturas lo suficientemente grandes como para permitir la penetración en el suelo, roca u otros materiales geotécnicos circundantes. Por lo tanto, la geomalla es un material de núcleo con grandes espacios abiertos llamados aberturas, generalmente de 10 a 100 mm entre las aberturas, llamados longitudinales y transversales. Las costillas en sí pueden estar hechas de muchos materiales diferentes. La función es, por supuesto, la complementación y/o amplificación. Cuando se conocen las principales direcciones de tensión, como muros y taludes, se utilizan geomallas uniaxiales. Cuando se aplican tensiones desde direcciones aleatorias, como pavimentos y cimientos, se utilizan geomallas biaxiales.

iii) GEOMALLA UNIAXIAL: Estas geomallas se forman mediante el estiramiento de nervaduras en la dirección longitudinal. Entonces, en este caso, el material posee una alta resistencia a la tracción, en la dirección longitudinal que en la dirección transversal.

- GEOMALLA BIAXIAL: Aquí, durante el punzonado de láminas de polímero, el estiramiento se realiza en ambas direcciones. Por tanto, la función de la resistencia a la tracción se da igualmente en ambas direcciones, transversal y longitudinal.



FUENTE: The Constructor – Geogrids – Types, Functions, Applicaations and Advantages in Construction.

Figura N° 2 Geomalla uniaxial y biaxial.

iv) GEOREDES: Están formados por una extrusión continua de conjuntos paralelos de nervaduras poliméricas en ángulos agudos entre sí. Cuando se abren las nervaduras, se forman aberturas relativamente grandes en una configuración similar a una red. Su función de diseño está completamente dentro de la zona de drenaje donde se utilizan para transportar líquidos o gases de todo tipo.

v) GEOMEMBRANAS: Los materiales en sí son láminas relativamente delgadas e impermeables de material polimérico que se utilizan principalmente para revestimientos y cubiertas de instalaciones de almacenamiento de líquidos o sólidos. Esto incluye todo tipo de rellenos sanitarios, embalses superficiales, canales y otras instalaciones de contención. Por lo tanto, la función principal es siempre la contención como barreara de líquido o vapor o ambos.

vi) REVESTIMIENTOS DE ARCILLA GEOSINTÉTICA: Son una yuxtaposición de materiales polimérico y suelos naturales. Son rollos de capas delgadas fabricadas en fábrica de arcilla bentonita intercaladas entre dos geotextiles o adheridas a un geomembrana. La integridad estructural del compuesto posterior se obtiene mediante punzonado, cosido o unión adhesiva.

vii) GEOFOAM: Es un producto polimérico creado al procesar poliestireno en una espuma que consta de muchas celdas cerradas llenas de aire y/o gases. El producto resultante es generalmente en forma de bloques grandes, pero extremadamente ligeros, que se apilan uno al lado de otro y en capas que proporcionan un relleno ligero en numerosas aplicaciones.

viii) GEOCELDAS: Son estructuras de nido de abeja tridimensionales que forman un sistema de contención al llenarlo con tierra compactada. La gama se extruye a partir de tiras de material polimérico que se sueldan juntas en serie mediante ultrasonidos y se expanden para formar las paredes rígidas de un colchón de nido de abeja 3D flexible. Lleno de suelo, la interacción de las células y el suelo crea una nueva unidad compuesta. Utilizado tradicionalmente para la protección de taludes y conservación de suelos.

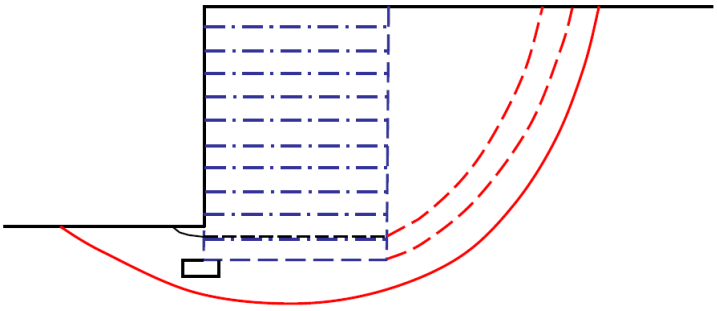
ix) GEOCOMPUESTOS: Consiste en una combinación de geotextiles, georedes y/o geomembranas en una unidad fabricada en fábrica. Además cualquiera de estos cuatro materiales se puede combinar con otro material sintético o incluso tierra.

1.7.2. MUROS SUELOS ESTABILIZADOS MECÁNICAMENTE

Los Muros Suelos Estabilizados Mecánicamente (M.S.E.W. por sus siglas en inglés “Mechanically Stabilized Earth Walls”) son sistemas compuestos de suelo compactado y elementos de refuerzo en tensión ya sea con láminas o mallas metálicas (típicamente de acero, usualmente galvanizado o cubierto con epóxidos) o con geosintéticos. La forma de diseño está dada por el análisis de estabilidad, por lo que el muro debe

estar sometido a una revisión de estabilidad externa e interna (estabilidad de refuerzos). La estabilidad externa envuelve la estabilidad general de la masa de suelo estabilizada con refuerzos y el análisis de estabilidad interna consiste en una evaluación de las superficies de deslizamiento existentes dentro de la masa de suelo reforzado.

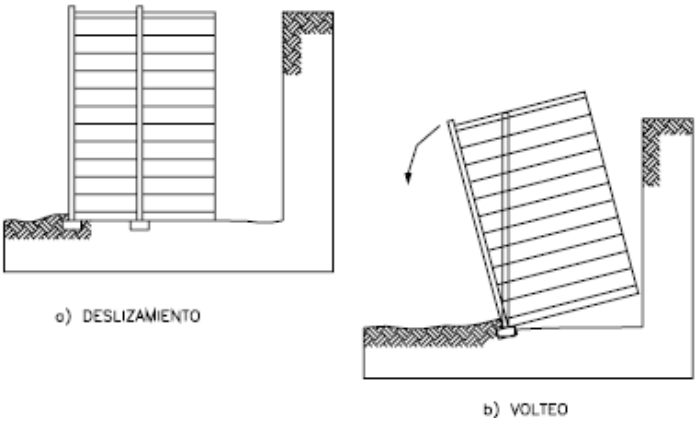
- ESTABILIDAD GENERAL: Se diseña para la estabilidad del talud sobre el cual se encuentra el muro.

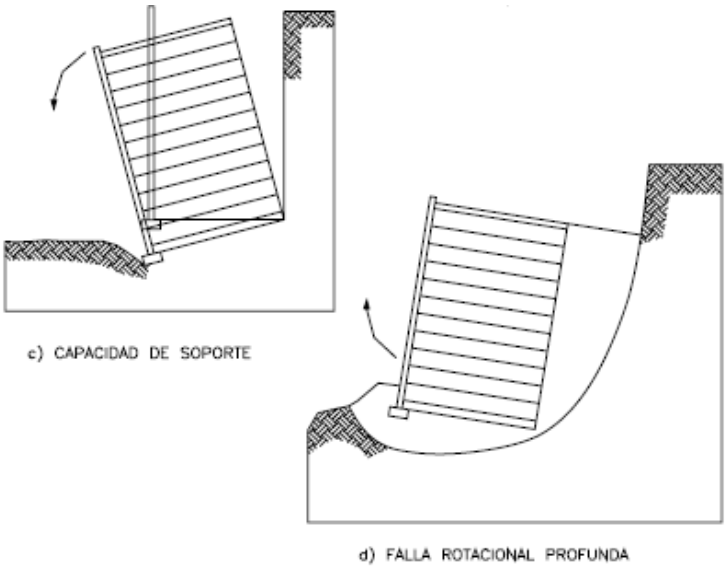


FUENTE: Muros y Taludes reforzados con Geosintéticos, Dr. J. Alva y MSc. M. Escalaya.

Figura N° 3 Superficie de rotura potenciales en muros reforzados.

- ESTABILIDAD EXTERNA: Se diseña para la capacidad de soporte, volcamiento y deslizamiento.

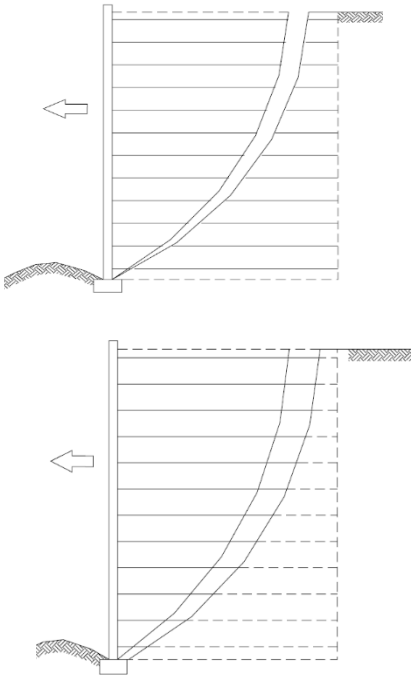




Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001) UIS, Diseño de MSEW con Geosintéticos, Ing. J. Suarez

Figura N° 4 Modos de falla a analizar para estabilidad externa.

- ESTABILIDAD INTERNA: Se diseña para la deformación y rotura de refuerzo, extracción del refuerzo y estabilidad de las uniones de fachada.



Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001) UIS, Diseño de MSEW con Geosintéticos, Ing. J. Suarez

Figura N° 5 Falla por estabilidad interna por rotura del refuerzo y Falla por estabilidad interna por extracción del refuerzo.

El diseño interno de los sistemas de muro MSE requiere del conocimiento a corto y largo plazo de las propiedades de los materiales usados como refuerzo, como también de la mecánica de suelos, la cual gobierna el comportamiento de los muros MSE. También puede requerirse del diseño estructural de la fachada del muro. Se trata la estabilidad interna, para determinar el espaciamiento entre geosintéticos, la longitud de geosintético y la distancia de traslape.

1.7.3. ELEMENTOS DE MURO MECANICAMENTE ESTABILIZADO CON GEOSINTETICOS

- INCLUSIÓN: Es un término genérico que comprende todos los elementos fabricados de manera industrial, destinados al mejoramiento de la calidad estructural del suelo; como ejemplo son los Geosintéticos, que incluyen las geomallas, geotextiles, y otros tipos en acero.

- GEOSINTÉTICO: Es el término que se le da a aquel material polimérico usado para reforzar el suelo, y en la geotécnica en general. Estos productos pueden ser: geotextiles, geomembranas, georedes o geomallas.

- REFUERZO: El término “refuerzo” usado solamente para las inclusiones que transmiten continuamente un esfuerzo dado por la interacción suelo – inclusión.

- SUELO REFORZADO: Término que se le da al suelo cuando múltiples capas de inclusiones actúan como refuerzo en este, cuando el suelo es colocado como relleno.

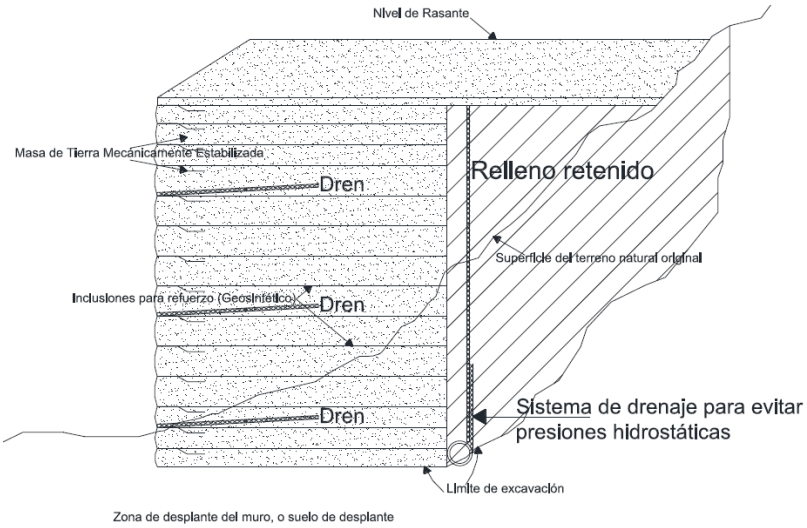
- MURO MECÁNICAMENTE ESTBILIZADO: Este término se le da a aquellos muros de retención de tierra diseñados a base de un “suelo reforzado”.

- RELLENO RETENIDO: Es el material ubicado entre la masa de suelo mecánicamente estabilizada y el terreno natural.

- RELLENO REFORZADO: Es el material en donde están colocados inclusiones.

- RECUBRIMIENTO: Este componente es usado para prevenir que factores externos, como los causados por la naturaleza o el hombre, afecten las funciones que realizan las inclusiones. Comúnmente se han usado paneles de concreto prefabricado, bloques fabricados en seco, gaviones, láminas de geosintético.

- DREN: Es un elemento necesario para dar un sistema de drenaje en todo el muro.



Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001) IMT, Publicación Técnica No. 382 (2013)

Figura N° 6 Elementos del Muro de suelo reforzado con geosintéticos

1.7.4. SISTEMAS DE REVESTIMIENTO

En la construcción de MSEW con geosintéticos se utilizan diferentes tipos de elementos de cobertura de taludes, controlan la estética y también deben diseñarse de acuerdo con los requisitos técnicos que se deseen lograr. El éxito de la construcción de muros reforzados con geosintéticos depende en gran medida del tipo de acabado elegido.

Dicho paramento puede ir instalándose conforme avanza la construcción del muro mediante la unión del geosintético a los elementos constitutivos de la cara del muro. (Muros y Taludes reforzados con Geosintéticos, Dr. J. Alva y MSc. M. Escalaya). A continuación se

muestra los principales revestimientos (FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001):

- PANELES DE HORMIGON PREFABRICADOS: Con espesores mínimos de 140 mm, de geometría uniforme, cuadrada, rectangular, romboidal o hexagonal. Requiere de un refuerzo de temperatura y tracción. Las unidades adyacentes suelen estar conectadas con pasadores de seguridad.

- UNIDADES DE PARED DE BLOQUES MODULARES: Estos son relativamente más pequeños, con una masa que oscila entre 15 y 30 kg, alturas entre 100 y 200 mm, longitudes entre 200 y 450 mm y anchos entre 200 y 600 mm. Las unidades pueden ser fabricados macizos o con núcleos.

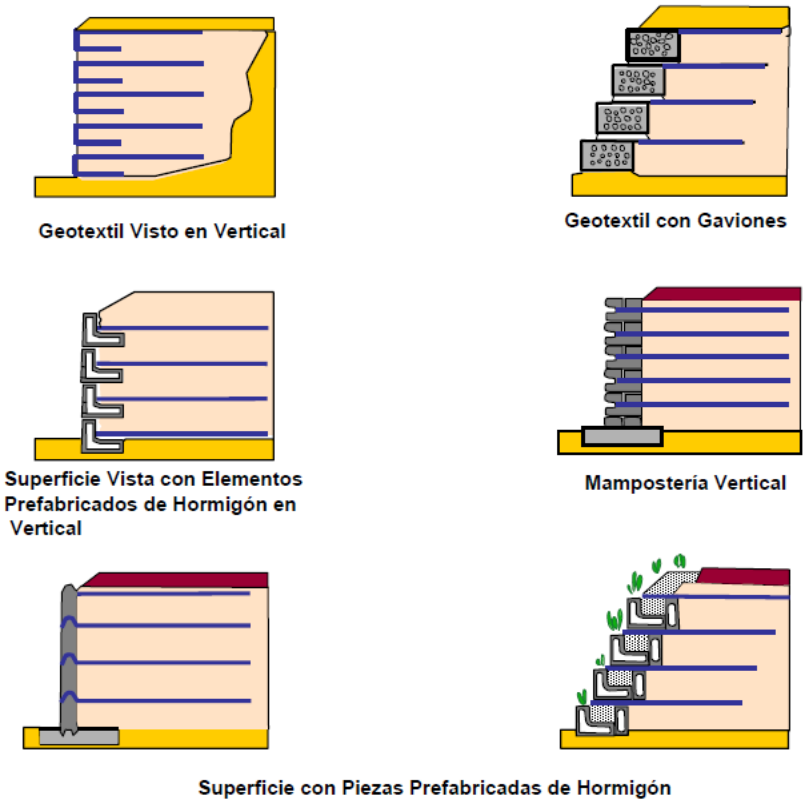
- REVESTIMIENTOS METÁLICOS: Generalmente láminas de acero galvanizado formada en semicilindros, apropiados en estructuras de acceso o manejo difícil.

- REJILLAS DE ALAMBRE SOLDADAS: El cable se puede doblar en la parte delantera de la pared para formar la cara de la pared.

- REVESTIMIENTO CON GAVIONES: Los gaviones se pueden utilizar como revestimiento con elementos de refuerzos extensibles o inextensibles conectadas a las cestas de los gaviones.

- REVESTIMIENTO CON GEOSINTÉTICO: Varios tipos de refuerzo geotextil se colocan alrededor del paramento para formar la cara expuesta del muro de contención.

- REVESTIMIENTOS POSTERIORES A LA CONSTRUCCIÓN: Se puede realizar con los mencionados anteriormente.



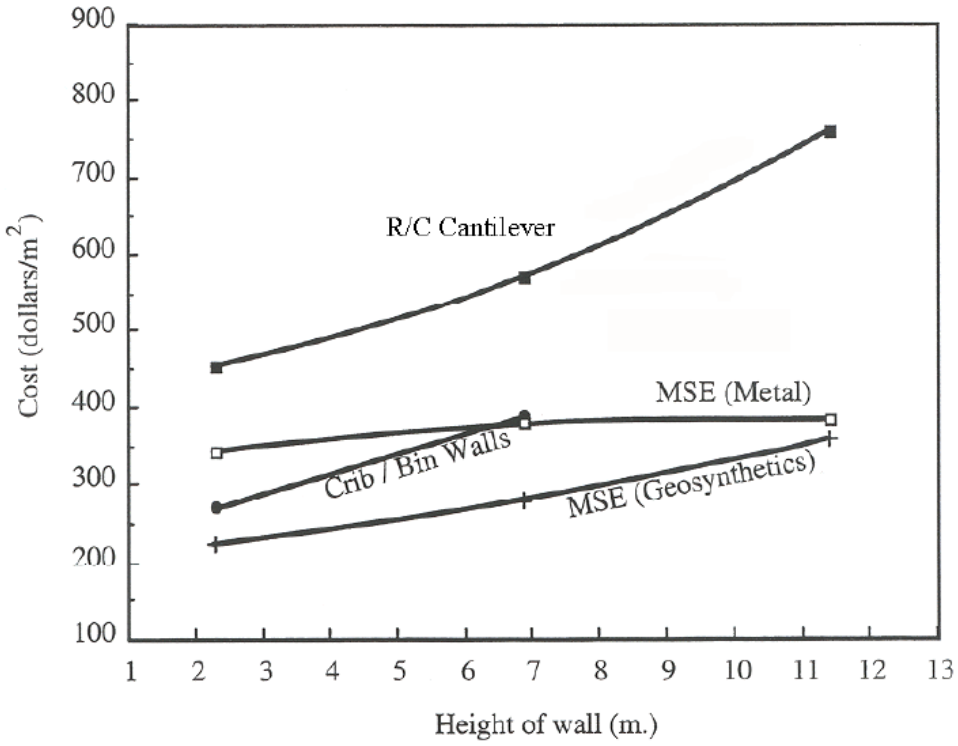
FUENTE: Muros y Taludes reforzados con Geosintéticos, Dr. J. Alva y MSc. M. Escalaya.

Figura N° 7 Posibilidades de construcción de muro y paramento.

1.8. COSTOS RELATIVOS:

El costo depende de muchos factores, incluidos el corte, el relleno, el tamaño y el tipo de pared, el tipo de piso, el material de relleno disponible, el acabado de la cubierta, la aplicación temporal o permanente. En comparación a los muros de contención de hormigón armado de más de 3 m de altura y condiciones de cimentación promedio, los muros MSE con revestimiento de hormigón prefabricado son generalmente menos costosos que los muros de contención de hormigón armado. Las unidades modulares de pared de bloques son competitivas con las paredes de hormigón de hasta 4,5 m de altura.

En general, el uso de muros MSE genera ahorros del orden del 25 al 50 % y posiblemente más en comparación con una estructura de contención de hormigón armado convencional (FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001).



Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001)

Figura N° 8 Comparación de costos para muros de contención.

1.9. SOFTWARE EMPLEADOS EN EL DISEÑO

1.9.1. SOFTWARE MSEW 3.0

El MSEW 3.0 es un programa interactivo, de gran riqueza gráfica, muy fácil de emplear y que le permite al diseñador poder realizar análisis de estabilidad externa y global. El MSEW 3.0 cumple con los parámetros de diseño de la ASSHTO (LFRD), así como también de la NCMA.

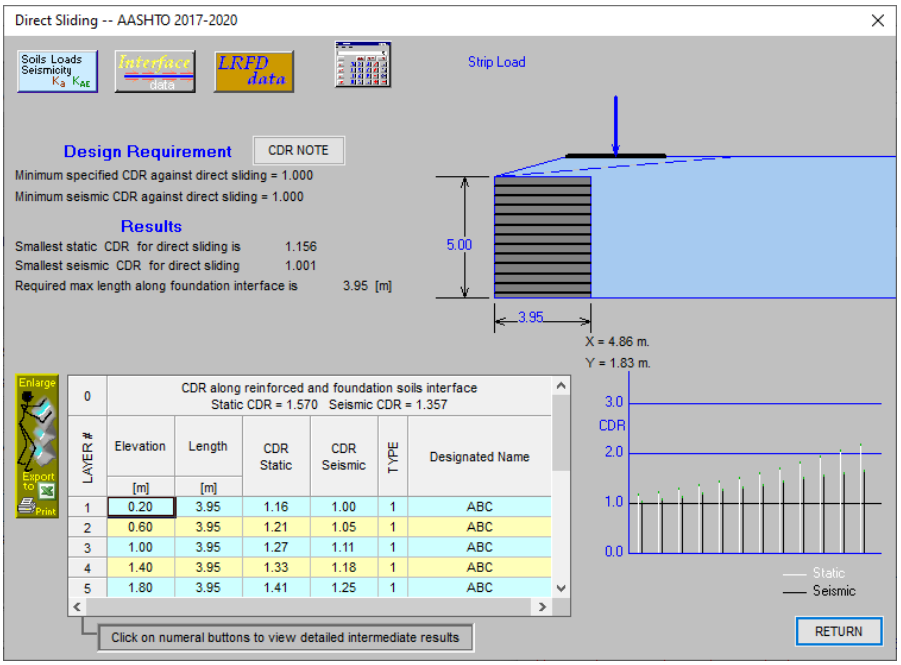
El MSEW 3.0 es un programa que permite el diseño de muros de suelo reforzado con elementos extensibles, ya sea con geomallas o con geotextiles, así como elementos inextensibles, armaduras de acero o flejes metálicos. Para estos diseños es posible aplicar distintos factores de reducción de resistencia, los cuales dependen del tipo de refuerzo que se vaya a utilizar.

El programa permite al diseñador escoger entre los distintos elementos de fachada que existen para los muros de suelo reforzado. En el caso de que el muro de suelos reforzados tenga talud superior el

programa permite indicar el ángulo de inclinación. El diseñador deberá de ingresar el ángulo de fricción interna, el valor de la cohesión y el peso específico del suelo reforzado, del suelo retenido, así como también del suelo de fundación. Es posible especificar hasta cinco tipos de refuerzo por cada altura del muro que se desee diseñar.

El programa MSEW tiene dos modos de operación, diseño y análisis. En la función de diseño, el programa calcula la longitud y la distancia vertical de los elementos de refuerzo, teniendo en cuenta los factores de seguridad determinados. En la función de análisis, el programa calcula un factor de seguridad diferente para cada modo de falla. Posteriormente, el diseño se ajustará iterativamente en función de los resultados del análisis. El mismo procedimiento se sigue en el análisis sísmico de estabilidad externa e interna; este procedimiento no permite la evaluación del factor de seguridad de los elementos de refuerzo frente a la resistencia a largo plazo y la resistencia a la extracción en cada nivel.

La presentación de los resultados se muestra de manera específica para cada modo de falla. Esta característica permite al diseñador establecer los parámetros que controlan el diseño y de esto modo poder adoptar las medidas concretas que permitan mejorar los resultados del diseño, es decir que el diseño sea técnica y económicamente rentable.



Fuente: Adama Engineering MSEW 3.0

Figura N° 9 Interface gráfica del software MSEW 3.0

CAPÍTULO II:

2. METODOLOGÍA DE CALCULO Y DISEÑO MSEW CON GEOSINTÉTICOS

La metodología de cálculo está basada en la publicación No. FHWA-NHI-00-043 “Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design & Construction Guidelines”, del Departamento de Transporte de la Federal Highway Administration (FHWA) en los Estados Unidos de América.

Gracias a la Publicación Técnica No. 382 (2013) del Instituto Mexicano del Transporte – Diseño de Muros Reforzados con Geosintéticos a continuación se presenta la metodología de cálculo para el diseño propuesto para el proyecto en esta investigación.

2.1. CRITERIOS PARA EL FUNCIONAMIENTO:

- Para los Geosintéticos como los geotextiles y geomallas que son refuerzos extensibles la FHWA en su publicación No. FHWA-NHI-00-043 recomienda los siguientes factores de seguridad:

Cuadro N° 1
Factores de Seguridad.

ESTABILIDAD EXTERNA	**FACTORE DE SEGURIDAD**
Deslizamiento	F.S.≥1.5 (Muros)
Excentricidad "e", en la base	≤L/6 en suelos, L/4 en roca
Capacidad de Carga o Soporte	F.S.≥2.5
Est. Asentamientos Profundos	F.S.≥1.3
Estabilidad de compuestos	F.S.≥1.3
Estabilidad Sísmica	F.S.≥75% del F.S. estático.
ESTABILIDAD INTERNA	**FACTORE DE SEGURIDAD**
Resistencia al esfuerzo	F.S.≥1.5 (Muros)

Esfuerzo tensionante admisible de los geosintéticos	Ta

Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001)

- Diseño de límites y altura del muro.
- Límites de alineamiento (perpendiculares a la cara del muro).
- Longitud efectiva de refuerzo. Una longitud mínima del refuerzo de 0.7H es recomendado para MSEW.
- Cargas externas.
- Empotramiento del muro.

Cuadro N° 2
Empotramiento del muro.

TALUD EN FRENTE DEL MURO	MINIMO RELLENO A NIVEL DE LA PARTE SUPERIOR
Horizontal (muros)	H/20

Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001)

- Actividad sísmica. Aceleración sísmica “A”.
- Diseño de vida.

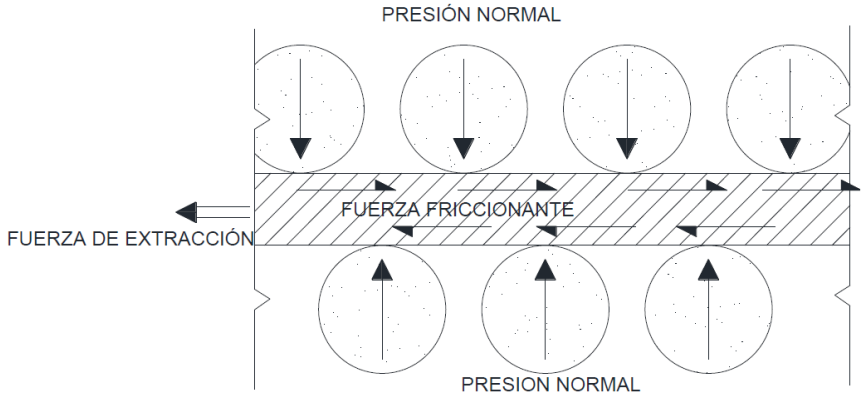
2.2. PROPIEDADES PARA EL DISEÑO

2.2.1. SUELO REFORZADO

Es aquel suelo con determinadas características en el que las propiedades mecánicas de la masa son mejoradas por la colocación de refuerzos paralelos a la dirección de la deformación principal compensando la falta de resistencia a la tensión del suelo.

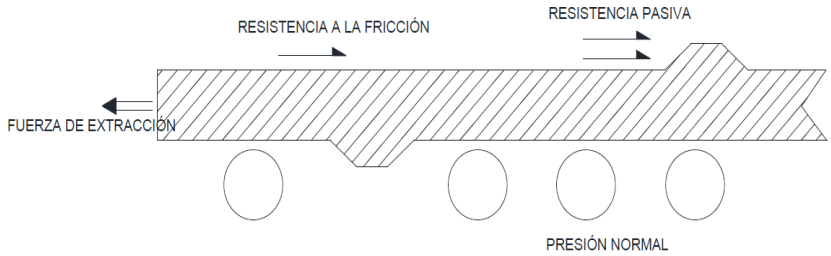
2.2.1.1. MECANISMOS DE TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS

Dependiendo de la geometría del refuerzo, los esfuerzos entre el suelo y el refuerzo se transfieren por fricción o resistencia pasiva. La fricción ocurre donde hay un desplazamiento relativo correspondiente al esfuerzo cortante entre el suelo y la superficie reforzada. Los accesorios donde la fricción es importante se pueden ajustar de acuerdo con la dirección del movimiento con respecto al suelo. La resistencia pasiva ocurre al desarrollar modos de tensión en el área de la sección transversal del refuerzo, perpendicular a la dirección del movimiento relativo del suelo.



Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001) IMT, Publicación Técnica No. 382 (2013)

Figura N° 10 Transferencia del esfuerzo friccional entre el suelo y la superficie del refuerzo.



Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001) IMT, Publicación Técnica No. 382 (2013)

Figura N° 11 Resistencia pasiva de los suelos sobre la superficie del refuerzo.

2.2.1.2. MODO DE LA ACCIÓN DEL REFUERZO

La función principal del refuerzo es impedir la deformación del suelo; en el proceso, la fuerza se transfiere a la tierra reforzada. El rigidizador conduce estas fuerzas en dos direcciones: tracción o cortante y flexión. La tensión es el modo de acción más común en el refuerzo geosintético.

2.2.2. INTERACCIÓN DEL SUELO REFORZADO CON EL GEOSINTETICO

Los coeficientes de interacción del suelo han sido desarrollados por laboratorios y estudios de campo, usando diferentes enfoques y criterios de evaluación.

2.2.2.1. EVALUACIÓN EN LA EJECUCIÓN DE LA EXTRACCIÓN

- Capacidad de extracción del refuerzo; es decir, la resistencia a la extracción de cada refuerzo podría ser adecuado para resistir las fuerzas que trabajan a tensión en el refuerzo con un factor de seguridad específico.

- Desplazamientos admisibles; es decir, el desplazamiento relativo del suelo con respecto al refuerzo.

- Desplazamientos a largo plazo; es decir, la carga de empuje que provoca la extracción del Geosintético podría ser más pequeña que la carga crítica de arrastre.

Cuadro N° 3
Aspectos básicos del funcionamiento ante la falla por extracción en suelos granulares y cohesivos de baja plasticidad.

TIPO DE REFUERZO	MECANISMO DE TRANSFEREN-CIA DE CARGA	RANGO DE DESPLAZA-MIENTO	DEFORMACIÓN A LARGO PLAZO

Geotextiles	Friccional	Depende de la extensibilidad del refuerzo (25 a 100 mm)	Depende de la estructura del refuerzo y de las características de aspereza del polímero
Geomallas	Friccional y Pasivo	Depende de la extensibilidad del refuerzo (25 a 50 mm)	

Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001)

2.2.2.2. ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD DE EXTRACCIÓN DE LOS REFUERZOS EN LOS SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN.

La resistencia a la extracción del refuerzo está definida por la carga última de tensión necesaria para generar un deslizamiento hacia el exterior del refuerzo a través de la masa de suelo reforzado.

La resistencia a la extracción, Pr, del refuerzo por unidad de longitud está dada por:

$$P_r = F^*.\alpha.\sigma'_v.L_e.C$$

Donde:

L_e = Longitud de adherencia o empotramiento en la zona de resistencia por debajo de la superficie de falla.

C = Perímetro unitario efectivo del refuerzo; por ejemplo, C=2 para mallas, redes y bandas.

α = Factor de corrección que se tiene en cuenta para una reducción del esfuerzo no lineal a lo largo de los refuerzos incorporados altamente extensibles, basados en datos de laboratorio generalmente se encuentra de 0.6 a 1.0 para refuerzos con geosintéticos. En la ausencia de datos,

los valores recomendados para geomallas es 0.8 y para geotextiles es 0.6.

σ'_v = Esfuerzo efectivo vertical en cada una de las capas donde se encuentra la interacción de suelo-refuerzo.

F^* = Factor de resistencia a la extracción.

Puede ser estimado usando la ecuación general:

F^* = Resistencia pasiva + Resistencia friccionante

$$F^* = F_q . \alpha_\beta + \tan(\rho)$$

Donde:

F_q=Factor de capacidad de carga del terreno o sobrecarga.

α_β = Factor de soporte para la resistencia pasiva.

ρ = Ángulo de fricción de la interacción suelo-refuerzo.

Para refuerzos con geosintéticos, la resistencia a la extracción está basada en la reducción en la disponibilidad del suelo friccionante con un factor de reducción frecuentemente referido a un factor de interacción, “Ci”. El valor de F* para refuerzos de geosintéticos podría ser conservador tomando:

$$F^* = 2/3 t\tan(\varphi)$$

Donde φ es el ángulo de fricción del suelo. Para MSEW se usa relleno selecto, en el caso de no contar con este dato se toma un ángulo de fricción de 34 grados a menos que los datos específicos del proyecto den valores substanciales.

2.2.3. ESTABLECIMIENTO DE PROPIEDADES DE INGENIERÍA BASADO EN EXPLORACIÓN DE SITIO Y PRUEBAS DE LABORATORIO.

2.2.3.1. SUELO DE DESPLANTE

Se determinan las propiedades de ingeniería: capacidad de carga, asentamientos potenciales y posición de los niveles de aguas subterráneas. Se requieren los parámetros friccional (φ), cohesivo (c) y los pesos específicos (γ).

2.2.3.2. SUELO DE RELLENO REFORZADO

El criterio de selección está basado en el funcionamiento de las estructuras completas (deformaciones permisibles) y el diseño. Se requieren los parámetros friccional (φ), cohesivo (c) y los pesos específicos (γ).

2.2.3.3. RELLENO RETENIDO

Se deben especificar los parámetros de fricción (φ), cohesión (c) y peso específico (γ). Estos pueden determinarse mediante un ensayo de corte directo bien drenado o un ensayo triaxial de consolidación drenado. Para la mayoría de los rellenos retenidos, los valores por debajo del límite de esfuerzo cortante de 28 a 30 grados son adecuados para materiales granulares y suelos de baja cohesión plástica.

2.2.4. ESTABLECIMIENTO DE LAS PROPIEDADES ESTRUCTURALES DEL GEOSINTÉTICO.

Las propiedades del diseño estructural de los materiales de refuerzo están en función de las características geométricas, esfuerzos y rigidez, durabilidad y tipo de material.

a) Características geométricas:

La relación de cobertura “Rc” es usada para relacionar la fuerza por unidad de longitud del refuerzo con la fuerza por unidad de longitud requerida a través de la estructura entera.

$R_c = b/S_h$

Donde:

b = el ancho bruto de la banda, lámina o malla.

S_h = espaciamiento centro a centro de manera horizontal entre la banda, láminas o mallas.

En los casos de refuerzos continuos $R_c = 1$.

b) Propiedades de resistencia:

Para los refuerzos con geosintéticos, la vida útil de diseño es alcanzada por el desarrollo de una carga admisible el cual es considerado, dependiendo de la perdida de resistencia al final del periodo de vida útil.

$$T_a = \frac{T_{ult}}{RF.FS} = \frac{T_{al}}{FS}$$

Donde:

T_a = Tensión admisible del geosintético.

T_{ult} = Es la resistencia última a tensión del geosintético.

RS = Es el producto de la aplicación de todos los factores de reducción.

FS = Es el factor de seguridad total.

T_{al} = Es la resistencia a largo plazo del material.

$$T_{al} = \frac{T_{ult}}{RF_{CR}.RF_D.RF_{ID}}$$

Donde:

RF_{CR} = Factor de reducción a la fluencia del geosintético (Creep Reduction Factor)

Cuadro N° 4
Factores de reducción a la fluencia del geosintético.

TIPO DE POLÍMERO	FACTORES DE REDUCCIÓN A LA FLUENCIA
Poliéster	2.5 a 1.6
Polipropileno	5 a 4.0
Polietileno de alta densidad	5 a 2.6

Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001)

RF_D = Factor de reducción de durabilidad; esto depende de la susceptibilidad de los geosintéticos a ser atacados por microorganismos, químicos, oxidación termal, hidrolisis y agrietamientos; y pueden variar normalmente de 1.1 a 2.0. El factor de reducción mínimo debe ser 1.1.

RF_{ID} =Factor de reducción por daños en la instalación; este factor puede estar entre 1.05 a 3.0, dependiendo de la gradación del relleno y la masa del producto por unidad de longitud. El factor de reducción mínimo debe ser 1.1, considerado para ensayos inciertos.

FS = Factor de seguridad general considerado para situaciones en la que exista incertidumbre en la geometría de la estructura, propiedades de relleno, propiedades del refuerzo y cargas externamente aplicadas. Para muros mecánicamente estabilizados permanente, un mínimo factor de seguridad de 1.5 ha sido usado.

2.3. DIMENSIONAMIENTO INICIAL

El proceso de dimensionamiento empieza estableciendo las propiedades estructurales del geosintético, luego de manera preliminar, la longitud efectiva de los refuerzos puede ser propuesta para el análisis externo como una longitud menor que 0.7H y mayor que 2.5 m; donde H es la altura de diseño de la estructura. Las estructuras que retienen rellenos en talud provocando sobrecargas, así como las cargas concentradas y rellenos en estribos, generalmente requieren una longitud

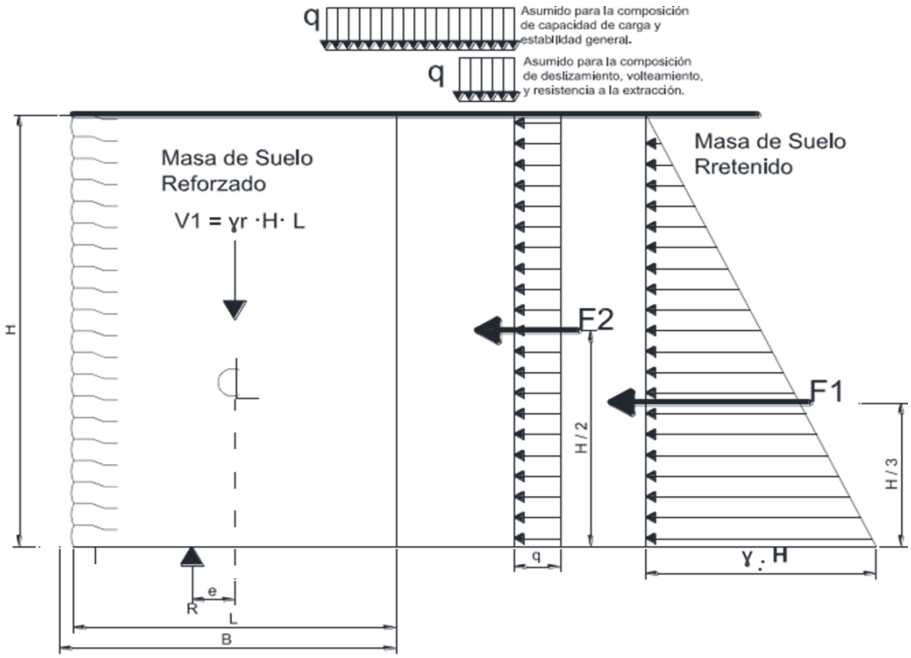
efectiva de refuerzo más larga para ser más estable, a menudo están en orden de 0.8H a un máximo de 1.1H.

2.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA

Para los cálculos de estabilidad para muros con una cara vertical, muros con inclinación menor a 8°, consideramos que la masa del muro mecánicamente estabilizado actúa como un cuerpo rígido, desarrollando las presiones de tierra sobre un plano vertical aplicadas en la parte posterior o final de los refuerzos.

El coeficiente activo de presiones de tierra (K_a) es calculado para muros verticales y un relleno horizontal como se muestra:

$$K_a = tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$$



Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001) IMT, Publicación Técnica No. 382 (2013)

Figura N° 12 Presión tierra, excentricidad en rellenos horizontales con cargas externas para el análisis externo.

Donde:

$$F1 = \frac{1}{2}.\gamma.f.H^2.K_{af}$$

$$F2 = q.H.K_{af}$$

e = Excentricidad

R = Resultante de las fuerzas verticales (V1+qL)

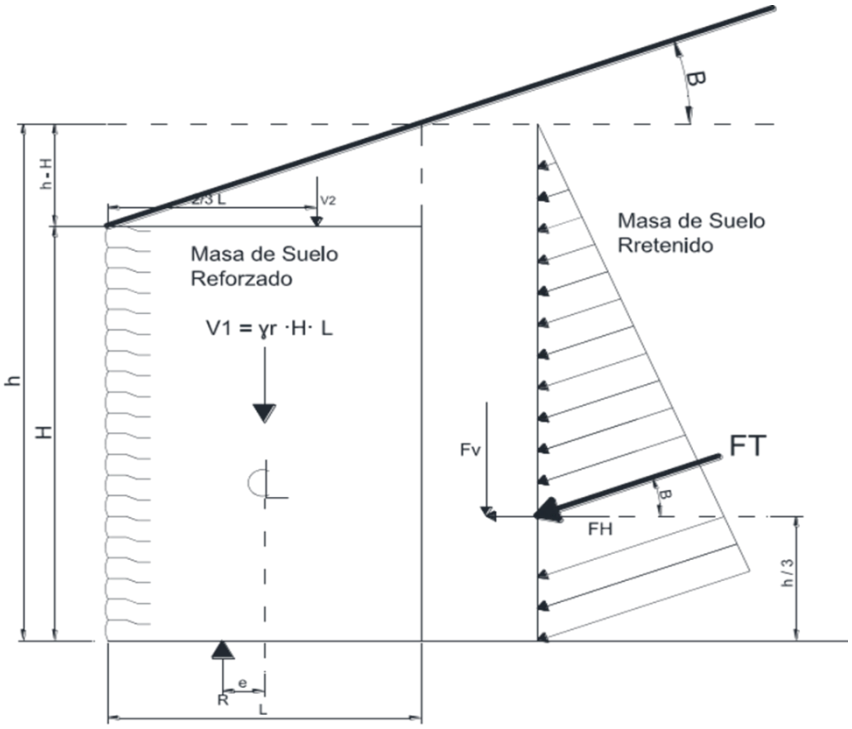
q = cargas externas

Sin embargo, se pueden presentar diferentes tipos de relleno por lo cual se considera que en los casos donde se presenta un relleno en talud existe un coeficiente activo de presiones siguiente manera:

$$K_{af} = cos\beta \left(\frac{cos\beta - \sqrt{cos^2\beta - cos^2\varphi}}{cos\beta + \sqrt{cos^2\beta - cos^2\varphi}} \right)$$

Donde:

β = ángulo de la carga de relleno en talud



Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001) IMT, Publicación Técnica No. 382 (2013)

Figura N° 13 Presión tierra, excentricidad en rellenos en talud para el análisis externo.

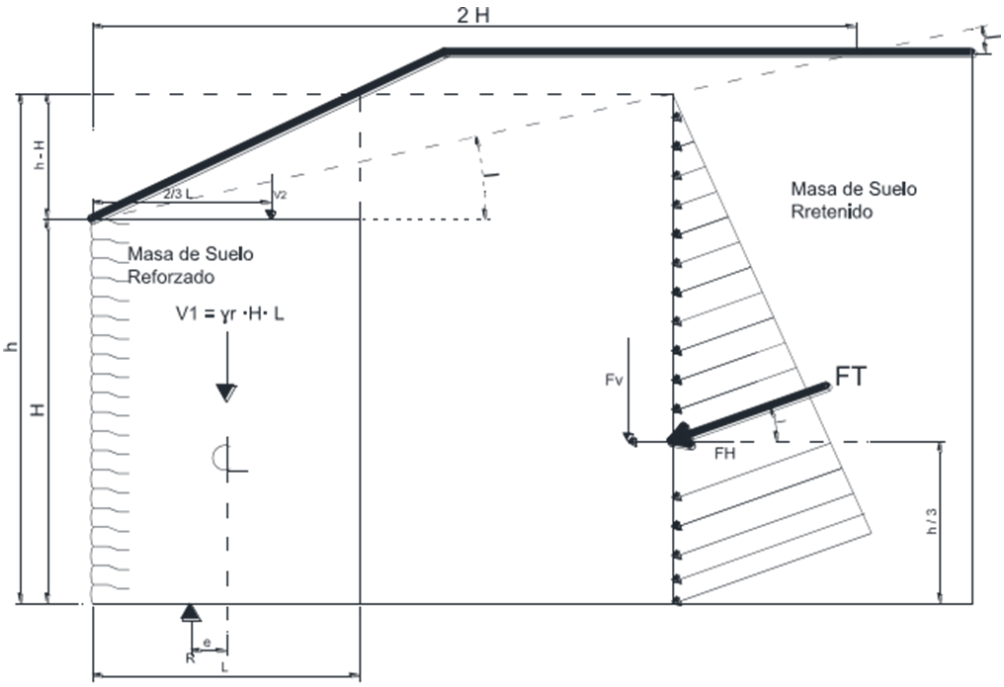
Donde:

$$FT = \frac{1}{2}.\gamma.f.H^2.K_{af}$$

e = Excentricidad

R = Resultante de las fuerzas verticales (V1+qL)

$$V2 = \frac{\gamma.f.L.(h-H)}{2}$$



Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001) IMT, Publicación Técnica No. 382 (2013)

Figura N° 14 Condición del talud cuando no tenga continuidad (terraplenes) para el análisis externo.

Donde:

$$FT = \frac{1}{2}.\gamma.f.H^2.K_{af}$$

$$FH = FT.\cos(I)$$

$$FV = FT.sen(I)$$

Se toma $I = \beta$ Suponiendo un Talud infinito

$$V2 = \frac{\gamma.f.L.(h-H)}{2}$$

K_a Para el suelo retenido usando $\delta = \beta = I$

$$K_a = \frac{sen^2(\theta + \varphi)}{sen^2\theta.sen(\theta - I).\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\varphi + I).sen(\varphi - I)}{sen(\theta - I).sen(\theta + I)}}\right]^2}$$

En el caso de que la cara del muro tenga una inclinación mayor o igual que 8 grados, el coeficiente de presión de tierra puede ser calculado por medio del caso general de Coulumb el cual es:

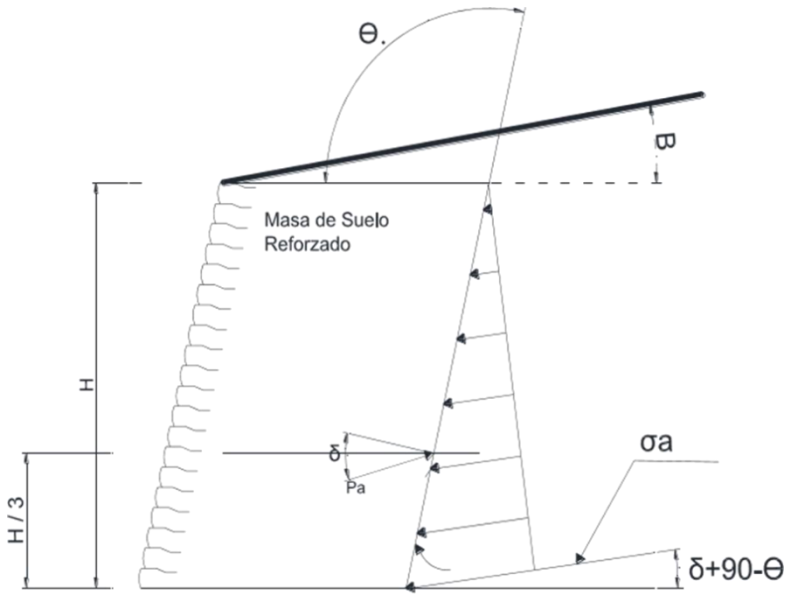
$$K_a = \frac{sen^2(\theta + \varphi)}{sen^2\theta . sen(\theta - \delta) . \left[1 + \sqrt{\frac{sen(\varphi + \delta) . sen(\varphi - \beta)}{sen(\theta - \delta) . sen(\theta + \beta)}}\right]^2}$$

Donde:

θ = ángulo de inclinación de la cara del muro.

β = ángulo de talud.

δ = ángulo de fricción del muro, el cual es igual a un máximo de β pero menor o igual que φ.



Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001) IMT, Publicación Técnica No. 382 (2013)

Figura N° 15 Presión tierra cuando el muro sea ≥ a 8° para el análisis externo.

Donde:

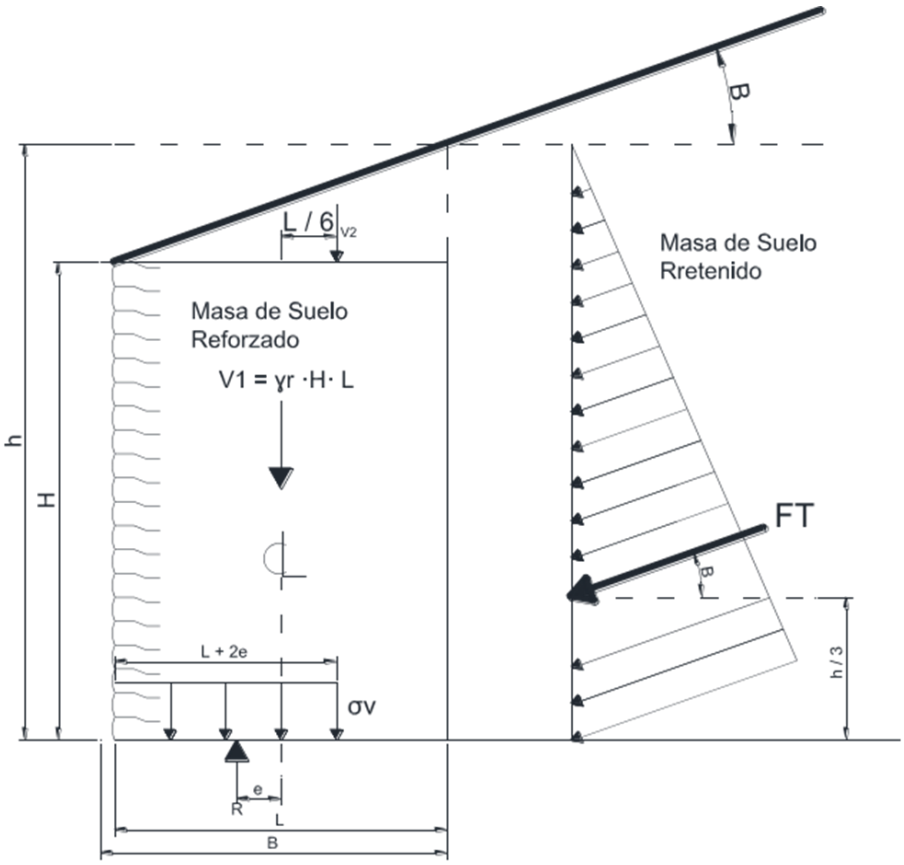
$P_a = \frac{\gamma . f . H^2 . K_a}{2}$

δ = ángulo de fricción del muro

$\sigma_a = K_a . \gamma . f . H$

2.4.1. CÁLCULO DE PRESIÓN VERTICAL

El cálculo para obtener el esfuerzo vertical en la base del muro está definido por la altura “h”.



Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001) IMT, Publicación Técnica No. 382 (2013)

Figura N° 16 Cálculo del esfuerzo vertical σ_V a nivel de desplante.

Donde:

$$FT = \frac{1}{2}.\gamma.f.H^2.K_{af}$$

e=Excentricidad

R=Resultante de las fuerzas verticales (V1+qL)

Suponiendo un Talud infinito se toma I = β

$$V2 = \frac{\gamma.f.L.(h-H)}{2}$$

Los pasos para la determinación del esfuerzo vertical son:

a) Calcular la fuerza total “FT”

b) Calcular la excentricidad “e” de la resultante de las fuerzas en la base del muro de acuerdo a la suma de momentos en la masa de suelo reforzado tomando como referencia la línea central de dicha masa. Nótese que la resultante “R” en la figura 13 es aproximadamente igual a la suma de las fuerzas verticales sobre el relleno reforzado, esta condición se produce de la siguiente manera:

$$e = \frac{F_H.\frac{h}{3} - F_V.\frac{L}{2} - V_2.\frac{L}{6}}{V_1 + V_2 + F_V}$$

Donde:

$F_H = FT.cos\beta$

$F_V = FT.sen\beta$

V1, V2 = Fuerzas Verticales actuantes

a) La excentricidad “e” debe ser menor que L/6 en suelos o L/4 en rocas. Si “e” es mayor, entonces una mayor longitud de refuerzo será requerido.

b) Calcular el esfuerzo vertical equivalente uniforme en la base, σ_V:

$$\sigma_V = \frac{V_1 + V_2 + F_V}{L - 2e}$$

Esta propuesta está dada por Meyerhof, quien asume que la excentricidad de la carga resultante es una redistribución de presiones mayor, puesto que se reduce el área de la base del muro. Esta área está definida por un ancho igual al muro menos dos veces la excentricidad.

c) Agregar las cargas externas a σ_V si existen.

2.4.2. FACTORES DE SEGURIDAD

Dado el dimensionamiento preliminar de la estructura, se establece criterios de factores de seguridad para los diferentes tipos de falla que puedan ocurrir.

Una de las fallas principales que se pueden presentar en el muro mecánicamente estabilizado es la falla por deslizamiento, por lo tanto, de acuerdo con el dimensionamiento inicial, se puede presentar principalmente en la capa base del muro puesto que es la profundidad más crítica donde actúa el peso del relleno retenido. Por lo tanto, este factor de seguridad está dado por:

$$F.S._{des} = \frac{\sum P_r}{\sum P_d} \geq 1.5$$

En donde:

P_r = Fuerzas resistentes por unidad de longitud del muro de las fuerzas horizontales.

$P_r = (V_1 + V_2 + F_V).\mu$

Por lo que el coeficiente "μ" es el coeficiente de fricción más crítico en la base del muro y es elegido como el mínimo de las siguientes tres posibilidades:

- El deslizamiento a lo largo del suelo de desplante. Si el esfuerzo cortante (cohesión y ángulo de fricción) es menor que el del material de relleno.

- El deslizamiento a lo largo del relleno reforzado (coeficiente de fricción del relleno reforzado).

- Para geosintéticos de tipo laminado, el deslizamiento que se da a lo largo de la capa más débil en todas las interfaces suelo-refuerzo. El ángulo de fricción que se da en la interacción suelo-refuerzo "ρ" preferentemente se debe medir por medio de pruebas de corte directo.

P_d = Fuerzas horizontales actuantes.

$P_d = F_H$

El efecto de las cargas externas sobre la masa de relleno reforzado, el cual incrementa la resistencia al deslizamiento, podrían ser incluidas si

las cargas son permanentes. Por ejemplo, la carga viva del tráfico puede ser excluida del análisis.

Otra de las fallas que puede existir en el funcionamiento del muro mecánicamente estabilizado, es la falla por capacidad de carga, la cual se presenta en dos modos probables: falla por corte general y falla por corte local, esta última caracterizada por un acomodamiento de los suelos de desplante cuando suelos sueltos o blandos existen debajo del muro.

a) Falla por corte general. Para prevenir la falla por cortante general, requerimos que el esfuerzo vertical en la base calculado con el tipo de distribución de Meyerhof no exceda la capacidad de carga admisible determinada para el suelo de desplante, consideramos un factor de seguridad de 2.5, lo que da así:

$$\sigma_V \leq q_a = \frac{q_{ult}}{F.S.}$$

Donde:

q_a=Capacidad de carga admisible.

q_{ult}=Capacidad de carga última

Un factor de seguridad de 2.0 puede ser usado si se justifica con análisis geotécnicos, la determinación de asentamientos aceptables.

Por lo tanto, para determinar la capacidad de carga última "q_{ult}" usando métodos de mecánica de suelos básico, por ejemplo para un nivel de grado en frente del muro y sin la influencia de aguas subterráneas tenemos que:

$$q_{ult} = c_f.N_c + 0.5(L - 2e)\gamma_c.N_\gamma$$

Donde:

c_f = cohesión del suelo

γ_c = peso volumétrico del suelo de desplante.

N_c y N_γ =coeficientes de capacidad de carga adimensionales dados en el cuadro 05.

Cuadro N° 5

Factores de capacidad de carga.

φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	**26**	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	**27**	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	**28**	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	**29**	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	**30**	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	**31**	32.67	20.63	25.90
6	6.81	1.72	0.57	**32**	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	**33**	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	**34**	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	**35**	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	**36**	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	**37**	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	**38**	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	**39**	37.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	**40**	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	**41**	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	**42**	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	**43**	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	**44**	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	**45**	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	**46**	152.10	158.51	330.35

21	15.82	7.07	6.20	**47**	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	**48**	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	**49**	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	**50**	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001)

Ya obtenida la capacidad de carga última que recibe el suelo de desplante se comprueba, teniendo en cuenta el factor de seguridad dado, si el esfuerzo vertical es menor o igual a la capacidad de carga admisible. El esfuerzo vertical puede ser disminuido y la capacidad de carga última en los refuerzos incrementa a lo largo de ellos.

a) Falla por corte local. Para prevenir los movimientos horizontales de la estructura en suelos cohesivos débiles se debe comprobar que: $\gamma H \leq 3c_f$

Si las condiciones de carga no son las adecuadas, la mejora del suelo de desplante es la indicada.

La estabilidad general de la estructura está determinada por análisis rotacionales, el cual puede ser realizado usando métodos de análisis de estabilidad de taludes. El muro de suelo reforzado es considerado un cuerpo rígido y solo son consideradas las fallas de superficie completamente fuera de la masa reforzada. Para estructuras simples con geometría rectangular, espaciamiento de los refuerzos relativamente uniforme, y una cara del muro vertical, las fallas compuestas, pasando tanto en las zonas reforzadas como en las zonas no reforzadas, generalmente no son críticas. Sin embargo, si existen condiciones complejas en las que existan cambios de tipo de refuerzo o su longitud efectiva, cargas externas de alta magnitud, estructuras con la cara del muro inclinada, taludes pronunciados que descansas tanto en el pie como en la parte superior del muro, o estructuras apiladas, las fallas compuestas deben ser consideradas.

Si el factor de seguridad mínimo es menor que el usualmente recomendado (F.S. de 1.3), entonces se incrementa la longitud efectiva del refuerzo o se mejora el suelo de desplante.

2.4.3. CARGAS SÍSMICAS

Durante un terremoto, el relleno retenido ejerce un empuje horizontal dinámico, P_{AE}, sobre el muro mecánicamente estabilizado adicional al empuje estático de la estructura. Por otra parte, la masa de suelo reforzado está sujeta a una fuerza de inercia horizontal:

$P_{IR} = M.A_N$

Dónde:

M = es la masa de la porción activa de la sección reforzada del muro suponiendo en la base un ancho de 0.5H.

A_N = es la aceleración horizontal máxima en el suelo reforzado del muro.

El empuje horizontal dinámico puede ser evaluado por un análisis pseudoestático de Mononobe-Okabe; por lo que este empuje se añade a las fuerzas estáticas actuantes sobre el muro (peso, sobrecarga, empuje estático). Los factores de seguridad dinámico mínimo admisible están dados por un 75 por ciento de los factores de seguridad en estado estático. La ecuación para P_{AE} fue desarrollada suponiendo un relleno horizontal, con un ángulo de fricción de 30 grados y puede ser ajustada para otros ángulos de fricción de los suelos usando el método Mononobe-Okabe, con una aceleración horizontal igual a A_m y una aceleración vertical igual a cero.

La evaluación de estabilidad externa en caso de presentarse un sismo es realizado de la siguiente manera:

- Se selecciona la aceleración pico del terreno basado en el diseño por sismo en estructuras.

- Se calcula la aceleración máxima A_m desarrollada en el muro:

$$A_m = (1.45 - A)A$$

Donde:

A = Coeficiente de aceleración máxima del terreno.

A_m = Coeficiente de aceleración máxima en el centroide de la masa del muro.

- Se calcula la fuerza de inercia horizontal P_{IR} con términos de las propiedades del muro tenemos que:

$$P_{IR} = 0.5A_m\gamma_r H^2 \; para\; rellenos\; horizontales$$

Por lo tanto el empuje sísmico P_{AE}, dado con términos de las propiedades del muro es:

$$P_{AE} = 0.375.A_m\gamma_f H^2 \; para\; rellenos\; horizontales$$

- Se agregan las fuerzas sísmicas obtenidas en los pasos anteriores a las fuerzas actuantes en la estructura, con una relación de 50 por ciento del empuje sísmico P_{AE} y la totalidad de la fuerza de inercia P_{IR}. La reducción de P_{AE} es implementada puesto que es poco probable que se presenten las dos fuerzas máximas, simultáneamente.

- Para estructuras que retienen rellenos en talud, la fuerza de inercia y el empuje dinámico horizontal se debe basar en la altura H_2 cerca de la parte posterior de la masa del muro, determinada de la siguiente manera:

$$H_2 = H + \frac{tan\beta.0.5H}{(1 - 0.5tan\beta)}$$

El empuje dinámico horizontal puede ser ajustado para rellenos en talud usando el método de Mononobe-Okabe, con la aceleración horizontal K_h igual a A_m y K_v igual a cero. Una altura de H_2 podría ser usada para calcular P_{AE} en este caso. P_{IR} Para rellenos en talud podría ser calculado de la siguiente manera:

$$P_{IR} = P_{ir} + P_{is}$$

Donde:

$$P_{ir} = 0.5 A_m \gamma_f H_2 H$$

$$P_{is} = 0.125 A_m \gamma_f (H_2)^2 tan\beta$$

Por lo que el empuje dinámico horizontal para rellenos en talud es:

$$P_{AE} = 0.5 \gamma_f (H_2)^2 K_{AE}$$

Donde:

P_{ir} = es la fuerza de inercia causada por la aceleración del relleno reforzado.

P_{is} = es la fuerza de inercia causada por la aceleración de la sobrecarga del relleno en talud por encima del relleno reforzado, a un ancho igual a 0.5H2 que es donde ejerce la fuerza P_{ir}.

Estas fuerzas actúan en los centroides mostrados en la figura 17. El coeficiente de presión de tierra sísmico K_{AE} está basado en la expresión general del cálculo de Mononobe-Okabe, dado como:

$$K_{AE} = \frac{cos^2(\varphi - \varepsilon - 90 + \theta)}{\cos\varepsilon \, cos^2(90 - \theta)\cos(I + 90 - \theta + \varepsilon)\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\varphi + I)sen(\varphi - \varepsilon - I)}{\cos(I + 90 - \theta + \varepsilon)\cos(I - 90 + \theta)}}\right]^2}$$

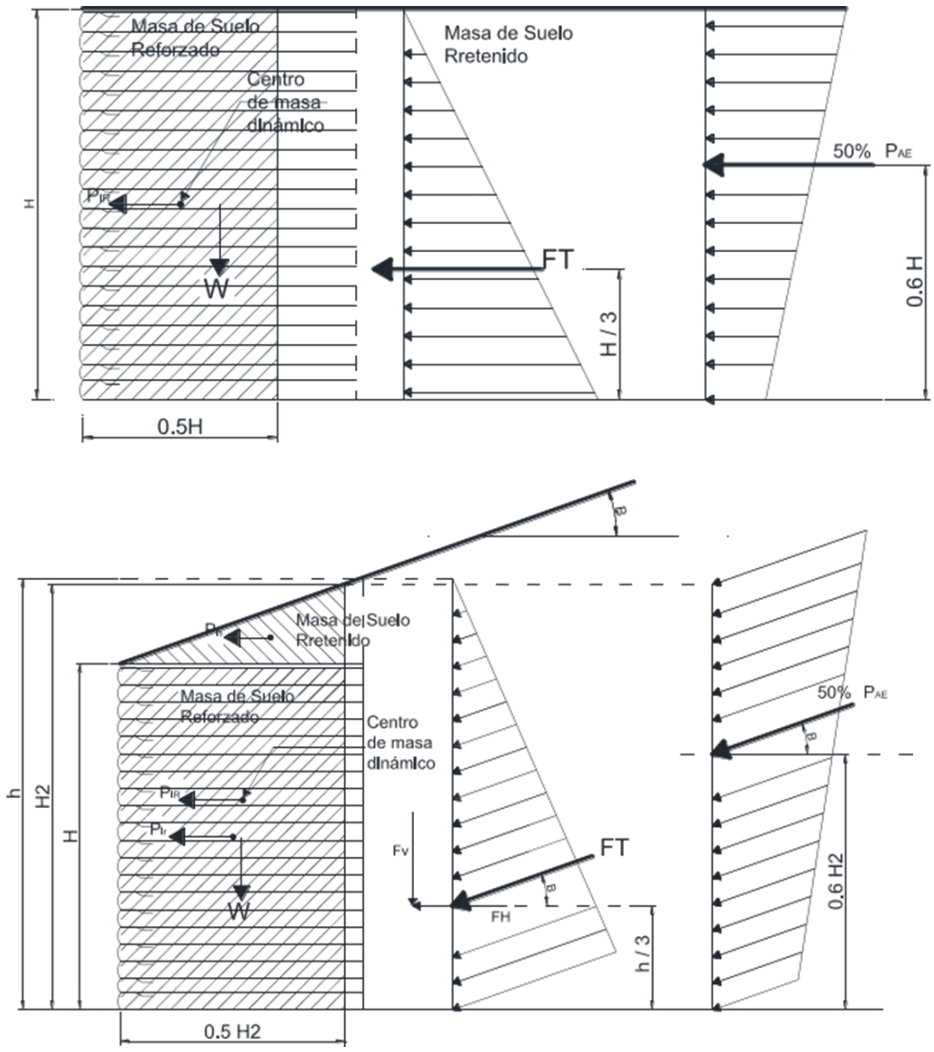
Donde

I=ángulo del talud del relleno= β

ε=arc tan(K_h/1-K_V)

φ = ángulo de fricción del suelo retenido

θ = ángulo de inclinación de la cara del muro



Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001) IMT, Publicación Técnica No. 382 (2013)

Figura N° 17 Calculo de estabilidad externa en caso de sismos para Muros mecánicamente estabilizados.

Las fuerzas sísmicas establecidas anteriormente se deben evaluar conjunto a las fuerzas estáticas en la evaluación de la estabilidad por deslizamiento y capacidad de carga; así como revisar que el cálculo de los factores de seguridad sean igual o mayor que el 75 por ciento de los factores mínimos establecidos, además de que la excentricidad este dentro de L/3 para los casos de suelo y roca.

2.5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA

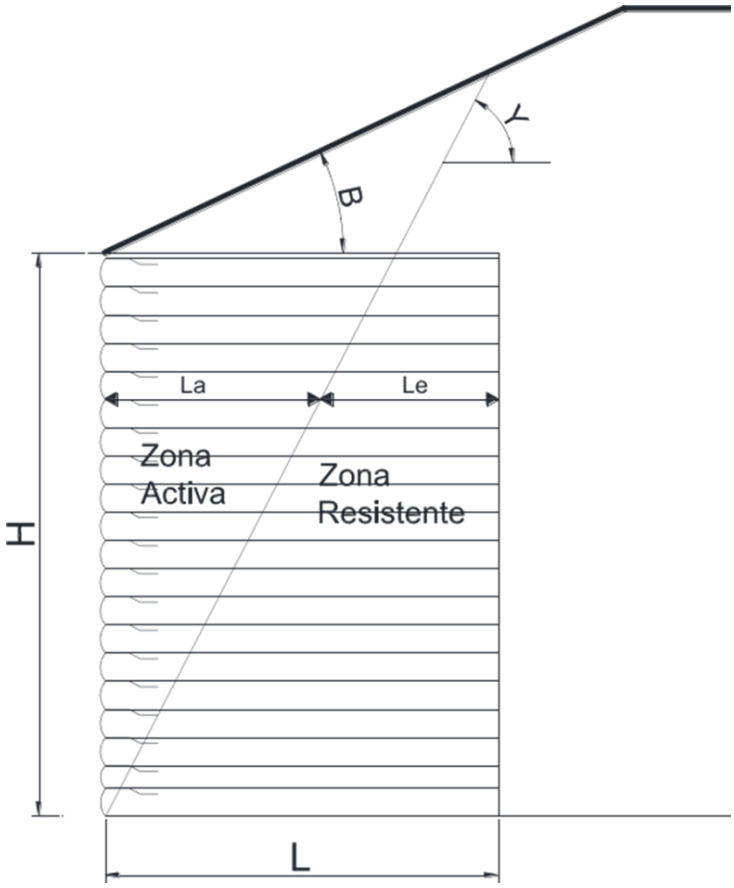
Las fuerzas de tensión en las inclusiones permiten un estiramiento excesivo hasta alcanzar el punto de ruptura, por lo que la estructura es más propensa al movimiento antes del colapso estructural, lo que se conoce como "falla por elongación o fractura". Otra de las fallas más comunes en los muros mecánicamente estabilizados es cuando el esfuerzo excede la resistencia al arrancamiento. Es decir, la fuerza requerida para empujar el refuerzo fuera del suelo. Esto, a su vez, aumenta el esfuerzo cortante alrededor del suelo, lo que hace que la estructura se mueva más y se conduzca a su eventual colapso. Esta condición de error se denomina falla de extracción.

Las fallas mencionadas anteriormente son las dos diferentes formas de falla interna que se puede presentar en un muro mecánicamente estabilizado, por lo que el proceso de análisis para el diseño de la estructura en su funcionamiento interno está basado en evitar este tipo de fallas, por lo tanto este proceso consiste en determinar el desarrollo máximo de las fuerzas a tensión, su ubicación a lo largo de la superficie de deslizamiento crítico y la distancia proporcionada al refuerzo para soportar el esfuerzo a tensión y su capacidad a la extracción. (FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001); IMT, Publicación Técnica No. 382 (2013)).

2.5.1. SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO: FUERZAS DE TENSIÓN MÁXIMA

La superficie de deslizamiento crítica en un Muro con refuerzos simples está dada por las fuerzas de tensión máximas Tmax; es decir, la ubicación geométrica de estas fuerzas en cada capa de refuerzo. Las fuerzas máximas de tensión han sido asumidas aproximadamente lineales para geosintéticos (figura 18) pasando por el pie del muro. Cuando se desarrolla la falla, el refuerzo puede tener elongaciones y, por lo tanto, deformaciones en esta intersección con la superficie de falla, de

lo que resulta que las fuerzas de tensión en el esfuerzo pueden incrementar y rotar.



Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001) IMT, Publicación Técnica No. 382 (2013)

Figura N° 18 Ubicación de la superficie de falla para la estabilidad interna del Muro.

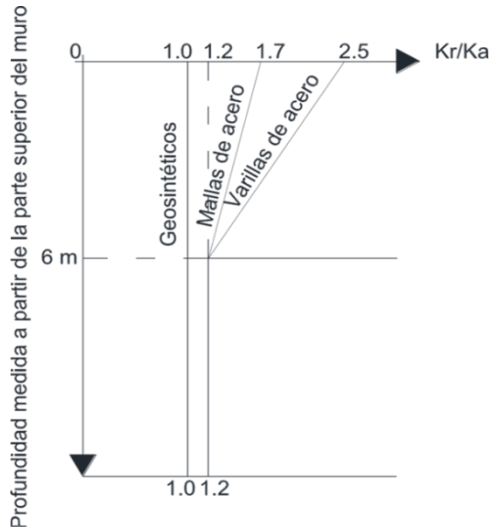
Para el caso de muros verticales, el ángulo $Y = 45 + \varphi/2$, en caso de que la cara del muro tenga una inclinación mayor de 10° o más con respecto a la vertical se toma la siguiente expresión:

$$\tan(Y-\varphi) = \frac{-\tan(\varphi-\beta)\sqrt{\tan(\varphi-\beta)[\tan(\varphi-\beta)+\cot(\varphi+\theta-90)][1+\tan(\delta+90-\theta)\cot(\varphi+\theta-90)]}}{1+\tan(\delta+90-\theta)[\tan(\varphi-\beta)+\cot(\varphi+\theta-90)]}$$

Con $\delta = \beta$

Las fuerzas de tensión máximas son principalmente relacionadas con el tipo de Geosintético usado en los Muros mecánicamente estabilizados; los que, a su vez, está en función del módulo de extensibilidad y de densidad del refuerzo. Una relación entre el tipo de refuerzo y el sobreesfuerzo que puede llegar a admitir, aparece en la figura 19, es así una relación que nos permite usar el coeficiente de presión activa para cualquier profundidad.

Este análisis de esfuerzos laterales relaciona el coeficiente "K" con datos de campo admisibles, donde el esfuerzo en las inclusiones ha sido medido y normalizado en función de un coeficiente de presiones de tierra Ka. La relación mostrada en la figura 19 corresponde a valores representativos suponiendo un esfuerzo vertical igual a la carga γH, esto proporciona un método de evaluación simplificada para muros con relleno cohesivos reforzados.



Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001) IMT, Publicación Técnica No. 382 (2013)

Figura N° 19 Relación de esfuerzo-profundidad en muros mecánicamente estabilizados.

El coeficiente lateral de presión de tierra "K" es determinado usando la relación de presiones de tierra de Coulomb, suponiendo que no hay fricción en el muro y que no existe un relleno en talud (β = 0). Por lo tanto, para muros verticales el coeficiente de presión de tierra se reduce a la ecuación de Rankine:

$$K_a = tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$$

En los casos cuando el muro presenta una inclinación en su cara de igual o mayor que 8 grados con respecto a la vertical, la forma simplificada de la ecuación de Coulomb puede ser usada:

$$K_a = \frac{sen^2(\theta + \varphi)}{sen^3\left[1 + \frac{sen\varphi}{sen\theta}\right]^2}$$

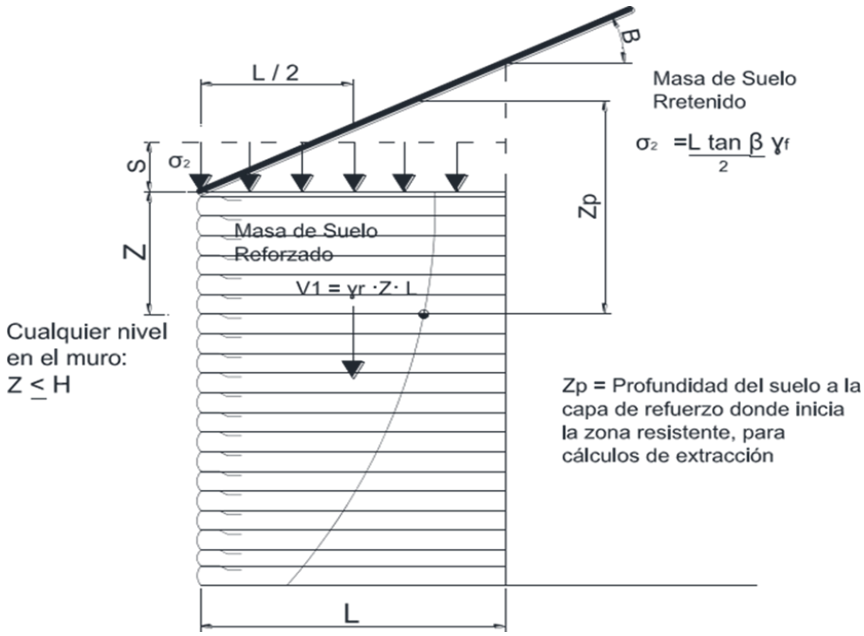
Donde:

θ = es la inclinación de la parte posterior de la cara del muro medido de la horizontal que está en la parte frontal del muro.

El esfuerzo vertical (γH) es el resultado de las fuerzas gravitacionales provenientes del peso propio del suelo dentro e inmediatamente por encima del relleno reforzado del muro, y cualquier carga externa que se presente cuando el muro retenga un relleno en talud, por lo que el esfuerzo vertical para el cálculo de la carga máxima admisible en el refuerzo para este tipo de rellenos está mostrado en la figura 20, donde se obtiene:

$$S = \frac{1}{2} L.tan\beta$$

$$\sigma_v = \gamma_r Z + \frac{1}{2} L(tan\beta)\gamma_r$$



Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001). IMT, Publicación Técnica No. 382 (2013)

Figura N° 20 Cálculo de esfuerzo vertical para condiciones en las que el relleno está en talud.

Se determina Ka usando un ángulo del talud "β", y Kr de la figura 20. Para la falla por extracción se revisa la siguiente condición:

$\sigma_v = \gamma_r Z_p \; y \; Z \geq Z_p + S$

Por lo tanto, para obtener la tensión máxima en cada uno de los refuerzos podemos seguir los siguientes pasos:

a) Calcular en cada nivel de refuerzo el esfuerzo horizontal σ_H a lo largo de la línea de falla del peso del relleno retenido γ_r agregando, si se presenta, las cargas uniformemente distribuidas "q" o cargas concentradas $\Delta\sigma_v$ y $\Delta\sigma_h$.

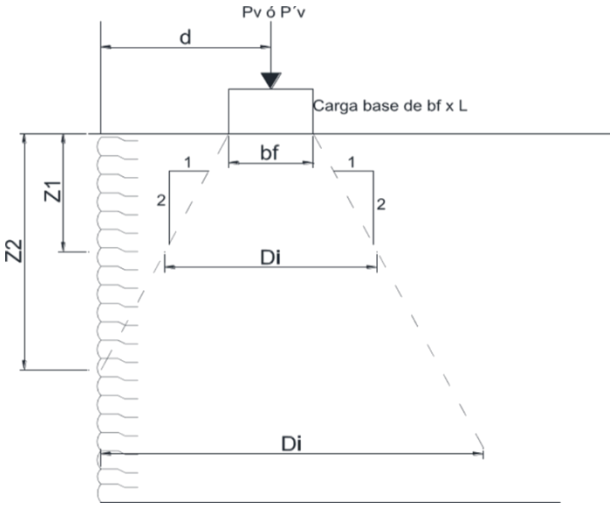
   $\sigma_{Hi} = K_r \sigma_{vi} + \Delta\sigma_{hi}$

Dónde:

$\sigma_v = \gamma_r Z_i + \sigma_2 + q + \Delta\sigma_{vi}$

Por lo que Kr = Ka como se muestra en la figura 19 y Z es la profundidad referenciada a la capa por debajo de la parte superior del muro.

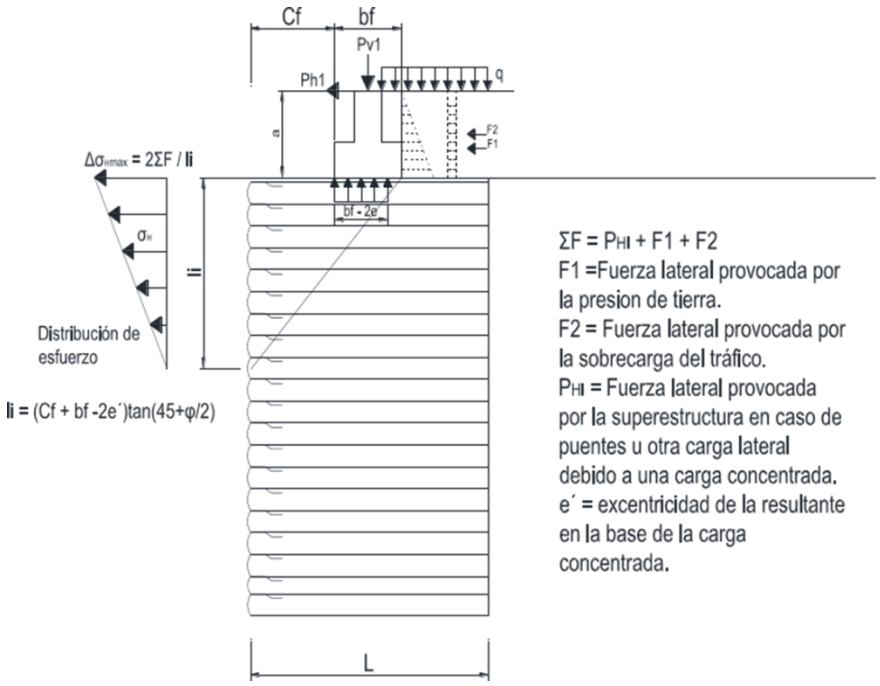
$\Delta\sigma_v$ = es el incremento de esfuerzo vertical debido a cargas concentradas usando una distribución piramidal 2V:1H como muestra:



Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001) IMT, Publicación Técnica No. 382 (2013)

Figura N° 21 Distribución del esfuerzo cuando se presentan cargas concentradas Pv para cálculos de estabilidad interna y externa.

$\Delta\sigma_h$ = es el incremento de esfuerzo horizontal debido a cargas concentradas de forma horizontal (Figura 22).



Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001)IMT, Publicación Técnica No. 382 (2013)

Figura N° 22 Distribución de esfuerzos para cálculos de estabilidad interna. Fuerzas horizontales.

a) Calcular la tensión máxima "Tmax" en cada capa de refuerzo, basado en el espaciamiento entre las capas Sv, lo que da:

$$T_{\max i} = \sigma_{Hi}.S_{vi}$$

"Tmax" puede ser calculado en cada nivel de refuerzo en caso de que el geosintético no cubra en su totalidad la superficie reforzada, esto se puede presentar cuando se proponga en el diseño bandas de geosintético.

$$T_{\max i} = \frac{\sigma_{Hi}.S_{vi}}{R_c}$$

d) Calcular la estabilidad interna con respecto a que se presente una ruptura del geosintético, por lo que esta estabilidad debe mantener la siguiente condición:

$$T_a \geq \frac{T_{max}}{R_c}$$

Donde:

R_c = es la relación de cobertura

$R_c = b/S_h$

T_a=es la fuerza de tensión admisible en el refuerzo.

Dadas las condiciones en esta figura 21, podemos obtener las siguientes expresiones:

Para Z1 ≤ Z2:

$D_i = bf + Z1$

Para Z1 > Z2:

$D_i = \frac{bf+Z1}{2} + d$

Por lo tanto, para cargas en banda:

$\Delta\sigma_v = \frac{P_v}{D_i}$

Para base de carga aislada:

$\Delta\sigma_v = \frac{P_v}{D_i(L+Z1)}$

Para cargas puntuales.

$\Delta\sigma_v = \frac{P'_v}{{D_i}^2}\ con\ un\ bf = 0$

Dónde:

Di = longitud efectiva de la aplicación de la carga a cualquier profundidad.

bf= ancho de aplicación de la carga base

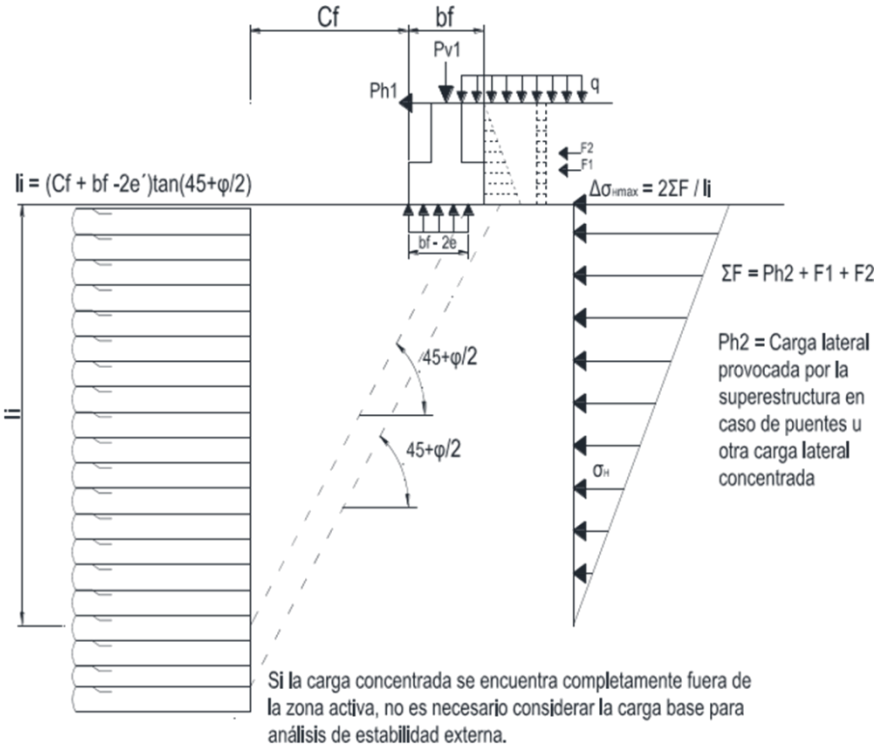
L = Longitud de la carga base.

Pv = carga por metro lineal de la carga base.

P´v = Carga base aislada o cargas puntuales.

Z2 = Profundidad donde el ancho efectivo intersecta con la parte posterior a la cara del muro

Z2 = 2d-bf



Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001) IMT, Publicación Técnica No. 382 (2013)

Figura N° 23 Distribución de esfuerzos para cálculos de estabilidad externa. Fuerzas horizontales.

2.5.2. LONGITUD MÁXIMA EFECTIVA DE REFUERZO

La estabilidad con respecto a la extracción del geosintético requiere que el siguiente criterio sea establecido:

$$T_{max} = \frac{1}{FS_{PO}} F^{*}.\gamma.Z_p.L_e.C.R_c.\alpha$$

Donde:

FS_{PO} = Factor de seguridad en contra de la extracción ≥ 1.5

T_{max} = Tensión Máxima del refuerzo

C = 2 para refuerzos de mallas

α = Factor de corrección a escala.

F^{*} =Factor de resistencia a la extracción.

R_c =Relación de cobertura.

$\gamma . Z_p =$ Presión de vertical a una profundidad dada, incluyendo las cargas muertas e ignorando las cargas vivas, por ejemplo el tráfico vehicular en su caso.

$L_e =$ Longitud de empotramiento en la zona resistente. Cabe notar que el límite entre la zona resistente y la zona activa puede ser modificado por cargas concentradas (como se aprecia en las figuras 22 y 23).

Por lo tanto, la longitud de empotramiento requerido en la zona resistente; es decir, fuera de la superficie de falla, puede determinarse de la siguiente manera:

$$L_e \geq \frac{1.5T_{max}}{C.tan\varphi.C_i.\gamma_r.Z_p.R_c.\alpha} \geq 1m$$

Si el criterio anterior no es satisfactorio para todas las capas de refuerzo, la longitud de refuerzo se incrementa o se implementa un refuerzo con una mayor resistencia a la extracción, o el espaciamiento vertical de las capas de geosintético puede ser reducido el cual provocaría una reducción a la tensión máxima del refuerzo “Tmax”.

La longitud de geosintético necesaria para evitar la falla por elongación o ruptura, está dada por la longitud de la parte posterior de la cara del muro al plano de falla, también llamada longitud en la zona activa. Esta es obtenida de la figura 18 para estructuras simples, sin soportar cargas externas concentradas, basándose en esta figura tenemos la siguiente relación:

En el caso de muros verticales con rellenos horizontales:

$$L_a = (H - Z)\tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Donde:

Z = profundidad del refuerzo a partir de la parte superior del muro.

Por lo tanto, la longitud máxima efectiva del refuerzo “L” requerida para la estabilidad interna está determinada por la suma de la longitud en la zona activa y la longitud de empotramiento:

$$L = L_e + L_a$$

Comparando esta longitud calculada con la longitud propuesta al inicio del cálculo, de esta manera nos da una propuesta efectiva para el funcionamiento del muro. Para facilidad de construcción, una longitud uniforme se puede proponer en todas las capas de geosintético, basada en la máxima longitud efectiva requerida, sin embargo, la longitud dada con la combinación de los análisis externo e interno puede ser utilizada y por lo tanto la longitud incrementara con respecto a la altura del muro, manteniendo el mismo funcionamiento.

2.5.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA CON CARGAS SÍSMICAS.

Las fuerzas sísmicas producen una fuerza inercial "P_I" actuando horizontalmente conjunto con las fuerzas estáticas. Esta fuerza puede seguir un incremento dinámico, qu8e eleva por consecuencia las fuerzas de tensión en los refuerzos.

Asumimos que la ubicación y la pendiente de la línea máxima de fuerzas de tensión no cambian durante los eventos sísmicos; por lo tanto, el análisis de estabilidad interna incluyendo las cargas sísmicas se obtiene de la siguiente manera:

a) Calcular la aceleración máxima en el muro y la fuerza PI actuando por encima de la base del muro:

$$P_I = A_m W_A$$

$$A_m = (1.45 - A)A$$

Dónde:

W_A = es el peso de la zona activa

A = Coeficiente de aceleración máxima del terreno.

e) Calcular la carga estática máxima aplicada a el refuerzo horizontal "Tmax", calculando el esfuerzo horizontal σH usando el coeficiente K previamente desarrollado.

$$\sigma_H = K\sigma_v + \Delta\sigma_h = K\gamma Z + \Delta\sigma_h K + \Delta\sigma_h$$

Por lo que calculamos la componente de la fuerza de tensión máxima:

$T_{max} = \sigma_H . S_v$

f) Calcular el incremento dinámico "T_{md}" directamente inducido por la fuerza de inercia en los refuerzos, distribuido en los diferentes refuerzos proporcionalmente a su "área resistente" (L_e), por lo que tenemos que el incremento dinámico es:

$T_{md} = P_I \frac{L_{e\,i}}{\sum_{i=1}^{n} L_{e\,i}}$

g) Por lo tanto la fuerza de tensión máxima es:

$T_{total} = T_{max} + T_{md}$

Con la fuerza de tensión obtenida, incluyendo las cargas sísmicas, revisamos la estabilidad de la estructura con respecto a la ruptura y la extracción del geosintético, con un factor de seguridad sísmico del 75 por ciento del factor de seguridad mínimo admisible.

Para la falla por ruptura del geosintético, los refuerzos se deben de diseñar para resistir las cargas estáticas y dinámicas por lo que debe cumplir las siguientes condiciones:

Para cargas estáticas:

$T_{max} \leq \frac{S_{rs} x R_c}{(0.75) RF x FS}$

Para las cargas dinámicas, donde la carga es aplicada por un tiempo corto, una reducción por fluencia no es requerida; por lo tanto:

$T_{max} \leq \frac{S_{rt} x R_c}{(0.75) FS . RF_n . RF_{In}}$

Entonces, el esfuerzo último requerido para los refuerzos con geosintéticos es:

$T_{ult} = S_{rs} + S_{rt}$

Donde:

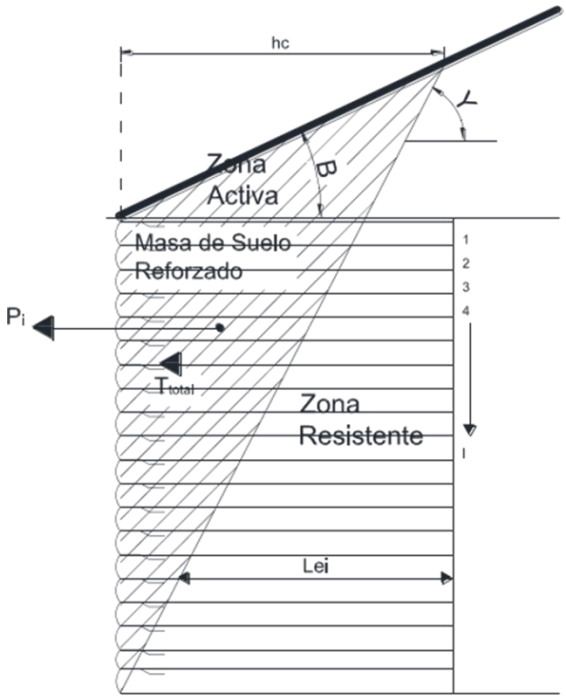
S_{rs} = es el esfuerzo del refuerzo necesario para resistir las cargas estáticas.

S_{rt} = es el esfuerzo del refuerzo necesario para resistir las cargas dinámicas o transitorias.

Para evitar la extracción aún bajo cargas sísmicas, para todos los refuerzos, el coeficiente de fricción para F* se podría reducir al 80% del valor estático:

$$T_{total} \leq \frac{P_r . R_c}{0.75 F S_{PO}} = \frac{C.(0.8F^*)}{0.75 * 1.5} . \gamma Z' . L_e . R_c . \alpha$$

La extensibilidad de los refuerzos afecta a la rigidez general de la masa de suelo reforzado puesto que la reduce, esperando tener una influencia en el diagrama de diseño para presión lateral de tierra inducido por la carga sísmica.



Fuente: FHWA, Publication FHWA-NHI-00-043 (2001) IMT, Publicación Técnica No. 382 (2013)

Figura N° 24 Estabilidad sísmica interna en muros mecánicamente estabilizados.

Donde:

P_I=Fuerza inercial interna debida al peso del relleno dentro de la zona activa.

$L_{e\,i}$=Longitud de refuerzo en la zona resistente, longitud de empotramiento.

T_{max}=Carga aplicada a cada refuerzo debido a las cargas estáticas.

T_{md}=Carga aplicada en cada refuerzo debido a las cargas dinámicas.

T_{total}=Carga total aplicada en cada refuerzo.

$T_{total} = T_{max} + T_{md}$

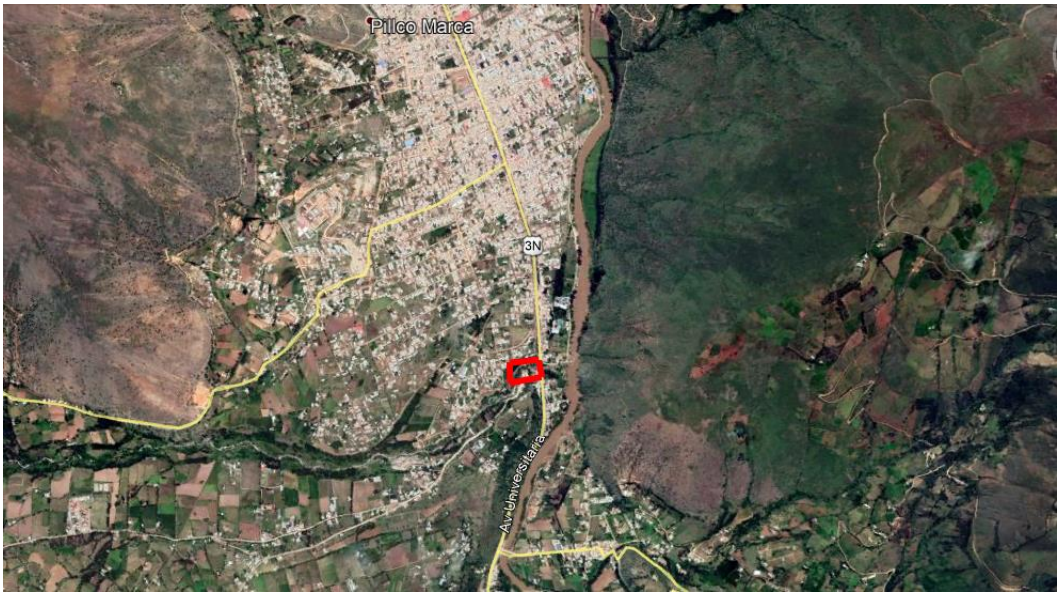
2.5.4. ESPACIAMIENTO DE LOS REFUERZOS

El uso de una sección constante de refuerzos y el espaciamiento para la altura total del muro mecánicamente estabilizado, normalmente se propone más material de refuerzo cerca de la parte superior del muro puesto que es requerido para la estabilidad. Por lo tanto, para un diseño más económico se puede variar la densidad del refuerzo con respecto a la profundidad. Sin embargo, para proporcionar una masa de suelo reforzado coherente, el espaciamiento vertical de los refuerzos principales no debe exceder los 800 mm.

CAPÍTULO III:

3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE MURO SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICO PARA EL PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE POZO DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES Y DEFENSA RIBEREÑA ZONA OTORONGO SECTOR 3 DEL DISTRITO DE PILLCO MARCA PROVINCIA DE HUÁNUCO – HUÁNUCO.

3.1. UBICACIÓN DEL PROYECTO



Fuente: Google Earth

Figura N° 25 Ubicación de la Zona de Estudio

El proyecto Construcción de Pozo de Bombeo de Aguas Residuales y Defensa Ribereña está ubicado en la zona Otorongo Sector 3 del Distrito de Pillco Marca en la provincia de Huánuco y departamento de Huánuco – Perú. Se encuentra a una distancia de 6 km de la ciudad de Huánuco y 411 km aproximadamente desde la ciudad de Lima por la ruta de la Carretera Central.

3.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Actualmente la estación aguas residuales EBAR en la zona Otorongo Sector 3 del distrito de Pillco Marca se encuentra destruido por el efecto socavante en la margen izquierda del río Huancachupa por eventos externos de altas precipitaciones y máximas avenidas, existiendo la necesidad de construcción de una defensa ribereña que cumplan la función de proteger el colapso de los taludes con el objetivo de proteger las viviendas de la zona y la estación de bombeo de aguas residuales EBAR ubicada en este lugar. Es por ello que se realiza la investigación proponiendo para la defensa ribereña un muro suelo reforzado con geosintéticos protegido con un colchón de enrocado para validar la hipótesis de favorable influencia en análisis, diseño y costo.

Fuente: Propia.

Figura N° 26 Toma fotográfica con vista aguas arriba del río Huancachupa en la zona el Otorongo Sector 3 Pillco Marca.

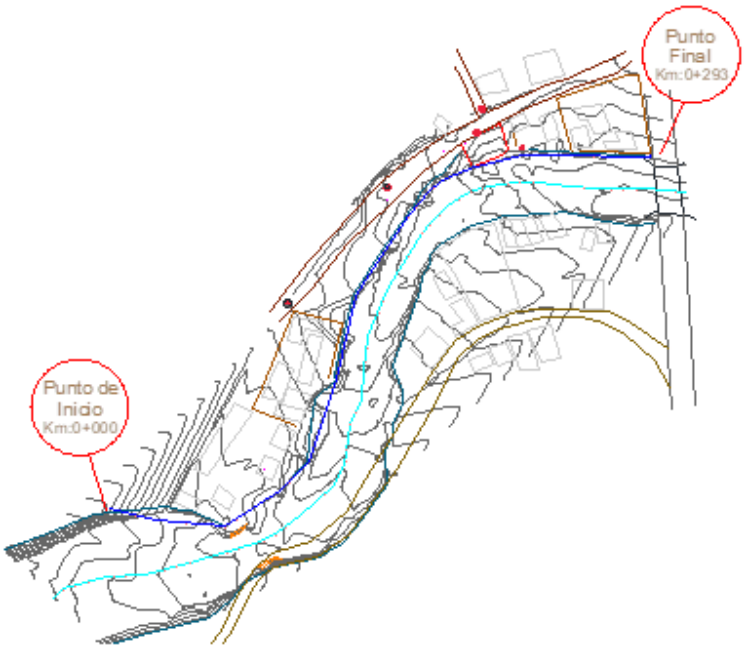
Fuente: Propia.

Figura N° 27 Toma fotográfica con vista aguas abajo de la estación aguas residuales EBAR destruida.

3.3. TRABAJOS DE CAMPO:

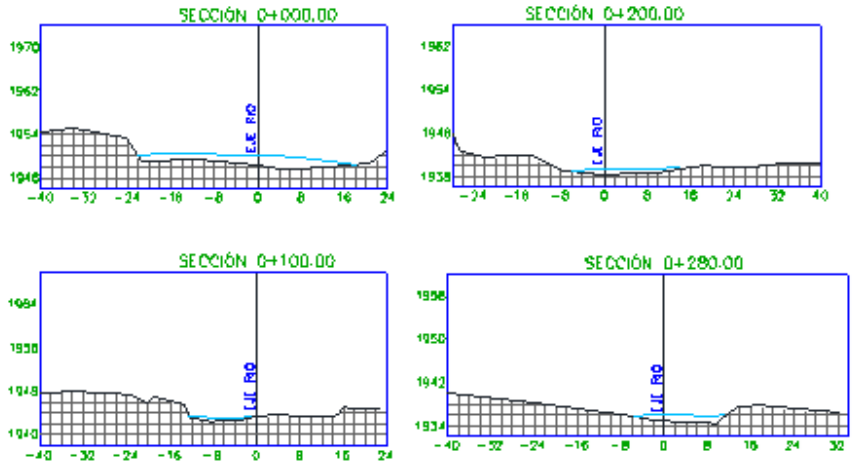
3.3.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO:

La zona del proyecto presenta la siguiente topografía.



Elaboración Propia, Datos: GOREHCO

Figura N° 28 Plano topográfico en planta del proyecto.



Elaboración Propia, Datos: GOREHCO

Figura N° 29 Secciones topográficas del proyecto.

3.3.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

Hidrográficamente el área de estudio pertenece a la microcuenca del río Huancachupa, vertiente de la cuenca del Huallaga y esta a su vez vertiente del Amazonas y este del Atlántico.

Cuadro N° 6

Parametros morfometricos de la microcuenca del río Huancachupa

PARAMETROS MORFOMETRICOS DE LA MICROCUENCA DEL RÍO HUANCACHUPA		
DESCRIPCIÓN	UND	VALOR
De la superficie		
Área	km2	185.979
Perímetro de la cuenca	km2	70.53
Cotas		
Cota máxima	msnm	4500
Cota mínima	msnm	1950
Centroide (PSC:WGS 1984 UTM ZONE 18S)		
X centroide	m	353469.45
Y centroide	m	8888978.87
Z centroide	msnm	3518.95
Altitud		
Altitud media	msnm	3518.95
Altitud más frecuente	msnm	4518.75
Altitud de frecuencia media (1/2)	msnm	4162.48
Pendiente		
Pendiente promedio de la cuenca	%	45.34
De la Red hídrica		
Longitud del curso principal	km	31.17
Orden de la Red Hídrica	UND	4
Longitud de la red hídrica	km	128.51
Pendiente Promedio de la Red Hídrica	%	3.02

Parámetros Generados		
Tiempo de concentración	horas	2.45732698
Pendiente del cauce principal	m/km	81.8094322

Elaboración Propia, Datos: GOREHCO

El número de curva de esorrentía promedio ponderado calculado para la microcuenca es 72.877.

Los periodos de retorno para el cálculo de caudales asumidos para el proyecto son:

Cuadro N° 7
Periodos de Retorno

PERIODOS DE RETORNO	
Descripción	Periodo de Retorno Tr
Muros de Defensa Ribereña	25, 50, 100 y 200 años

Elaboración Propia; Datos: GOREHCO

Los caudales de diseño para la microcuenca del río Huancachupa son:

Cuadro N° 8
Caudales de Diseño

CAUDALES DE DISEÑO			
PERIODO DE RETORNO TR (AÑOS)	GASTO DE APORTE MÁXIMO (M3/S	GASTO DE APORTE MÍNIMO (M33/S)	GASTO DE APORTE PROMEDIO (M3/S)
25	91.7	8.61	42.29
50	110.31	11.4	48.83
100	134.18	15.27	57.02
200	156.08	19.56	63.67

Elaboración Propia; Datos: GOREHCO

El ancho de la sección para el cauce del rio varía de 10 a 15 metros.

Las Características Hidráulicas para los diferente periodos de retorno son:

Cuadro N° 9
Caracteristicas hidraulicas para diferentes Periodos de Retorno.

TIRANTE MÁXIMO EN LA SECCIÓN (m)			
TR=25 AÑOS	TR=50 AÑOS	TR=100 AÑOS	TR=200 AÑOS
de 1.73 a 2.93	de 1.89 a 3.16	de 2.12 a 3.46	de 2.32 a 3.71

Elaboración Propia; Datos: GOREHCO

Para determinar la altura mínima del Muro Asumido se le suma un borde libre de 1.50 m a los tirante calculados.

La profundidad de Socavación calculada para la estructura para los diferentes periodos de retorno son:

Cuadro N° 10
Socavación a diferentes periodos de retorno.

SOCAVACIÓN A DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO			
PERIODO DE RETORNO (TR)	SOCAVACIÓN GENERAL (m)	SOCAVACIÓN LOCAL (m)	PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN TOTAL (m)
25 años	0.53	0.86	1.39
50 años	0.59	0.89	1.48
100 años	0.64	0.93	1.57
200 años	0.74	0.98	1.72

Elaboración Propia; Datos: GOREHCO

3.3.3. PROPIEDADES DE LOS SUELOS

De los ensayos de CORTE DIRECTO ASTM D - 3080, AASHTO T – 236:

Cuadro N° 11
Parámetros de los Suelos

PARÁMETROS DE LOS SUELOS		
SUELO REFORZADO	Peso Unitario (γ)	18.0 kN/m3
	Ángulo de Fricción (φ)	28.0°
SUELO RETENIDO	Peso Unitario γ	18.0 kN/m3
	Ángulo de Fricción (φ)	28.0°
SUELO DE FUNDACIÓN	Peso Unitario (γ)	18.0 kN/m3
	Ángulo de Fricción (φ)	28.0°
	Cohesión equivalente (c)	10.0 kPa

Elaboración Propia; Datos: GOREHCO

3.3.4. CARGA SISMICA

De acuerdo a la Norma Técnica #.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú en su Artículo 10.- Zonificación: El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica.

Fuente: NT E.030 RNE

Figura N° 30 Zonas Sísmicas

A cada zona se asigna un factor Z. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Cuadro N° 12
Factores de Zona "Z"

FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

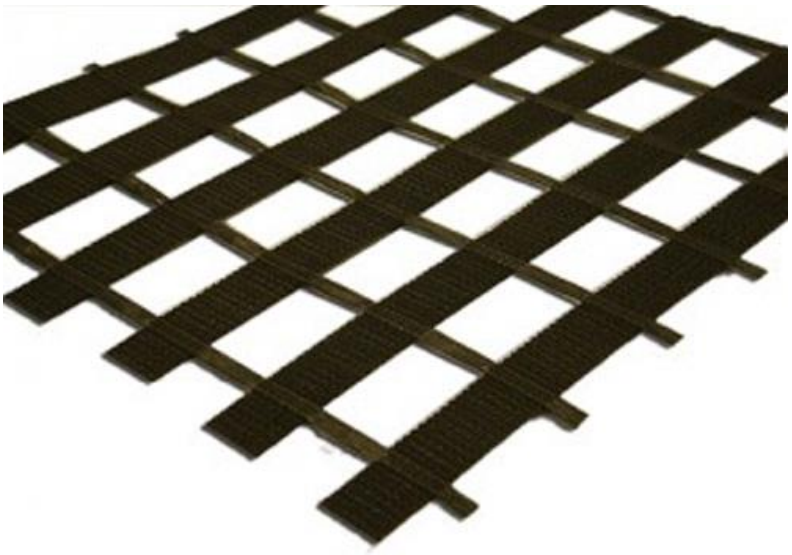
Fuente: NT E.030 RNE

El distrito de Pillco Marca de la Provincia y Departamento de Huánuco se encuentra en la Zona 2, para efectos del cálculo del MSEW se tomará como Coeficiente de aceleración máxima del terreno A=0.28 de forma conservadora.

3.3.5. PROPIEDADES ESTRUCTURALES DE LOS GEOSINTÉTICOS:

3.3.5.1. GEOMALLA UNIAXIAL FORTGRID UX 50 Y UX 75

La geomalla que reforzara el suelo será la geomalla uniaxial FORTGRID UX 50 Y 75 cuyo espaciamiento serán calculados teniendo en cuenta la carga del suelo así como las cargas horizontales.



Fuente: Geomatrix

Figura N° 31 Geomalla uniaxial FORTGRID UX

Las geomallas FORTGRID son empleadas para el refuerzo de capas granulares en la construcción de muros de contención en suelo reforzado y taludes de alta pendiente. Presentan estabilidad en el comportamiento mecánico a largo plazo a través de su baja plasto deformación (bajo creep), lo cual representa permanencia en la función de refuerzo a través del tiempo y control de deformaciones en la estructura reforzada.

Las geomallas uniaxiales FORTGRID están desarrolladas para interactuar con suelos y agregados pétreos, proporcionando alta resistencia a la tensión y alto módulo de deformación a las estructuras que conforman. Las fibras de geomalla son elaboradas con el exclusivo Multifilamento G5 de poliéster de alta tenacidad (PET) y están recubiertas con un copolímero que le otorga mayor rigidez dimensional y la protección necesaria en su instalación.

VENTAJAS:

- Alta resistencia a la tensión: alta capacidad de aporte mecánico que controla la condición de estabilidad de las estructuras en suelo reforzado.

- Alto módulo elástico: alta respuesta elástica inmediata que le aporta refuerzo al suelo.

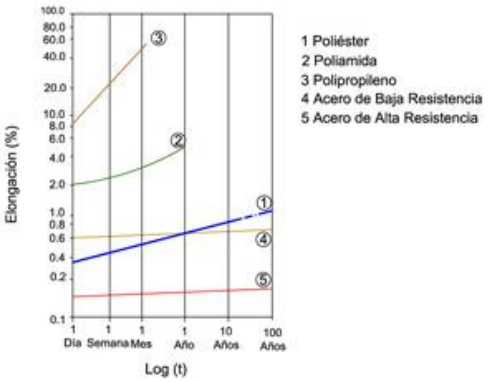
- Alta interacción con el suelo: juntas fuertes que garantizan entrabamiento y resistencia al arrancamiento (pull out).

- Bajo creep: mantiene la condición de estabilidad y controla las deformaciones de las estructuras a largo plazo.

- Bajo daño de instalación: alta resistencia en la unión, revestidas con un copolímero que las protege.

Fuente: Geomatrix

Figura N° 32 Resistencia a la Tensión Fibras de Geosintéticos



Deformación Plástica a través del Tiempo. Sometido al 60% de la Carga a la Rotura
(Adaptado de Pilarczyk K.W., Geosynthetics and Geosystems in Hydraulic and Coastal Engineering)

Fuente: Geomatrix.

Figura N° 33 Deformación Plástica a través del Tiempo.

Cuadro N° 13
Características Geomalla FORTGRID UX 50

CARACTERÍSTICAS GEOMALLA FORTGRID UX 50			
ENSAYO	NORMA DE ENSAYO	UNIDAD	VALOR
Resistencia última a la tensión (MD)	ASTM D 6637	kN/m	55.0
Resistencia última a la tensión (TD)	ASTM D 6638	kN/m	24.0
Elongación última (MD)	ASTM D 6639	%	11.2
Módulo secante al 2% elongación (MD)	ASTM D 6640	kN/m	593.6
Coeficiente de interacción por Pull Out Ci 24 @kPa	ASTM D 6706		1.09

Resistencia máxima disponible para diseño a 75 años	GRI-GG4 (b)	kN/m	27.5

Elaboración Propia; Datos: Geomatrix.

Cuadro N° 14

Características Geomalla FORTGRID UX 75

CARACTERÍSTICAS GEOMALLA FORTGRID UX 75			
ENSAYO	NORMA DE ENSAYO	UNIDAD	VALOR
Resistencia última a la tensión (MD)	ASTM D 6637	kN/m	80.0
Resistencia última a la tensión (TD)	ASTM D 6638	kN/m	25.0
Elongación última (MD)	ASTM D 6639	%	11.9
Módulo secante al 2% elongación (MD)	ASTM D 6640	kN/m	772.4
Coeficiente de interacción por Pull Out Ci 24 @kPa	ASTM D 6706		1.1
Resistencia máxima disponible para diseño a 75 años	GRI-GG4 (b)	kN/m	40.0

Elaboración Propia; Datos: Geomatrix.

Cuadro N° 15
Datos de Geomallas para el análisis.

DATOS	GEOMALLA FORTGRID UX 50	GEOMALLA FORTGRID UX 75
Tult (kN/m)	55	80
Factor de reducción de durabilidad (RFd)	1.3	1.3
Factor de reducción de daños por instalación (Rfid)	1.85	1.85
Factor de reducción por fluencia (RFc)	1.58	1.58
Fs - General para fuerza	N/A	N/A
Relación de Cobertura (Rc)	1	1
Ángulo de fricción a lo largo de la interfaz geomalla - suelo (ρ)	25.2	25.2
Factor de resistencia a la extracción (F*)	0.67·tan(Φ)	0.67·tan(Φ)
Factor de corrección del efecto - escala (α)	0.8	0.8

Elaboración propia; Datos: Geomatrix.

3.3.5.2. GEOESTERA.-

Las GEOESTERAS son sistemas de protección de orillas que se utilizan para conformar estructuras de protección a borde de agua y bajo agua. Las GEOESTERAS son contenedores que se ensamblan y se llenan con cantos de roca, grava o bloques de suelo cemento, con el objeto de obtener un sistema articulado que se ajusta permanentemente a las formas del talud al tiempo que se integran naturalmente a los suelos y vegetación del sitio.

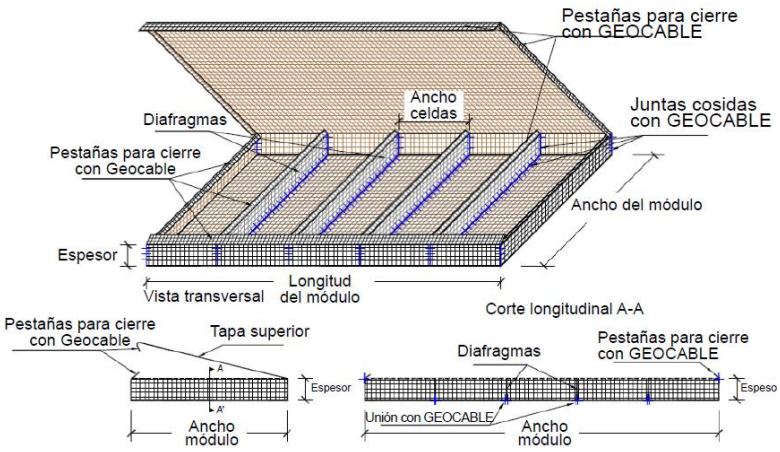
Las Geoesteras presentan las siguientes características:

- Conforman masas continuas de alta porosidad. Son flexibles y presentan estabilidad ante la carga hidráulica.

- Alta durabilidad y capacidad de resistencia a largo plazo, gracias a las características de la Hidromalla GEOESTERA.

- Tienen alta capacidad para la disipación de energía. Controlan la formación de olas y el rebote de las corrientes.

- Se emplean para aplicaciones donde se concentran efectos erosivos en zonas de topografía irregular, suelos de fundación baja, taludes de alta pendiente, oleaje o condiciones de flujo que hacen cambiar la estabilidad en la zona del borde expuesto del revestimiento. La instalación es práctica y adaptable a los equipos de construcción disponible.



Fuente: Geomatrix

Figura N° 34 Vista Isométrica Colchón de enrocado

REFUERZO PARA LA EROSION HIDROMALLA – GEOSTERA 80

La Hidromalla Geostera 80 es una malla elaborada con el Multifilamento G5 (1) de Geomatrix, protegida con un copolímero que la hace altamente resistente ante la carga abrasiva que impone la acción permanente de las corrientes de agua. La Hidromalla GEOESTERA se caracteriza por su alta estabilidad estructural, alta resistencia a la tensión y durabilidad que la hacen ideal para la conformación de estructuras de protección de orillas y otras que deban funcionar expuestas a la acción de las corrientes de agua e intemperie.

Cuadro N° 16
Carácterísticas Hidromalla Geoestera 80

CARACTERÍSTICAS HIDROMALLA GEOESTERA 80			
ENSAYO	NORMA DE ENSAYO	UNIDAD	VALOR
Resistencia al intemperismo y abrasión	Recubrimiento con copolímero de alto desempeño resistente a ambientes húmedos y agresivos.		
Resistencia a la abrasión (resistencia retenida)	ASTM D 4355	%	>98
Peso Molecular Fibra (Multifilamento G5)	GRI GG8	g/m	>25000
Nivel de Grupo Carboxilo (Multifilamento G5)	GRI GG7	m mol/kg	<30
Resistencia a la tensión (MD/TD)	ASTM D 6637	kN/m	80.0/80.0
Elongación última (MD/TD)	ASTM D 6637	%	11.0/10.8
Material: Poliéster de Alta Tenacidad (PET)			

Elaboración Propia; Datos: Geomatrix.

Fuente: Geomatrix.

Figura N° 35 Llenado de Geoestera en sitio.

3.3.6. DIMENSIONAMIENTO INICIAL

3.3.6.1. GEOMETRÍA DEL MURO

De acuerdo al estudio hidraulico se tiene para un periodo de retorno de 200 años se tiene:

H = Tirante Promedio + Profundidad de Socavación + Borde libre

H = 3.00 + 1.72 + 1.50 = 6.12 m

Se tomará como altura H=6.50 metros (la profundidad empotrada es E=2.00 m y la altura sobre la parte superior es h=4.50 m) para los 293 metros de longitud del muro.

La fachada del muro de suelo reforzado tendrá una pendiente de 20°.

La carga muerta uniformemente distribuida es 10.0 kPa y la carga viva es 15.00 kPa.

La presión hidrostática en el análisis: hw1=0.00 y hw2=0.00 m

3.3.7. RESULTADOS

3.3.7.1. COEFICIENTES DE PRESIÓN DE TIERRA LATERAL

Ka(estabilidad interna) = 0.2399

Inclinación del plano de deslizamiento interno Y=49°.

Ka (estabilidad externa) = 0.2399

3.3.7.2. CAPACIDAD DE CARGA

N_c = 25.8; N_γ = 16.72

3.3.7.3. SISMICIDAD

Coeficiente máximo de aceleración del suelo, A=0.280.

Coeficiente de aceleración de diseño en estabilidad interna: Kh=Am=0.328.

Coeficiente de aceleración de diseño en estabilidad externa:

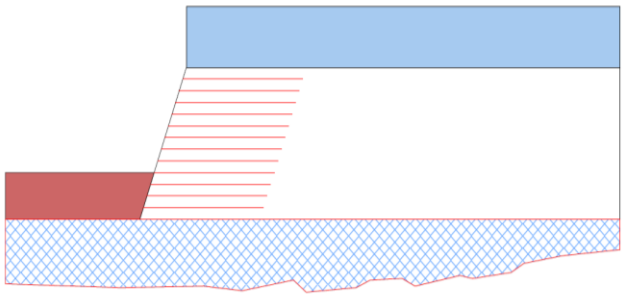
Kh_d = 0.328 => Kh = Am = 0.328.

Kae (Kh>0) = 0.5367

Kae (Kh=0) = 0.2399

Δ Kae = 0.2968

El Coeficiente de fricción sísmica suelo-geomalla, F* es 80.00% de su valor estático especificado.



Fuente: MSEW - Geomatrix.

Figura N° 36 Diseño de refuerzo a Analizar.

3.3.7.4. ANALISIS: FACTORES CALCULADOS (Condiciones estáticas)

Capacidad de carga, Fs = 5.48, tensión de Meyerhof = 115.21 kPa.

Cimentación: Deslizamiento directo, Fs = 2.501, Excentricidad, e/L = -0.0088, Fs-vuelco = 6.86.

Cuadro N° 17
ANALISIS: FACTORES CALCULADOS (Condiciones estáticas)

GEOMALLA				Fuerza Geomalla	Resistencia Extracción	Deslizamiento Directo	Excentricidad	Nombre de Geomalla
#	Elevación	Longitud	Tipo					
	(m)	(m)	#	FS	FS	FS	e/L	
1	0.00	6.10	2	2.511	41.486	2.214	-0.0088	Fgrid UX75
2	0.50	6.10	2	1.319	20.559	2.400	-0.0150	Fgrid UX75
3	1.00	6.10	2	1.415	20.575	2.612	-0.0200	Fgrid UX75
4	1.50	6.10	2	1.526	20.389	2.857	-0.0238	Fgrid UX75
5	2.00	6.10	2	1.656	19.937	3.143	-0.0265	Fgrid UX75
6	2.50	6.10	2	1.809	19.198	3.482	-0.0281	Fgrid UX75
7	3.00	6.10	1	1.371	17.980	3.892	-0.0286	Fgrid UX50
8	3.50	6.10	1	1.527	16.594	4.400	-0.0282	Fgrid UX50
9	4.00	6.10	1	1.723	15.150	5.052	-0.0267	Fgrid UX50
10	4.50	6.10	1	1.978	13.642	5.934	-0.0243	Fgrid UX50
11	5.00	6.10	1	2.320	12.024	7.229	-0.0209	Fgrid UX50
12	5.50	6.10	1	2.806	10.222	9.453	-0.0163	Fgrid UX50
13	6.00	6.10	1	2.533	5.788	15.059	-0.0101	Fgrid UX50

Elaboración Propia

3.3.7.5. ANALISIS: FACTORES CALCULADOS (Condiciones Sísmicas)

Capacidad de carga, Fs = 4.49, tensión de Meyerhof = 130.73 kPa.

Interfaz de cimentación: Deslizamiento directo, Fs = 1.225, Excentricidad, e/L = 0.1059, Fs-vuelco = 2.96.

Cuadro N° 18
ANALISIS: FACTORES CALCULADOS (Condiciones Sísmicas)

GEOMALLA				Fuerza	Resistencia	Deslizamiento	Excentricidad	Nombre de
#	Elevación	Longitud	Tipo	Geomalla	Extracción	Directo		Geomalla
	(m)	(m)	#	FS	FS	FS	e/L	
1	0.00	6.10	2	1.690	18.765	1.084	0.1059	Fgrid UX75
2	0.50	6.10	2	1.060	11.857	1.190	0.0802	Fgrid UX75
3	1.00	6.10	2	1.131	11.781	1.314	0.0579	Fgrid UX75
4	1.50	6.10	2	1.212	11.577	1.461	0.0389	Fgrid UX75
5	2.00	6.10	2	1.306	11.211	1.638	0.0229	Fgrid UX75
6	2.50	6.10	2	1.416	10.673	1.855	0.0097	Fgrid UX75
7	3.00	6.10	1	1.063	9.861	2.128	-0.0007	Fgrid UX50
8	3.50	6.10	1	1.170	8.953	2.483	-0.0084	Fgrid UX50
9	4.00	6.10	1	1.301	8.011	2.965	-0.0137	Fgrid UX50
10	4.50	6.10	1	1.466	7.031	3.658	-0.0164	Fgrid UX50
11	5.00	6.10	1	1.678	5.993	4.752	-0.0168	Fgrid UX50
12	5.50	6.10	1	1.962	4.868	6.783	-0.0148	Fgrid UX50
13	6.00	6.10	1	1.864	2.954	12.275	-0.0098	Fgrid UX50

Elaboración Propia

3.3.7.6. CAPACIDAD DE RODAMIENTO PARA EL DISEÑO DADO

El nivel freático está en la elevación de la base de la pared.

Cuadro N° 19
CAPACIDAD DE RODAMIENTO PARA EL DISEÑO DADO

	ESTÁTICO	SÍSMICO	UNIDADES
Capacidad de carga máxima (q-ult)	631.1	586.8	(kPa)
Esfuerzo de Meyerhof (σv)	115.21	130.7	(kPa)
Excentricidad (e)	-0.15	0.49	(m)
Excentricidad (e/L)	-0.024	0.081	
Fs calculado	5.48	4.49	
Longitud Base	6.10	6.10	(m)

Elaboración Propia

3.3.7.7. DESLIZAMIENTO DIRECTO PARA DISEÑO DADO (GEOMALLAS)

Fs – estático = 2.501 y Fs-sísmico = 1.225

Cuadro N° 20
DESLIZAMIENTO DIRECTO PARA DISEÑO DADO (PARA REFUERZOS GEOMALLAS)

#	Geomalla Elevación (m)	Geomalla Longitud (m)	Fs Estático	Fs Sísmico	Geomalla Tipo #	Nombre de Geomalla
1	0.00	6.10	2.214	1.084	2	Fgrid UX75
2	0.50	6.10	2.400	1.190	2	Fgrid UX75
3	1.00	6.10	2.612	1.314	2	Fgrid UX75
4	1.50	6.10	2.857	1.461	2	Fgrid UX75
5	2.00	6.10	3.143	1.638	2	Fgrid UX75
6	2.50	6.10	3.482	1.855	2	Fgrid UX75
7	3.00	6.10	3.892	2.128	1	Fgrid UX50
8	3.50	6.10	4.400	2.483	1	Fgrid UX50
9	4.00	6.10	5.052	2.965	1	Fgrid UX50
10	4.50	6.10	5.934	3.658	1	Fgrid UX50
11	5.00	6.10	7.229	4.752	1	Fgrid UX50
12	5.50	6.10	9.453	6.783	1	Fgrid UX50
13	6.00	6.10	15.059	12.275	1	Fgrid UX50

Elaboración Propia

3.3.7.8. EXCENTRICIDAD PARA DISEÑO DADO

e/L estático = -0.0088, e/L sísmico = 0.1059; Volteo: Fs-estático = 6.86, Fs – sísmico =2.96

Cuadro N° 21
EXCENTRICIDAD PARA DISEÑO DADO

#	Geomalla Elevación (m)	Geomalla Longitud (m)	e/L Estático	e/L Sísmico	Geomalla Tipo #	Nombre de Geomalla
1	0.00	6.10	-0.0088	0.1059	2	Fgrid UX75
2	0.50	6.10	-0.0150	0.0802	2	Fgrid UX75
3	1.00	6.10	-0.0200	0.0579	2	Fgrid UX75
4	1.50	6.10	-0.0238	0.0389	2	Fgrid UX75
5	2.00	6.10	-0.0265	0.0229	2	Fgrid UX75
6	2.50	6.10	-0.0281	0.0097	2	Fgrid UX75
7	3.00	6.10	-0.0286	-0.0007	1	Fgrid UX50
8	3.50	6.10	-0.0282	-0.0084	1	Fgrid UX50
9	4.00	6.10	-0.0267	-0.0137	1	Fgrid UX50
10	4.50	6.10	-0.0243	-0.0164	1	Fgrid UX50
11	5.00	6.10	-0.0209	-0.0168	1	Fgrid UX50
12	5.50	6.10	-0.0163	-0.0148	1	Fgrid UX50
13	6.00	6.10	-0.0101	-0.0098	1	Fgrid UX50

Elaboración Propia

3.3.7.9. RESULTADOS PARA FUERZA

Carga viva incluida en el cálculo de Tmax.

Cuadro N° 22
RESULTADOS PARA FUERZA

#	Geomalla Elevación (m)	Disponible (kN/m)	Tmax (kN/m)	Tmd (kN/m)	Real Calculado Fs - General Estático	Real Calculado Fs - General Sísmico	Nombre de Geomalla
1	0.00	21.1	8.38	6.44	2.511	1.69	Fgrid UX75
2	0.50	21.1	15.96	6.18	1.319	1.06	Fgrid UX75
3	1.00	21.1	14.88	5.91	1.415	1.131	Fgrid UX75
4	1.50	21.1	13.8	5.64	1.526	1.212	Fgrid UX75
5	2.00	21.1	12.72	5.38	1.656	1.306	Fgrid UX75
6	2.50	21.1	11.64	5.11	1.809	1.416	Fgrid UX75
7	3.00	14.5	10.56	4.84	1.371	1.063	Fgrid UX50
8	3.50	14.5	9.48	4.58	1.527	1.17	Fgrid UX50
9	4.00	14.5	8.4	4.31	1.723	1.301	Fgrid UX50
10	4.50	14.5	7.32	4.04	1.978	1.466	Fgrid UX50
11	5.00	14.5	6.24	3.77	2.32	1.678	Fgrid UX50
12	5.50	14.5	5.16	3.51	2.806	1.962	Fgrid UX50
13	6.00	14.5	5.71	3.24	2.533	1.864	Fgrid UX50

Elaboración Propia

3.3.7.10. RESULTADOS PARA EXTRACCIÓN

Carga viva incluida en el cálculo de Tmax

La carga viva no se incluye en el cálculo de la presión de sobrecarga utilizada para evaluar la resistencia a la extracción.

Cuadro N° 23
RESULTADOS PARA EXTRACCIÓN

#	Geomalla Elevación (m)	Cober-tura Propor-ción	Tmax (kN/m)	Tmd (kN/m)	Le (m)	La (m)	Disponible Extracción Estática, Pr (kN/m)	Real Estático FS	Disponible Extracción Sísmica, Pr (kN/m)	Real Sísmico FS
1	0.0	1.000	8.38	6.44	6.10	0.00	347.8	41.486	278.2	18.765
2	0.5	1.000	15.96	6.18	5.85	0.25	328	20.559	262.4	11.857
3	1.0	1.000	14.88	5.91	5.59	0.51	306.1	20.575	244.9	11.781
4	1.5	1.000	13.8	5.64	5.34	0.76	281.3	20.389	225.0	11.577
5	2.0	1.000	12.72	5.38	5.09	1.01	253.5	19.937	202.8	11.211
6	2.5	1.000	11.64	5.11	4.84	1.26	223.4	19.198	178.7	10.673
7	3.0	1.000	10.56	4.84	4.58	1.52	189.8	17.980	151.9	9.861
8	3.5	1.000	9.48	4.58	4.33	1.77	157.3	16.594	125.8	8.953
9	4.0	1.000	8.4	4.31	4.08	2.02	127.2	15.150	101.8	8.011
10	4.5	1.000	7.32	4.04	3.83	2.27	99.8	13.642	79.9	7.031
11	5.0	1.000	6.24	3.77	3.57	2.53	75.0	12.024	60.0	5.993
12	5.5	1.000	5.16	3.51	3.32	2.78	52.7	10.222	42.2	4.868
13	6.0	1.000	5.71	3.24	3.07	3.03	33.1	5.7880	26.5	2.954

Elaboración Propia.

3.3.8. CALCULO COLCHON ENROCADO

Utilizando la metodología FHWA HEC – 11 (Hydraulic Engineering Circular No. 11) Design of Riprap Revetment, numeral 4.1.1.1. Ecuaciones 6, 7, 8 y 9.

$$S_{sg} = \frac{2.12}{(G_s - 1)^{1.5}}$$

$$C_{sf} = (FS/1.2)^{1.5}$$

Cuadro N° 24
CÁLCULO COLCHON DE ENROCADO L=5.20 m

CÁLCULO COLCHON DE ENROCADO L=5.20 m	
Profundidad promedio del flujo davg (m)	2.34
Velocidad promedio en el canal principal Va (m/s)	4.31
Ángulo de talud con respecto a la horizontal Θ (°)	70
Ángulo de reposo de las unidades Φ (°)	80
Gravedad específica de las Unidades Gs	2.5
Factor de seguridad al arrastre FS	2
Factor de corrección por peo específico del material Csg	1.15
Factor de corrección por factor de seguridad Csf	2.15
Factor de corrección total C	2.48

Tamaño promedio mínimo de cada unidad D50 (m)	1.588
Volumen promedio esfera (m3)	2.0971
Peso requerido de cada unidad (kg)	5242.731

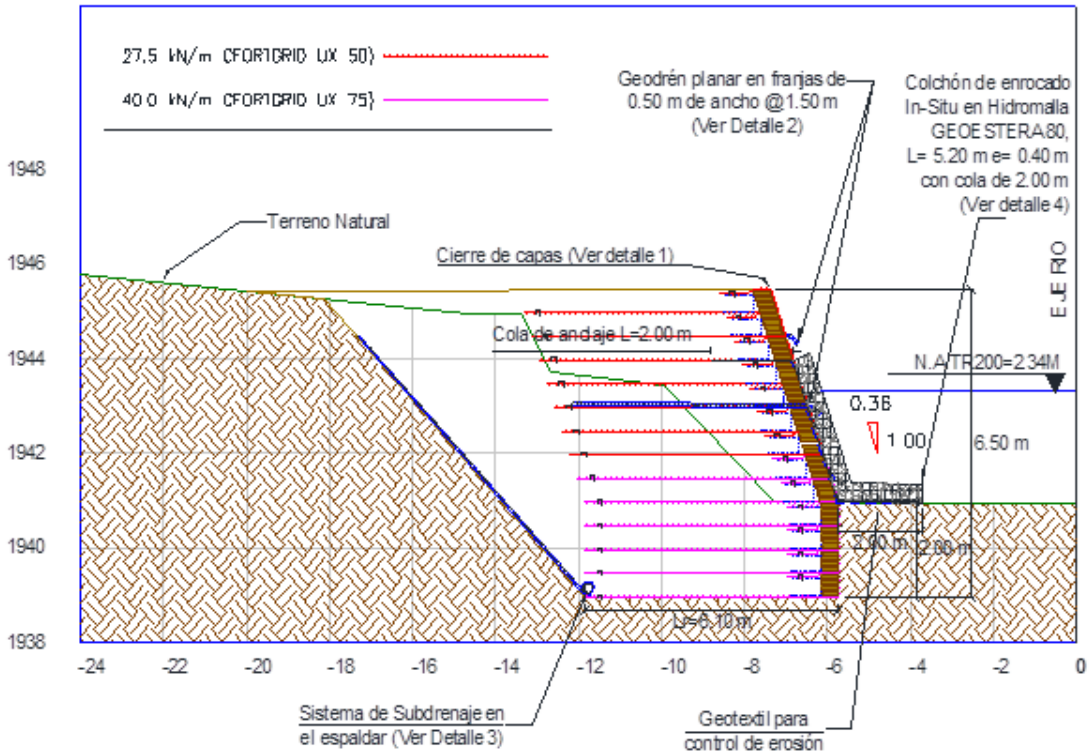
Elaboración Propia

Cuadro N° 25
DIMENSIONES HIDROMALLA GEOESTERA 80

Dimensiones Hidromalla Geoestera 80	
Largo (m)	5.2
Ancho (m)	2.1
Alto (m)	0.4
Volumen (m3)	4.4
Peso (kg)	5824.00

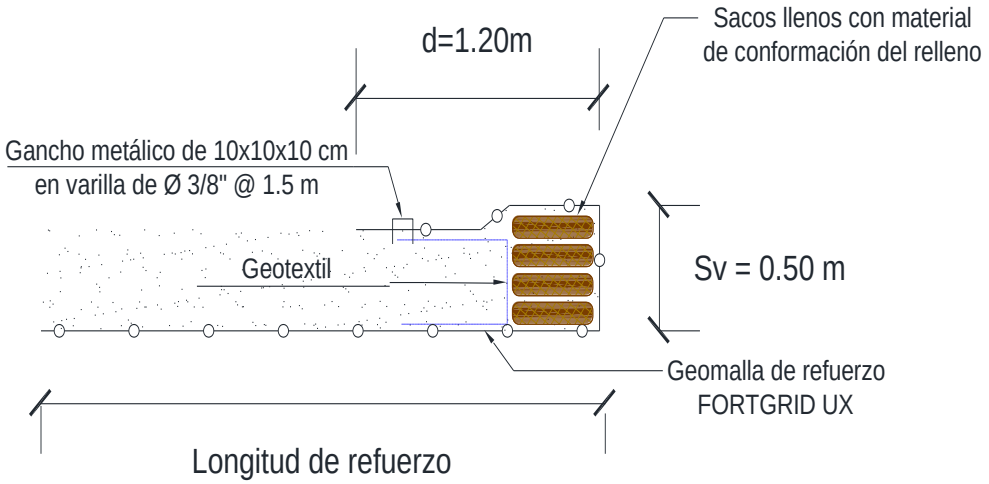
Elaboración Propia

3.3.9. DISEÑO FINAL DEL MURO SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICO PARA EL PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE POZO DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES Y DEFENSA RIBEREÑA ZONA OTORONGO SECTOR 3 DEL DISTRITO DE PILLCO MARCA PROVINCIA DE HUÁNUCO – HUÁNUCO.



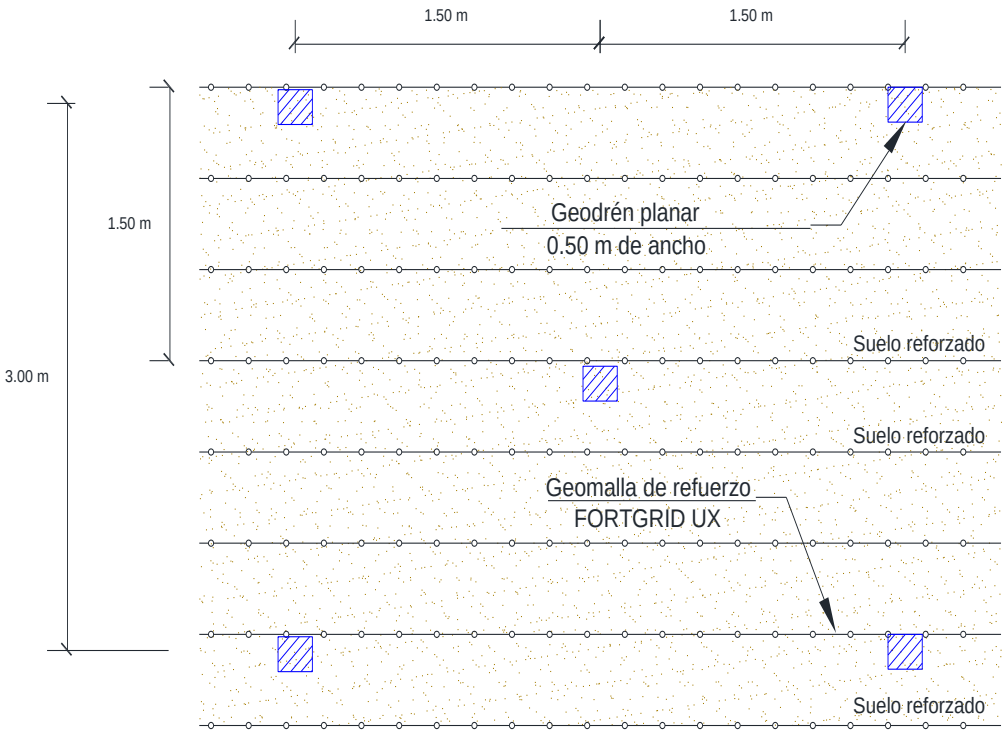
Elaboración Propia.

Figura N° 37 Sección transversal típica de la defensa ribereña.



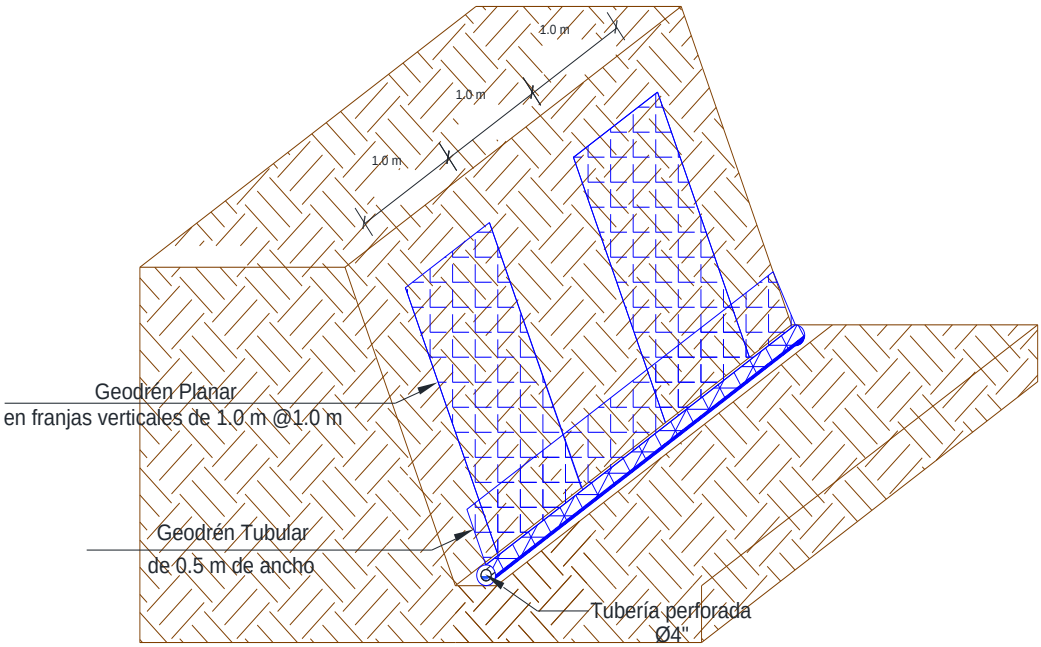
Elaboración Propia.

Figura N° 38 Detalle 1 – Cierre de Capas.



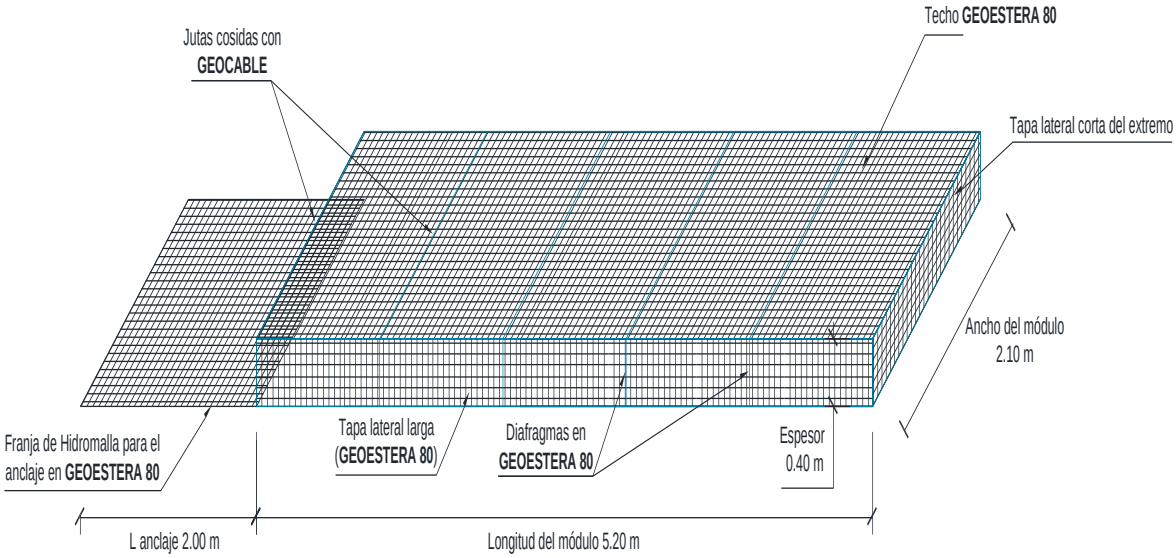
Elaboración Propia

Figura N° 39 Detalle 2 - Vista frontal del subdrenaje



Elaboración Propia.

Figura N° 40 Detalle 3 - Subdrenaje en el espaldar.



Elaboración Propia.

Figura N° 41 Detalle 4 – Vista Isométrica Colchón de enrocado.

CAPÍTULO IV:

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los muros de tierra reforzada con geosintéticos son una solución razonable en comparación con los muros de hormigón, el proceso de construcción lleva menos tiempo y por lo tanto menores costos de inversión, ya que no hay necesidad de encofrado y desencofrado, que requieren procedimientos de construcción más largos, porque es necesario que el hormigón alcance la resistencia de diseño.

Los muros de tierra armada realizan un análisis exhaustivo de su construcción, evalúan la estabilidad externa e interna y, a su vez, las sobrecargas y cargas sísmicas; también muestra los beneficios de optimizar los espacios y generar un menor impacto ambiental, posibilitando un mejor el diseño. El proyectista podrá elegir entre diferentes alternativas de fachada. Con este tipo de estructura, debido a su construcción con la inclusión de una geomalla uniaxial (Tabla 22: Resultados de resistencia - diseño propio), se puede observar que el espaciamiento entre las geomallas permite una mejor distribución de esfuerzos del relleno, haciendo que se comporte de manera flexible en comparación con otras estructuras rígidas.

Es necesario realizar estudios preliminares como topografía, geotecnia, hidrología e hidráulica y de igual forma estudios de mercado de geosintéticos comerciales, estos estudios deben contar con un certificado de calidad de calidad del material, pues a partir de estas características particulares se tendrá un diseño que pueda garantizar la durabilidad del proyecto.

Los resultados de esta investigación en cuanto al análisis y diseño del muro suelo mecánicamente reforzado con geosintéticos (GEOMALLA UNIAXIAL FORTGRID UX 75 Y 50) en el funcionamiento en la defensa ribereña y protegidas con las HIDROMALLAS GEOESTERAS 80, para el control de la erosión en la base del muro suelo reforzado del proyecto, tienen influencias favorables para el análisis de estabilidad externa (deslizamiento, excentricidad “e”, capacidad de soporte, estabilidad de asentamientos,

estabilidad sísmica) y para el análisis de estabilidad interna (Resistencia al esfuerzo, esfuerzo tensionante admisible Ta).

Se tiene un diseño final con longitudes uniformes de L=6.10 m, uniformizando esta longitud la cual permitirá un proceso constructivo más rápido y eficaz.

Se utilizarán geomallas uniaxiales FORTGRID UX 50 y FORTGRID UX 75 para conformar las estructuras reforzadas, las cuales actuaran como refuerzo estructural en cada capa de suelo, las cuales se han previsto de 50 cm, en espesores constructivos de 25 cm, permitiendo que podamos utilizar material de la zona de baja capacidad ya que esto será reforzado por la geomalla, siendo un factor que se reflejará en el ahorro del proyecto.

Se ha previsto que el muro se construya colocando bolsas llenas de suelo como formaleta en el extremo frontal de las fachadas, los cuales quedarán envueltas por las capas de refuerzo. Los sacos confinarán el material de conformación permitiendo su compactación. Las capas de geomalla de refuerzo deberán ajustarse en la parte posterior con grapas metálicas y tensionarse hacia el frente a fin de garantizar la estabilidad y estética del frente del talud. Los sacos deberán compactarse en la cara superior y por el frente con el fin de garantizar la estética del muro. Por detrás de los sacos se colocará un geotextil para evitar la fuga de partículas de material fino, dichos sacos presentan un aporte importante porque pueden ser rellenados con material de la zona además tiene una alta resistencia al punzonamiento ya que estarán expuestas al flujo de aguas con cierta cantidad de piedras.

Dentro de la masa reforzada se colocaron franjas de geodren de 0.5 m de ancho a manera de lloraderos en la cara seca, distribuidas cada 1.5 m, las cuales llevarán el agua que se puede infiltrar por precipitación en la corona de la estructura hacia el frente del muro. Las franjas mencionadas sobresaldrán 0.5 m en la cara del muro. También se contempla la construcción de un subdrenaje en el espaldar del muro.

La tecnología para defensas ribereñas con el muro de suelo reforzado representa un ahorro del 30% frente a otros sistemas de defensas ribereñas.

Finalmente será protegido por un Colchón enrocado In-Situ en Hidromalla GEOESTERA 80. L=5.20 m, e=0.40 m con cola de 2.00 m la cual evitará los efectos de socavación del rio Huancachupa. Dicho material para el control de erosión contribuye por las siguientes características:

- Los módulos confinan material granular de menor tamaño que un enrocado, pero se comportan como una unidad proporcionando incluso mayor resistencia al arrastre. Lo anterior se traduce en la consecución de material granular de menor tamaño, que generalmente es fácil de adquirir y transportar al sitio de la obra.

- Son una masa continua y flexible que se ajusta permanentemente a la topografía del terreno y a las variaciones que se presenten por socavación.

- Son un medio poroso que reduce la velocidad del flujo y disipan su energía, otorgando estabilidad hidráulica.

- Permiten el desarrollo de la vegetación integrándose al terreno de manera natural.

- Al estar conformada por geomallas Biaxiales, ofrecen un comportamiento mecánico favorable en ambos sentidos MD (Machine direction) o TD (Trasversal direction) ofreciendo tamaños de abertura estables que garantizan el encapsulamiento de material granular de diversos tamaños.

- Cuentan con un recubrimiento de un copolímero de alto desempeño que la hace resistente a degradaciones químicas, biológicas y mecánicas. Lo anterior permite que la GEOESTERA sea compatible en ambientes marinos, industriales o agresivos. El material no es susceptible a fenómenos de corrosión.

Se recomienda tener en cuenta el sistema de drenaje de todo el muro en el diseño final; que esté compuesto por drenes y sub drenes que permitan la salida del agua que garantizarán la vida útil de la estructura.

CAPÍTULO V:

5. REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

1. U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. 2001. Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design & Construction Guidelines. Publication No FHWA–NHI–00-043. National Highway Institute - Office of Bridge Technology. Course NHI No. 132042.

2. AASHTO. (2008). AASHTO The voice of transportation. Washington D.C.: AASHTO.

3. ASTM. (2014). ASTM. United States: ASTM international.

4. AASHTO Estándar Specifications for Highway Bridges, Sixteenth Edition 1996.

5. KOERNER, R. M. 2005. Designing with Geosynthetics, Fifth edition.

6. Diseño de muros reforzados con geosintéticos – Secretaria de comunicaciones y transportes Mexicano del Transporte. Sanfandila, Qro, 2013.

7. Tensar Earth Tecnologies Inc 2003 Mesa Sistema de Muros de BRO - ARCH – SP 3.03 ATLANTA USA. 12pp

8. Geomatrix Colombia aplicaciones y funciones de Geosintéticos.

9. Ing. Jaime Suarez Diaz - Diseño de muros de Suelo Reforzados con Geosintéticos. Universidad Industrial de Santander.

10. Dr. Jorge E. Alva Hurtado y MSc. Miriam Escalaya Advincula, Muros y Taludes Reforzados con Geosintéticos.

11. Vera L.A 2004 Muros de retención de tierra armada Universidad Austral de Chile.

12. Diseño de muros reforzados con geosintéticos – Secretaria de comunicaciones y transportes Mexicano del Transporte. Sanfandila, Qro, 2013.

13. Novoa Fernández, L. “Aplicación de la Geomalla triaxial para mejorar la estabilización de suelos blandos en la avenida Trapiche Chillón, Carabayllo - 2017” [Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil]. Universidad Cesar Vallejo - Perú, 2017.

14. León Segura, L., “Metodología de diseño de muros de contención construidos a base de geosintéticos ejemplos prácticos de la carretera Mitla-Tehuantepec II” [Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil]. Universidad Nacional Autónoma de México - México, 2015.

15. Pinedo Arévalo, M., “Comparación entre Muros de Suelo Reforzado con elementos extensibles y no extensibles”. [Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil]. PUCP 2012.

16. Víctor Goicochea V., Inés Mariano B. y José Luis Villavicencio, “Lineamiento para la elaboración del protocolo de investigación” Joalis E.I.R.L, Perú. 1er Edición, 2014.

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DIGITAL Y DECLARACIÓN JURADA DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN PARA OPTAR UN GRADO ACADÉMICO O TÍTULO PROFESIONAL

1. Autorización de Publicación: *(Marque con una "X")*

Pregrado	X	Segunda Especialidad		Posgrado:	Maestría		Doctorado	

Pregrado (*tal y como está registrado en **SUNEDU)***

Facultad	Ingeniería Civil y Arquitectura
Escuela Profesional	Ingeniería Civil
Carrera Profesional	Ingeniería Civil
Grado que otorga	Ingeniero Civil
Título que otorga	Ingeniero Civil

Segunda especialidad (*tal y como está registrado en **SUNEDU)***

Facultad	
Nombre del programa	
Título que Otorga	

Posgrado (*tal y como está registrado en **SUNEDU)***

Nombre del Programa de estudio	
Grado que otorga	

2. Datos del Autor(es): *(Ingrese todos los **datos** requeridos **completos**)*

Apellidos y Nombres:	Rosas Cajas Nelwin Jair						
Tipo de Documento:	**DNI**	x	**Pasaporte**		**C.E.**		**Nro. de Celular:** 962972004
Nro. de Documento:	73359506						**Correo Electrónico:** jair_rcn@hotmail.com

Apellidos y Nombres:							
Tipo de Documento:	**DNI**		**Pasaporte**		**C.E.**		**Nro. de Celular:**
Nro. de Documento:							**Correo Electrónico:**

Apellidos y Nombres:							
Tipo de Documento:	**DNI**		**Pasaporte**		**C.E.**		**Nro. de Celular:**
Nro. de Documento:							**Correo Electrónico:**

3. Datos del Asesor: *(Ingrese todos los **datos** requeridos **completos según DNI**, no es necesario indicar el Grado Académico del Asesor)*

¿El Trabajo de Investigación cuenta con un Asesor?: (*marque con una "**X**" en el recuadro del costado, según corresponda*)							**SI**	x	**NO**
Apellidos y Nombres:	Rivera Vidal Jim Arturo					**ORCID ID:**		
Tipo de Documento:	**DNI**	x	**Pasaporte**		**C.E.**		**Nro. de documento:**	22510037

4. Datos del Jurado calificador: *(Ingrese solamente los **Apellidos y Nombres completos según DNI**, no es necesario indicar el Grado Académico del Jurado)*

Presidente:	Zevallos Huaranga Jorge
Secretario:	Narro Jara Luis Fernando
Vocal:	Alcedo Díaz Charles
Vocal:	
Vocal:	
Accesitario	

5. Declaración Jurada: *(Ingrese todos los **datos** requeridos **completos**)*

a) **Soy Autor (a) (es) del Trabajo de Investigación Titulado:** *(Ingrese el título tal y como está registrado en el **Acta de Sustentación**)*

"LA UTILIZACIÓN DE MURO DE SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICOS Y SU INFLUENCIA EN LA DEFENSA RIBEREÑA DEL PROYECTO CONSTRUCCIÓN DE POZO DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES Y DEFENSA RIBEREÑA ZONA OTORONGO SECTOR 3 DEL DISTRITO DE PILLCO MARCA PROVINCIA DE HUÁNUCO"

b) **El Trabajo de Investigación fue sustentado para optar el Grado Académico ó Título Profesional de:** *(tal y como está registrado en **SUNEDU**)*

Ingeniero Civil

c) El Trabajo de investigación no contiene plagio (ninguna frase completa o párrafo del documento corresponde a otro autor sin haber sido citado previamente), ni total ni parcial, para lo cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias.

d) El trabajo de investigación presentado no atenta contra derechos de terceros.

e) El trabajo de investigación no ha sido publicado, ni presentado anteriormente para obtener algún Grado Académico o Título profesional.

f) Los datos presentados en los resultados (tablas, gráficos, textos) no han sido falsificados, ni presentados sin citar la fuente.

g) Los archivos digitales que entrego contienen la versión final del documento sustentado y aprobado por el jurado.

h) Por lo expuesto, mediante la presente asumo frente a la Universidad Nacional Hermilio Valdizan (en adelante LA UNIVERSIDAD), cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido del Trabajo de Investigación, así como por los derechos de la obra y/o invención presentada. En consecuencia, me hago responsable frente a LA UNIVERSIDAD y frente a terceros de cualquier daño que pudiera ocasionar a LA UNIVERSIDAD o a terceros, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar causas en la tesis presentada, asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello. Asimismo, por la presente me comprometo a asumir además todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse para LA UNIVERSIDAD en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontraren causa en el contenido del trabajo de investigación. De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo haya sido publicado anteriormente; asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Nacional Hermilio Valdizan.

6. Datos del Documento Digital a Publicar: *(Ingrese todos los **datos** requeridos **completos**)*

Ingrese solo el año en el que sustentó su Trabajo de Investigación: *(Verifique la Información en el **Acta de Sustentación**)*						
Modalidad de obtención del Grado Académico o Título Profesional: *(Marque con **X** según Ley Universitaria con la que inició sus estudios)*	**Tesis**	X	**Tesis Formato Artículo**		**Tesis Formato Patente de Invención**	
	Trabajo de Investigación		**Trabajo de Suficiencia Profesional**		**Tesis Formato Libro, revisado por Pares Externos**	
	Trabajo Académico		**Otros** *(especifique modalidad)*			

Palabras Clave: *(solo se requieren 3 palabras)*	Suelo Reforzado	Geosintéticos	Estabilidad

Tipo de Acceso: *(Marque con **X** según corresponda)*	**Acceso Abierto**	X	**Condición Cerrada** (*)	
	Con Periodo de Embargo (*)		**Fecha de Fin de Embargo:**	

¿El Trabajo de Investigación, fue realizado en el marco de una Agencia Patrocinadora? *(ya sea por financiamientos de proyectos, esquema financiero, beca, subvención u otras; marcar con una "**X**" en el recuadro del costado según corresponda):*	**SI**		**NO**	X
Información de la Agencia Patrocinadora:				

El trabajo de investigación en digital y físico tienen los mismos registros del presente documento como son: Denominación del programa Académico, Denominación del Grado Académico o Título profesional, Nombres y Apellidos del autor, Asesor y Jurado calificador tal y como figura en el Documento de Identidad, Titulo completo del Trabajo de Investigación y Modalidad de Obtención del Grado Académico o Título Profesional según la Ley Universitaria con la que se inició los estudios.

7. Autorización de Publicación Digital:

A través de la presente. Autorizo de manera gratuita a la Universidad Nacional Hermilio Valdizán a publicar la versión electrónica de este Trabajo de Investigación en su Biblioteca Virtual, Portal Web, Repositorio Institucional y Base de Datos académica, por plazo indefinido, consintiendo que con dicha autorización cualquier tercero podrá acceder a dichas páginas de manera gratuita pudiendo revisarla, imprimirla o grabarla siempre y cuando se respete la autoría y sea citada correctamente. Se autoriza cambiar el contenido de forma, más no de fondo, para propósitos de estandarización de formatos, como también establecer los metadatos correspondientes.

Firma:		
Apellidos y Nombres:	Rosas Cajas Nelwin Jair	**Huella Digital**
DNI:	73359506	
Firma:		
Apellidos y Nombres:		**Huella Digital**
DNI:		
Firma:		
Apellidos y Nombres:		**Huella Digital**
DNI:		
Fecha:		

Nota:

- ✓ No modificar los textos preestablecidos, conservar la estructura del documento.
- ✓ Marque con una **X** en el recuadro que corresponde.
- ✓ Llenar este formato de forma digital, con tipo de letra **calibri, tamaño de fuente 09**, manteniendo la alineación del texto que observa en el modelo, sin errores gramaticales *(recuerde las mayúsculas también se tildan si corresponde).*
- ✓ La información que escriba en este formato debe coincidir con la información registrada en los demás archivos y/o formatos que presente, tales como: DNI, Acta de Sustentación, Trabajo de Investigación (PDF) y Declaración Jurada.
- ✓ Cada uno de los datos requeridos en este formato, es de carácter obligatorio según corresponda.

ACTA DE SUSTENTACION VIRTUAL DE TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

En la ciudad universitaria de Cayhuayna, a los diecinueve días del mes de agosto de 2021, siendo las 18:00 horas, se dará cumplimiento a la Resolución Virtual N° 399-2021-UNHEVAL-FICA-D (Designando a la Comisión de Revisión y Sustentación de Tesis), y la Resolución Virtual N° 410-2021-UNHEVAL-FICA-D, de fecha 13 de agosto de 2021 (Fijando fecha y hora de sustentación virtual de tesis), en concordancia con el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, para lo cual, en virtud de la Resolución Consejo Universitario N° 0970-2020-UNHEVAL (Aprobando la Directiva de Asesoría y Sustentación Virtual de PPP, Trabajos de Investigación y Tesis), los Miembros del Jurado van a proceder a la evaluación de la sustentación virtual de tesis titulada "LA UTILIZACIÓN DE MURO DE SUELO REFORZADO CON GEOSINTETICOS Y SU INFLUENCIA EN LA DEFENSA RIBEREÑA DEL PROYECTO CONSTRUCCIÓN DE POZO DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES Y DEFENSA RIBEREÑA ZONA OTORONGO SECTOR 3 DEL DISTRITO DE PILLCO MARCA PROVINCIA DE HUANUCO" para optar el Título de Ingeniero Civil del Bachiller NELWIN JAIR ROSAS CAJAS de la carrera profesional de Ingeniería Civil, a través de la plataforma virtual del Cisco Webex Meetings.

Finalizado el acto de sustentación virtual de tesis, se procedió a deliberar la calificación, obteniendo luego el resultado siguiente:

APELLIDOS Y NOMBRES	DICTAMEN	NOTA	CALIFICATIVO
ROSAS CAJAS NELWIN JAIR	APROBADO	15	BUENO

Dándose por finalizado dicho acto a las 19:15 horas del mismo día 19 de agosto de 2021, con lo que se dio por concluido, y en fe de lo cual firmamos.

OBSERVACIONES: ……

JORGE ZEVALLOS HUARANGA
PRESIDENTE

LUIS FERNANDO NARRO JARA
SECRETARIO

CHARLES JIAMMY ALCEDO DIAZ
VOCAL

"Año del Bicentenario del Perú: 200 años de independencia"
UNIVERSIDAD NACIONAL "HERMILIO VALDIZÁN"

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
DECANATO

RESOLUCIÓN VIRTUAL N°410-2021-UNHEVAL-FICA-D

Cayhuayna, 13 agosto 2021

VISTO: La solicitud virtual enviado por correo, de fecha 11.AGO.2021, del bachiller en Ingeniería Civil **NELWIN JAIR ROSAS CAJAS**, pidiendo de fecha y hora para sustentación de Tesis;

CONSIDERANDO:

Que, con solicitud virtual enviado por correo, de fecha 11.AGO.2021, del bachiller en Ingeniería Civil **NELWIN JAIR ROSAS CAJAS**, pide de fecha y hora para sustentación de Tesis;

Que, con Resolución Virtual N°399-2020-UNHEVAL-FICA-D, de fecha 16.DIC.2020, se designa la Comisión de Revisión y Evaluación del borrador de tesis titulada "LA UTILIZACIÓN DE MURO DE SUELO REFORZADO CON GEOSINTETICOS Y SU INFLUENCIA EN LA DEFENSA RIBEREÑA DEL PROYECTO CONSTRUCCIÓN DE POZO DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES Y DEFENSA RIBEREÑA ZONA OTORONGO SECTOR 3 DEL DISTRITO DE PILLCO MARCA PROVINCIA DE HUANUCO"; del bachiller en Ingeniería Civil **NELWIN JAIR ROSAS CAJAS,** a los docentes: PRESIDENTE: Mg. Jorge ZEVALLOS HUARANGA - SECRETARIO: Mg. Luis Fernando NARRO JARA - VOCAL: Mg. Charles Jiammy ALCEDO DIAZ - ACCESITARIO: Medardo VARGAS GARCIA;

Que, con CARTA N° 02-2021 SUSTENTACION del Mg. Jorge ZEVALLOS HUARANGA, con Carta N°74-2020/Mg.LFNJ del Mg. Luis Fernando NARRO JARA y CARTA N°/N-2020/Mg.CHJAD Mg. Charles Jiammy ALCEDO DIAZ dan conformidad del borrador de tesis, del bachiller en Ingeniería Civil **NELWIN JAIR ROSAS CAJAS;**

Que, habiendo cumplido los bachilleres, con la presentación de sus requisitos según Art. 10 del Reglamento General de Grados y Títulos, en forma virtual;

Que, mediante Resolución Consejo Universitario N° 0970-2020-UNHEVAL, de fecha 27.MAY.2020 se resuelve aprobar la Directiva de Asesoría y Sustentación Virtual de PPP, Trabajos de Investigación y Tesis...;

Estando a las atribuciones conferidas al Decano por Ley Universitaria N° 30220 y por el Estatuto de la UNHEVAL;

SE RESUELVE:

1° **SEÑALAR** fecha y hora para la sustentación virtual de la tesis titulada "LA UTILIZACIÓN DE MURO DE SUELO REFORZADO CON GEOSINTETICOS Y SU INFLUENCIA EN LA DEFENSA RIBEREÑA DEL PROYECTO CONSTRUCCIÓN DE POZO DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES Y DEFENSA RIBEREÑA ZONA OTORONGO SECTOR 3 DEL DISTRITO DE PILLCO MARCA PROVINCIA DE HUANUCO"; del bachiller en Ingeniería Civil **NELWIN JAIR ROSAS CAJAS,** para el **jueves 19 de agosto de 2021 a horas 18:00 am**, en la plataforma virtual, por los considerandos anotados.

Regístrese, comuníquese y archívese.

UNIVERSIDAD NACIONAL "HERMILIO VALDIZÁN" Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura DECANO

Dr. Víctor Manuel Goicochea Vargas
DECANO

c.c.
Jurados. Interesado.
Archivo
VGS/Sec.

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
DIRECCION DE INVESTIGACION

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

Nº074-2022- DI/FICA

La directora de investigación de la Facultad de ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional Hermilio Valdizan de Huánuco

HACE CONSTAR que:

La Tesis titulada **"LA UTILIZACIÓN DE MURO DE SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICOS Y SU INFLUENCIA EN LA DEFENSA RIBEREÑA DEL PROYECTO CONSTRUCCIÓN DE POZO DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES Y DEFENSA RIBEREÑA ZONA OTORONGO SECTOR 3 DEL DISTRITO DE PILLCO MARCA PROVINCIA DE HUÁNUCO"** del (os) Bachiller (es) **ROSAS CAJAS NELWIN JAIR** en Ingenieria Civil, Cuenta con un índice de similitud del 22% verificable en el Reporte de Originalidad del software antiplagio Turnitin. Luego del análisis se concluye que, cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio, por lo expuesto la Tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias, además de presentar un índice de similitud menor al 35% establecido en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Nacional Hermilio Valdizán.

Huánuco, 6 de noviembre del 2022

……..
Dra. Ana María Matos Ramírez
Directora de Investigación FICA

NOMBRE DEL TRABAJO

TESIS CORRECTA ROSAS CAJAS v5.pdf

RECUENTO DE PALABRAS

19323 Words

RECUENTO DE CARACTERES

102156 Characters

RECUENTO DE PÁGINAS

104 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

4.7MB

FECHA DE ENTREGA

Oct 25, 2022 11:02 AM GMT-5

FECHA DEL INFORME

Oct 25, 2022 11:03 AM GMT-5

22% de similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base d

- 22% Base de datos de Internet
- 0% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de Crossref
- Base de datos de contenido publicado de Crossr
- 4% Base de datos de trabajos entregados

Excluir del Reporte de Similitud

- Material bibliográfico
- Material citado
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 8 palabras)

22% de similitud general

Principales fuentes encontradas en las siguientes bases de datos:

- 22% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 4% Base de datos de trabajos entregados
- 0% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossr

FUENTES PRINCIPALES

Las fuentes con el mayor número de coincidencias dentro de la entrega. Las fuentes superpuestas no se mostrarán.

1	**repositorio.unheval.edu.pe** Internet	22%