

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**COMPARACIÓN TÉCNICA – ECONÓMICA ENTRE MURO DE
SUELO REFORZADO Y MURO DE GAVIONES PARA LA
CARRETERA YANAKILLCA – SANTA ROSA – CERRO TETA,
JUAN ESPINOZA MEDRANO –ANTABAMBA – APURÍMAC**

TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTADA POR

Bach. QUISPE SARMIENTO, WENDY NAYSHA

Bach. REYES SÁENZ, MAURICIO JOSÉ

ASESOR: Mag. Ing. TORRES CHUNG, CESAR ROBERTO

LIMA-PERÚ

2021

DEDICATORIA

Dedico esta investigación a mis padres Nemesio y Yolanda, por el apoyo incondicional que me brindan hasta el día de hoy, gracias por todo.

Quispe Sarmiento Wendy Naysha

La presente investigación la dedico a mis padres José y Sofía, a mi hermano Cristian y en especial a mi abuelo Porfirio por ser las personas que me brindaron la fortaleza y la confianza de lograr mis metas en la vida.

Reyes Sáenz Mauricio José

AGRADECIMIENTO

Nuestro agradecimiento al Gobierno Regional de Apurímac por el acceso a la información del expediente técnico; asimismo a la empresa Maccaferri por permitir el uso de los softwares en la investigación. Finalmente, a nuestra alma mater por las enseñanzas durante los años de estudio y a nuestros asesores el Mag. Ing. César Torres Chung y Mag. Marianella Zeña Zencio por su carisma y enseñanzas en el desarrollo de esta tesis.

Wendy Quispe y Mauricio Reyes

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	xv
ABSTRACT.....	xvi
INTRODUCCIÓN.....	xvii
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1. Descripción de la realidad de la problemática.....	1
1.2. Formulación del problema	2
1.2.1. Problema general	2
1.2.2. Problemas específicos.....	2
1.3. Importancia y justificación del estudio.....	2
1.3.1. Importancia	2
1.3.2. Justificación	3
1.4. Limitaciones del estudio	4
1.5. Objetivos.....	4
1.5.1. Objetivo general.....	4
1.5.2. Objetivos específicos	4
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	6
2.1. Marco histórico.....	6
2.2. Investigaciones relacionadas con el tema	6
2.2.1. Investigaciones Internacionales	6
2.2.2. Investigaciones Nacionales.....	16
2.3. Estructura teórica y científica que sustenta el estudio	18
2.3.1. Depósitos coluviales	18
2.3.2. Talud	20
2.3.3. Factores de riesgo en la estabilidad de taludes	22
2.3.4. Deslizamientos.....	28
2.3.5. Teorías de presión de tierra.....	29
2.3.6. Análisis de estabilidad	33
2.3.7. Muro de gaviones.....	43
2.3.8. Muro de suelo reforzado	49
2.3.9. Geomallas	57
2.3.10. Geotextil.....	59
2.3.11. Geocompuestos	60

2.3.12. Banquetas.....	62
2.4. Definición de términos básicos.....	63
2.5. Hipótesis	65
2.5.1. Hipótesis principal	65
2.5.2. Hipótesis secundarias.....	65
2.5.3. Relación entre Variables.....	66
CAPÍTULO III: DISEÑO METODOLÓGICO	67
3.1. Tipo y método de investigación.....	67
3.2. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	68
3.3. Procedimientos para la recolección de datos	68
3.4. Técnicas de procesamiento y análisis de datos.....	68
CAPÍTULO IV: DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN.....	70
4.1. Ubicación	70
4.1.1. Ubicación del Proyecto.....	70
4.1.2. Ubicación Política.....	70
4.1.3. Ubicación Geográfica	71
4.2. Clima.....	71
4.3. Hidrografía.....	71
4.4. Sismicidad.....	71
4.5. Topografía y Relieve	71
4.5.1. Topografía.....	71
4.5.2. Relieve	72
4.6. Geología.....	72
4.6.1. Geología Regional	72
4.6.2. Geología Local del KM 30+860 al KM 30+940	72
4.7. Suelos.....	72
4.7.1. Calicata	72
4.8. Parámetros de estudio	73
4.9. Descripción de sección de estudio	75
4.10. Diseño de alternativas para la estabilización del talud coluvial	76
4.10.1. Diseño del muro de suelo reforzado	76
4.10.2. Diseño del muro de gaviones.....	79
CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	83

5.1. Análisis de estabilidad del talud de estudio	83
5.2. Análisis de estabilidad del muro de suelo reforzado	87
5.2.1. Análisis estático del muro de suelo reforzado con estrato homogéneo	87
5.2.2. Análisis pseudoestático del muro de suelo reforzado con estrato homogéneo.....	88
5.2.3. Análisis estático del muro de suelo reforzado con varios estratos	89
5.2.4. Análisis pseudoestático del muro de suelo reforzado con varios estratos	91
5.3. Análisis de estabilidad del muro de gaviones.....	93
5.3.1. Análisis estático del muro de gaviones con estrato homogéneo.....	93
5.3.2. Análisis pseudoestático del muro de gaviones con estrato homogéneo	94
5.3.3. Análisis estático del muro de gaviones con varios estratos	95
5.3.4. Análisis pseudoestático del muro de gaviones con varios estratos.....	97
5.4. Verificación de las mallas de acero	100
5.5. Análisis económico de las propuestas	103
CAPÍTULO VI: DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS.....	106
6.1. Discusión de resultados	106
6.1.1. Resultados a partir del análisis del talud de estudio	106
6.1.2. Resultados técnicos del muro de suelo reforzado en base a los factores de seguridad.....	106
6.1.3. Resultados técnicos del muro de gaviones en base a los factores de seguridad.....	107
6.1.4. Resultados técnicos de los sistemas de muro de suelo reforzado y muro de gaviones respecto a la capacidad de carga.....	109
6.1.5. Resultados de la verificación de las mallas de acero en el muro de suelo reforzado y muro de gaviones.....	109
6.1.6. Resultados en base al análisis económico del muro de suelo reforzado y muro de gaviones	110
6.2. Constatación de hipótesis.....	111
6.2.1. Constatación e hipótesis general.....	111
6.2.2. Constatación de hipótesis específica 1.....	111
6.2.3. Constatación de hipótesis específica 2.....	112
6.2.4. Constatación de hipótesis específica 3.....	113
CONCLUSIONES	114

RECOMENDACIONES	116
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	117
ANEXOS	122
Anexo 1. Diseño metodológico	122
Anexo 1.1. Matriz de consistencia.....	122
Anexo 2. Memoria de cálculo estructural.....	123
Anexo 2.1 Efecto sísmico por parte del muro de contención	123
Anexo 2.2 Capacidad última de carga	123
Anexo 2.3 Factor de seguridad contra la falla en capacidad de carga	124
Anexo 2.4 Análisis interno en los muros de gaviones y análisis de estabilidad interna.	125
Anexo 2.5 Cálculo de caudales para el sistema de filtro.	127
Anexo 2.6 Muro de suelo reforzado	129
Anexo 2.7 Cálculo del caudal total.....	130
Anexo 2.8 Cálculos del muro de suelo reforzado caso estático.....	132
Anexo 2.9 Cálculos del muro de suelo reforzado caso pseudoestático	136
Anexo 2.10 Cálculos del muro de gaviones caso estático	140
Anexo 2.11 Cálculos del muro de gaviones caso pseudoestático.....	143
Anexo 2.12 Cálculos para la verificación de las mallas de acero.....	146
Anexo 3. Análisis interno del muro de suelo reforzado con el software MacStars.....	147
Anexo 3.1. Análisis de estabilidad interna estática con varios estratos.....	147
Anexo 3.2. Análisis de estabilidad interna pseudoestático con varios estratos.....	151
Anexo 4. Análisis del muro de gaviones con el software GawacWin.....	155
Anexo 4.1. Reporte del análisis estático con varios estratos del muro de gaviones.	155
Anexo 4.2. Reporte del análisis pseudoestático con varios estratos del muro de gaviones.	156
Anexo 5. Metrados.....	157
Anexo 6. Presupuestos	159
Anexo 7. Análisis de costos unitarios	160
Anexo 7.1. Costos unitarios del muro de suelo reforzado	160
Anexo 7.2. Costos unitarios del muro de gaviones.....	164
Anexo 8. Aspectos administrativos	168

Anexo 8.1. Duración de la investigación.....	168
Anexo 8.2 Inversión de la investigación.....	168
Anexo 9. Permisos	169
Anexo 10. Planos	171

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1: Valores de Factores de seguridad mínimos por volteo, deslizamiento, global y capacidad de carga	35
Tabla N° 2: Acotaciones sobre las diferentes metodologías para analizar taludes	41
Tabla N° 3: Especificaciones técnicas de las medidas de los gaviones tipo caja	44
Tabla N° 4: Índices reductores para los geosintéticos en el drenaje	56
Tabla N° 5: Parámetros para el corte en las banquetas	63
Tabla N° 6: Metodologías de estudio.....	66
Tabla N° 7: Registro de materiales con los parámetros geotécnicos respectivos	74
Tabla N° 8: Especificaciones técnicas de gaviones	74
Tabla N° 9: Especificaciones técnicas de geotextil y geocompuesto	75
Tabla N° 10: Registro de los cálculos para el diseño del drenaje en el muro de suelo..... reforzado	78
Tabla N° 11: Registro de los cálculos para el diseño del drenaje en el muro de gaviones	81
Tabla N° 12: Registro de las tensiones	93
Tabla N° 13: Resumen de los parámetros fundamentales para el análisis interno del..... muro de gaviones	99
Tabla N° 14: Análisis interno por camadas del muro de gaviones respecto a los factores de seguridad por deslizamiento y volteo.....	100
Tabla N° 15: Análisis interno por camadas del muro de gaviones respecto a las fuerzas de corte y tensiones normales	100
Tabla N° 16: Cálculo y validación de los abultamientos, deformaciones y fuerza tracción en los gaviones para la malla 10x12 con diámetro de 2.7 mm	100
Tabla N° 17: Cálculo y validación de los abultamientos, deformaciones y fuerza tracción en los gaviones para la malla 8x10 con diámetro de 2.7 mm	101
Tabla N° 18: Cálculo y validación de los abultamientos, deformaciones y fuerza tracción en los gaviones para la malla 8x10 con diámetro de 2.4 mm	101
Tabla N° 19: Presupuesto referencial del muro de suelo reforzado.....	104
Tabla N° 20: Presupuesto referencial del muro de gaviones	104

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1: Perfil estratigráfico tipo del depósito coluvial.	18
Figura N° 2: Esquema de falla de suelo coluvial	19
Figura N° 3: Talud Natural	20
Figura N° 4: Talud Artificial.....	20
Figura N° 5: Partes de un talud	22
Figura N° 6: Representación de la importancia de la pendiente en los.....	23
movimientos de laderas	23
Figura N° 7: Casos de discontinuidades que producen el arrastre de tierra.....	24
Figura N° 8: Visualización de la napa freática en los taludes.....	27
Figura N° 9: Representación del círculo de Mohr para suelos cohesivos y friccionantes	31
Figura N° 10: Uso de la teoría de Coulomb.....	32
Figura N° 11: Fuerzas actuantes entre dovelas	34
Figura N° 12: Partes que conforman un deslizamiento.....	37
Figura N° 13: Tipos de falla plana	38
Figura N° 14: Requisito para una falla en cuña	38
Figura N° 15: Bosquejo de pandeo en capas verticalizadas.....	39
Figura N° 16: Esbozo de una falla en curva.....	40
Figura N° 17: Superficie de falla en el suelo para el análisis estático de la capacidad de carga.....	42
Figura N° 18: Estructura de un gavión tipo caja.....	44
Figura N° 19: Esquema del muro de gaviones.....	45
Figura N° 20: Esquema para la contención de deslizamientos	49
Figura N° 21: Composición de un muro de suelo reforzado.....	50
Figura N° 22: Esquema para la contención de deslizamientos	52
Figura N° 23: Tipos de falla en análisis de estabilidad externa	53
Figura N° 24: (a) Rotura por refuerzo y (b) Extracción del refuerzo.....	54
Figura N° 25: Opciones para cara del talud	55
Figura N° 26: Casos más comunes de geotextiles para evacuar aguas subterráneas	56
Figura N° 27: Esquemas de enlaces de geotextiles con colectores para drenar aguas subterráneas	57

Figura N° 28: Tasa de flujo último en sentido paralelo a la construcción del geocompuesto	57
Figura N° 29: Geomalla uniaxial - a; Geomalla biaxial - b	58
Figura N° 30: Clasificación de filamentos en no tejidos (a) y tejidos (b).....	59
Figura N° 31: Geocompuesto.....	61
Figura N° 32: Cortes a media ladera	63
Figura N° 33: Ubicación de la zona de estudio.....	70
Figura N° 34: Descripción del material que se encuentra en una calicata	73
Figura N° 35: Sección de estudio con representación de los estratos	76
Figura N° 36: Cálculos preliminares para la geometría del muro de suelo reforzado a partir de una altura de 5 m	77
Figura N° 37: Cálculos de fuerzas que interactúan en el muro de suelo reforzado a partir de una altura de 5 m para el caso estático.....	77
Figura N° 38: Cálculos de fuerzas que interactúan en el muro de suelo reforzado a partir de una altura de 5 m para el caso pseudoestático	77
Figura N° 39: Diseño del muro de suelo reforzado.....	79
Figura N° 40: Cálculos preliminares para la geometría del muro de gaviones a partir de una altura de 5 m.....	80
Figura N° 41: Cálculos de fuerzas que interactúan en el muro de gaviones a partir de una altura de 5 m para el caso estático	80
Figura N° 42: Cálculos de fuerzas que interactúan en el muro de gaviones a partir de una altura de 5 m para el caso pseudoestático	80
Figura N° 43: Diseño del muro de gaviones	82
Figura N° 44: Análisis estático del talud de estudio homogéneo aplicando el método de Spencer.....	83
Figura N° 45: Análisis estático del talud de estudio con estrato homogéneo aplicando el método de Morgenstern y Price	83
Figura N° 46: Análisis pseudoestático del talud de estudio con estrato homogéneo aplicando el método de Spencer	84
Figura N° 47: Análisis pseudoestático del talud de estudio con estrato homogéneo aplicando el método de Morgenstern y Price.....	84
Figura N° 48: Análisis estático del talud de estudio estratificado aplicando el método de Spencer.....	85

Figura N° 49: Análisis estático del talud de estudio homogéneo aplicando el método de Morgenstern y Price.....	85
Figura N° 50: Análisis pseudoestático del talud de estudio estratificado aplicando el método de Spencer.....	86
Figura N° 51: Análisis pseudoestático del talud de estudio estratificado aplicando el método de Morgenstern y Price	86
Figura N° 52: Análisis estático del muro de suelo reforzado con estrato homogéneo aplicando el método de Spencer	87
Figura N° 53: Análisis estático del muro de suelo reforzado con estrato homogéneo aplicando el método de Morgenstern y Price.....	87
Figura N° 54: Análisis pseudoestático del muro de suelo reforzado con estrato homogéneo aplicando el método de Spencer.....	88
Figura N° 55: Análisis pseudoestático del muro de suelo reforzado con estrato homogéneo aplicando el método de Morgenstern y Price.....	88
Figura N° 56: Análisis estático del muro de suelo reforzado con varios estratos aplicando el método de Spencer	89
Figura N° 57: Análisis estático del muro de suelo reforzado con varios estratos aplicando el método de Morgenstern y Price.....	89
Figura N° 58: Análisis interno estático del muro de suelo reforzado con varios estratos	90
Figura N° 59: Análisis estático del muro de suelo reforzado para la estabilidad por volteo y deslizamiento	90
Figura N° 60: Análisis estático del muro de suelo reforzado para la estabilidad por capacidad de carga.....	90
Figura N° 61: Análisis pseudoestático del muro de suelo reforzado con varios estratos aplicando el método de Spencer	91
Figura N° 62: Análisis pseudoestático del muro de suelo reforzado con varios estratos aplicando el método de Morgenstern y Price.....	91
Figura N° 63: Análisis interno pseudoestático del muro de suelo reforzado con varios estratos	92
Figura N° 64: Análisis pseudoestático del muro de suelo reforzado para la estabilidad por volteo y deslizamiento.....	92
Figura N° 65: Análisis pseudoestático del muro de suelo reforzado para la estabilidad por capacidad de carga.....	92

Figura N° 66: Análisis estático del muro de gaviones con estrato homogéneo y relleno granular aplicando el método de Spencer	93
Figura N° 67: Análisis estático del muro de gaviones con estrato homogéneo y relleno granular aplicando el método de Morgenstern y Price	94
Figura N° 68: Análisis pseudoestático del muro de gaviones con estrato homogéneo y relleno granular aplicando el método de Spencer	94
Figura N° 69: Análisis pseudoestático del muro de gaviones con estrato homogéneo y relleno granular aplicando el método de Morgenstern y Price	95
Figura N° 70: Análisis estático del muro de gaviones con varios estratos y relleno granular aplicando el método de Spencer	95
Figura N° 71: Análisis estático del muro de gaviones con varios estratos y relleno granular aplicando el método de Morgenstern y Price	96
Figura N° 72: Análisis estático del muro de gaviones con varios estratos y relleno granular	96
Figura N° 73: Análisis estático del muro de gaviones para la estabilidad por volteo y deslizamiento	97
Figura N° 74: Análisis estático del muro de gaviones para la estabilidad por capacidad de carga	97
Figura N° 75: Análisis pseudoestático del muro de gaviones con varios estratos y relleno granular aplicando el método de Spencer	97
Figura N° 76: Análisis pseudoestático del muro de gaviones con varios estratos y relleno granular aplicando el método de Morgenstern y Price	98
Figura N° 77: Análisis pseudoestático del muro de gaviones con varios estratos y relleno granular	98
Figura N° 78: Análisis pseudoestático del muro de gaviones para la estabilidad por volteo y deslizamiento	99
Figura N° 79: Análisis pseudoestático del muro de gaviones para la estabilidad por capacidad de carga	99
Figura N° 80: Comparación de los diferentes tipos de mallas usadas en los gaviones respecto a los abultamientos	102
Figura N° 81: Comparación de los diferentes tipos de mallas usadas en los gaviones respecto a las deformaciones	102
Figura N° 82: Comparación de los diferentes tipos de mallas usadas en los gaviones respecto a las fuerzas de tracción activa	103

Figura N° 83: Esquema de los abultamientos en (a) el muro de gaviones y (b) muro de suelo reforzado.....	103
Figura N° 84: Análisis de partidas de las propuestas para la estabilización del talud ..	105
Figura N° 85: Análisis de costos totales de alternativas presentadas en la investigación	105

RESUMEN

La finalidad de esta investigación fue identificar la mejor alternativa para la estabilización del talud con depósitos coluviales entre la progresiva KM 30+860 al KM 30+940 para la carretera Yanakillca - Santa Rosa - Cerro Teta, distrito de Juan Espinoza Medrano - Antabamba, región Apurímac por medio de la comparación técnica – económica entre el muro de suelo reforzado y el muro de gaviones. Se empezó con la recopilación de datos del expediente técnico de la carretera en cuanto a la ubicación, clima, hidrografía, sismicidad, topografía, geología y estudio de suelos para la descripción del área de estudio.

La inferencia geológica fue la técnica a utilizar para la representación de la sección transversal, esta técnica se apoyó del muestreo por la calicata del expediente técnico y se adoptó un perfil típico de los depósitos coluviales. En el desarrollo y análisis técnico de estos sistemas, se hizo los cálculos en hojas Excel a fin de obtener los factores de seguridad por volteo, deslizamiento, capacidad de carga y la presión máxima del suelo. Luego se bosquejó en Civil 3D los estratos para la sección a simular en los softwares; así como los diseños de las estructuras de los sistemas a constatar. Después, se modeló en el programa Slide 6.0 para la obtención de los factores de seguridad globales; en softwares como GawacWin y MacStars se calculó los factores de seguridad por volteo y deslizamiento; mientras que, para la evaluación económica, se presupuestó referencialmente las metodologías por partidas.

A partir de los resultados obtenidos en esta investigación, se observó que el muro de gaviones fue la mejor alternativa respecto al muro de suelo reforzado; a pesar que ambos muros de contención cumplían con los parámetros mínimos para la estabilidad, fue el aspecto económico el más influyente al momento de identificar la mejor alternativa.

Palabras clave: muro de suelo reforzado, muro de gaviones, depósitos coluviales, factor de seguridad, capacidad de carga.

ABSTRACT

The purpose of this research was to identify the best alternative for the stabilization of the colluvial deposits slope between the progressive KM 30 + 860 to KM 30 + 940 for the Yanakillca - Santa Rosa - Cerro Teta highway, Juan Espinoza Medrano - Antabamba district, Apurimac region through the technical-economic comparison between the reinforced soil wall and the gabion wall. It began with the collection of data from the technical file of the road in terms of location, climate, hydrography, seismicity, topography, geology, and soil study for the description of the study area.

Geological inference was the technique to be used for the representation of the transverse section, this technique was supported by the sampling by the soil pits of the technical file and a typical profile of the colluvial deposits was adopted. In the development and technical analysis of these systems, the calculations were made in Excel sheets to obtain the safety factors for turning, sliding, load capacity, and maximum ground pressure. Then the strata for the section to be simulated in the software were graphed in Civil 3D; as well as the designs of the structures of the systems to be verified. Then, it was modeled in the Slide 6.0 program to obtain the global security factors; in software such as GawacWin and MacStars, the safety factors for flipping and sliding were calculated; while for the economic evaluation, the methodologies were budgeted referentially by items and in general.

From the results obtained in this research, it was observed that the gabion wall was the best alternative to the reinforced floor wall; although both retaining walls met the minimum parameters for stability, it was the economic aspect that was most influential when identifying the best alternative.

Keywords: reinforced floor wall, gabion wall, colluvial deposits, safety factor, load capacity

INTRODUCCIÓN

En el Perú la infraestructura vial frecuentemente tiene problemas de fallas geotécnicas que se representan en deslizamientos de taludes, debido a que cuando se construye una carretera la zona es alterada, así mismo se sabe que nuestro país es una zona de alta sismicidad la cual ayuda a que los taludes no sean estables.

Teniendo en cuenta lo descrito anteriormente esta tesis tiene como propósito realizar una comparación técnica y económica de dos metodologías para la estabilidad de un talud, las propuestas que se consideran son un muro de suelo reforzado y un muro de gaviones, examinando así la mejor metodología evaluando ventajas técnicas y económicas, para poder presentar la mejor alternativa.

La presente investigación está dividida en seis capítulos:

Capítulo I correspondiente al planteamiento del problema, dando alcance a la descripción de la realidad, formulación del problema, la importancia y justificación del estudio, formulación de los objetivos y la limitación de esta investigación.

Capítulo II titulado como Marco Teórico donde se presenta el marco histórico, las investigaciones relacionadas con el tema, estructura teórica y científica de depósitos coluviales, análisis de estabilidad, muro de suelo reforzado, muro de gaviones, geotextil, definición de términos básicos e hipótesis.

Capítulo III denominado diseño metodológico, donde se describe el tipo y método de investigación desde una perspectiva cualitativa y cuantitativa, las técnicas e instrumentos para la recolección de datos, el proceso que se realiza para recolección de datos, técnicas de procesamiento y análisis de los datos de la investigación.

Capítulo IV corresponde al desarrollo de la investigación, empezando desde la ubicación del proyecto, características de la zona de estudio como el clima, hidrografía, sismicidad, topografía, geología, también incluye una descripción de la vía y dos alternativas de diseño que son un muro de suelo reforzado y un muro de gaviones para poder estabilizar el talud coluvial.

Capítulo V denominado presentación y análisis de los resultados, comprende la presentación de los resultados del análisis de estabilidad que se obtienen a partir de las simulaciones realizadas, así como también los resultados de las hojas de cálculo, la verificación de las mallas de acero y el presupuesto económico para cada una de las alternativas.

Capítulo VI contiene la discusión de resultados y contrastación de las hipótesis, donde se comparan los resultados del análisis de estabilidad de cada alternativa de la misma manera se realiza una comparación del costo total.

Finalmente, para completar la investigación se complementa las conclusiones, recomendaciones, referencias bibliográficas y anexos.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción de la realidad de la problemática

El Perú es un país geográficamente variado, por la existencia de la cordillera de los Andes y la corriente de Perú. Por este motivo, existe una variedad de regiones, climas y relieves. Se ubica en la unión de la placa tectónica continental Sudamericana y la de Nazca; lo cual origina sismos frecuentes durante el año. Debido a esto, los deslizamientos de taludes representan una de las esenciales dificultades en la Geotecnia; resultando las respectivas soluciones en desafíos para garantizar la seguridad de la población.

La provincia de Antabamba ubicada en la región de Apurímac, se encuentra a una altitud de 3697 msnm cuenta con un clima variado de sol, lluvia y nieve en algunas temporadas del año, debido a estos cambios de clima los suelos son afectados por procesos de meteorización y erosión originando frecuentes deslizamientos de taludes en varias zonas de la provincia. Los suelos coluviales están dentro del grupo de los suelos con mayor dificultad para la estabilización de los taludes; por ende, las metodologías conocidas para su estabilización resultan ser más complejas. Se observa que la zona de estudio presenta un talud coluvial con un riesgo moderado que ponen en peligro la seguridad de la carretera Yanakillca – Santa Rosa – Cerro Teta, distrito Juan Espinoza Medrano - provincia Antabamba, Apurímac entre la progresiva KM 30+860 al KM 30+940. Además, los suelos están compuestos por bolones, bloques de roca y arena limosa. (Gobierno Regional de Apurímac, 2016).

Los factores que contribuyen a la inestabilidad de este tipo de taludes son el relieve, geometría del talud, estructura geológica, precipitaciones, procesos de meteorización y proceso de congelamiento. Los efectos del deslizamiento de los taludes coluviales pueden generar obstaculización de la vía y daños en el pavimento; exponiendo en situación de contingencia a los usuarios.

Con lo mencionado anteriormente, se analiza técnica y económicamente, el muro de suelo reforzado y muro de gaviones. Este análisis tiene la finalidad de comparar las propuestas para así elegir la más factible en cuanto a criterio técnico como económico.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general

- ¿En qué medida un muro de suelo reforzado versus un muro de gaviones presentará una mejor alternativa técnica – económica para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca – Apurímac?

1.2.2. Problemas específicos

- ¿Cuál es la metodología que presenta mejores resultados en cuanto a los factores de seguridad para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca –Apurímac?
- ¿Cuál es la metodología que presenta valores más estables en la capacidad de carga para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca –Apurímac?
- ¿Cuál es la metodología más económica entre el muro de suelo reforzado y muro de gaviones para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca –Apurímac?
- ¿Cómo se verifican las mallas de acero en el muro de suelo reforzado y muro de gaviones para la carretera Yanakillca - Apurímac?

1.3. Importancia y justificación del estudio

1.3.1. Importancia

El propósito es comparar las metodologías para la estabilidad de taludes coluviales mediante el muro de gaviones y muro de suelo reforzado, entre ambas propuestas se elige la alternativa más segura y económica. Además, concientizar a la población acerca de la importancia de la estabilización de los taludes coluviales, ya que en gran parte de nuestro territorio abunda este tipo de suelos que son propensos a los deslizamientos ocasionando daños tanto a la población como a las estructuras cercanas. Se debe considerar que esta investigación contribuye con el conocimiento y el procedimiento para elegir la mejor alternativa de solución para la estabilidad de este tipo de taludes, donde se tendrá en cuenta los parámetros técnicos y económicos.

1.3.2. Justificación

Justificación Teórica

Se debe brindar información acerca del conocimiento técnico y del presupuesto para la realización de las alternativas más comunes en el país como son el muro de suelo reforzado y el muro de gaviones.

Justificación Técnica

Se debe resaltar que el aspecto técnico se refiere a los criterios de diseño, tanto de los factores de seguridad, capacidad de carga y la geometría de las metodologías desarrolladas.

Justificación Práctica

Se plantean como alternativas de solución los métodos más recomendados para la estabilización del talud coluvial que se encuentra en el área de estudio. La principal razón de la elección de muro de suelo reforzado y el muro de gaviones es la trabajabilidad que ambos poseen y son las metodologías que otorgan mayores valores de factores de seguridad y capacidad de carga.

Justificación Económica

La finalidad de esta investigación desde el aspecto económico es resaltar la importancia de la estabilización del talud coluvial que permita la seguridad de este tramo de la carretera para evitar pérdidas económicas que perjudiquen a la provincia de Antabamba. Ello influye en la reducción de los niveles de pobreza en la región Apurímac, ya que son considerados como los más altos en el Perú. La provincia de Antabamba al desarrollar la agricultura y la ganadería requieren de vías de acceso para poder comercializar sus productos en favor de la prosperidad de esta provincia.

Justificación Social

Para el desarrollo de una comunidad es necesario que las ciudades se conecten por medio de carreteras. La elección de la mejor alternativa para la estabilización del talud coluvial en el área de estudio brinda seguridad

a los usuarios. Esta carretera es una vía departamental; por tanto, es de suma importancia para la provincia de Antabamba.

1.4. Limitaciones del estudio

Los estudios de geología y geotecnia datan del año 2016, por parte del expediente técnico “Mejoramiento y construcción de la carretera Yanakillca - Santa Rosa - Cerro Teta, distrito de Juan Espinoza Medrano - Antabamba, región Apurímac”. Esta investigación se limita a realizar los diseños bajo la metodología de equilibrio límite y una comparación entre un muro de suelo reforzado y muro de gaviones, bajo el aspecto económico, capacidad de carga y factores de seguridad; más no abarca el ámbito de construcción. Cabe añadir que no se ha considerado el caudal infiltrado de la zona de estudio; por ende, para el análisis del drenaje de los sistemas descritos en la presente investigación, sólo se considera el caudal por el nivel freático. Por otro lado, el ámbito económico se relaciona a los presupuestos referenciales de cada alternativa para la estabilización del talud de estudio.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo general

Comparar entre el muro suelo reforzado y muro de gaviones en aspecto técnico y económico para la estabilización de talud coluvial de la carretera Yanakillca –Apurímac.

1.5.2. Objetivos específicos

- Realizar un análisis comparativo de un muro de suelo reforzado y un muro de gaviones bajo los parámetros de los factores de seguridad para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca – Apurímac.
- Analizar el muro de suelo reforzado y el muro de gaviones bajo el parámetro de capacidad de carga para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca – Apurímac.
- Comparar el muro de suelo reforzado y el muro de gaviones bajo el aspecto económico para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca – Apurímac.

- Verificar las mallas de acero en el muro de suelo reforzado y muro de gaviones para estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca – Apurímac.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Marco histórico

El Gobierno Regional de Apurímac estuvo a cargo del proyecto “Mejoramiento y construcción de la carretera Yanakillca - Santa Rosa - Cerro Teta, distrito de Juan Espinoza Medrano - Antabamba, región Apurímac”. La zona del proyecto abarcó relieves montañosos, zona altiplanicie y valles en U. Respecto al clima, en general se consideró como frío y seco. Los estudios de geología y geotecnia del tramo KM 30+860 al KM 30+940 determinaron que el área de estudio comprende depósitos coluviales con un tamaño de partícula de 10 mm acompañados de material fino (Gobierno Regional de Apurímac, 2016).

Hurtado (2017) sustentó que para la estabilidad del talud entre las progresivas KM 324+580 al KM 324+650 que forma parte del tramo de carretera Kishuara – Puente Sahuinto – Abancay, se aplicó tres alternativas de solución como: Muro Terramesh System, muro de concreto armado y muro de pantalla anclada. La finalidad de esta investigación fue evaluar lo constructivo, técnico y económico de cada una de las metodologías anteriores mencionadas; así también, se estudió si existe impedimento del flujo vehicular. La razón de este estudio fue debido a la zona arqueológica en el área, por lo cual se consideró como no viable el desvío momentáneo. La metodología consistió en exploratoria, descriptiva y aplicada. Se empleó el registro de datos y las modelaciones numéricas se realizaron con el programa MacStars 2000. Se concluyó a modo general que el primer sistema descrito fue el mejor debido a que destaca en la productividad, economía y técnico.

2.2. Investigaciones relacionadas con el tema

2.2.1. Investigaciones Internacionales

Ayabaca y Salazar (2018) en su tesis “Análisis comparativo técnico - económico entre muro de contención de hormigón armado y muro de contención de suelo mecánicamente estabilizado con el sistema Terramesh para el proyecto urbanización Toscana”. Universidad Politécnica Salesiana, Ecuador. Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingenieros Civiles. Esta tesis tuvo como propósito general realizar una

comparación para elegir la mejor alternativa a fin de la estabilización de suelo que forma parte del complejo “La Toscana”. El método consistió en la recopilación de datos. Las fases que constituyeron en esta investigación fueron el de registrar y elaborar estudios de suelos y geotecnia. Luego elaboraron ensayos en laboratorio para obtener los parámetros geotécnicos. Finalmente, se compararon las alternativas según el aspecto económico. Se concluyó que el muro estabilizado con sistema Terramesh es la mejor solución ya que es rentable, ambiental y constructivo.

Bermeo y Hurtado (2018) en su tesis “Estudio comparativo de dos propuestas para la estabilización de deslizamiento en el kilómetro 94 de la vía Naranjito - Bucay”. Universidad de Guayaquil, Ecuador. Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil. El objetivo general fue desarrollar dos propuestas de estabilización para compararlas según el enfoque técnico y económico. Reunió los datos para elaborar estudios de hidrología, geología regional, geología local, descripción del deslizamiento, geotecnia, diseño de muro de gaviones y diseños de obras de arte complementarias para el drenaje subterráneo. Se examinó los estudios descritos anteriormente. Luego, se utilizó el laboratorio para obtener las muestras pertinentes para obtener los parámetros geotécnicos y la caracterización del talud. Finalmente, se compararon las alternativas de solución. Se comprobó que tanto la propuesta del muro de gaviones como el de drenaje cumplen con los parámetros técnicos; sin embargo, desde el enfoque económico, el sistema de drenaje fue más factible.

Pivalica (2017) en su tesis “Sistemas de contención de aluviones para la Quebrada de Los Cañas en la comuna de La Florida”. Universidad Andrés Bello, Chile. Tesis de pregrado a fin de obtener el título de Ingeniero Constructor. La intención general fue analizar y elegir el mejor sistema de contención para la zona de estudio; ya que hace cinco años ocurrió un alud que dejó inhabilitadas casas y la vía que conecta a Santa Sofía. El método que se aplicó fue recopilar información basándose en estudios previos en el área. Se sintetizó la información. Luego, analizó la información requerida para su diseño. Finalmente, diseñó su metodología para la solución de la problemática de estudio. La conclusión en general fue que en la parte superior se debe diseñar una protección natural para

contrarrestar el deslizamiento. A la mitad, se consideró estructuras de disipación de energía y pozas decantadoras, para prevenir que afecte la zona baja. En la zona inferior, se eligió construir una estructura de gaviones para redireccionar el paso y evitar los desbordamientos. Finalmente, se propuso que deben optimizar las tuberías en el desemboque, con el fin de prevenir los anegamientos sobre el cono de deyección.

Adilov y Abirov (2021) en su artículo “Investigación numérica de la estabilidad de los lechos en las carreteras reforzadas por estructuras de gaviones”, expuso que el sistema de gaviones como medida de solución para la estabilización del lecho de una carretera. La meta, a modo general, fue el diseño de esta metodología para el caso antes descrito. Se detalló las principales características que ofrece este tipo de muro de contención; sea el caso del aspecto económico y de mayor rendimiento. Cabe señalar, que se mencionó la primordial desventaja que en ciertos casos resultó excesivo el costo y los cálculos pertinentes que se deben hacer para el análisis. La investigación se ubicó en Uzbekistán, donde se señaló que para la fase de construcción no existen enfoques respecto a esta metodología. El muro de gaviones tuvo como dimensiones, base de 2 m y altura de 4 m. El análisis interno abarcó los parámetros geotécnicos como ángulo de fricción y cohesión; así también se apoyó del peso específico y módulo de elasticidad. La metodología consistió en elementos finitos; por ende, se seleccionó la alternativa más accesible para el caso de estudio. En cuanto a la simulación numérica, se utilizó la carga sísmica correspondiente a la zona; asimismo, se enfatizó que las pruebas en campo pueden originar la inclusión de otras cargas como humedad, etc. Se concluyó que el muro de gaviones otorgó la estabilidad a la carretera (Traducción de Reyes).

Vuttichai, Thanadol, Vatanavongs (2021) en su investigación “Diseño de Estructuras de Gaviones bajo Objetivos Multi – Criterios con Programación de Metas” declaró que por la variedad de las dimensiones de las cajas de gaviones, existe la facilidad de organizar el muro en la parte de adelante respecto a la pendiente, ángulo de inclinación atrás o en forma similar a un trapecoide. La propiedad que sobresalió más de estos componentes, como es el caso de lo flexible que puede llegar a ser,

permitió el poder mejorar estos tipos de muros. En el caso de los diseños de muros de gaviones fue fundamental cumplir con la estabilidad externa por deslizamiento, volteo y asentamiento; mientras que la estabilidad interna no fue requerida, a excepción del empleo de gaviones como cara externa junto a materiales empleados como refuerzos. En relación a lo último especificado, las geomallas y anclajes fueron las opciones más comunes; también la estabilidad global se pudo obviar debido a la dependencia de donde se ubicó la estructura y por las diferentes metodologías para su comprobación, como fue el caso de equilibrio límite y diferencia finita. La finalidad de este artículo fue reducir el impacto del peso de los gaviones y equilibrar las fuerzas verticales, por lo que se varió la organización de estos elementos para el rediseño de un muro de gaviones. En cuanto a los métodos para optimizar el diseño, se consideró como restringido porque debe enfocarse en el ámbito económico siendo lo menor posible. El programa que se utilizó fue General Algebraic Modeling Software - GAMS. El tema central trató en un modelo de programación no lineal entero mixto - MINP; después aplicó el planteamiento de programar metas a los prototipos expuestos, que fueron de objetivos preferentes y ponderados; por último, abarcó los fenómenos de optimizar localmente y por convergencia. Las comparaciones de estos tres modelos se basaron en las soluciones óptimas, dificultades en la validación y optimización, y valores por optimizar y costo computacional aplicados para un caso de un muro de 3.1 m. El primero resultó que el modelo preferente posee menor excentricidad que el método MINP y la solución por la propuesta de objetivos ponderados es similar al primero mencionado. El segundo brindó resultados a partir del programa usado para las simulaciones numéricas, las tres alternativas de diseño fueron adecuadas ya que por los parámetros utilizados ayudaron al éxito sin dificultades de convergencia. El tercero abordó que los sistemas de objetivos ponderados y preferentes consisten en herramientas de apoyo para el diseño en relación al peso e inferior excentricidad; en tanto el costo por computación, el MINP y objetivos ponderados precisan de un solo paso en su programación, mientras que la metodología de objetivos preferentes empleó dos pasos. Respecto a las conclusiones, se determinó

que el MINP es un instrumento que elige múltiples combinaciones de variables de decisión, pero debe incluir la problemática de optimización y convergencia locales; en cambio referente a los dos enfoques descritos con anterioridad, lograron un peso mínimo y excentricidad mínima (Traducción de Reyes).

Grodecki (2021) en su artículo “Modelización numérica del muro de contención de Gaviones bajo carga y descarga” sobre la composición de un gavión y el uso general como muro de retención; señaló como problemáticas la condición suelo estructura, comportamiento no lineal y las fricciones entre malla de acero, terreno y gaviones. Para el desarrollo de este proyecto, (Agostini, Cesario, Conte, Masetti y Papetti como se citó en Grodecki, 2021) se describió el ensayo en laboratorio que básicamente consistió en una modelación a escala de un muro de gaviones a 4.5 m afectado por carga y descarga; las observaciones más preponderantes fueron las deformaciones plásticas significativas. La finalidad fue mostrar los resultados de las modelaciones numéricas del muro de gaviones a escala real. La limitante fue obstruir el desplazamiento en la tercera dirección para considerar únicamente como deformación sencilla. Los cálculos se elaboraron con el sistema de Elementos Finitos y la simulación numérica ZSoil v18. Respecto al diseño de los gaviones, fueron simulados como elementos homogéneos Coulomb – Mohr tipo continuo. Como consecuencia, se logró obtener el módulo de elasticidad con el estudio posterior del procedimiento de carga para aproximar de una forma más eficaz el nivel del agua; siguiendo esta línea, el autor comentó que también se pudo resolver con la prueba de compresión de gavión único, el cual lo mencionó con el propósito de estudiarlo a futuro. Acerca de las modelaciones numéricas, se empleó la simulación Coulomb – Mohr de corte y la metodología elástica para la comparación de resultados. En los diseños se usó interfaces entre los gaviones para admitir los desplazamientos discontinuos de campo. Los resultados obtenidos fueron que el sistema elástico – perfecto plástico Coulomb – Mohr con parámetros estimados permitiendo la relación aceptable de los desplazamientos con los hallados en el experimento a escala real; la zona plástica de la deformación es muy notoria para ambos procedimientos; al comparar las curvas de nivel

de agua – desplazamientos con o sin corte, se evidenció que la deformación se basó en una plasticidad adicional de esta naturaleza; el método elástico falló completamente en la descarga de la descripción del proceso. Se dedujo que el enfoque expuesto puede ser empleado para los estudios y estructuración de gaviones reales y el método elástico no se debe utilizar (Traducción de Reyes).

Alluhaybi, Almoshaogeh, Alharbi, Elragi y Eljonlio (2020) en su artículo “Efectos de la fricción del suelo sobre la fuerza de tracción máxima de la geomalla en Muros Mecánicamente Estabilizados de Tierra con gran espaciamiento” estableció que los muros mecánicamente estabilizados de tierra son económicos y emplean el material existente en la zona apoyados de refuerzos; como opción al no tener un buen material, se usa mezclas químicas y geotextiles, estos se apoyan con la compactación. Realizó una breve reseña histórica y los usos de esta propuesta de muro de contención. El tema central abordó el comportamiento de este sistema por medio de las características del suelo, destacando la varianza del ángulo de fricción, por lo cual se utilizó el programa Fast Lagrangian Analysis of Continua - FLAC que se basa en el método de diferencias finitas. Los objetivos fueron establecer el rendimiento de la geomalla y comparar las fuerzas tracción para distintos ángulos de fricción para los casos donde se consideró sobrecarga y sin ella. Además, comentó que se ha modelado a escala real o prototipos pequeños apoyados por teorías clásicas como Rankine y Coulomb; posteriormente, la utilización de programas contribuyó a aprender sobre la compresibilidad, resistencia al corte, estilos de muros, rigidez y la geometría de la estructura, los cuales influyen en la efectividad de esta metodología. Asimismo, sostuvo que no existen muchas comprobaciones que muestren las comparaciones excepto por los modelos descritos con anterioridad en lo real. Las condiciones de estudio fueron que ambos lados de la modelación sólo se desplazan horizontalmente y la zona inferior debe estar estática. En lo que atañe a la comprobación, se comparó los valores del desplazamiento del muro entre lo dispuesto en campo como en la programación y lo mismo ocurrió para las geomallas que se debe considerar que para lo que se elaboró en campo está a 2 m por encima. Se concluyó que los resultados en campo se verificaron con los de

las simulaciones numéricas ya que sobresalen las fuerzas de tracción en los refuerzos del muro del sistema nombrado anteriormente junto al cambio de la fuerza del relleno; también la relación entre el ángulo de rozamiento interno y la tracción fue inversamente proporcional y respecto a la ubicación de estos reforzamientos (Traducción de Reyes).

Jiang, Han y Parsons (2019) en su artículo “Evaluación numérica del efecto de refuerzo secundario en muros de suelo reforzado con geosintéticos” mencionó que el modelamiento se llevó a cabo en 2D y que tuvo como referencia un modelo que anteriormente se había desarrollado, esta propuesta consistía en una cimentación, un suelo incrustado, fachada de muro, relleno de refuerzo y un relleno retenido, las mallas tenían un largo de 0.7 veces la altura de la estructura. En tanto a las metas, se enfatizó en verificar la programación de los efectos de la geomalla secundaria de refuerzo en el rendimiento de los muros. El suelo de fundación tuvo una profundidad de 20 m, ancho de 72 m, altura de 11.6 m con 58 bloques juntos y dirigidos cuyas dimensiones de altura y ancho fueron 0.2 m y 0.3 m respectivamente; las mallas principales tenían un largo de 8.1 m y las secundarias, 1.5 m; el espaciamiento de las primordiales fue de 0.6 m y los complementarios fueron de 0.2 m. Respecto a las condiciones, se bloquearon los desplazamientos horizontales en los dos lados y los verticales fueron autónomos. Para la simulación numérica, el relleno posterior fue de grava y se empleó el modelo de rendimiento máximo para proyectar el comportamiento. El material retenido se simuló como lineal elástica-perfectamente plástica apoyado de los conceptos de falla Mohr Coulomb; el método de bandas se aplicó para las geomallas con el programa FLAC. Los refuerzos de primer orden se unían con los bloques direccionados por medio de pasadores a diversas alturas mientras que los de segundo orden se enlazaron y en otros no. En cuanto al análisis de los parámetros, afectó a la fachada en términos de deflexión y esfuerzos por tracción. En las conclusiones se destacó que las deflexiones disminuyeron en medida que se incrementó la longitud y la rigidez; cuando se aumentó la rigidez en las mallas secundarias se redujo los esfuerzos por tracción máximos y las tensiones de las conexiones de las geomallas primarias; los

muros que tenían los pasadores y los muros que no lo poseían, tuvieron similares deflexiones (Traducción de Reyes).

Dos Santos (2018) en su investigación “Gaviones y estructuras de apoyo: Análisis teórico – experimental del comportamiento mecánico” afirmó que una forma de cálculo que facilite los diseños de los muros de contención en las diferentes obras geotécnicas. El objetivo fue examinar el comportamiento mecánico del gavión a fin de diseñar un sistema de cálculo simple que valore la capacidad de carga de los gaviones y coteje la viabilidad interna de un muro de gaviones, sobre la base de tensiones verticales que se transfieren fase por fase. Primero, se analizó diversos estudios experimentales sobre los gaviones prismáticos, referidos a gaviones tipo cajón relleno con piedras y con malla de metal, los cuales fueron sometidos a distintas cargas para un modelamiento numérico posterior. Los ensayos en laboratorio se llevaron a cabo en India, Brasil e Italia; por ende, los resultados que se obtuvieron fueron fundamentales debido a que las piedras usadas como relleno se diferencian geológicamente unas a otras. Luego, se estandarizó todo el registro informativo para obtener parámetros robustos. Después, respecto a la simulación numérica, se realizó un modelo que tenga similitudes con lo realizado en el laboratorio para obtener resultados que esta no pudo brindar. La metodología que se aplicó fue la de elementos discretos – MED, que abarca una programación computacional de sistemas no continuos con la capacidad de modelar el movimiento e interacción en varias partículas simultáneamente y estimar las propiedades de los gaviones. Finalmente, se desarrolló un estudio teórico de la información, se asumió que la malla metálica con carga horizontal igual, tuvo un comportamiento similar a una membrana elástica que fue verificado con las hipótesis instauradas por las fórmulas de Poisson. Cabe precisar que no se tomó en cuenta la ruptura de cuerpos de relleno, por ello se usó agrupaciones de esferas para la calibración de resultados. A partir del proyecto realizado, se concluyó que este método halla la deformación en la fachada del gavión en relación con la tensión horizontal uniforme que interviene y provee subsidios para un principio entendible acerca de la utilización de gaviones con alturas de 1 m o 0.50 m (Traducción de Reyes).

Choupani y Akbari (2017) en su artículo “Investigación de la longitud óptima del refuerzo de geomalla en los muros mecánicamente estabilizados de tierra”, expuso el análisis de tensión – deformación, se usó los métodos numéricos y el software PLAXIS 2D, este programa utiliza el método de elementos finitos para estudiar la deformación de la tensión, secreción, fortalecimiento y estabilidad de las estructuras del suelo. El objetivo fue evaluar la consecuencia de las variables de deformación horizontal del terraplén detrás del gavión y las fuerzas axiales de geo rejillas. En esta investigación, el nivel del agua subterránea se encontró a una profundidad de cuatro metros y el agua de las zanjas descargadas por el progreso de la perforación que se aplicó en las etapas de construcción del modelo. En el presente estudio, el método de Mohr-Coulomb se empleó en la implementación como modelo de comportamiento. Para las soluciones con el método numérico se observó que, a mayor número de elementos, las soluciones son más exactas y por el contrario cuando se tienen menor número de elementos los resultados no tienen una precisión conservadora. Para la metodología se creó el modelo numérico y la cantidad de parámetros del suelo y la estructura, se generó la malla que consideran elementos de 15 nodos, los cuales tuvieron una mayor precisión en el análisis de tensiones, carga y fallos. El grosor del suelo del lecho fue 15 m para incrementar la exactitud del modelo. En la resolución se evidenció el incremento en la longitud de las georedes que originó a un descenso en la deformación horizontal ocasionada por el terraplén, la rigidez del cizallamiento máximo sucede en el talón del terraplén y alrededor de las mallas y el incremento de la longitud de estas disminuye la efectividad de la rigidez en sus deformaciones horizontales (Traducción de Quispe).

Chikute y Sonar (2019) en su artículo “Análisis tecno económico del muro de contención de gaviones contra el muro de contención convencional”, se realizó una comparación técnica – económica de tres muros de contención convencionales contra el muro de gaviones. Se consideró a los gaviones como cajas rellenas de cantos rodados cubiertas por una red de malla de alambre hexagonal torcida por un alambre de acero galvanizado, este muro trabaja como una estructura de estabilización de taludes, control de

erosión, fabricación de revestimientos. Asimismo, se clasificaron como elementos porosos, equilibrados con su propio peso y no necesitan una cimentación o anclaje. Para esta investigación se realizaron diversas pruebas a las cajas de gaviones como son: la resistencia a la tracción, revestimiento de zinc y espesor del revestimiento PVC. Para el análisis de estabilidad de los muros se tuvo que considerar el deslizamiento en la base, el volteo, la falla en el suelo de la cimentación y la falla en general; también, se comprobó la capacidad de carga del suelo que es a consecuencia de la presión vertical que ejerce la base del muro al suelo. Esta investigación concluyó en cuanto al costo de construcción del muro de gaviones fue menor frente a un muro con mampostería en 0.3%, con un muro en voladizo de hormigón armado en 54.12% y un muro contrafuerte en 10.72%; puesto que la diferencia entre el muro con mampostería y gaviones fue mínima; por tanto, se consideró mejor construir un muro de gaviones ya que la construcción es más rápida y los materiales se encuentran en la zona del proyecto (Traducción de Quispe).

Djabri y Benmebarek (2016) en su investigación “Análisis FEM de Muros de Contención de Suelo Reforzado con Geosintéticos Consecutivos” hizo énfasis sobre los muros de contención con dos lados opuestos que son usados mayormente cuando existen terraplenes cerca de puentes. El objetivo fue examinar bajo circunstancias estáticas que consecuencias trae la distancia existente entre dos muros de suelo reforzado con geosintéticos consecutivos. La metodología que se utilizó fue la de elementos finitos e ingresando los datos al software Plaxis; puesto que, se realizó una comparación de una serie de datos de pruebas reales. Un parámetro fue la relación de ancho a alto de la pared espalda con espalda que se analizó para investigar su influencia en la superficie de falla crítica, la descolocación de la pared, el empuje activo a la zona reforzada, la resistencia a la tracción requerida de los refuerzos, la presión lateral de tierra y la tensión máxima en los refuerzos. Se concluyó que para dos muros de suelo reforzado con geosintéticos consecutivos este actúa de manera independiente sólo cuando están muy separados, pero de manera contraria cuando están cercanos interactúan entre sí. (Traducción de Quispe).

Assunção, Boniolo, Siebert, Avoni y Kuramoto (2019) es su tesis “Estudio comparativo entre sistema de contención en suelo reforzado y muro de gravedad de gaviones” tuvo como objetivo hacer una comparación de dos métodos de contención, la primera que son usando geomallas, que es una alternativa relativamente nueva y por otro lado los gaviones, que es uno de los métodos más usados para la estabilidad de taludes. La metodología se basó en la recopilación de datos en la zona de estudio, también en la utilización de programas como el GawacWin, este programa analizó la estabilidad general del muro de gaviones utilizando el método de equilibrio límite y las teorías de Rankine, Coulomb, Meyerhof, Hansen y Bishop; y el programa MacStars que se utilizó para el estudio del refuerzo del suelo con geomalla. El valor de la longitud del refuerzo fue aproximadamente el 65% del valor de la altura. El espaciado hace referencia a la distancia que las geomallas tienen entre sí, este valor varió entre 0,30 m y 0,50 m y la longitud del anclaje superior qué tan lejos está anclada la geomalla a la capa superior. Se concluyó que los muros y taludes con geomallas sean más viables económicamente, de aplicación simplificado y evitando altas cargas de peso propio del elemento de refuerzo; a fin de mantener una proporción de precios en aumento a medida que las alturas fueron dimensionadas, pero siempre con una gran ventaja en comparación con el costo de gaviones. En tanto, los gaviones tuvieron un costo inicial más alto y un precio en aumento exponencialmente con el aumento de la pendiente, haciéndolo menos rentable, útil para la contención de tamaños más pequeños, pero que requieren grandes áreas del sitio para el diseño de su base (Traducción de Quispe).

2.2.2. Investigaciones Nacionales

Gaviria y Suárez (2019) en su investigación “Sistema Terramesh como alternativa técnica económica de estabilización de taludes con materiales excedentes, caso: DME-03 - Tramo I - Carretera Oyón-Ambo”. A fin de lograr el título profesional de ingeniería civil en la Universidad Ricardo Palma, en donde el objetivo general fue evaluar la mejor solución técnica y económica para la estabilidad de taludes dentro de la zona de estudio.

Respecto al método se dispuso la compilación de varios estudios y ensayos realizados. La conclusión general fue que el sistema Terramesh presentó una mejor ventaja técnica comparado con taludes simples, así mismo este sistema tuvo un costo mayor del 13% por m³ comparado con los otros sistemas analizados.

Vergara (2018), realizó una investigación sobre “Estabilización de talud por tres Métodos: Gaviones, Geomalla y Muro de Contención en el Centro Poblado San Juanito Alto Distrito de Guadalupito- Viru- La Libertad”. Tesis profesional: Universidad San Pedro, Chimbote, Perú. La finalidad fue precisar la mejor alternativa dentro de los tres métodos propuestos para la estabilización de las cuestas del sector a estudiar. El método consistió en la recopilación de datos, dentro de ella se realizaron estudios topográficos, de suelos y geológicos; también se usó hojas de cálculo y algunos softwares como el Slide. El autor concluyó que, para la estabilización, se optó por la geomalla, adicionalmente sugiere colocar una capa orgánica llamada geomanto, para de esta manera sembrar plantas pequeñas mejorando el paisaje de los taludes y ayudar a que los pobladores del centro poblado San Juanito Alto tengan una mejor calidad de vida.

Muñoz (2017) en su investigación “Evaluación de soluciones de estabilidad para deslizamientos en tres tramos críticos de la carretera Ilabaya - Cambaya - Camilaca, Distrito de Ilabaya - Jorge Basadre - Tacna”, para optar el título de ingeniero civil en la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, donde menciona como propósito general hacer una investigación técnica y económica de los diferentes métodos que existen para dar soluciones permanentes a la inestabilidad de taludes y deslizamientos que en las carreteras del Perú son muy frecuentes, ya que debido a estos problemas se daña la estructura de la vía y también puede existir pérdida de vidas humanas. El método que se usó en esta investigación fue la recopilación de datos, las fases se constituyeron en realizar estudios junto con ensayos en laboratorio de suelos, geotecnia y topografía; también se utilizó hojas de cálculo, así como los softwares Slide, GawacWin y MacStars. En su conclusión general aludió que el método más accesible fue el Terramesh System ya que este sistema

produce una estabilidad inmediata, así mismo tuvo un menor costo en la instalación respecto a los otros métodos analizados.

2.3. Estructura teórica y científica que sustenta el estudio

2.3.1. Depósitos coluviales

El Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico - INGEMMET (2020) sustenta que los suelos coluviales tienen origen en antiguos movimientos de laderas y pequeñas caídas adyacentes a la zona. La cooperación es escasa y los componentes se almacenan al pie de las laderas. Asimismo, González, Ferrer, Ortuño, Oteo (2004) declara que estos materiales son acarreados por efecto de la gravedad, hielo - deshielo y el agua, este último es lo más usual. Su fuente es local, producto de las transformaciones de las rocas con el pasar de los años y su traslado a las laderas. Como particularidad son volubles. La composición se basa en fragmentos de roca angulosa y heterogéneo en conjunto con un suelo limo arcilloso; frecuentemente de poco grosor, tal cual se observa en la figura N° 1. Las características de este tipo de taludes son que constituye a una inestabilidad de las laderas y baja resistencia porque hay interacción con el sustrato y presencia de presiones de poro por las lluvias torrenciales. El estudio de este tipo de suelo es esencial ya que se considera como una problemática en la geotecnia.

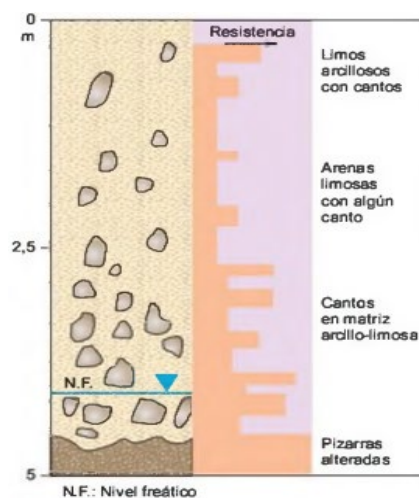


Figura N° 1: Perfil estratigráfico tipo del depósito coluvial.

Fuente: "Ingeniería Geológica", por González et al. (2004, p.100)

El suelo coluvial se considera como suelo residual, el espesor de estos suelos puede variar entre algunos centímetros a 20 m. La clasificación se constituye en secos, que son de carácter de impacto, y saturados que son terrosos. El agua es frecuente entre el intervalo del coluvio y el material de soporte, como se visualiza en la figura N° 2. Es habitual observar las extensas áreas de material coluvial con movimientos relativos entre sí (Suárez, 2009a).

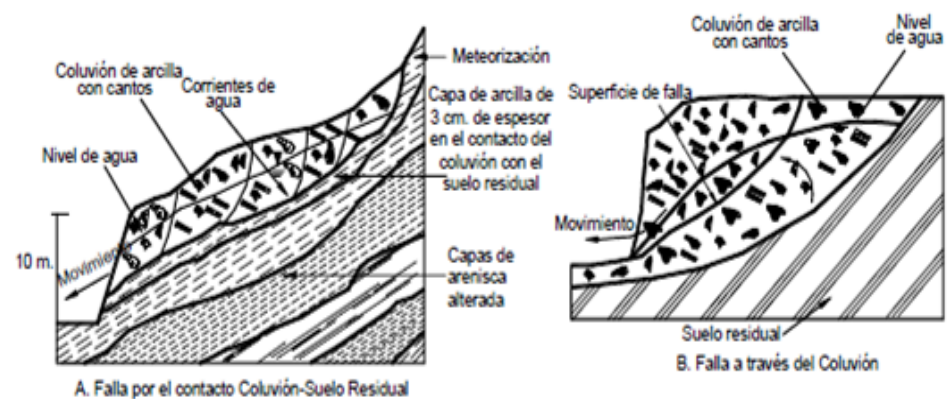


Figura N° 2: Esquema de falla de suelo coluvial

Fuente: “Deslizamientos: Análisis Geotécnico”, por Suárez (2009a, p. 380)

Adib (como se citó en Suárez, 2009a) piensa que es común que los depósitos coluviales produzcan arrastres en los accesos al momento de que éstos cruzan sobre los coluviones. El tipo de arrastre pertenece al sistema Cuaternario, el cual consiste en aglomeraciones esparcidas y apiladas. De igual forma, Varnes (como se citó en Suárez, 2009a) afirma que el material coluvial es propenso a la licuación, ya que presenta una cohesión inferior. La velocidad que alcanzan es de 3 m/s a más; por tanto, se consideran como avalanchas en ciertas ocasiones. En su clasificación, se encuentran los flujos de lodo o torrentes de residuos.

Las partes y fases del deslizamiento de los depósitos coluviales se dividen en dos áreas. El primero es la zona activa que se considera como el lugar donde se produce el arrastre y domina la activación de los desplazamientos. Los deslizamientos ocurren cuando las fuerzas son mayores a la capacidad resistente del suelo. El segundo es la zona pasiva que posee una estabilidad superior al área anterior mencionada. Se

caracteriza por ser afectado por las fuerzas de compresión del área activa; por ello, el módulo de deformación se intensifica. El arrastre general se produce porque las fuerzas aplicadas en esta zona son superiores al esfuerzo por corte; de esta forma, se evidencia un área de corte plástico al interior de la aglomeración. En general, el área pasiva se ubica en la zona inferior y el área activa en la parte posterior; por otra parte, cuando se invierten las posiciones de las zonas, se origina un estado de tensión. (Suárez, 2009a).

2.3.2. Talud

Para Suárez (2009a) se comprende como talud a un plano inclinado en relación al largo. Su clasificación se basa en el origen; si el talud es de origen natural, figura N° 3, se considera una ladera; en cambio, si es de origen artificial o por mano del hombre, figura N° 4, es denominado corte o talud artificial.

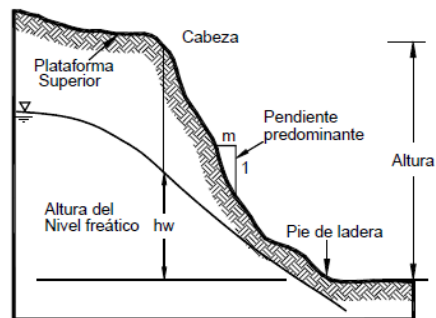


Figura N° 3: Talud Natural

Fuente: “Deslizamientos: Análisis Geotécnico”, por Suárez (2009a, p. 3)

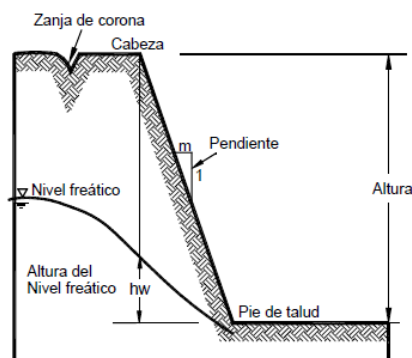


Figura N° 4: Talud Artificial

Fuente: “Deslizamientos: Análisis Geotécnico”, por Suárez (2009a, p. 3)

Los taludes que están estables por un largo tiempo posiblemente lleguen a fallar, ya que existe alteraciones topográficas, cambio en la napa subterránea, variación de la resistencia en el dominio y meteorización del suelo; debido a esto puede ocurrir un deslizamiento. Así mismo, las partes que constituyen un talud se definen como cresta, donde ocurren procesos de erosión; parte intermedia y una parte inferior cóncava denominada base, se observa en la figura N° 5 (Suárez, 2009a).

La estructura de un talud según Suárez (2009a) se compone en:

1) Base

Concierno al lugar donde se produce la modificación predominante de la pendiente situada en la parte inferior, por lo general es cóncava.

2) Cresta

Ubicado en la parte más alta del talud, donde se origina una variación repentina de la pendiente.

3) Altura

Distancia medida de forma vertical desde la base hasta la cresta, se precisa de forma más clara en el caso de los taludes artificiales; resulta difícil de cuantificar debido a que tanto en la base como la cresta la topografía no se halla bien definida.

4) Altura del nivel freático

Longitud que comprende la base hasta la napa subterránea. Generalmente se mide por debajo de la cresta del talud.

5) Pendiente

Medición de la parte tendida de la ladera, el cual se expresa en grados, porcentajes y en relación m:1, en la cual “m” representa a la distancia horizontal por cada unidad de distancia vertical.

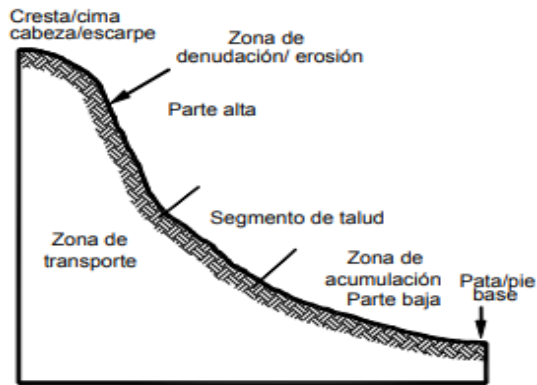


Figura N° 5: Partes de un talud

Fuente: “Deslizamientos: Análisis Geotécnico”, por Suárez (2009a, p. 3)

2.3.3. Factores de riesgo en la estabilidad de taludes

a) Factores condicionantes

- Relieve y geometría

González et al. (2004) sostiene que para la ocurrencia de un movimiento de ladera requiere de una pendiente para producir los desplazamientos por efecto de la gravedad. El lugar donde hay más probabilidades de observar este fenómeno es en las zonas montañosas; sin embargo, en conjunto con los demás factores puede originarse a partir de una pendiente suave. Suárez (2009a) sustenta que la relación entre la pendiente y el deslizamiento es directamente proporcional, cabe observar que la pendiente tiene una relación con la curvatura de la superficie, esto se aprecia en la figura N° 6.

Las propiedades de la configuración de la topografía indican el nivel de progreso debido al proceso de transformación; tal es el caso de la inclinación que orienta sobre la categoría de la estabilidad de los elementos que lo erigen. En relación con el clima, destacan la temperatura, humedad, lluvia, etc; estos son los principales agentes que causan el proceso de intemperismo y atmosférico, considerados como devastadores (Rivera, 2005).

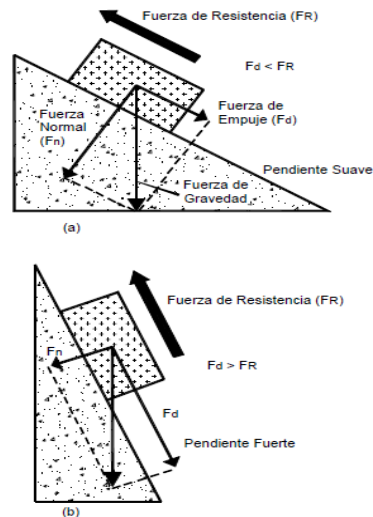


Figura N° 6: Representación de la importancia de la pendiente en los movimientos de laderas

Fuente: “Deslizamientos: Análisis Geotécnico”, por Suárez (2009a, p. 43)

- Estratigrafía y litología

Suárez (2009a) expone que la litología o formación geológica adquiere un comportamiento definido. Como ejemplo podemos comparar un granito y una caliza en condiciones similares, cada una desarrolla un perfil geotécnico y un comportamiento distinto. Cuando la composición de la cuesta es indiferenciada, el modelo conceptual es parcialmente simple y factible a entender; en cambio, cuando es heteróclito se comporta geotécnicamente diferente para cada componente.

González et al. (2004) refiere a factores naturales en el talud están estrechamente relacionados con el tipo de inestabilidad, las particularidades tangibles y resistencia de elementos con el agua, dirigen el comportamiento tenso-deformación que da como resultado su estabilidad. En los suelos que normalmente se consideran homogéneos a diferencia de los materiales rocosos, la desigualdad en el grado de compactación y granulometría impulsan áreas de debilidad; mientras que el paso de agua podría generar inestabilidad.

- Estructura geológicas y discontinuidades

González et al. (2004) afirma que la estructura geológica cumple un papel determinante para la estabilidad de taludes, al combinar lo estructural y geométrico, inclinación, altitud y sentido se definen los inconvenientes de estabilización en el talud. La predominancia de la estructura geológica es más que solo el condicionamiento geométrico, esto puede afectar la estabilidad de los taludes por origen de los cambios inducidos por la excavación. Según Suárez (2009a), la figura N° 7 evidencia los planos de los diversos estratos, planos de foliación, fracturas y paleosuperficies de movimiento. En general, en estas superficies se reflejan los débiles que pueden llegar a ser, debido a esto ocurre la caída de suelo en los taludes en toda su longitud.

Cabe señalar, que existen subsidencias que guardan relación con fallas tectónicas y otras con mayor intensidad, los cuales se consideran como locales. Por lo general, se caracterizan por no tener un desarrollo muy lento, reparto disparejo espacialmente e inaudible; la excepción es cuando se refiere a la unión con los sismos (Ayala et al., 1991).

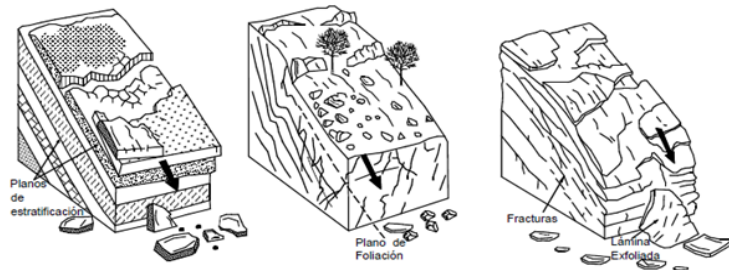


Figura N° 7: Casos de discontinuidades que producen el arrastre de tierra

Fuente: “Deslizamientos: Análisis Geotécnico”, por Suárez (2009a, p. 40)

- Hidrogeología

Se considera las áreas donde pueden infiltrarse ya sea en la parte alta de los taludes; también a una distancia larga cuando afecta al manto freático y los flujos de agua. Asimismo, existe relación con la permeabilidad ya que permite el ingreso de agua; la porosidad produce la variación de la reserva del agua en los taludes. El autor

recomienda identificar el origen, ubicación y propiedades de la capa freática, flujos subterráneos y desviaciones de agua (Suarez, 2009). Cabe precisar, González et al. (2004) recalca el agua como el agente primordial que causa la inestabilidad en los taludes; puesto que suscita presiones de poro, erosión y deslizamientos. La napa freática se relaciona con este factor antes descrito, ya que su forma depende de la conductividad hidráulica, forma del talud y el espacio que lo rodea.

Ayala et al. (1991) expone que las aguas subterráneas abarcan los flujos y niveles por debajo de la superficie y la red de agua al interior de la matriz rocosa. Estos son los causantes de los problemas en la estabilidad de los taludes. Estos agentes actúan variando las propiedades físicas y químicas del suelo, reduciendo su resistencia. Por ejemplo, en zonas kársticas se evidencian hundimientos en cuevas afectando a los taludes adyacentes.

- Hielo y nieve

Se distingue de forma cuantitativa las consecuencias del hielo y nieve. Durante la trayectoria de los glaciares, cursan por las vaguadas al poseer rocas fragmentadas incrementando la rugosidad del hielo; por ende, se generan abruptos taludes de roca. En tanto, la transformación del hielo en su fase líquida produce la separación mecánica de los componentes estructurales del suelo; producto de ello, se evidencia una menor unión y discontinuidades más anchas afectando el terreno. Finalmente, el drenaje se ve seriamente afectado y la nieve ocasiona el exceso de carga en el terreno (Ayala et al., 1991). Así también, Ramírez y Alejano (2004) explica que los periodos de hielo y deshielo originan una desintegración mecánica continua de la formación de la matriz rocosa, a ello se relaciona el término gelivación. De lo anterior mencionado, consiste en la disminución de la cohesión e incremento de las aberturas de las discontinuidades; de esta forma, contribuyen con otros factores de inestabilidad de taludes. Por otra parte, la nieve

perjudica con sobrecargas y eleva el contenido de agua; dando lugar a las consecuencias en los taludes por el agua.

b) Factores desencadenantes

- Sobrecargas estáticas y cargas dinámicas

González et al. (2004) destaca que estos factores varían el reparto de las fuerzas ocasionando indicios de desequilibrio. Cuando se refiere a sobrecargas estáticas, se relaciona la carga de las estructuras, vehículos pesados, etc., los cuales al posicionarse en la parte superior del talud generan problemas de estabilidad. En el caso de cargas dinámicas, corresponde a sismos o los movimientos producto de los estallidos aledaños al talud. Los macizos rocosos son los principales afectados, debido a que genera discontinuidades por las roturas que presenta; de esta forma disminuye su esfuerzo resistente al corte y desprendimiento de rocas. A partir de ello, el requerimiento de considerar en los estudios el dinamismo producto de los fuertes sismos.

Ayala et al. (1991) aclara que es producto del aumento del peso por las diversas infraestructuras; prueba de ello, canteras, terraplenes y rellenos son los que más resaltan. Asimismo, la infiltración del agua se produce por medio de la red de alcantarillado, drenes, red de conducción, etc. La principal consecuencia es el incremento de resistencia cortante del suelo; particularmente, en terrenos con elevados índices de arcilla ocasionan una amplificación de la presión de poros. Así se explica la variación del equilibrio en el suelo, dando lugar a distintas clases de movimientos.

- Precipitaciones y condiciones climáticas

Tanto las lluvias como las condiciones de clima establecen las probabilidades de ocurrencia de la meteorización. El clima afecta a los taludes estableciendo geometrías distintas con propiedades diferentes; por ende, existe un impacto ambiental sobre los esfuerzos dentro del talud ya que estas varían (Suárez, 2009a). Incluso, González et al. (2004) afirma que estos factores se asocian

a la magnitud, volumen y repartición de las lluvias y el clima. Por ello, es importante conocer cómo responde el suelo ante estos factores en diversas condiciones, así como se examina en la figura N° 8. Cabe señalar, el agua origina diversos estados de tensión por medio de las presiones de poro e incremento de carga, erosión externa como interna y variaciones mineralógicas; los cuales cambian las características de la superficie.

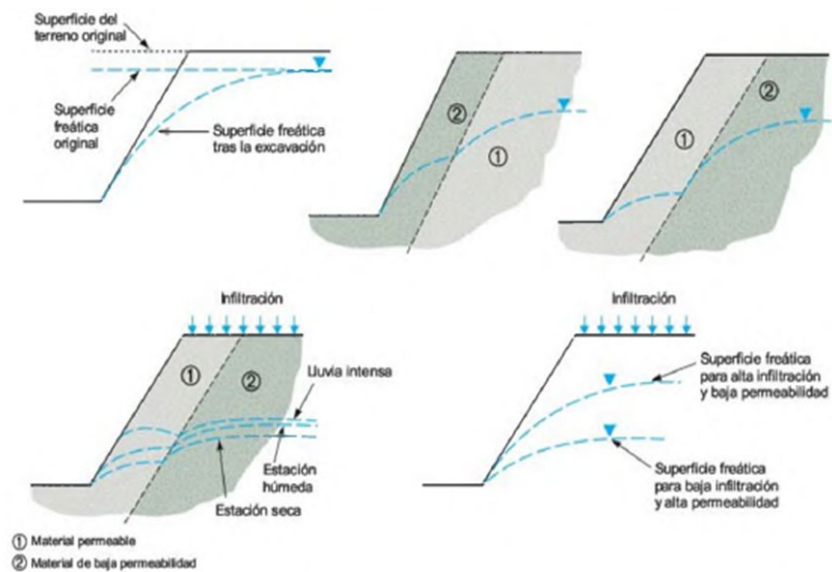


Figura N° 8: Visualización de la napa freática en los taludes

Fuente: "Ingeniería Geológica", por González et al. (2004, p.435)

- Procesos de meteorización

Rivera (2005) asevera que la meteorización es la desintegración de las rocas situadas en el terreno a través de agentes geológicos externos en circunstancias de presión y temperatura ambiente. Se clasifica en físico, natural y químico. También, Suárez (2009a) afirma que es necesario conocer el fondo, clase y magnitud de la meteorización en el suelo. Como ejemplo señala que, en caso de presencia de arenas, limos o arcillas, se incrementa las probabilidades del deslizamiento debido a que el esfuerzo resistente por corte se reduce. Además, González et al. (2004) asegura que las excavaciones se correlacionan con el proceso de meteorización porque disminuyen las características de resistencia,

originando que se altere y desgaste intensamente los elementos por los factores ambientales. Como consecuencia, se produce el arrastre del material, afectando principalmente la zona inferior que con existencia de agua ocasiona casos de fractura general.

2.3.4. Deslizamientos

González et al. (2004) declara a los movimientos de tierra, roca o ambos cuyo desplazamiento es respecto a la capa que está debajo de la superficie. Por lo general, poseen rapidez y el volumen es considerable. Se presenta un caso donde existe inestabilidad en la parte inferior del talud que ocurre generalmente por resistencia baja, exceso de agua, pronunciada pendiente; así pues, permite que el desplazamiento siga su curso originando flujos de lodos y desprendimiento de rocas. Cabe añadir, Highland y Bobrowsky (2008) sustenta que se consideran como desplazamientos con pendiente hacia la parte inferior de una aglomeración de tierra o roca, originados en zonas de rotura o áreas de poco grosor y activa deformación por corte. Existen dos tipos de deslizamientos: rotacionales y traslacionales.

Los rotacionales se hallan relacionados a los suelos cohesivos, donde se incrementa cuando existen superficies en forma curva. La característica es el fracturamiento en muchos cuerpos de masa que impactan unos a los otros. Las dimensiones tanto para la altura como la longitud aproximadamente son 10 m. En cuanto a los tipos de deslizamiento rotacional resaltan: simple, múltiple y sucesivos. Los de tipo simple, comúnmente se originan en arcillas rígidas fisuradas con pendientes similares al ángulo de equilibrio y en arcillas blandas con sensibilidad. Se menciona el caso de la arcilla como material de soporte de otro material que se ubica en la parte superior de la ladera; como consecuencia, se inician roturas continuas que tienen profundidad baja, pero son de carácter sucesivo lateralmente. Se deben considerar dentro de este grupo a los macizos rocosos fracturados (González et al., 2004). Este tipo de deslizamiento presenta pendientes de 20 hasta 40 grados, la relación entre fondo y largo oscila entre 0.3 a 0.1, velocidades que comprenden de 0.3 m cada 5 años a 1.5 m por mes. Se recomienda como medidas para contrarrestar este fenómeno, la aplicación de la inspección instrumental

para poder localizar el desplazamiento y su velocidad (Highland y Bobrowsky, 2008).

Los traslacionales se incrementan cuando se inician en superficies planas con debilidad presentada con anterioridad; algunas veces, ocurre en delgadas capas de arcilla que están ubicados entre capas de mayor resistencia. Las particularidades son de poca profundidad y alcance de largos desplazamientos. La ocurrencia de este evento es tanto en suelo como en rocas. El material que se desliza es producto de la división en cuerpos rectangulares por las discontinuidades. Cabe observar, las oscilaciones por distintas fases con respecto a los planos de deslizamiento. Se considera más veloz comparado a los rotacionales (González et al., 2004). Incluso, la relación entre profundidad y distancia es menor a 0.1; generalmente, tienen una rapidez de 1.5 m por día, ocasionando un flujo de escombros. Como medidas para controlar este tipo de deslizamiento, se aplican drenajes, nivelación, muros de contención y anclajes (Highland y Bobrowsky, 2008).

Las diferencias entre los movimientos de rotación y traslación son respecto a la relación entre el espesor y la longitud; en el caso del primero es superior a 0.15 y el segundo es inferior a 0.10. También se resalta que la rotación tiende a estabilizarse por sí misma; mientras que el otro puede seguir su dirección hacia abajo respecto a la longitud de la ladera. En ambos casos, las alternativas para la estabilización difieren; de esta forma, radica su principal diferencia. Existe un tipo de deslizamiento que involucra a los dos tipos, el cual se conoce como compuesto; cuya propiedad primordial es que sobresale uno. (Suárez, 2009a).

2.3.5. Teorías de presión de tierra

Los diseños de los muros de contención necesitan el conocimiento de estas teorías; por ende, resaltan las teorías más conocidas como Coulomb y Rankine. Los factores que influyen son los materiales, cargas excesivas que lo afecta, nivel de agua freática, características de cimentación y la dirección y dimensión del desplazamiento relativo. Los conceptos relacionados al círculo de Mohr se asocian a estas teorías debido a que presenta la envolvente de falla que por lo general tiene forma curvilínea,

pero por cuestiones prácticas se representa como recta (Suárez, 2009b). Incluso, Juárez y Rico (2014) analiza las diversas fuerzas que afectan a estos muros como el peso propio de la estructura, la fuerza del material usado como relleno contra la zona en la que se respalda, la fuerza normal producto de la cimentación, la fuerza horizontal en base a la presión que ejerce el cimientado, fuerza de empuje del relleno contra el diseño, cargas externas en el relleno, las fuerzas asociadas a la presión del agua y subpresiones.

Ayala et al. (2001) informa sobre la presión ejercida por el terreno en reposo como la correlación entre los esfuerzos efectivos de forma horizontal como vertical de un suelo antes de la excavación. De ser el caso de un suelo uniforme y plano, la fuerza mencionada anteriormente debe ser horizontal. El caso más común es cuando se tratan de terrenos consolidados de forma normal; se observa en la fórmula 1, donde " \emptyset' " representa al ángulo de fricción efectivo. En definitiva, Suárez (2009b) apunta que es sustancial que las propiedades en un inicio del terreno varíen por la edificación; por ende, el empuje activo se transforma en el de reposo e inversamente.

$$K_o = 1 - \text{sen}\emptyset' \quad (1)$$

- Teoría de Rankine

Crespo (2004) declara que esta suposición se crea a partir del análisis de un suelo no cohesivo; por tanto, se considera como apropiada. En cambio, para otros modelos de terreno es aproximado. La representación se describe como un cuerpo del terreno sin arena, largo infinito, perpendicular a la figura, reposando encima del soporte llano y restringido en forma colateral por dos muros que son pulidos para el movimiento lateral. Asimismo, Juárez y Rico (2014) describe que para suelos cohesivos y friccionantes se basan según en la figura N° 9, el cual presenta como fondo z, teniendo en cuenta el estado de reposo, las fuerzas que interactúan se evidencian en el círculo 1. Existe la probabilidad de obtener la falla por descenso de la presión lateral o lo contrario por medio de " $K_o\gamma$ ". Como consecuencia se forma el círculo

2 que refleja los estados plásticos activos y el círculo 3 como pasivo. Los resultados de este modelo son la cohesión “c” y el ángulo de fricción “ ϕ ”.

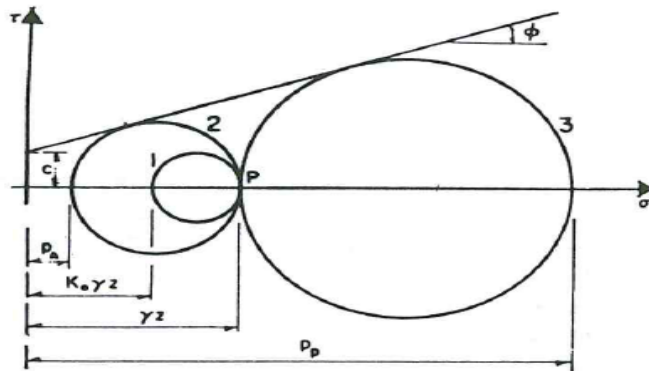


Figura N° 9: Representación del círculo de Mohr para suelos cohesivos y friccionantes

Fuente: “Mecánica de suelos II: Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos”, por Juárez y Rico (2014, p. 135)

- Teoría de Coulomb

Juárez y Rico (2014) describe que en suelos cohesivos y friccionantes el área de falla normalmente es curva y, debajo del área de fisuramiento las series de fluencia son curvas. En la figura N° 9 se observa cómo se aplica la teoría de Coulomb, si hipotéticamente se coloca una cuña de deslizamiento el cuerpo quedará en equilibrio ya que actúan distintas fuerzas como: peso propio global “W” que es el resultado de multiplicar el área de la cuña con el peso específico del suelo; la resistencia entre la cuña y el suelo, consta de la fuerza “F” que es ocasionada por la reacción normal, la fricción provocada por la cohesión, la adherencia “C” del suelo con el muro, y el empuje activo “Ea”. Las fuerzas descritas anteriormente deben formar un polígono cerrado, así como se aprecia en la figura N° 10, para poder calcular el valor del empuje activo que corresponde a la superficie de falla hipotética.

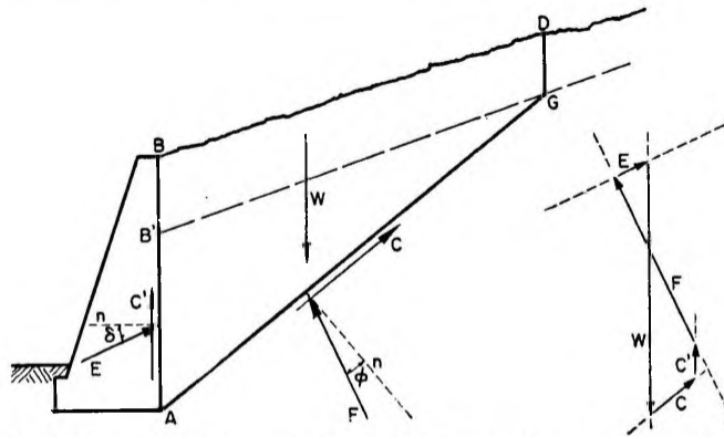


Figura N° 10: Uso de la teoría de Coulomb

Fuente: “Mecánica de suelos II: Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos”, por Juárez y Rico (2014, p. 94)

El coeficiente de presión activa “Ka” descrita en la fórmula 2, dada por los valores del ángulo de fricción interna “Ø”, el ángulo entre el muro y el suelo “θ”, el ángulo de interacción suelo estructura “δ” y el ángulo del terraplén encima del muro “α”, todo ello para poder obtener el cálculo de la presión activa “Pa” que se puede observar en la fórmula 3, que está dada por los valores de coeficiente de presión activa, peso específico del suelo “γ” y la altura total del muro “H”. En el caso del coeficiente de presión pasiva “Kp” descrita en la fórmula 4, se deben tener los valores ya mencionados anteriormente, para así poder hallar la presión pasiva “Pp” que está detallada en la fórmula 5 (Das, 2015). A continuación, (Terzaghi como se citó en Juárez, 2014) señala que la interacción suelo estructura se calcula a partir de la fórmula 6, que son los rangos basados en el ángulo de fricción.

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

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (3)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\theta + \phi)}{\cos^2\phi \cdot \cos(\delta - \theta) \cdot \left[1 - \frac{\sin(\theta - \delta) \cdot \sin(\theta + \alpha)}{\cos(\delta - \theta) \cdot \cos(\alpha - \theta)}\right]^2} \quad (4)$$

$$P_p = \frac{1}{2} * Kp * \gamma * H^2 \quad (5)$$

$$\frac{\emptyset}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3}\emptyset \quad (6)$$

2.3.6. Análisis de estabilidad

González et al. (2004) expone que un análisis de estabilidad se utiliza cuando un talud tiene problemas de inestabilidad, los diferentes métodos para estabilizar un talud se apoyan en un planteamiento físico – matemático en el cual participan fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras que se encuentran actuando en el talud, por tanto, dichas fuerzas definen su comportamiento.

a) Análisis de Equilibrio Límite

Para Suárez (2009a) este análisis radica en determinar por diferentes métodos cuán resistente es el suelo del talud para que pueda soportar los esfuerzos cortantes, ya que estos llevan a que exista una falla o un deslizamiento. Así mismo, se puede obtener el factor de seguridad, y los valores de resistencia al cortante cuando ocurre la falla. Existen diferentes métodos para hallar el equilibrio límite, todos estos tienen en común comparar fuerzas resistentes y actuantes para una superficie de falla. Además, González et al. (2004) menciona que los diferentes métodos de equilibrio límite son más usados, ya que estudia el equilibrio de un área altamente inestable. Estos métodos radican en hacer una comparación de fuerzas tendentes al desplazamiento con fuerzas resistentes que se oponen a este en toda la superficie de falla. Cabe añadir, Suárez (2009a) afirma que este análisis tiene diversas limitaciones ya que se apoya únicamente en la estática y no considera valores como las deformaciones, la distribución de presiones; también supone que los esfuerzos son uniformes y en su mayoría asume que el material es un suelo isotrópico. Por último, todos los métodos para hallar el equilibrio límite son útiles ya que ayuda al ingeniero a una buena toma de decisiones. A continuación, se detalla los métodos más usados:

- Método de Spencer

Se justifica en suponer que tensiones entre parcelas son semejantes unas con otras, así se contempla en la figura N° 11, en pocas palabras tienen el ángulo de inclinación igual. Spencer propone dos ecuaciones, la primera donde interviene la equidad de fuerzas y la segunda de equidad de momentos, ambas nos dan como resultado el factor de seguridad y ángulos de inclinación. Este método es considerado uno de los más precisos y utilizados para todo tipo de perfiles de suelo; y es quizá la técnica de equilibrio más completa (Duncan y Wright citado por Suárez, 2009a).

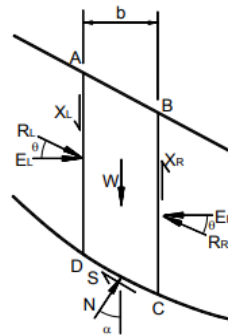


Figura N° 11: Fuerzas actuantes entre dovelas

Fuente: “Deslizamientos: Análisis Geotécnico”, por Suárez (2009a, p. 157)

- Método de Morgenstern y Price

Es considerado un método estricto, ya que asume una función que enlaza fuerzas cortantes y fuerzas normales que actúan entre dovelas. No obstante, dicha presunción de funciones tiene poco impacto en el cálculo del factor de seguridad en el momento que satisface el equilibrio estático. Este método también es preciso y se puede aplicar en diferentes perfiles de suelo. (Morgenstern and Price citado por Suárez, 2009a).

Por otro lado, Suárez (2009a) explica que mide la carga a considerar por la fuerza producida por los sismos, considerando a esto como un método pseudoestático. La suposición consiste en una fuerza actuante en el centro de la cuña activa de Coulomb, según la fórmula 7, que representa a “ P_E ” como la fuerza por el

sismo, “ k_h ” como el factor sísmico, y “W” como peso de la cuña activa. También, de Almeida, Fracassi, da Silva y Marcos (2005) argumenta que es necesario considerar el efecto sísmico por parte del muro de contención, así como se observa en el anexo 2.1.

b) Factor de seguridad

Suárez (2016) menciona que este término se genera en el análisis de equilibrio límite para la estabilización de taludes, el factor de seguridad se interpreta como una proporción que manifiesta la relación entre la resistencia al cortante de un elemento firme de una superficie de ruptura y el máximo esfuerzo cortante preciso a conservar en la zona nivelada. Se recomienda trabajar en las ecuaciones con esfuerzos ya que este se aplica en toda la superficie inclinada del talud. De aplicarse los métodos de equilibrio límite, se sugiere aplicar los factores de seguridad de la tabla N° 1. Estos pueden presentar cambios a lo largo del tiempo si la presión intersticial varía.

Tabla N° 1: Valores de Factores de seguridad mínimos por volteo, deslizamiento, global y capacidad de carga

	Condición Estática	Condición Pseudoestático
Estabilidad Interna	1.5	1.25
Estabilidad Global	1.5	1.25
Capacidad de Carga	2.5	3

Fuente: Elaboración propia basada en la información de la Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones (2018a, p. 44 y p. 62)

Incluso, es utilizado por los ingenieros para saber cuál es el nivel de amenaza para que un talud falle en una condición deficiente para la cual fue diseñado. Fallenius (1992) citado por Suárez (2009a) expuso el factor de seguridad como una relación de la resistencia al corte sobre el esfuerzo por corte, ambos tratan de ocasionar una falla. Además, explica que hay otros procedimientos para plantearlo y desarrollarlo, como son la relación de alto real y alto crítica de la ladera. Para el criterio de la falla de Coulomb se evalúa un cuerpo libre en equilibrio, iniciando de las fuerzas activas y resistentes para poder

estar en equilibrio; una vez analizada esta fuerza resistente se obtiene el factor de seguridad. Otro método es dividir la masa que se evalúa en dovelas y estimar el equilibrio en cada una de estas por separado, terminando el análisis de dovelas se examina los casos de equilibrio por momentos o fuerzas. Das (2015) expone que para obtener el factor de seguridad por volteo “FSV” primero se halla el momento de volteo “Mo” que se describen en las fórmulas 7 y 8; para el factor de seguridad por deslizamiento “FSD” se tiene que calcular previamente el valor de “Fr”, que se evidencian en las fórmulas 9 y 10.

$$M_o = \left(Eh * \frac{H'}{3} \right) + \left(s * \frac{H}{2} \right) \quad (7)$$

$$FSV = \frac{MR}{M_o} \quad (8)$$

$$Fr = (Fv * \tan\phi) + (B * c) + Ep \quad (9)$$

$$FSD = \frac{Fr}{(Eh + S)} \quad (10)$$

c) Superficie de falla

Suárez (2009a) argumenta que se produce cuando en la zona del talud el esfuerzo cortante es mayor a la resistencia al corte, entonces se produce un deslizamiento. A continuación, Xiao (2015) relata que cuando distintas unidades geológicas se fueron moviendo una junto a la otra luego de su formación, se produce un contacto de falla. Una falla se simboliza en un mapa geológico como una línea gruesa. Las fallas pueden atravesar una sola unidad geológica.

Para Suárez (2009a) la superficie de falla es la zona inferior del movimiento, el material que se encuentra abajo de la superficie de falla no se desplaza, en cambio, lo que está por encima de esta área si se desplaza, como se muestra en la Figura N° 12.

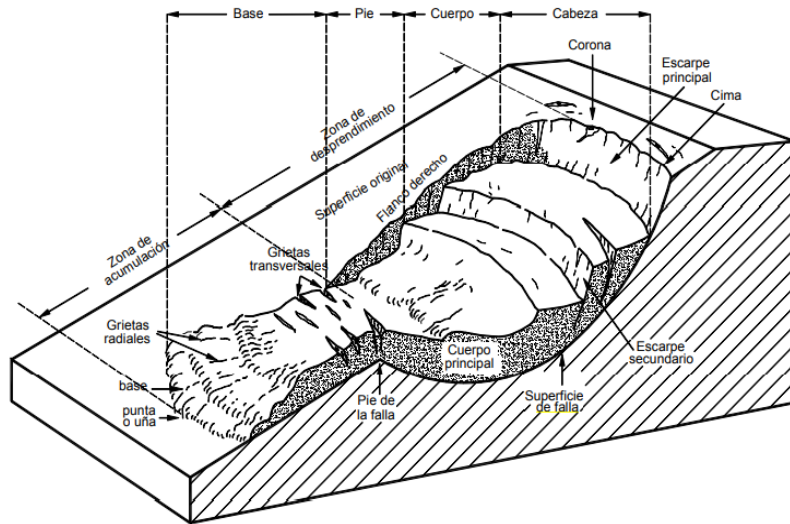


Figura N° 12: Partes que conforman un deslizamiento

Fuente: “Deslizamientos: Análisis Geotécnico”, por Suárez (2009a, p. 4)

Tipos de fallas para taludes en rocas:

- Falla Plana

González et al. (2004) describe que se origina cuando se encuentra un terreno preexistente como una junta tectónica, la estratificación o una rotura. Un requisito para que ocurra este tipo de falla es la existencia de discontinuidades inclinadas a favor del talud e igual trayectoria, efectuando así el requisito de que la discontinuidad tiene que estar descalza por el talud. En casos de taludes semejantes a la estratificación, estos logran tener fallas planas al deslizarse los estratos ya que son más comunes en macizos lutíticos. Existen fallas que necesitan de la distribución y propiedades de las discontinuidades. Las fallas más frecuentes son de dos clases. La primera es cuando esta ocurre por un plano que surge en la parte frontal o pie del talud, con o sin fisura de tracción; la segunda sucede cuando una falla se origina por un plano semejante a la cara del talud, por desgaste o daño a la resistencia del pie; todo esto se evidencia en la figura N° 13.

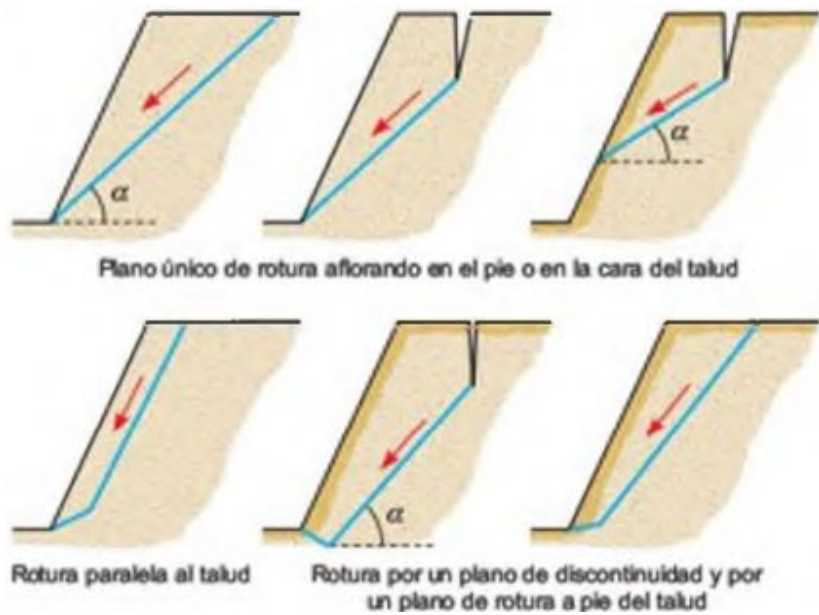


Figura N° 13: Tipos de falla plana

Fuente: “Ingeniería Geológica”, por González et al. (2004, p. 442)

- Falla en Cuña

González et al. (2004) refiere que pertenece al deslizamiento de un bloque con aspecto de cuña, constituido por dos superficies de discontinuidad, a favor de la dirección de intersección. Para que se realice este tipo de falla ambos planos deben surgir en la zona del talud y se tiene que satisfacer que las condiciones sean iguales como se observa en la figura N° 14. Este tipo de falla es usual en macizos con múltiples familias de discontinuidades, cuya posición, distribución y unión decide la forma y dimensión de la cuña.

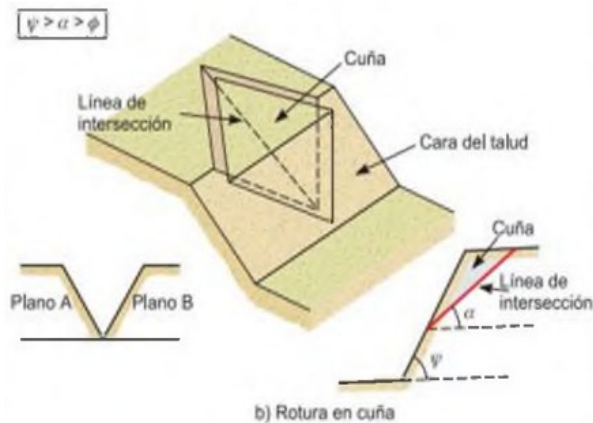


Figura N° 14: Requisito para una falla en cuña

Fuente: “Ingeniería Geológica”, por González et al. (2004, p. 442)

- Falla por pandeo

González et al. (2004) argumenta que esta falla se ocasiona a favor de superficies de estratificación equidistante al talud y con un buzamiento superior al ángulo de rozamiento interno, una limitación de carga es que los estratos sean bastante delgados en relación con la elevación del talud, para así lograr el pandeo tal como se muestra en la figura N° 15. Una falla por pandeo se puede originar por diversos factores como son: altura exagerada del talud, geometría perjudicial de los estratos, fuerza de agua encima de los estratos, existencia de presiones externas superpuestas sobre los estratos.

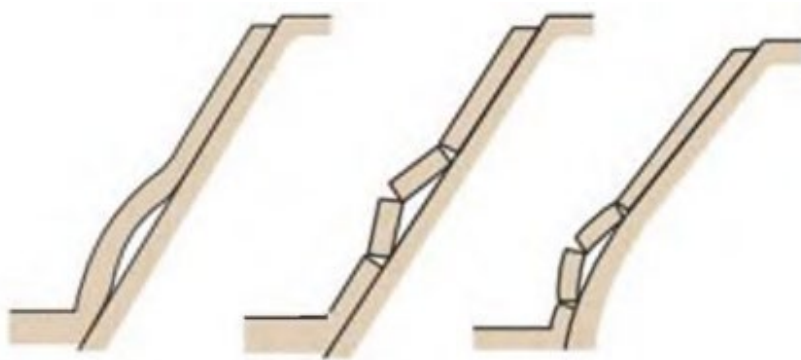


Figura N° 15: Bosquejo de pandeo en capas verticalizadas

Fuente: “Ingeniería Geológica”, por González et al. (2004, p. 444)

- Falla curva

González et al. (2004) plantea que la falla curva podría suceder en macizos rocosos flexibles poco eficientes y en macizos bastante alterados o agudamente fracturados, tienen un comportamiento isótropo y donde las superficies de discontinuidad no examinan la conducta mecánica; para el caso descrito, el macizo actúa como suelo. Sin embargo, la presencia de zonas especiales de debilidad y amplias superficies de discontinuidad restringen algunos tipos de rotura con diferentes tipologías., como se observa en la figura N° 16.



Figura N° 16: Esbozo de una falla en curva

Fuente: “Ingeniería Geológica”, por González et al. (2004, p. 444)

d) Análisis Sísmico

Para Suarez (2009a) los sucesos sísmicos son suficientes para incitar fuerzas de considerable magnitud y que pueden crear una falla veloz de taludes. Asimismo, la resistencia al corte de una superficie puede disminuir gracias a las cargas oscilatorias que producen alteraciones cíclicas o debido al origen de presiones de poros elevados. La labor de las cargas sísmicas y la reducción de la resistencia logran hacer un descenso universal de la estabilidad. Para analizar la estabilidad se pide que se cumplan cinco factores que son los siguientes:

- Dimensión de la fuerza sísmica.
- Reducción de la resistencia por origen de las cargas oscilatorias.
- Descenso de la resistencia por incremento de la presión de poros.
- Irregularidad de resonancia.
- Incremento de las cargas sísmicas debido a la existencia de suelos blandos.

Suarez (2009a) propone tres procedimientos de análisis para estimación de la estabilidad de taludes; así como un resumen con los diferentes métodos para este análisis (Alva como se citó en Suárez, 2009a), como se muestra en la tabla N° 2.

- Método pseudoestático. - En donde las cargas sísmicas son imaginadas como cargas fijas horizontales y verticales.
- Método del desplazamiento. - Se apoya en la idea de que las aceleraciones existentes pueden mejorar la aceleración límite aprobada, obteniendo así desplazamientos permanentes.
- Método de la estabilidad luego del sismo. - Es medida empleando las resistencias no drenadas en especímenes de suelo típicos que fueron presentados primero a fuerzas cíclicas verificadas a las del mismo esperado.

Tabla N° 2: Acotaciones sobre las diferentes metodologías para analizar taludes

Procedimiento	Condición de equilibrio satisfecha				Ecuaciones e Incógnitas	Forma de la superficie de falla	Aplicación	
	Mom. total	Mom. Dovela	Vert	Horiz			Cálculos Manuales	Cálculos en Computador
Método ordinario de dovelas	si	no	no	no	1	circular	si	si
Método de Bishop Modificado	si	no	no	no	n+1	circular	si	si
Método de Janbú Procedimiento generalizado de dovelas.	si	si	si	si	3n	cualquiera	si	si
Metodos de Spencer y Motgenster y Price	si	si	si	si	3n	cualquiera	no	si
Método de Lowe y Karafiath	no	no	si	si	2n	cualquiera	si	si
Método de Espiral Logarítmica	si	-	si	si	3	espiral logarítmica	si	si

Fuente: “Deslizamientos: Análisis Geotécnico”, por Suárez (2009a, p. 160)

e) Capacidad de carga

Crespo (2004) expone que la carga admisible de una cimentación puede ser adherida sin provocar daños en la estructura donde es aplicada, considerando también un límite de seguridad transmitido por el factor de seguridad respectivo. La carga admisible no sólo está

vinculada al suelo, ya que también se considera la cimentación, propiedades de la estructura y el factor de seguridad que se admita para cada caso. Por análisis referentes al comportamiento de cimentaciones se ha verificado que la falla por capacidad de carga sucede por la ocurrencia de una rotura por corte del suelo. Además, Das (2015) afirma que en cuanto a la capacidad última de carga se utiliza el método de Meyerhof, para ello se aplican las fórmulas desarrolladas en el anexo 2.2 y la fórmula 11, cada una de ellas se analiza en la figura N° 17. Finalmente, se apoyan en el ángulo de fricción y coeficiente pasivo de presiones descritos anteriormente.

$$q_{ult} = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (11)$$

Donde:

- c' : Cohesión
- q : Tensión efectiva en el nivel de la parte inferior de la base
- γ : Peso unitario del suelo
- B : Ancho de la cimentación
- F_{cs} , F_{qs} , $F_{\gamma s}$: Índices de forma
- F_{cd} , F_{qd} , $F_{\gamma d}$: Índices de profundidad
- F_{ci} , F_{qi} , $F_{\gamma i}$: Índices de inclinación de carga
- N_c , N_q , N_γ : Índices de capacidad de carga

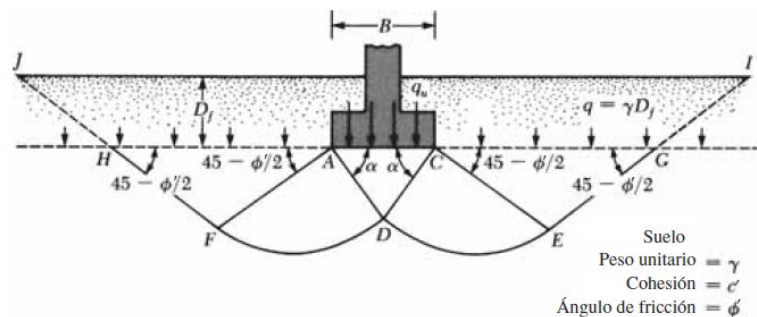


Figura N° 17: Superficie de falla en el suelo para el análisis estático de la capacidad de carga

Fuente: “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica”, por Das (2015, p. 481)

f) Cimentaciones cargadas excéntricamente

Das (2015) explica que el factor de seguridad de los diferentes tipos de carga contra la falla en capacidad de carga permite ser determinado empleando el método sugerido por Meyerhof, usualmente es conocido como el procedimiento de área efectiva. Para el cálculo del reparto de presiones exactas es complicado de evaluar; por este motivo se aplican las fórmulas desarrolladas en el anexo 2.3; para el factor de seguridad por capacidad de carga se halla mediante la división de la carga última “ q_{ult} ” entre la carga máxima “ $q_{m\acute{a}x}$ ”, que se muestra en la fórmula 12.

$$FS_{capacidad\ de\ carga} = \frac{q_{ult}}{q_{m\acute{a}x}} \quad (12)$$

2.3.7. Muro de gaviones

a) Definición

El Oregon Department Transportation (2010) define a los gaviones como cestos de alambre de acero rellenos con piedras para formar cajones rectangulares que permitan la construcción de los muros de gaviones. Consideran que estos cajones deben tener una altura y longitud de 0.90 m (Traducción de Reyes). Así pues, de Almeida et al. (2005) expone que esta clase de muros están compuestos por redes metálicas, los cuales recomienda que sean con aberturas hexagonales, a doble torsión y luego rellenar con piedras, la representación del gavión caja se aprecia en la figura N° 18. Cabe resaltar que elegir el tipo de material es el primer paso para desarrollar una estructura eficaz. Las especificaciones técnicas, como se muestra en la tabla N° 3, que debe cumplir esta malla son referidas a una resistencia mecánicamente alta, resistencia contra la oxidación alta, excelente flexión, vida útil óptima.

Tabla N° 3: Especificaciones técnicas de las medidas de los gaviones tipo caja

Gaviones Caja con Diafragmas				
Dimensiones Estándar			Volumen	Diafragmas
Largo	Ancho	Alto		
m	m	m	m ³	
1.50	1.00	0.50	0.75	-
2.00	1.00	0.50	1.00	1
3.00	1.00	0.50	1.50	2
4.00	1.00	0.50	2.00	3
1.50	1.00	1.00	1.50	-
2.00	1.00	1.00	2.00	1
3.00	1.00	1.00	3.00	2
4.00	1.00	1.00	4.00	3

Fuente: “Obras de contención - Manual Técnico”, por de Almeida et al. (2005, p. 17)

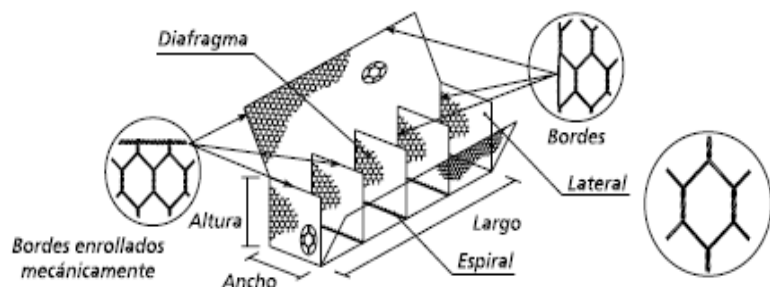


Figura N° 18: Estructura de un gavión tipo caja

Fuente: “Obras de contención - Manual Técnico”, por de Almeida et al. (2005, p. 16)

b) Características

Las propiedades que distinguen a esta clase de muros de contención son: Monolítico, su funcionamiento se basa en la unión de estas mallas metálicas como si fuera un todo. Resistencia, la malla otorga el adecuado soporte ante las fuerzas que afectan a la estructura. Permeabilidad, al poseer materiales como piedras y mallas de acero, brinda un sistema de evacuación de aguas en forma incorporada; por lo que es opcional diseñar un sistema de drenaje. Diseño amigable con el medio ambiente, se considera que desde las fases de construcción y operación contribuyen en gran forma para evitar las filtraciones, tal como se representa en la figura N° 19; de esta forma, no afecta al ecosistema donde se ubica permitiendo una recuperación óptima. Para contrarrestar la contaminación visual, se emplea la vegetación como

una solución en los gaviones; así como también, funciona como elemento artístico. Trabajabilidad, la fase constructiva no requiere de mano de obra calificada, puesto que es sencilla y de fácil aplicación; por ende, es una excelente alternativa para zonas donde el acceso es dificultoso. Incluso, al momento de terminar de aplicar las piedras, inicia el cumplimiento de sus funciones; por ello, no necesita encofrado ni esperar la fragua. Fácil mantenimiento, requiere sólo de reemplazar los elementos que han sufrido desgaste y no puedan continuar ejerciendo su función. Finalmente, resulta ser económico, ya que permite construirse por fases sin perjudicar a la obra en general (de Almeida et al., 2005).

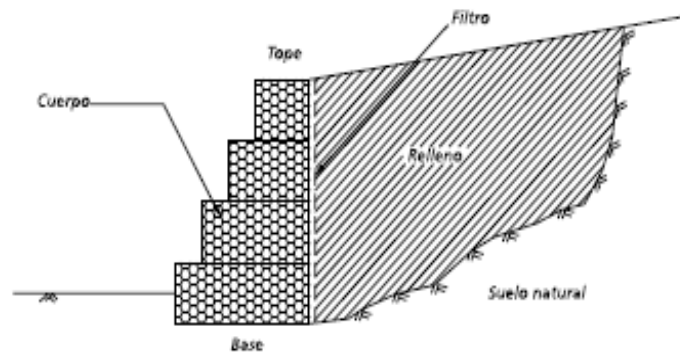


Figura N° 19: Esquema del muro de gaviones

Fuente: “Obras de contención - Manual Técnico”, por de Almeida et al. (2005, p. 7)

Se debe tener en cuenta que al estar compuestos por mallas de acero son expuestos a la corrosión donde el agua producto de la escorrentía junto a los suelos agresivos de los cimientos y el relleno. Asimismo, son afectados por el impacto de las rocas y escombros por medio de la circulación del agua. Por este motivo, para la protección de los gaviones es necesario emplear acero inoxidable o material galvanizado con revestimiento de cloruro de polivinilo (Oregon Department Transportation, 2010).

Camargo y Franco (2001) sustentan que las fuerzas que soporta un muro de gaviones originan las fallas propias de un muro de contención. Tanto el suelo de la cimentación como el relleno, que

puede estar compuesto por piedras drenadas y arcillas plásticas, tienen un papel fundamental en la estabilidad. Considera también que se debe calcular la dimensión, orientación y punto de aplicación de las fuerzas a resistir donde es necesario el cuidado con los procesos. Inclusive, recomienda que el suelo donde se desea ubicar la estructura debe estar compuesto por grava gruesa en vez de arcillas. Evitar que los rellenos no tengan porcentaje considerable del material antes mencionado; más aún, en taludes donde se evidencian filtraciones. Por último, otorgar importancia al drenaje ya que contribuye a la estabilización debido a casos donde los niveles de agua se hallen en las laderas.

c) Comportamiento mecánico de los gaviones

de Almeida et al. (2005) expone que, para dar a conocer el comportamiento mecánico, se realiza ensayos de resistencia como el de compresión simple y compresión con restricción lateral, los resultados para el primer ensayo dieron a conocer que los gaviones poseen una gran ductilidad y que se empiezan a deformar justo antes de llegar a la ruptura; para el segundo ensayo se muestra que los gaviones presentan una destacada resistencia al corte junto a ella mide cargas deformaciones. Interpretando los resultados se estima que para el primer ciclo de carga el comportamiento del material podría ser considerado exclusivamente como elástico teniendo en cuenta que los valores de tensión son pequeños. En las partes internas del gavión, se producen fracturas de las piedras debido al movimiento interno y a un aumento de la densidad, dichas deformaciones son de naturaleza irreversible. Los diagramas de tensión vs deformación que corresponde a la prueba de compresión simple, poseen una correlación con la orientación de las mallas de la red, ya que dichas redes se contraponen eficientemente a las deformaciones transversales que disminuyen la ductilidad; por esto, que para la resistencia de los gaviones es primordial la función del trabajo de confinamiento que las mallas ejercen sobre las piedras.

Respecto al análisis de los abultamientos en los gaviones, Silva (2009) recalca que la membrana se deforma a manera de una superficie curva.

A fin de optimizar el entendimiento sobre esto, se adopta una forma rectangular donde las fuerzas existentes están en equilibrio. También, se apoya de la formulación propuesta por Saint Venant en relación a la fuerza de torsión y establece una analogía con la teoría de Prandtl, esto se evidencia en la fórmula 14. Por otra parte, Dos Santos (2018) desarrolla las fórmulas 13,15,16 y 17, con el fin de obtener el abultamiento que se genera en los gaviones producto de las fuerzas que deben resistir.

$$p = \frac{\text{Maxima tension normal vertical}}{10} \quad (13)$$

$$\delta^l = \frac{p}{T} \bar{\delta} \quad (14)$$

$$L_c(\delta) = \frac{1}{8} \left(4\sqrt{l^2 + 16\delta^2} + \frac{l^2 \operatorname{arcsenh}(4\delta/l)}{\delta} \right) \quad (15)$$

$$\varepsilon(\delta) = \frac{L_c(\delta)}{l} - 1 \quad (16)$$

$$T(\delta) = Keq * \varepsilon(\delta) \quad (17)$$

Donde:

- p: Tensión uniforme
- δ^l : Abultamiento máximo
- $\bar{\delta}$: Desplazamiento horizontal máximo unitario
- T: Fuerza de tracción de la malla
- $L_c(\delta)$: Deformación parabólica de la malla como membrana
- l: Desplazamiento horizontal
- $\varepsilon(\delta)$: Deformación de la malla como membrana
- $T(\delta)$: Fuerza de tracción activa
- Keq: Rigidez de la malla

d) Diseño

- Diseño de la masa del muro
Suarez (2009b) alude que no hay un procedimiento universalmente admitido para muro de gaviones, es por esto que se debe tener en

consideración que la gran alteración del muro podría traer consigo una falla interna. En el diseño debemos eludir deformaciones exorbitantes, el muro debe estar equilibrado de tal manera que la fuerza resultante intervenga en el tercio medio de la zona volumétrica.

- Diseño interno de la estructura

Suarez (2009b) recomienda que para el diseño del muro de gaviones se debe considerar una masa para que internamente no se fracture en cualquier punto de la estructura. El análisis de estabilidad nivel por nivel es de suma importancia ya que se imagina que cada nivel es un sistema de gravedad independiente que se apoya por encima de las unidades del gavión rápidamente bajo el nivel considerado; es decir, se debe elaborar la misma cantidad de análisis de estabilidad como de niveles se tiene.

Camargo y Franco (2001) sustenta que, para el análisis interno en los muros de gaviones, se requiere usar las fórmulas desarrolladas en el anexo 2.4. Además, de Almeida et al. (2005) expresa que las propiedades del suelo tienen que ser analizadas rigurosamente, porque gracias a ellas se obtienen los resultados de diversos análisis, para calcular el análisis de estabilidad interna se aplica las fórmulas del anexo 2.4.

- Especificaciones de los componentes internos

Suarez (2009b) menciona que dentro de estas especificaciones tenemos al tipo de malla, diámetro del alambre, dimensión de las unidades, número y tipo de uniones, volumen y forma de los cantos. Se tiene que proyectar unión por unión la proporción de alambre de amarre. También, se debe precisar si la malla es de triple flexión, electrosoldada o eslabonada, el diámetro de alambre de la malla, la escuadría del entrelazado de la malla y también la carga del zinc por metro cuadrado del área del alambre. Es recomendable que en el diseño se adjunte un esquema de la forma en cómo se unen las unidades, para así simplificar la construcción.

- Sistema de filtro

Suarez (2009b) afirma que en la fricción en medio del suelo y el gavión se aconseja poner un geotextil no tejido como pieza de filtro y en la cimentación se aconseja construir un dren de alcantarilla para acumular el agua acumulada por el muro. El muro de gaviones, como se muestra en la figura N° 20, es considerado una estructura permeable, y es por esto que el agua de lluvia se filtra al 100% así como la escorrentía que transita sobre el muro. Geosistemas PAVCO (2012) hace referencia de un paso a paso para el cálculo de caudales, el desarrollo de estas fórmulas se encuentra en el anexo 2.5. Villon (2007) declara acerca de las fórmulas para el diseño del drenaje que están comprendidas también en el anexo 2.5.

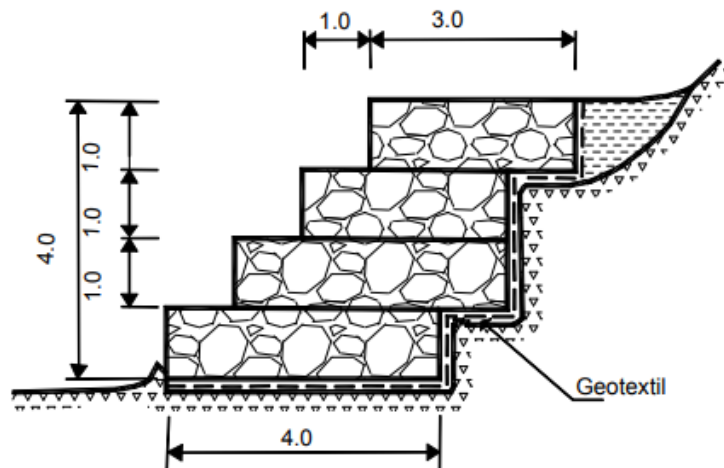


Figura N° 20: Esquema para la contención de deslizamientos

Fuente: “Deslizamientos: Solución”, por Suárez (2009b, p. 119)

2.3.8. Muro de suelo reforzado

a) Definición

Han (2015) asegura que la metodología consiste en un muro con un ángulo de inclinación superior a 70°, refuerzo del relleno de las capas, retención de la tierra, suelo adecuado de cimentación y revestimiento de drenaje detrás del muro, como se evidencia en la figura N° 21. La cara frontal del muro puede estar conformada por geosintéticos,

gaviones y bloques de concreto. Como elemento de refuerzo se usa los geosintéticos o mallas de acero otorgando resistencia a la tracción. Tanto el relleno compactado como el refuerzo se construyen alternadamente. Para el sostenimiento de los refuerzos se emplean conectores mecánicos. En cuanto al drenaje, se dispone de piedras o geosintéticos. Por lo general, el manto de drenaje se sitúa después del relleno previamente compactado, la finalidad de esto es brindar mayor estabilidad externa disminuyendo las presiones intersticiales (Traducción de Reyes).

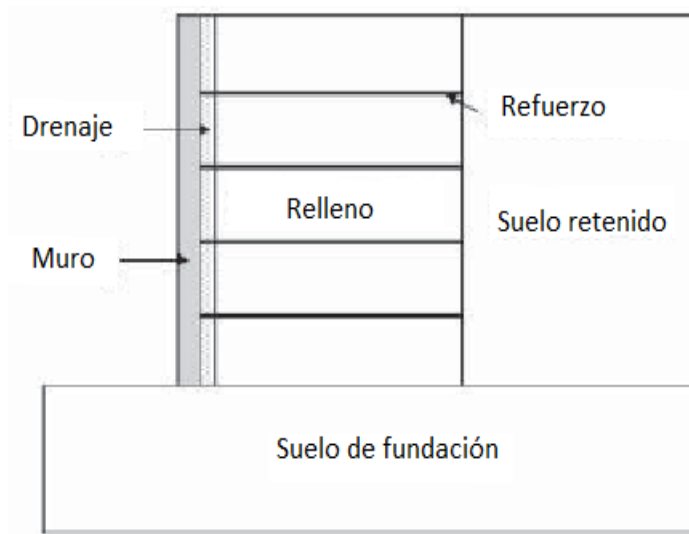


Figura N° 21: Composición de un muro de suelo reforzado

Fuente: "Principles and practice of ground improvement", por Han (2015, p. 364)

b) Características

Berg, Christopher, Samtani (2009) destaca que los muros de suelo reforzado poseen ventajas técnicas y económicas sobre las metodologías convencionales. Por ejemplo, existe un gasto elevado por los cimientos y pilotes relacionado a su mejoramiento; estos costos pueden resultar en más de la mitad del presupuesto destinado inicialmente. El uso de esta alternativa de estabilización aplica como muro de contención, rampas de acceso, defensas ribereñas y estribos para puentes (Traducción de Reyes). A continuación, se detalla las ventajas de los muros de suelo reforzado:

- Mano de obra no calificada
- Procesos sencillos en cuanto a la construcción
- Menor tiempo para preparar el área a implementar la metodología
- Requiere de un menor espacio para su desarrollo
- Reduce la adquisición de derechos de paso
- No necesita de una cimentación ya que este sistema de estabilización resiste las deformaciones.
- Rentables
- Convenientes desde el aspecto técnico para alturas mayores a 30 m.

Garnica, Reyes y Gómez (2013) afirma que esta metodología emplea propiedades específicas donde beneficia a las características mecánicas del material, también son enriquecidas por medio de colocar los refuerzos equidistantes a la dirección de la deformación primordial resarcando la carencia de la máxima fuerza tensional del suelo. A partir de las mejoras, resalta el esfuerzo transmitido entre el terreno y el refuerzo en todo el geosintético; incluso la distribución del reforzamiento en todo el cuerpo del material correspondiente al suelo regularmente.

c) Diseño

- Predimensionamiento

Para iniciar con el diseño de un muro de gaviones, previamente se tiene que realizar un predimensionamiento de los elementos externos de la estructura como son la altura, talud y base. Todo ello para ir poniendo a prueba un primer diseño que con la ayuda de hojas de cálculo y programas se obtenga un diseño final que cumpla con los valores requeridos por norma. Por ello como parámetros iniciales, la base mínima es 0.6 veces la altura, como se observa en la figura N° 22 (Suárez,2009b).

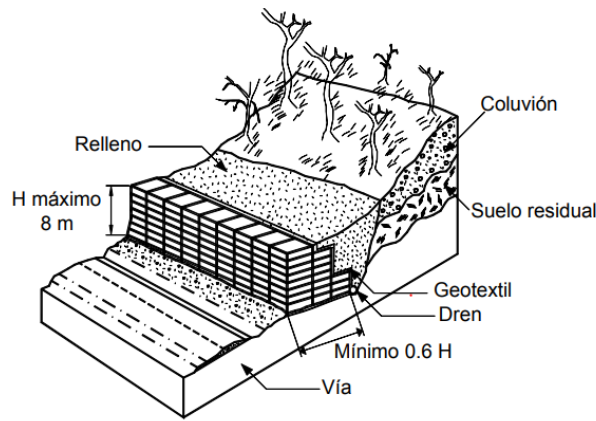


Figura N° 22: Esquema para la contención de deslizamientos

Fuente: “Deslizamientos: Solución”, por Suárez (2009b, p. 119)

- Dimensionamiento inicial

La dimensión de largo efectivo del reforzamiento en el caso del análisis externo debe ser inferior a 0.7 respecto a la altura de la estructura a diseñar. Por otro lado, los diseños propuestos para retener suelos a manera de relleno, carga puntual y estribos rellenos, se considera como distancia efectiva para el refuerzo entre 0.8 y 1.1 en relación a la altura (Garnica et al., 2013). Asimismo, Suárez (2009b) comenta que las características del refuerzo y la elección del material de la cara externa del muro dependen de los productos ofertados en el país y sean adecuados al diseño. La importancia del comportamiento a largo plazo de estos es un aspecto fundamental para los diseños.

- Análisis de estabilidad externa

Suarez (2009b) destaca que el diseño de estabilidad externa es semejante a los muros de gravedad tradicionales en cuanto a criterios de volteo y deslizamiento. La diferencia yace en la dimensión del refuerzo que debe ser igual al ancho de la estructura. En el caso de la capacidad de carga se emplea los mismos fundamentos para las cimentaciones, también sucede con el estudio de falla a profundidad sea rotacional como traslacional donde se usa los parámetros de equilibrio límite, como se muestra en la figura N° 23. Además, Garnica et al. (2013) expone el diseño

como cuerpo rígido, el cual es afectado por las fuerzas que ejerce el suelo en el plano vertical ya sea en la zona trasera o al término de los reforzamientos; por ende, es necesario el cálculo del factor activo, la presión vertical, la excentricidad, esfuerzo vertical y las cargas externas. Los factores de seguridad que pueden presentarse, destacando el de deslizamiento por sobre las fallas por corte general y local; las cargas sísmicas son cargas que originan la fuerza horizontal dinámica.

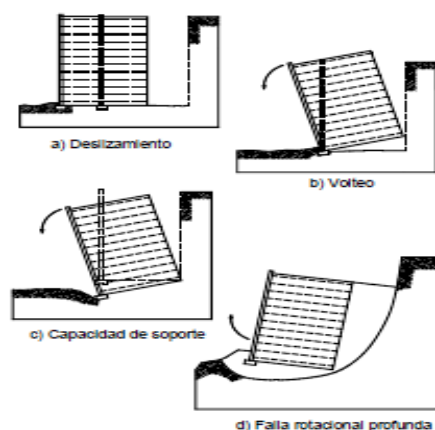


Figura N° 23: Tipos de falla en análisis de estabilidad externa

Fuente: “Deslizamientos: Técnicas de remediación”, por Suárez (2009b, p. 232)

- **Análisis de estabilidad interna**

Los tipos de fallas internas pueden representarse en dos tipos: Estiramiento y rompimiento del reforzamiento, donde las fuerzas que se tensan son superiores a las deformaciones de los reforzamientos o sucede por movimientos extensos que conducen ocasionando en la caída del sistema. Extracción del refuerzo, estas fuerzas por su gran magnitud producen que los refuerzos excedan externamente la aglomeración del suelo; en contra parte, contribuye a mejorar a las fuerzas cortantes relacionadas al terreno por medio de la conducción de monumentales movimientos y la posibilidad del desplomarse de la obra, estos se evidencian en la figura N° 24. Este apartado es relevante al momento de hallar las medidas del muro de suelo reforzado

debido a que se requiere calcular la resistencia a la fricción, ubicación y la resistencia al desmoronamiento por los dos casos expuestos (Suárez, 2009b). Cabe señalar, Garnica et al. (2013) refiere que para poder hacer un buen diseño que prevenga fallas es fundamental desarrollar los tres parámetros de localización, máxima fuerza tensión y el distanciamiento del reforzamiento, todas las fórmulas que intervienen en este diseño y análisis están desarrolladas en el anexo 2.6.

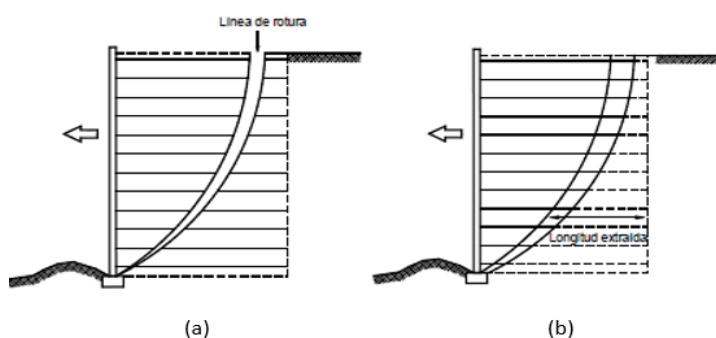


Figura N° 24: (a) Rotura por refuerzo y (b) Extracción del refuerzo

Fuente: “Deslizamientos: Técnicas de remediación”, por Suárez (2009b, p. 234)

- Diseño de la cara externa

Vicente (2001) explica que al aplicar los geosintéticos otorga diversas opciones para diseñar la fachada, el cual se considera parte del buen desempeño de la estructura y la elección de cualquier sistema. Las opciones son paneles prefabricados de concreto, bloques prefabricados de concreto, paneles de alambre soldado, gaviones, madera tratada para recubrimiento y estructuración en base a la cubierta con los geosintéticos, tal como se observa en la figura N° 25. Existen otras opciones para poder utilizar como cara de talud como por ejemplo emplear los elementos prefabricados para los muros reforzados con geomallas, lo cual es relevante tener en cuenta la capacidad de resistencia entre las uniones de los elementos porque se relaciona con tensiones máximas aceptables en cada etapa del reforzamiento; no es común el refuerzo con geotextil. Luego,

destaca el revestimiento en la cara externa para evitar los rayos ultravioletas acompañado de bloques prefabricados, mallas y paneles en caso el ángulo de inclinación lo admite; señala también que los geosintéticos son adecuados para soportar los efectos de los rayos solares. Para finalizar, cuando se utiliza la geomalla es indispensable el uso de geotextiles, capas contra la erosión y demás sistemas que contribuyan a retención del relleno; asimismo, las piedras pueden emplearse entre el elemento de filtro y el relleno.

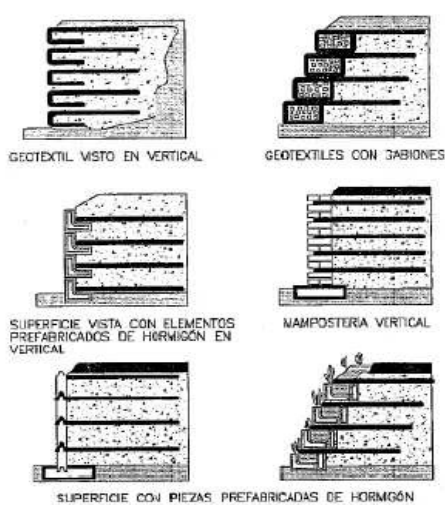


Figura N° 25: Opciones para cara del talud

Fuente: “Manual de geosintéticos en la construcción de muros y terraplenes”, por Vicente (2001, p. 173)

- Diseño de subdrenaje

Suárez (2009b) informa que este aspecto influye en la estabilización del sistema de muro de suelo reforzado, los diseños más comunes son la capa detrás de la estructura para evitar que se filtre el agua debajo del suelo, colchón drenante bajo el diseño, capa detrás de la cara externa de la metodología y una alternativa que reúna las aguas por medio de la captación. En tanto, Vicente (2001) nombra que las aguas tanto en la superficie como debajo de ella afectan considerablemente a esta solución contra la inestabilidad del talud. El primer caso ocurre por la fuerza hidrostática que en conjunto con el paso del agua al relleno

disminuye la extracción del refuerzo y ocasiona la erosión. Se muestra en la figura N° 26 las distintas formas de drenar el agua, sobresaliendo el disponer de los geosintéticos. Otra forma es cuando se une las tuberías con estos últimos antes nombrados cuya función es desaguar, tal como se aprecia en la figura N° 27. El segundo caso se agrava por torrentes y zanjas que son creadas por este tipo de aguas causando deslizamientos y roturas con profundidad considerable; por eso, como medida para contrarrestar este factor se debe captar y dirigir estas aguas a lugares donde no exista inseguridad. La erosión es un serio problema que se soluciona con la siembra de plantas y geoceldas en los taludes. Según Geosistemas PAVCO (2012) para calcular el caudal total descrito con anterioridad se debe usar las fórmulas desarrolladas en el anexo 2.7, dentro de dichas fórmulas se hace uso de la figura N° 28 para hallar la tasa última de flujo.

Tabla N° 4: Índices reductores para los geosintéticos en el drenaje

Área	Colmatación FR_{SCB}	Reducción de vacíos por creep FR_{CR}	Intrusión en los vacíos FR_{IN}	Colmatación química FR_{CC}	Colmatación biológica FR_{BC}
Filtros en el espaldón de muros de contención	2 a 4	1.5 a 2	1 a 1.2	1 a 1.2	1 a 1.3
Sistema de subdrenaje	2 a 10	1 a 1.5	1 a 1.2	1.2 a 1.5	2 a 4

Fuente: Elaboración propia basada en la información del “Manual de diseño con geosintéticos”, por Geosistemas PAVCO (2012, p. 103)

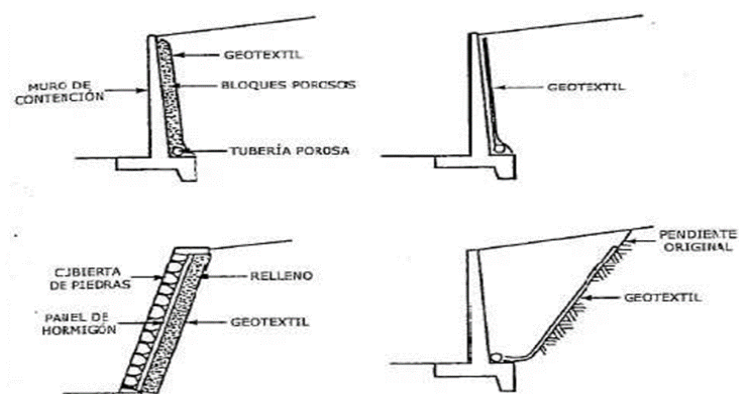


Figura N° 26: Casos más comunes de geotextiles para evacuar aguas subterráneas

Fuente: “Manual de geosintéticos en la construcción de muros y terraplenes”, por Vicente (2001, p. 141)

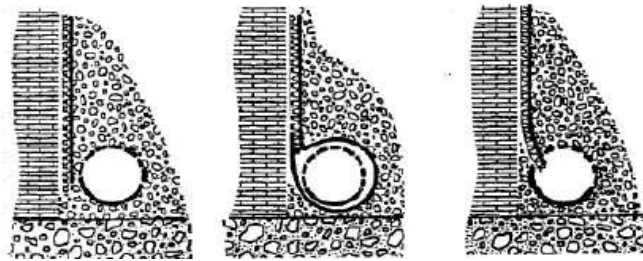


Figura N° 27: Esquemas de enlaces de geotextiles con colectores para drenar aguas subterráneas

Fuente: “Manual de geosintéticos en la construcción de muros y terraplenes”, por Vicente (2001, p. 141)

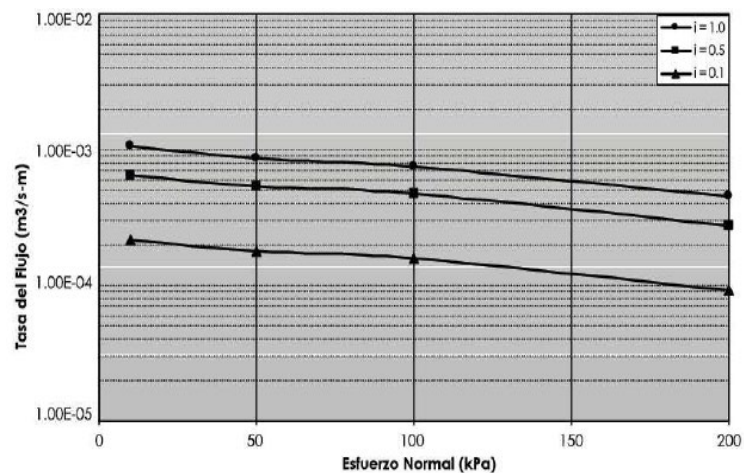


Figura N° 28: Tasa de flujo último en sentido paralelo a la construcción del geocompuesto

Fuente: “Manual de diseño con geosintéticos”, por Geosistemas PAVCO (2012, p. 261)

2.3.9. Geomallas

Das (2015) explica que las geomallas son materiales compuestos por polímeros como polipropileno y polietileno que son extendidos a tracción (Traducción de León). Xiao (2015) expone que existen dos tipos de geomallas: uniaxiales y biaxiales, las cuales dependen de la dirección de las fuerzas de tensión (Traducción de Reyes). Incluso, Das (2015) sustenta que la fabricación es un método para su clasificación: En primer lugar, están los extruidos, el origen es a partir de una ancha hoja de polipropileno y polietileno donde se debe hacer un agujero y ampliarlo, a fin de crear aberturas y mejorar los nodos. En segundo lugar, los tejidos reúnen los polímeros, a menudo poliéster y polipropileno, que se confeccionan

siguiendo un modelo de red que se resguarda con una capa polimérica, como se observa en la figura N° 29. Finalmente, los soldados se manufacturan fundiendo las agrupaciones de las franjas de polímeros. De los modelos antes mencionados, el más productivo es la geomalla extruida. Tipo de geosintéticos cuya principal característica es cumplir como elemento de refuerzo. (Traducción de León).

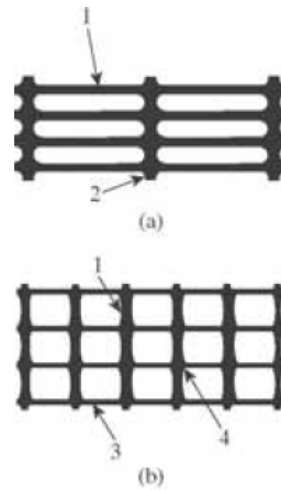


Figura N° 29: Geomalla uniaxial - a; Geomalla biaxial - b

Fuente: “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica”, por Das (2015, p. 622)

Carroll (como se citó en Das, 2014) menciona que las dimensiones de las geomallas poseen nodos con espesores de 0,5 a 1,5 mm y uniones de 2,5 a 5 mm aproximadamente. Los huecos deben ser de forma rectangular o elíptica, su dimensión oscila entre 25 a 150 mm, el sector abierto debe corresponder a más del 50% del total. Koerner (2005) expone que la aplicación de las geomallas se utiliza en (Traducción de Reyes):

- Zona inferior o dentro del agregado en carreteras sin pavimentar
- Suelos reforzados
- Refuerzo de rellenos de terraplén y presas de tierra
- Refuerzo para muros de gaviones
- Control de erosión en conjunto con los gaviones
- Reforzamiento en suelos blandos
- Refuerzo entre el pilote y cimentación profunda
- Confina las columnas de grava

- Protege a manera de anclajes de lámina para paneles orientados a muros de contención
- Refuerzo asfáltico en pavimentos
- Refuerzo en concreto
- Capa intermedia entre geotextiles
- Capa intermedia entre geomembranas
- Capa intermedia entre un geotextil y una geomembrana
- Asegura los vertederos para permitir la expansión vertical y lateral

2.3.10. Geotextil

Han (2015) nombra que las clasificaciones más comunes del geotextil son tejido y no tejido, como se muestra en la figura N° 30. El primero trata acerca de una distribución sin orden de los hilos que se juntan por medio del derretimiento, clavado con alfiler o resina. El segundo se compone por filamentos orientados perpendicularmente en distintas direcciones. La fabricación se basa en fibras entretejidas y los materiales que usualmente se usan son polímeros. A continuación, Koerner (2005) expone que la labor de los fabricantes es extensa y con avances en los últimos años. Lo que se ha desarrollado en cuanto a las fibras y diseños de tela abarca tanto para lo general como lo particular, siendo lo primero para productos comerciales y lo segundo para la fase de boceto. Resalta que los elementos usados son polímeros y filamentos.

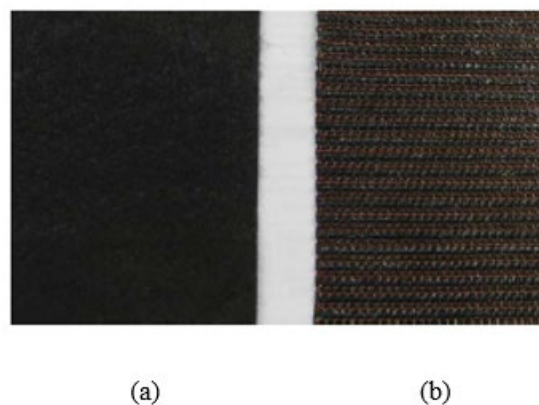


Figura N° 30: Clasificación de filamentos en no tejidos (a) y tejidos (b)

Fuente: “Principles and practice of ground improvement”, por Han (2005, p. 29)

Por otra parte, Geosistemas PAVCO (2012) explica las funciones como drenaje y filtro de los geotextiles. Para el drenaje trata sobre captar y conducir los líquidos y gases en el material. El rendimiento depende de la efectividad y la gradiente de presiones en la longitud de filtración de estos líquidos. A manera de recomendación, el grosor necesita incrementarse en tal medida a la tensión normal respecto al lado del sistema de tuberías; luego no debe permitir que los finos ingresen a la estructura ya que disminuye la absorción; finalmente, asegurar que la conducción del líquido no menoscabe la presión en mayor escala. En tanto, el filtro cumple para no dejar que ingrese el material fino sin influenciar a los líquidos y gases, el caso más común es cuando se menciona a los embalses con estructura de avenamiento en la parte inferior. Koerner (2005) detalla las funciones más usadas tanto para los casos antes expuestos (Traducción de Geosistemas PAVCO):

- Elemento drenante estilo fogón para diques de arena
- Drenante de agua debajo de la geomembrana
- Para proteger el sistema para drenar abajo del material atestado de carga extra
- Cuerpo para drenar detrás del muro de contención
- Descongestiona la presión intersticial producto del relleno
- Piezas para reemplazar objetos drenantes de tierra
- Protege a modo de valla las zonas que pueden ser más afectadas por la congelación
- Para desatorar el líquido infiltrado del terreno y roca superficial
- Protege contra la sedimentación
- Depura para material usado como relleno hidráulico
- Reemplazo de sistema filtrante de material granular
- Como soporte de camas de piedra para vías asfaltadas y trochas
- Muro que protege contra la nieve.

2.3.11. Geocompuestos

Koerner (2005) informa que este material se compone por geotextiles, geomallas, etc. La procedencia de estos puede ser naturales o sintéticos, tal como se muestra en la figura N° 31; en algunas ocasiones, se añade

arena, arcilla, piedras o limos. El beneficio de los geocompuestos es un mejor rendimiento obtenido por la unión de varios elementos; de esta forma, el uso como separador, reforzamiento, filtro, evacuación de aguas y estabilidad son óptimos. Ahora bien, Geosistemas PAVCO (2012) clasifica a modo general en planar y circular. El primero sirve para recolectar y direccionar los líquidos hacia estructuras especializadas en la evacuación; se usa en metodologías para drenar aguas, muros para contener suelos, evacuar aguas de terraplenes y carreteras, etc. El segundo agrupa el geotextil no tejido, geored y tubería circular para formar un método de desagüe en zanjas, junta y desagua de forma excelente; las funciones son similares a lo especificado en el primer caso. En cuanto a la fabricación, se elabora hilos de polietileno de variadas densidades en forma de rombo bajo un sistema que extruye este material en dirección a un rodillo macizo en contra de la rotación con espacios en toda su longitud exteriormente sobre un cilindro hueco de iguales características de forma concéntrica interiormente. Luego, por la fluidez, origina espacios de varios componentes de hilos equidistantes, los cuales se reúnen por la interacción de la tubería con las celdas a manera de rombos. Para finalizar, se elonga lo anterior mencionado hasta lo necesario para ser seccionado respecto al largo, en consecuencia, la plancha queda lista.

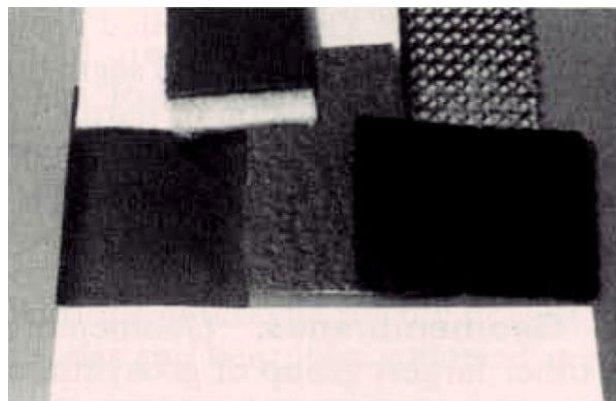


Figura N° 31: Geocompuesto

Fuente: “Design with Geosynthetics”, por Koerner (2005, p. 6)

2.3.12. Banquetas

Highland y Bobrowsky (2008) sustentan que consiste en una secuencia de gradas escalonadas en un material a profundidad o roca con la finalidad de aminorar las cargas producidas por el material en el talud. La función principal es restringir el impacto de las fallas a nivel de superficie, más no es conveniente depender sólo de esta metodología para la estabilización de taludes ya que es recomendable otros sistemas. La utilidad que brinda este método es como apoyo a elementos de seguridad bajo los abismos del suelo o roca que tiene probabilidad de deslizarse, control de drenajes o para preparar el área donde se proyecta a instalar el sistema de desagüe u otros componentes estructurales. Cabe señalar, Ayala et al. (1991) indica que también beneficia en la construcción y operación de conservación de taludes, detener los deslizamientos de trozos de rocas, cunetas para evacuar aguas por escorrentía, minora la erosión y acrecienta las presiones de poros. Para el diseño, se debe considerar la altura y pendiente; por ello, en el caso de elevaciones extensas y ángulos aproximados a 90°, faculta la constancia de la pendiente a modo global, amplias dimensiones para el ancho del banco, intensifica la inseguridad por presencia de fuerzas por tracción considerables próximas a la cima de la grada que origina caídas y fisuras. En cuanto al diseño, Ministerio de Transportes y Comunicaciones – MTC (2008) revela que los taludes por sección dependen del espacio donde se ubican y la estabilización respectiva para usar estas correspondencias adecuadas según lo que se evidencia en la tabla N° 5 para diversos tipos de terrenos, el ladeo se define como V:H para los diseños. A manera de ejemplo, se observa en la figura N° 32 un talud de corte. Incluso, la Asociación de Carretera del Japón – JRA (1984) afirma que estos tipos de corte son necesarios debido a que se evita la socavación y se disminuye la rapidez y caudal del agua. Cabe añadir, que se debe tener en cuenta estos diseños considerando lo complicado que resulta en la inspección y reparación, pendiente de ladera, costo del diseño, etc. Generalmente las coronas miden 1 m y 2 m. Respecto a los suelos coluviales, no se debe cortar el talud con una pendiente mayor al que se halla en el área porque produce la inestabilidad del mismo.

Tabla N° 5: Parámetros para el corte en las banquetas

Clase de terreno	Talud (V:H)		
	H<5	5<H<10	H>10
Roca fija	10:1	(*)	(**)
Roca suelta	6:1 - 4:1	(*)	(**)
Conglomerados cementados	4:1	(*)	(**)
Suelos consolidados compactos	4:1	(*)	(**)
Conglomerados comunes	3:1	(*)	(**)
Tierra compacta	2:1 - 1:1	(*)	(**)
Tierra suelta	1:1	(*)	(**)
Arenas sueltas	1:2	(*)	(**)
Zonas blandas con abundante arcillas o zonas humedecidas por filtraciones	1:2 - 1:3	(*)	(**)

Fuente: “Manual para el diseño de carreteras no pavimentadas de bajo volumen de tránsito.”, por MTC (2008, p. 114)

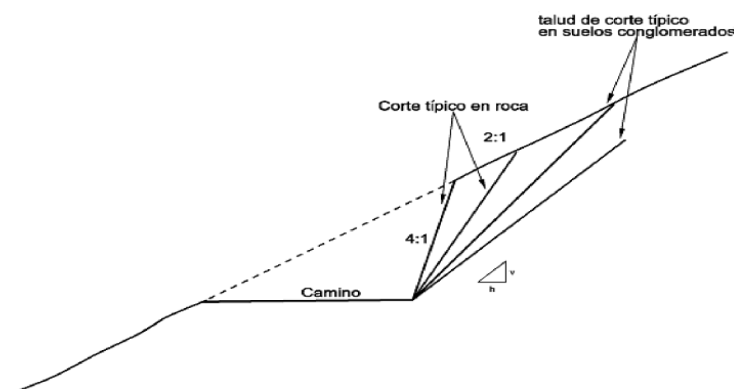


Figura N° 32: Cortes a media ladera

Fuente: “Manual para el diseño de carreteras no pavimentadas de bajo volumen de tránsito.”, por MTC (2008, p. 118)

2.4. Definición de términos básicos

- Depósitos coluviales. - Tipo de suelo residual compuesto por grava y suelo arcilloso limoso. Las características de este tipo de taludes son que constituye a una inestabilidad de las laderas, baja resistencia y de poco espesor.
- Talud. - Plano inclinado relativo al plano horizontal que se evidencia en las construcciones de tierra.
- Factores de riesgo en la estabilidad de taludes. - Influyen en las modificaciones de las fuerzas internas y externas del suelo, originando que algunos factores incrementan la resistencia al corte; así también, como reduciendo esta resistencia. Se clasifican en condicionantes y desencadenantes.

- Superficie de falla. – Área ubicada en la parte baja cuando se desliza el talud donde la actividad se produce en la parte superior mas no en la anterior zona descrita.
- Deslizamiento. - Tipo de movimiento de tierra o roca en conjunto cuyo desplazamiento es respecto a la capa que está debajo de la superficie. En general, poseen rapidez y el volumen que transportan es en gran masa. La superficie de falla es un aspecto a considerar en este tema. Existen dos tipos de deslizamientos: los rotacionales y los traslacionales.
- Estabilidad de taludes. - Estudio que abarca el ámbito de la geotecnia, a fin de conocer la seguridad del diseño propuesto. Destaca el análisis de equilibrio límite, el cual es una metodología que analiza los factores de riesgo que inciden sobre la superficie de falla en los taludes. Los métodos que poseen menos margen de error son Spencer y Morgenstern-Price. Comprende los factores de seguridad y la capacidad de carga.
- Factor de seguridad. – Coeficiente que representa la relación entre lo máximo que puede soportar cuando se corta la superficie de falla y lo máximo que puede aguantar para equilibrar la zona.
- Presión en reposo. - Situación especial cuando el terreno no ha experimentado deformación lateral. Esto se evidencia porque la estructura no se expande o contrae.
- Presión activa. - Se produce por acción de la presión del material que se ubica detrás de la estructura que empuja externamente con el fin de conseguir un resultado ínfimo.
- Presión pasiva. - Fuerza lateral que afecta a la cara externa cuando la estructura se desplaza lo necesario al terreno con la finalidad de obtener una presión máxima.
- Muro de gaviones. - Tipo de muro de contención que está compuesto por gaviones, que son cajas constituidas por mallas de acero y piedras como relleno.
- Muro de suelo reforzado. - Esta alternativa de muro de contención consiste en reforzar los taludes con geosintéticos, rellenos compactados, elementos de protección de la cara externa del talud. Al funcionar en conjunto, brindan estabilidad al talud al trabajar en conjunto.
- Geomallas. - Grupo de geosintéticos cuya principal característica es reforzar la estructura. Los tipos de geomallas más comerciales son uniaxiales y biaxiales.

- Geotextil. – Elemento sintético que posee una gran capacidad de deformación, se utiliza principalmente en superficies en contacto con rocas y suelo para reforzar, separar, filtrar y depurar.
- Geocompuestos. – Fusión de dos o más geosintéticos para obtener materiales potencialmente funcionales, se aplican mayormente para drenaje en muros y su función es filtrar, proteger y drenar.
- Banquetas. – Secuencia de gradas escalonadas en el talud, que tienen como finalidad disminuir las cargas producidas por el material y su función principal es limitar el impacto de las fallas a nivel de superficie.

2.5. Hipótesis

2.5.1. Hipótesis principal

El muro de suelo reforzado es la mejor metodología comparado al muro de gaviones ya que presenta mejores resultados desde los aspectos técnico y económico para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca –Apurímac.

2.5.2. Hipótesis secundarias

- El muro de suelo reforzado presenta mejores resultados de los factores de seguridad en comparación con el muro de gaviones para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca – Apurímac.
- La capacidad de carga del muro de suelo reforzado es más estable que el muro de gaviones para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca – Apurímac.
- El muro de suelo reforzado es una metodología más económica que el muro de gaviones para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca –Apurímac.

2.5.3. Relación entre Variables

Tabla N° 6: Metodologías de estudio

METODOLOGÍAS	CRITERIOS	INDICADORES
Muro de suelo reforzado	Factor Seguridad	Factor seguridad estático contra el volteo
		Factor seguridad pseudoestático contra el volteo
		Factor seguridad estático contra el deslizamiento
	Capacidad de carga	Factor seguridad pseudoestático contra el deslizamiento
		Factor de seguridad estático global
		Factor de seguridad pseudoestático global
Aspecto económico	Máxima presión del suelo en condición estática	
	Máxima presión del suelo en condición pseudoestática	
	Factor de seguridad por capacidad de carga	
Muro de gaviones	Factor Seguridad	Factor seguridad estático contra el volteo
		Factor seguridad pseudoestático contra el volteo
		Factor seguridad estático contra el deslizamiento
	Capacidad de carga	Factor seguridad pseudoestático contra el deslizamiento
		Factor de seguridad estático global
		Factor de seguridad pseudoestático global
Aspecto económico	Máxima presión del suelo en condición estática	
	Máxima presión del suelo en condición pseudoestática	
	Factor de seguridad por capacidad de carga	

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO III: DISEÑO METODOLÓGICO

3.1. Tipo y método de investigación

El tipo de investigación es mixta, según Hernández y Mendoza (2018) sustenta que el procedimiento se basa en la recolección de información cualitativa y cuantitativa al mismo tiempo, el cual sobresale uno de los dos sistemas. Asimismo, destaca que este método consiste en una agrupación de procedimientos metódicos, prácticos y críticos de indagación y engloban la reunión y el estudio de referentes cuantitativos y cualitativos; incluso la controversia e incorporación en grupo, a fin de elaborar conclusiones como resultado de los datos recopilados y conseguir una mejor comprensión de la anomalía estudiada. El procedimiento de mayor importancia engloba al menor, por lo que el método de menor jerarquía contribuye a la explicación del sistema central. La información recopilada por ambos procesos es estudiada en la fase de evaluación. La ventaja de este diseño es brindar un mayor panorama de la anomalía estudiada.

La investigación es no experimental, en base a Hernández y Mendoza (2018) explica que en esta clase de investigaciones no cambian las variables independientes intencionalmente, con el fin de observar el impacto que genera sobre las demás variables. La intención es cuantificar y analizar las anomalías y variables de forma natural a fin de estudiarlas. Además, es explicativo, puesto que Hernández y Mendoza (2018) explica que consiste en dar con la solución a las interrogantes sobre los eventos y fenómenos cualquiera que sea, cuya finalidad es exponer el acontecimiento de la anomalía y las circunstancias, o explicar la relación de las variables. Así mismo, se considera como transversal, Hernández y Mendoza (2018) afirma que la recopilación de la información se realiza en una determinada ocasión. Por otro lado, también se considera investigación/acción, según Hernández y Mendoza (2018) sustenta que el objetivo de este tipo de investigaciones es entender y solucionar determinados problemas en un contexto, por ello se realiza la valoración y la propuesta de solución; este tipo de investigación registra antecedentes en el ámbito de las ingenierías.

3.2. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Las técnicas para registrar los datos se basaron en la revisión bibliográfica e inspección del expediente técnico sobre la carretera Yanakillca – Santa Rosa – Cerro Teta, Juan Espinoza Medrano – Antabamba – Apurímac.

Se usó los siguientes instrumentos: la Norma Técnica Peruana E 050, Norma Técnica Peruana E 030, Norma ASTM A975, programa Civil 3D, software Slide 6.0, programa MacStars, programa GawacWin y hojas de cálculo Excel.

3.3. Procedimientos para la recolección de datos

De la verificación del expediente técnico “Mejoramiento y construcción de la carretera Yanakillca - Santa Rosa - Cerro Teta, distrito de Juan Espinoza Medrano - Antabamba, región Apurímac” se registró los parámetros geotécnicos; también se añadió los resultados de los ensayos desarrollados en laboratorio a manera de sustento. Estos datos sirvieron como base para los cálculos de estabilidad del muro de gaviones y muro de suelo reforzado que comprende la capacidad de carga y los factores de seguridad.

A partir de la revisión del expediente técnico antes indicado, se describió la ubicación, condiciones climáticas, estudios de geología y geotecnia; a fin de conocer las características de la zona de estudio.

3.4. Técnicas de procesamiento y análisis de datos

Los estudios de mecánica de suelos, geología y geotecnia que se recopiló del expediente técnico “Mejoramiento y construcción de la carretera Yanakillca - Santa Rosa - Cerro Teta, distrito de Juan Espinoza Medrano - Antabamba, región Apurímac” sirvió como fuente de información para realizar las metodologías de muro de suelo reforzado y muro de gaviones. Luego, con las propiedades geotécnicas de la zona de estudio, se procedió a realizar el diseño preliminar con las hojas de cálculo Excel. Después, se dibujaron los diseños preliminares en Civil 3D. Incluso, se modeló numéricamente con los programas Slide 6.0, GawacWin y MacStars; a fin de obtener los resultados de los factores de seguridad a partir de los métodos de Spencer y Morgenstern - Price y la capacidad de carga a partir del método de Meyerhof.

En la fase de análisis de resultados, se comparó si es que los resultados obtenidos de los factores de seguridad cumplen con los valores mínimos para su aceptación y la estabilidad de la capacidad de carga; asimismo se verificó las mallas de acero. En el caso de los resultados que no cumplieron con los parámetros mínimos, se optó por corregir los diseños cambiando el aspecto geométrico para volver a modelarlos; de tal manera de obtener los resultados adecuados. Con las propuestas finales, se realizaron los metrados y los presupuestos. A continuación, se desarrollaron los análisis técnicos de ambos diseños donde se compararon los factores de seguridad y capacidad de carga; para así poder determinar si se cumplió con los valores mínimos de seguridad según la Norma Técnica Peruana E 050. Finalmente, en la evaluación económica, se efectuó una comparación de los presupuestos de ambas alternativas planteadas. Para concluir, se identificó la mejor propuesta según los parámetros antes descritos.

CAPÍTULO IV: DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

4.1. Ubicación

4.1.1. Ubicación del Proyecto

La zona de estudio se sitúa en el Departamento de Apurímac, Provincia de Antabamba, Distrito de Juan Espinoza Medrano desde el Km. 16+000 hasta el Km. 57+000 de la carretera Yanakillca – Cerro Teta. En la figura N° 33 se observa la ubicación del proyecto.

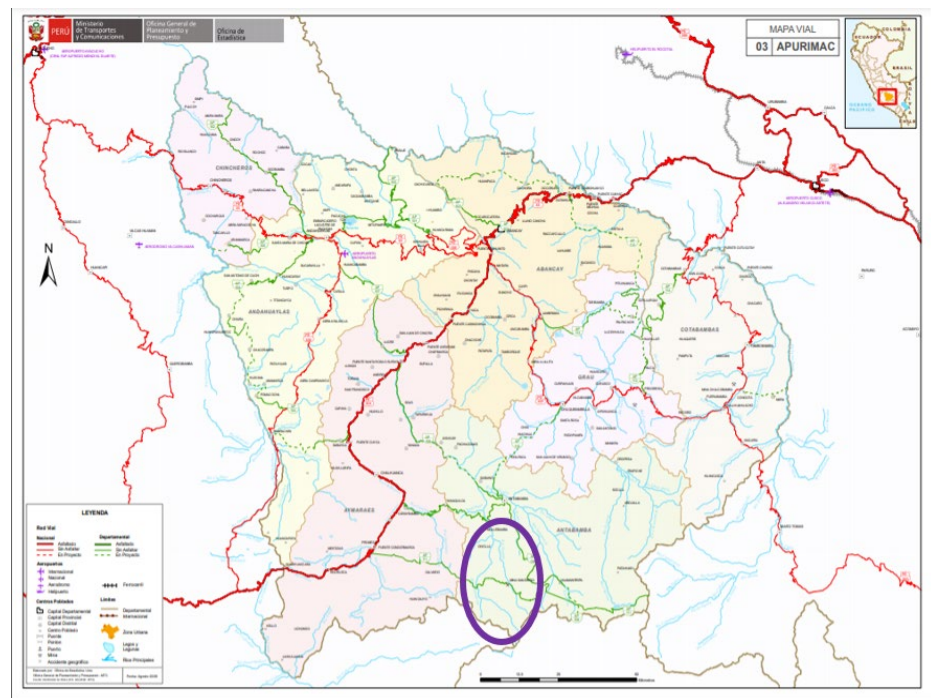


Figura N° 33: Ubicación de la zona de estudio

Fuente: “Mejoramiento y construcción de la carretera Yanakillca - Santa Rosa - Cerro Teta, distrito de Juan Espinoza Medrano - Antabamba, región Apurímac”, por Gobierno Regional de Apurímac (2016).

4.1.2. Ubicación Política

- Lugar: Km. 16+000 hasta el Km. 57+000 de la carretera Yanakillca – Kerari – Santa Rosa - Cerro Teta.
- Distrito: Juan Espinoza Medrano
- Provincia: Antabamba
- Departamento: Apurímac

4.1.3. Ubicación Geográfica

- Latitud: 14° 25' 42" S
- Longitud: 72° 54' 53" W

4.2. Clima

El clima del distrito es variado, para los meses de abril hasta octubre presenta días soleados alcanzando picos de 19°C y noches muy frías llegando hasta los 3°C, para los meses de noviembre hasta marzo se presentan días con muchas precipitaciones; humedad media es del 77% y el Índice UV es 6.

4.3. Hidrografía

La zona del proyecto se ubica entre el límite con la Subcuenca Chalhuanca que tiene un área de 2242.75 km² y la Subcuenca Pachachaca baja que posee un área de 902.02 Km², las dos Subcuentas pertenecen a la Cuenca Pachachaca que desemboca en la vertiente del Atlántico.

4.4. Sismicidad

La actividad sísmica del Perú es bastante alta ya que pertenece al Cinturón de Fuego del Pacífico, área donde la tierra descarga más del 85% de la energía acumulada, debido a esto es indispensable hacer una estimación del riesgo sísmico en la zona de estudio, ya que mediante esta evaluación podemos conocer el posible comportamiento sísmico de la zona.

De acuerdo con el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018b), el distrito Juan Espinoza Medrano se encuentra en la zona de sismicidad alta (Zona 3) teniendo una aceleración horizontal de 0.21.

4.5. Topografía y Relieve

4.5.1. Topografía

Para este tipo de proyectos es necesario apoyarse en los levantamientos topográficos y georreferenciación, de esta manera se puede reconstruir la forma que tiene el terreno para así poder plasmarlos en planos.

La zona de estudio se encuentra georreferenciada por coordenadas geográficas UTM-WGS 1984 DATUM, Zona 18 Sur, el inicio de la

carretera en el sector de Taccaracocha tiene una cota de 4 604.0 m.s.n.m. y el final de la carretera en el sector de Santa Rosa - Cerro Teta (Emp. AP-111) cuenta con una cota de 5 688.0 m.s.n.m.

4.5.2. Relieve

La zona donde se realiza el proyecto posee un relieve montañoso, que comprende una cadena de cerros y nevados alineados conforme el curso común de los andes.

4.6. Geología

4.6.1. Geología Regional

La zona de estudio evidencia aspectos geomorfológicos típicos de procesos tectónicos y acción volcánica, además la acción de elementos externos (viento, agua, glaciares, etc.), sedimentos trasladados por ríos y posteriormente depositados en terrenos de gran magnitud que fueron moldeando la topografía actual. Cabe añadir que existen valles en forma de U, lagunas glaciares, depósitos morrénicos, depósitos fluvio-glaciares, que demuestra la intensa actividad geológica de los glaciares.

4.6.2. Geología Local del KM 30+860 al KM 30+940

En esta zona se tiene un talud de 38°, con una altura de 20 m y el tipo de suelo que se encuentra son cantos, bloques y bolones alterados. El riesgo es moderado, por lo cual se sugiere un sistema de muro de contención.

4.7. Suelos

El estudio de mecánica de suelos consta de varios ensayos como son análisis granulométrico, contenido de humedad y corte directo que son proporcionados por el Gobierno Regional de Apurímac.

4.7.1. Calicata

El subsuelo en esta zona está constituido desde 0.00m hasta la profundidad 0.50 m, por suelos orgánicos de color negro y con presencia de raíces. Después de 0.30 m a 0.70 m está formado por arenas limosas "SM", de

baja plasticidad, de color beige blanquecino, con poca presencia de raíces, húmedo y con presencia de bolonerías de hasta 10" en 15%, seguidamente de 0.70 m. a 2.00m está conformado por arenas limosas "SM" con 24.5% de grava, de baja plasticidad, de color gris, húmedo y con presencia bolones y bloques de hasta 20" en 45%, este tipo de suelos tienen una compacidad media a densa. El nivel freático se ubicó a 1.80m del nivel de la superficie, el perfil del suelo se observa en la figura N° 34.










Figura N° 34: Descripción del material que se encuentra en una calicata

Fuente: "Mejoramiento y construcción de la carretera Yanakillca - Santa Rosa - Cerro Teta, distrito de Juan Espinoza Medrano - Antabamba, región Apurímac", por Gobierno Regional de Apurímac (2016).

4.8. Parámetros de estudio

Los parámetros geotécnicos de los materiales descritos en la tabla N° 7 fueron referenciales en base a fuentes bibliográficas, a excepción del material compuesto por arena limosa, cuyos resultados se obtuvieron por la calicata anteriormente descrita en el capítulo 5 por medio del ensayo de corte directo. También, se presentan los materiales en la tabla N°8 y tabla N° 9.

Tabla N° 7: Registro de materiales con los parámetros geotécnicos respectivos

Material	Leyenda	Peso específico	Peso específico saturado	Cohesión	Ángulo de fricción
		KN/m ³	KN/m ³	KN/m ²	°
Turba		7.38	9.38	0.00	15.00
Arena limosa		17.00	19.00	26.97	35.37
Cantos arcillo limoso		20.00	22.00	15.00	32.00
Pizarra alterada		25.00	27.00	118.00	38.00
Roca Andesita		21.57	23.57	27458.62	45.00
Gaviones		18.00	-	90.00	17.50
Relleno granular		20.00	-	0.00	40.00

Fuente: Elaboración propia en base a la información extraída del Estudio de Geología y Geotecnia del expediente técnico Mejoramiento y construcción de la carretera Yanakillca - Santa Rosa - Cerro Teta, distrito de Juan Espinoza Medrano - Antabamba, región Apurímac (2016, p. 87), Manual de Gaviones (2001, p. 117), Deslizamientos: Técnicas de remediación (2009b, p. 139) e Ingeniería Geológica (2004, p. 128, p. 159, p. 510).

Tabla N° 8: Especificaciones técnicas de gaviones

Gavión	Características geométricas			Resistencia a la tracción de la	Tipo de malla	Diámetro de malla
	Largo	Ancho	Altura			
	m	m	m	KN/m		mm
Gavión Caja Fuerte - Galmac 4R-P	5.00	1.50	1.00	37.00	10x12	2.70
Gavión Caja - Galmac 4R-P	5.00	1.00	0.50	37.00	10x12	2.70
Gavión Caja - Galmac 4R-P	5.00	1.00	1.00	37.00	10x12	2.70
Gavión Caja - Galmac 4R-P	5.00	1.00	0.50	50.00	8x10	2.70
Gavión Caja - Galmac 4R-P	5.00	1.00	1.00	50.00	8x10	2.70
Gavión Caja Fuerte - Galmac 4R-P	5.00	1.50	1.00	50.00	8X10	2.70
Gavión Caja - Galmac 4R-P	5.00	1.00	0.50	40.00	8x10	2.40
Gavión Caja - Galmac 4R-P	5.00	1.00	1.00	40.00	8x10	2.40
Terramesh System - Galmac 4R-P	2.00	1.00	0.50	37.00	10X12	2.70
Terramesh System - Galmac 4R-P	2.00	1.00	0.50	50.00	8X10	2.70

Fuente: Elaboración propia basada en TDS – BR – Maccaferri

Tabla N° 9: Especificaciones técnicas de geotextil y geocompuesto

Propiedades	Unidad	Geosintéticos	
		Geotextil MACTEX N40.1	Geocompuesto 1L 20.2
Resistencia a la Tracción	N	711	4
Elongación a la Tracción	%	50	-
Resistencia al Punzonamiento	Kn	1.82	4
Resistencia al desgarre Trapezoidal	N	267	-
Permeabilidad	cm/s	-	0.3
Permitividad	s ⁻¹	1.5	3
Tamaño de Abertura Aparente	mm	0.21	0.16
Adhesión de geotextil y núcleo	kgf	-	20
Flujo de Agua	l/min	4480	-

Fuente: Elaboración propia basada en TDS – BR – Maccaferri

4.9. Descripción de sección de estudio

La sección de estudio presenta el diseño de la vía departamental, incluso los estratos de turba y arena limosa que se han descrito en las calicatas con anterioridad. Se expone a modo de referencia, que los demás estratos han sido inferidos por medio de la figura N° 1, que ejemplifica el perfil de un suelo coluvial; cabe añadir, que para la representación de dichos estratos se aplicó la inferencia geológica, como se muestra en la figura N° 35.

La carretera tiene un ancho de 3.50 m, afirmado de 0.15 m, plazoleta de 2 m de ancho y las cunetas son triangulares de 0.75 x 0.40 m. A partir de estos datos, se ha podido elaborar los diseños del muro de gaviones y muro de suelo reforzado para no afectar el diseño de esta vía. Respecto a la evaluación realizada por el Gobierno de Apurímac, se considera el riesgo moderado, por lo cual se sugiere un sistema de muro de contención.

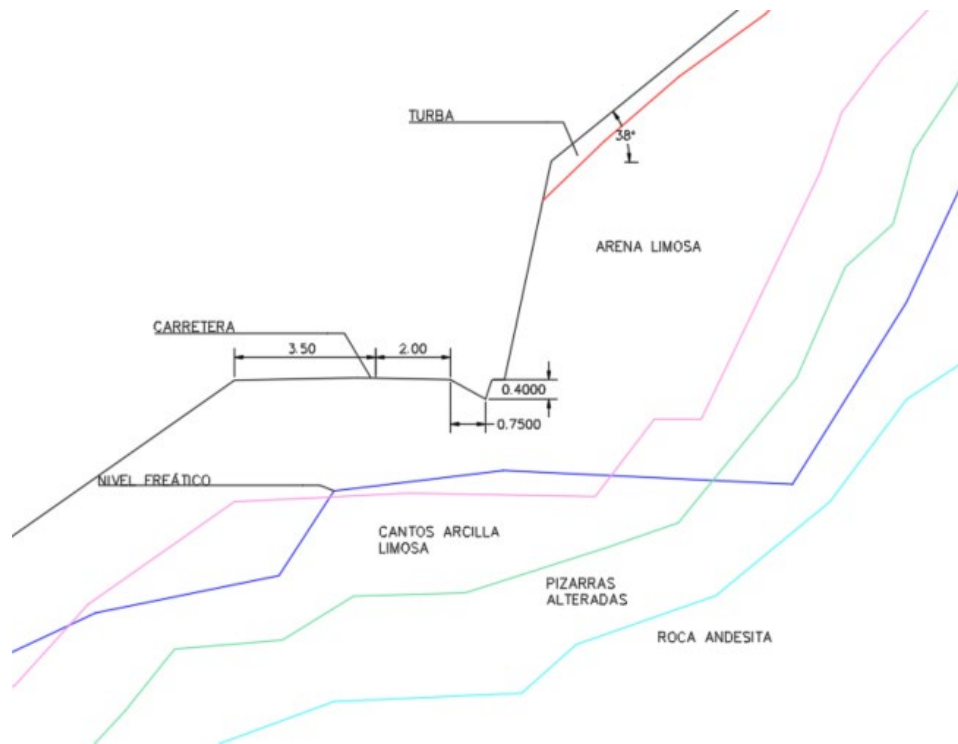


Figura N° 35: Sección de estudio con representación de los estratos

Fuente: Elaboración propia

4.10. Diseño de alternativas para la estabilización del talud coluvial

El diseño de estas metodologías implicó la revisión bibliográfica; para los cálculos se elaboró hojas de cálculo Excel; en el caso del dibujo de estos sistemas, se empleó el software Civil 3D; y para las simulaciones numéricas se usó softwares como Slide 6.0, GawacWin y MacStars.

4.10.1. Diseño del muro de suelo reforzado

En primer lugar, se realizó el pre dimensionamiento del muro de suelo reforzado; por ende, se utilizó hojas de cálculo Excel para los cálculos de estabilidad externa, estabilidad interna y drenaje. La metodología que se usó para la estabilidad externa fue Coulomb para hallar los factores de seguridad por deslizamiento, volteo y capacidad de carga; en tanto, para la estabilidad interna se aplicó el análisis por bloques. La geometría de la estructura fue 3.50 m x 5 m que representa la propuesta para las simulaciones numéricas en los análisis de estabilidad interna y externa. La longitud de las mallas del gavión fue de 3.10 como máximo, respecto a los cálculos efectuados de forma preliminar que sirvió como refuerzo

entre las camadas. Los cálculos preliminares se evidencian en la figura N° 36, figura N° 37 y figura N° 38.

Cálculos			
Altura de pantalla	h =	4.50	m
Base (0.7H)	B =	3.50	m
Longitud de refuerzo (0.7H)	L ref =	3.50	m
Interacción suelo estructura (2Ø/3)	δ =	26.67	°
Coef. de Empuje activo del suelo	Ka =	0.288	
Coef. de Empuje pasivo del suelo	Kp =	2.140	
Ángulo de inclinación para delimitar el área acti	γ =	65	°

Figura N° 36: Cálculos preliminares para la geometría del muro de suelo reforzado a partir de una altura de 5 m

Fuente: Elaboración propia

Fuerza activa por masa de suelo retenido	$E = 0.5 * Ps * Ka * (H')^2 =$	112.74	kN
Componentes :	$Eh = E * \text{Cos } \alpha =$	100.45	kN
	$Ev = E * \text{Sen} \alpha =$	51.18	kN
Fuerza Pasiva: $Ep = 0.5 * Kp * Psf * (Df^2) + 2 * c * (Kp^{0.5}) * Df =$		44.00	kN
Fuerza sísmica $PI = kh * WA =$		0.00	kN

Figura N° 37: Cálculos de fuerzas que interactúan en el muro de suelo reforzado a partir de una altura de 5 m para el caso estático

Fuente: Elaboración propia

Fuerza activa por masa de suelo retenido :	$E = 0.5 * Ps * Ka * (H')^2 =$	112.74	kN
Componentes :	$Eh = E * \text{Cos } \alpha =$	100.45	kN
	$Ev = E * \text{Sen} \alpha =$	51.18	kN
Fuerza Pasiv $Ep = 0.5 * Kp * Psf * (Df^2) + 2 * c * (Kp^{0.5}) * Df =$		44.00	kN
Fuerza sísmi $PI = kh * WA =$		89.70	kN

Figura N° 38: Cálculos de fuerzas que interactúan en el muro de suelo reforzado a partir de una altura de 5 m para el caso pseudoestático

Fuente: Elaboración propia

Luego, se realizaron los bosquejos de las estructuras con ayuda del programa Civil 3D; a fin de modelar numéricamente en base a la estabilidad interna y externa. El software Slide 6.0 se empleó para obtener los factores de seguridad globales, teniendo en cuenta los valores permitidos según la norma peruana E.050. En cuanto al análisis interno, se analizó por bloques, a fin de hallar los factores de seguridad por deslizamiento con en el programa MacStars. Las dimensiones de las mallas del gavión fueron de 3.50 m para las simulaciones en el software anteriormente mencionado.

Después, en cuanto al cálculo de la capacidad de carga, se utilizó el método de Meyerhof. La consideración que se tuvo fue que el cimiento de la estructura se ubicó en el estrato de arena limosa a 0.50 m de profundidad. Asimismo, la inclinación del muro a 6° en sentido horario benefició a la capacidad de carga. Por otro lado, para el diseño del drenaje sólo se consideró el caudal por presencia del nivel freático, se tuvo en cuenta que este nivel estuvo a 1.80 m de profundidad. El diámetro que se usó fue de 90 mm y en los cálculos se utilizó el diámetro interno de 83 mm a un nivel de calado del 75%. A continuación, se presentan los cálculos para el drenaje en la tabla N° 10.

Tabla N° 10: Registro de los cálculos para el diseño del drenaje en el muro de suelo reforzado

Pendiente S m/m	Diámetro int D mm	Nivel de calado y/D %	Velocidad V m/s	Caudal Q m ³ /s
0.043	83	1.00%	0.15481	0
0.043	83	5.00%	0.44695	0.00005
0.043	83	10.00%	0.69794	0.0002
0.043	83	15.00%	0.89912	0.00046
0.043	83	20.00%	1.07009	0.00082
0.043	83	25.00%	1.21904	0.00129
0.043	83	30.00%	1.35033	0.00184
0.043	83	35.00%	1.46662	0.00248
0.043	83	40.00%	1.56961	0.00317
0.043	83	45.00%	1.66043	0.00392
0.043	83	50.00%	1.73982	0.00471
0.043	83	55.00%	1.80822	0.00551
0.043	83	60.00%	1.86582	0.00632
0.043	83	65.00%	1.91258	0.00712
0.043	83	70.00%	1.9482	0.00788
0.043	83	75.00%	1.97204	0.00858
0.043	83	80.00%	1.98294	0.0092
0.043	83	85.00%	1.97892	0.0097
0.043	83	90.00%	1.9561	0.01003
0.043	83	95.00%	1.90507	0.01011
0.043	83	100.00%	1.73982	0.00941

Fuente: Elaboración propia

Por último, el diseño final del suelo reforzado fue de ancho de 3.50 m y altura de 5 m, las mallas tienen un largo de 3.50 m. En la cara externa de la estructura se usó gaviones de 0.50 m de altura; por tanto, las capas de arena fueron de la misma medida. A fin de estructurar el sistema de drenaje, se realizó un geodrén de 0.50 m x 0.50 m, el cual estuvo

revestido con geotextil en el perímetro y la tubería se protegió con el geocompuesto. Como protección de este muro, se colocó geotextil en la parte de atrás de la estructura. El esquema de este muro se muestra en la figura N° 39.

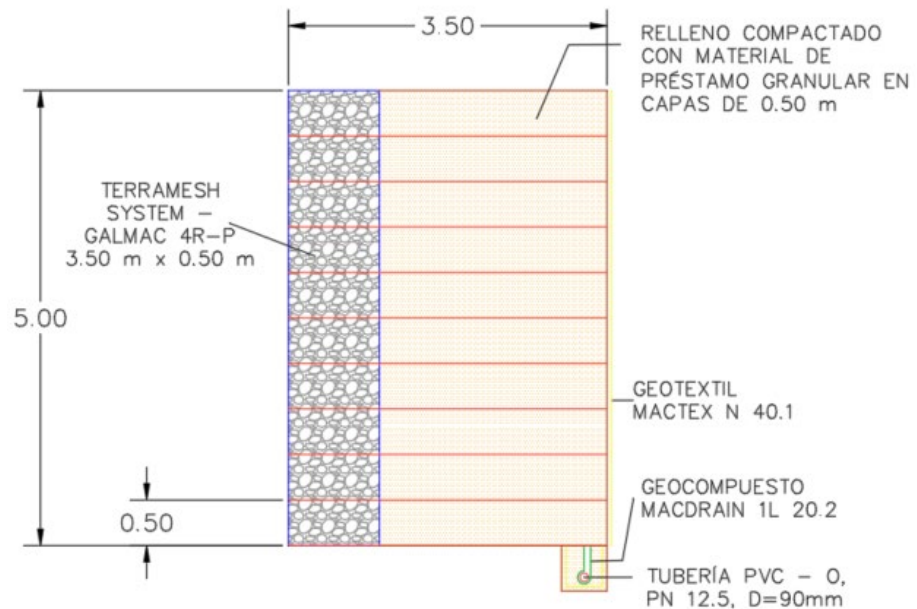


Figura N° 39: Diseño del muro de suelo reforzado

Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD.

4.10.2. Diseño del muro de gaviones

Primero, se tuvo que realizar el predimensionamiento del muro de gaviones, por ello se usó hojas de cálculo Excel para la realización de los cálculos de estabilidad externa, estabilidad interna y drenaje. El método que se utilizó para la estabilidad externa fue Coulomb debido a la prominente ladera de la sección en el área descrita anteriormente; mientras tanto para la estabilidad interna se aplicó el análisis por capas. Los resultados permitieron que un muro de geometría 3 m x 5 m representara como una alternativa para las posteriores simulaciones numéricas que conlleva el análisis de estabilidad interna y externa. Los cálculos preliminares se evidencian en la figura N° 40, figura N° 41 y figura N° 42.

Cálculos

Altura de pantalla	h =	4.50	m
Base (0.6H)	B =	3.00	m
Interacción suelo estructura (2Ø/3)	δ =	26.67	°
Coef. de Empuje activo del suelo	Ka =	0.700	
Coef. de Empuje pasivo del suelo	Kp =	1.635	

Figura N° 40: Cálculos preliminares para la geometría del muro de gaviones a partir de una altura de 5 m

Fuente: Elaboración propia

Fuerza Activa : $Ea = 0.5 * Ps * Ka * (H')^2 =$	199.14	kN
Componentes : $Eh = Ea * \text{Cos } \alpha =$	154.76	kN
$Ev = Ea * \text{Sen} \alpha =$	125.32	kN
Fuerza Pasiva: $Ep = 0.5 * Kp * Psf * (Df^2) + 2 * c * (Kp^{0.5}) * Df =$	37.78	kN
Fuerza sísmica : $PE = kh * W =$	0.00	kN
$Ch = Ch * P$	0.00	kN

Figura N° 41: Cálculos de fuerzas que interactúan en el muro de gaviones a partir de una altura de 5 m para el caso estático

Fuente: Elaboración propia

Fuerza Activa : $Ea = 0.5 * Ps * Ka * (H')^2 =$	199.14	kN
Componentes : $Eh = Ea * \text{Cos } \alpha =$	154.76	kN
$Ev = Ea * \text{Sen} \alpha =$	125.32	kN
Fuerza Pasiva: $Ep = 0.5 * Kp * Psf * (Df^2) + 2 * c * (Kp^{0.5}) * Df =$	37.78	kN
Fuerza sísmica : $PE = kh * W =$	4.83	kN
$Ch = Ch * P$	29.11	kN

Figura N° 42: Cálculos de fuerzas que interactúan en el muro de gaviones a partir de una altura de 5 m para el caso pseudoestático

Fuente: Elaboración propia

Segundo, se dibujó con ayuda del programa Civil 3D a fin de tener el bosquejo de esta estructura como apoyo para las modelaciones numéricas en cuanto a la estabilidad interna y externa. El programa Slide 6.0 sirvió para obtener los factores de seguridad globales, teniendo en cuenta los valores permitidos según la norma peruana E.050. En cuanto al análisis interno, se estudió por camadas para hallar los factores de seguridad por deslizamiento, volteo y capacidad de carga; por ello se realizó los cálculos en hojas Excel y se modeló en el software GawacWin.

Tercero, en cuanto al cálculo de la capacidad de carga, se aplicó el método de Meyerhof. El cimiento de la estructura se ubicó en la matriz arena limosa a 0.50 m de profundidad. Además, contribuyó la inclinación del muro a 6° en sentido horario. Luego, para el diseño del drenaje se

consideró únicamente el caudal por presencia del nivel freático, se tuvo en cuenta que este nivel estuvo a 1.80 m de profundidad. El diámetro que se utilizó fue de 90 mm y en los cálculos se utilizó el diámetro interno de 83 mm a un nivel de calado del 75%; incluso se presenta los cálculos respecto al drenaje en la tabla N° 11.

Tabla N° 11: Registro de los cálculos para el diseño del drenaje en el muro de gaviones

Pendiente S m/m	Diámetro int D mm	Nivel de calado y/D %	Velocidad V m/s	Caudal Q m ³ /s
0.043	83	1.00%	0.15481	0
0.043	83	5.00%	0.44695	0.00005
0.043	83	10.00%	0.69794	0.0002
0.043	83	15.00%	0.89912	0.00046
0.043	83	20.00%	1.07009	0.00082
0.043	83	25.00%	1.21904	0.00129
0.043	83	30.00%	1.35033	0.00184
0.043	83	35.00%	1.46662	0.00248
0.043	83	40.00%	1.56961	0.00317
0.043	83	45.00%	1.66043	0.00392
0.043	83	50.00%	1.73982	0.00471
0.043	83	55.00%	1.80822	0.00551
0.043	83	60.00%	1.86582	0.00632
0.043	83	65.00%	1.91258	0.00712
0.043	83	70.00%	1.9482	0.00788
0.043	83	75.00%	1.97204	0.00858
0.043	83	80.00%	1.98294	0.0092
0.043	83	85.00%	1.97892	0.0097
0.043	83	90.00%	1.9561	0.01003
0.043	83	95.00%	1.90507	0.01011
0.043	83	100.00%	1.73982	0.00941

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, el diseño definitivo del muro de gaviones comprende una base de 3 m y una altura de 5 m; las dos primeras camadas tienen una altura de 0.5 m con base de 1 m, la tercera camada cuenta con un gavión de 1m de altura de base 1.5 m y otro gavión de 1m de altura con un 1m de base, la cuarta y quinta camada son de 1m de altura por 1 m de base, la última camada posee una altura de 1m y una corona de 1.5 m. En la figura N° 43 se muestra el esquema de este sistema.

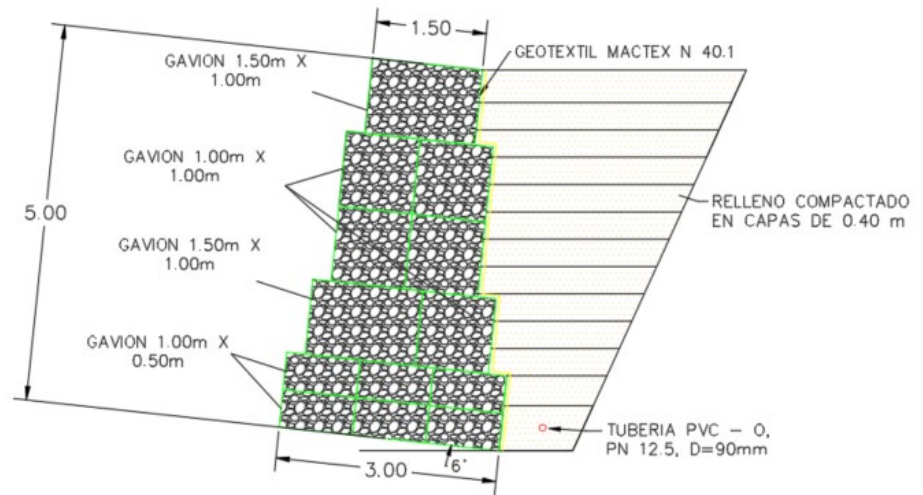


Figura N° 43: Diseño del muro de gaviones

Fuente: Elaboración propia utilizando el software AutoCAD.

CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

5.1. Análisis de estabilidad del talud de estudio

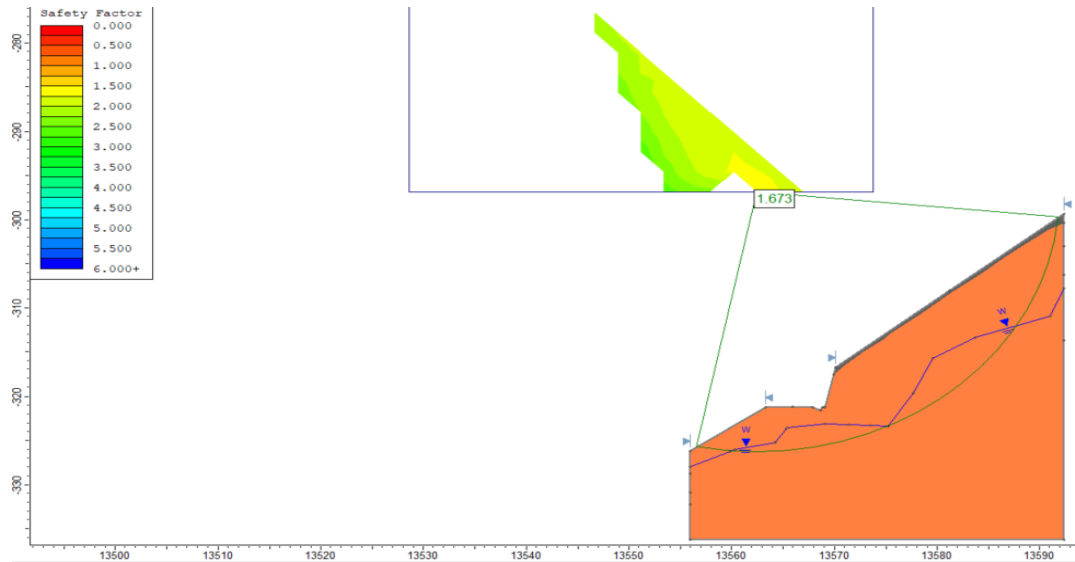


Figura N° 44: Análisis estático del talud de estudio homogéneo aplicando el método de Spencer

Nota: Falla circular. El factor de seguridad global fue 1.673.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

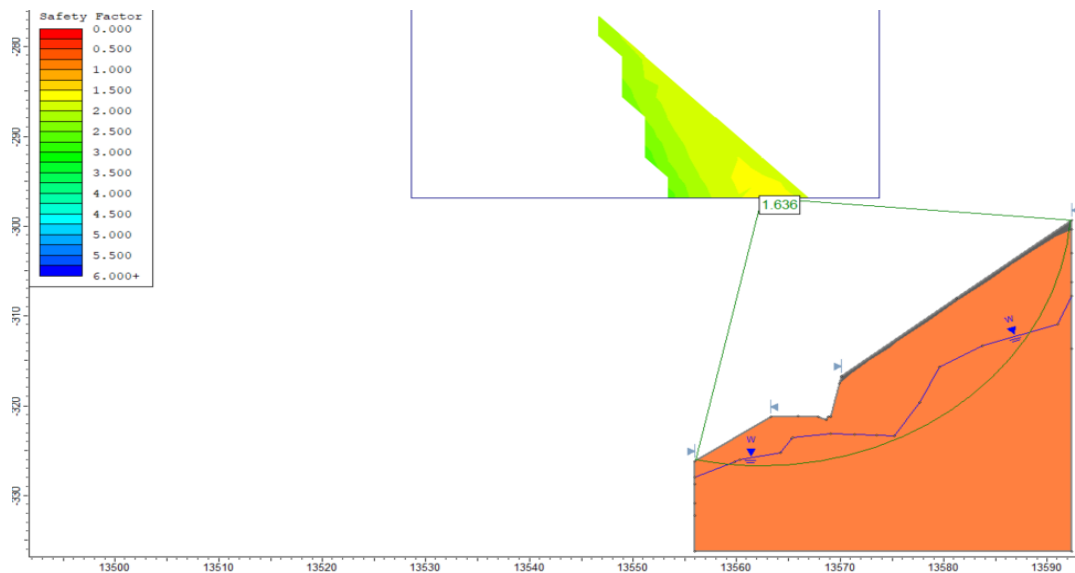


Figura N° 45: Análisis estático del talud de estudio con estrato homogéneo aplicando el método de Morgenstern y Price

Nota: Falla circular. El factor de seguridad global fue 1.636.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

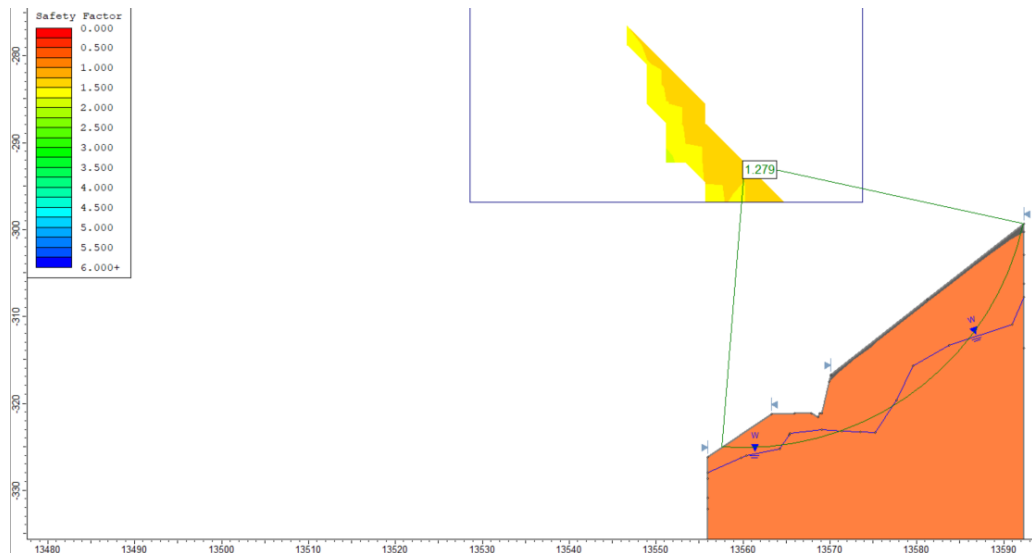


Figura N° 46: Análisis pseudoestático del talud de estudio con estrato homogéneo aplicando el método de Spencer

Nota: Falla circular. El factor de seguridad global fue 1.279.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

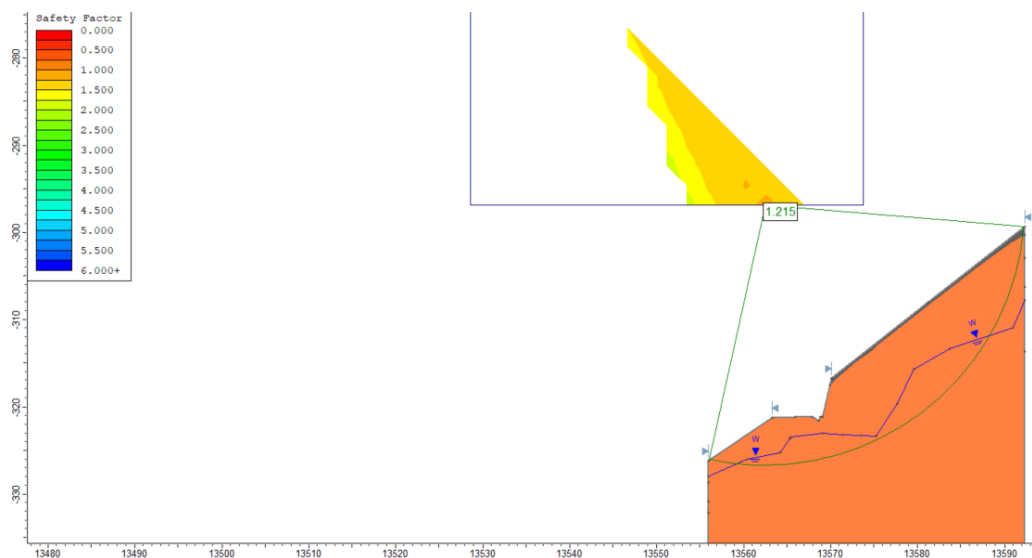


Figura N° 47: Análisis pseudoestático del talud de estudio con estrato homogéneo aplicando el método de Morgenstern y Price

Nota: Falla circular. El factor de seguridad global fue 1.215.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

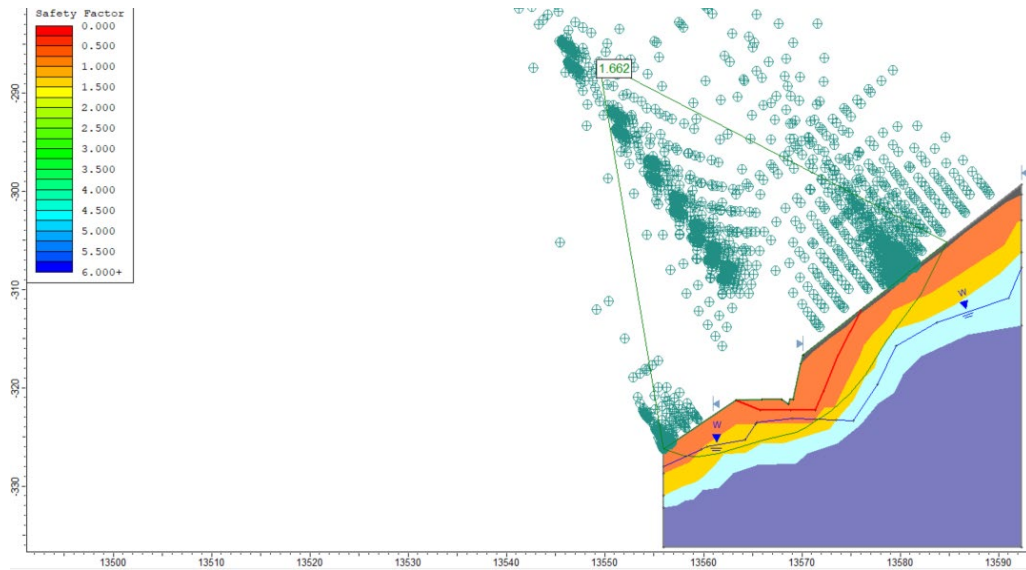


Figura N° 48: Análisis estático del talud de estudio estratificado aplicando el método de Spencer

Nota: Falla curva. El factor de seguridad global fue 1.662.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

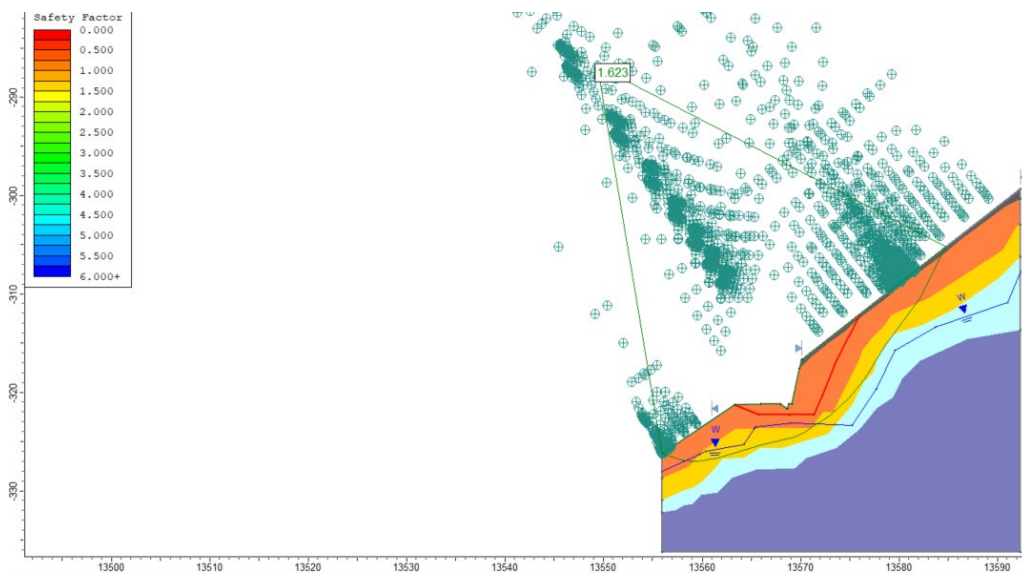


Figura N° 49: Análisis estático del talud de estudio homogéneo aplicando el método de Morgenstern y Price

Nota: Falla curva. El factor de seguridad global fue 1.623.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

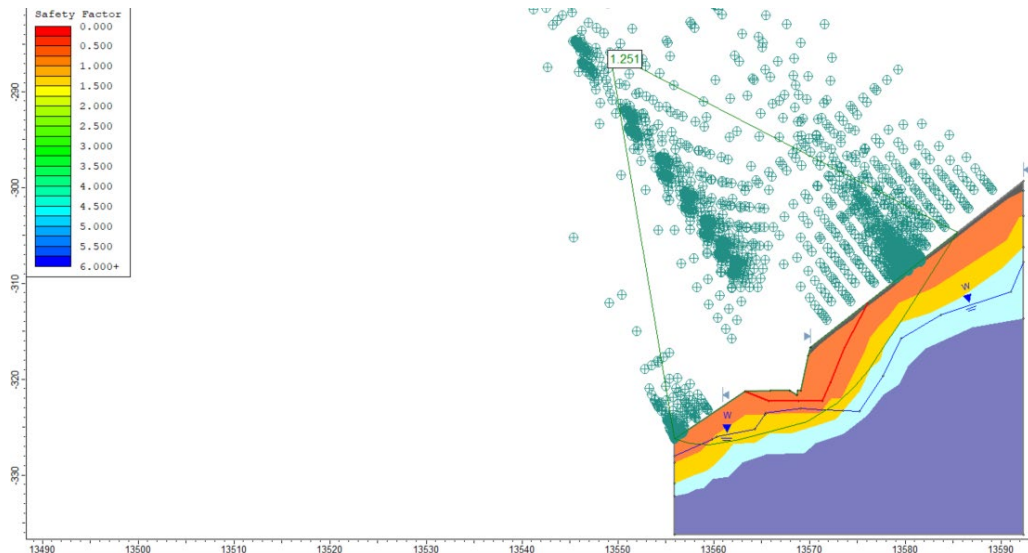


Figura N° 50: Análisis pseudoestático del talud de estudio estratificado aplicando el método de Spencer

Nota: Falla curva. El factor de seguridad global fue 1.251.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

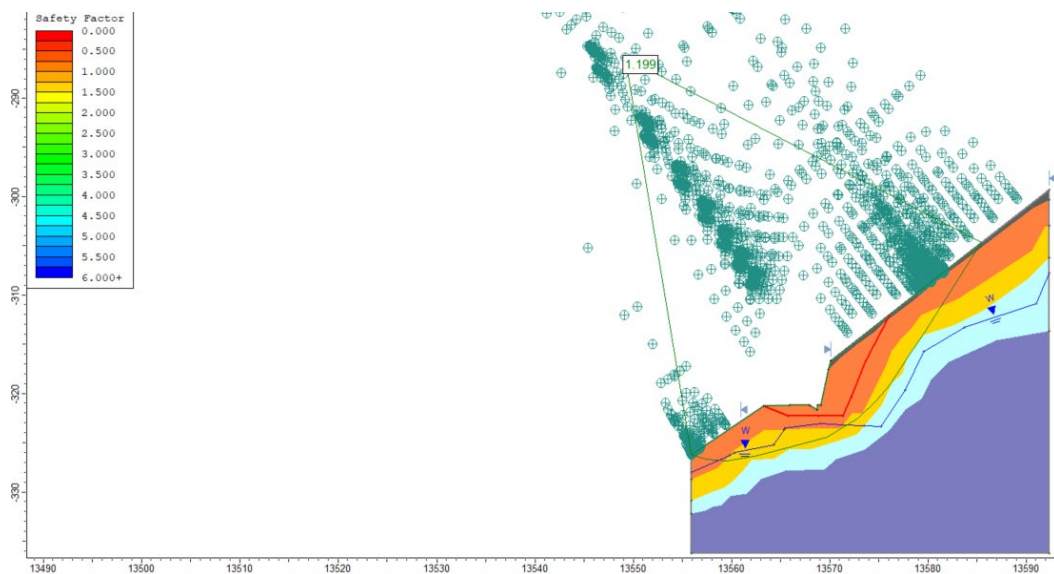


Figura N° 51: Análisis pseudoestático del talud de estudio estratificado aplicando el método de Morgenstern y Price

Nota: Falla curva. El factor de seguridad global fue 1.199.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

5.2. Análisis de estabilidad del muro de suelo reforzado

5.2.1. Análisis estático del muro de suelo reforzado con estrato homogéneo

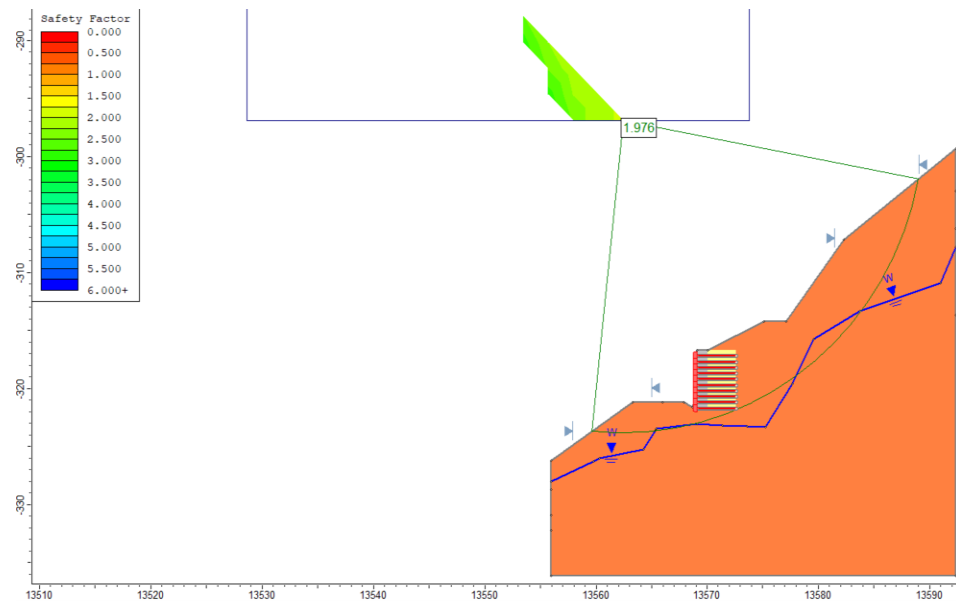


Figura N° 52: Análisis estático del muro de suelo reforzado con estrato homogéneo aplicando el método de Spencer

Nota: Falla circular. El factor de seguridad global es 1.976.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

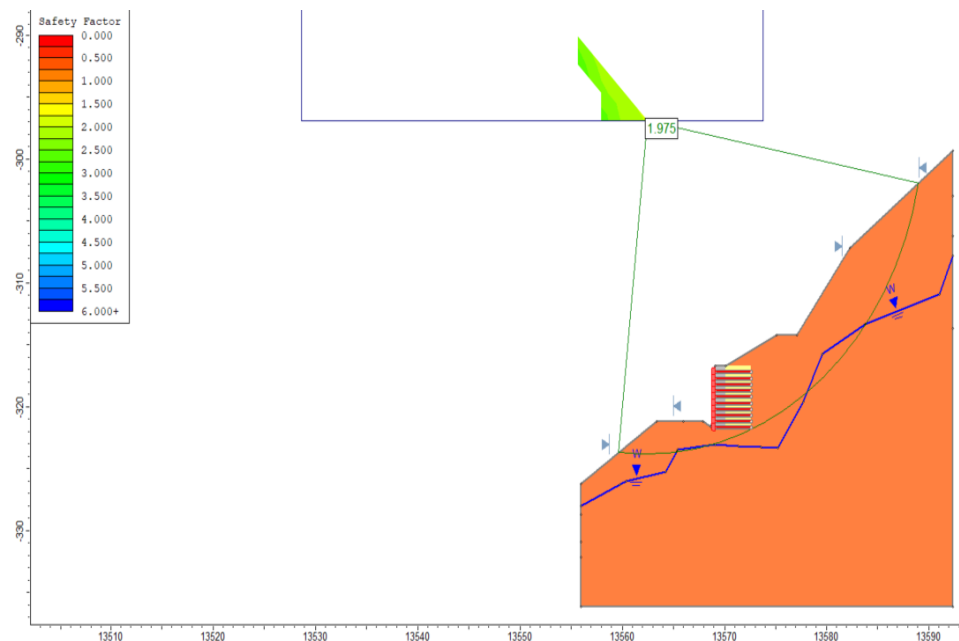


Figura N° 53: Análisis estático del muro de suelo reforzado con estrato homogéneo aplicando el método de Morgenstern y Price

Nota: Falla circular. El factor de seguridad global fue 1.975.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

5.2.2. Análisis pseudoestático del muro de suelo reforzado con estrato homogéneo

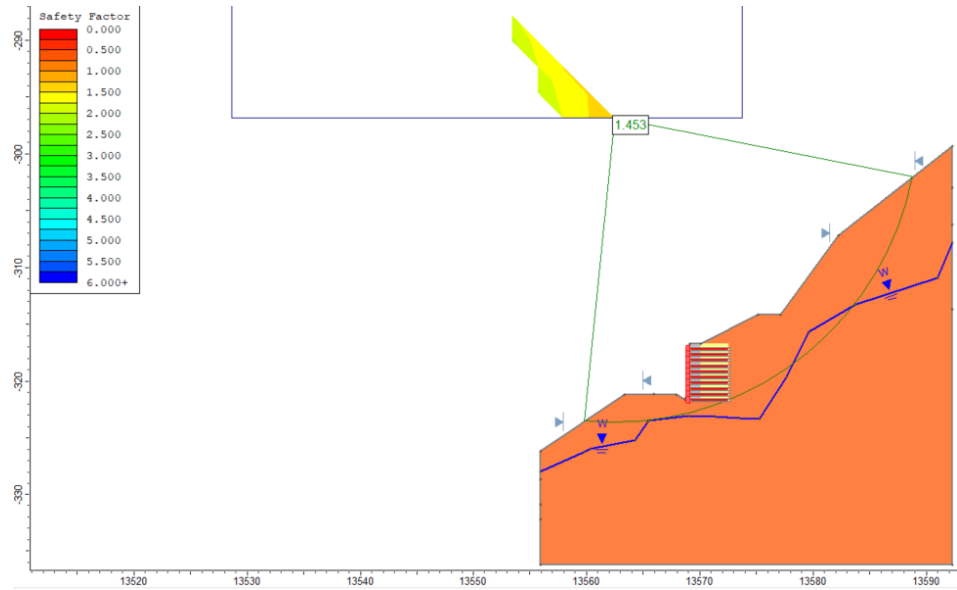


Figura N° 54: Análisis pseudoestático del muro de suelo reforzado con estrato homogéneo aplicando el método de Spencer

Nota: Falla circular. El factor de seguridad global fue 1.453.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

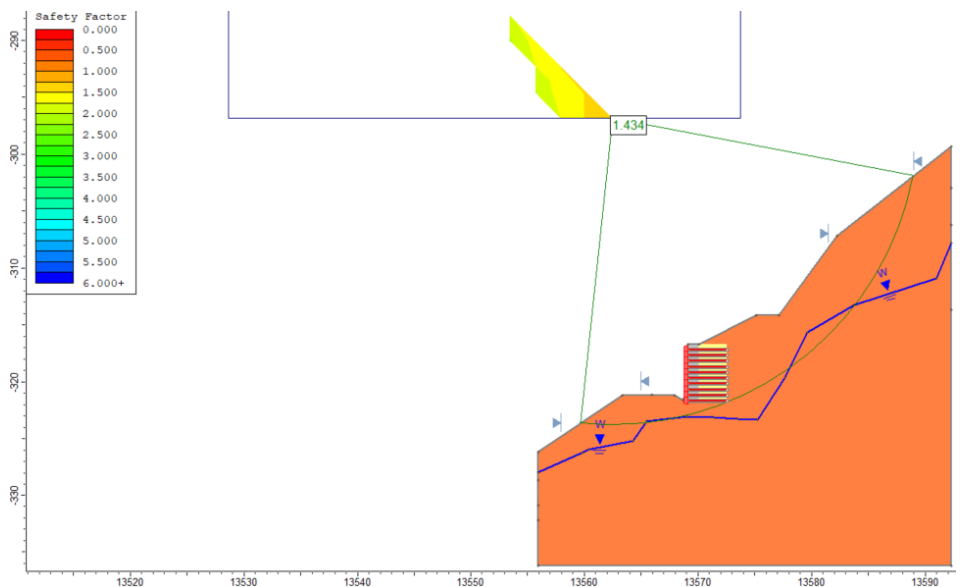


Figura N° 55: Análisis pseudoestático del muro de suelo reforzado con estrato homogéneo aplicando el método de Morgenstern y Price

Nota: Falla circular. El factor de seguridad global fue 1.434.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

5.2.3. Análisis estático del muro de suelo reforzado con varios estratos

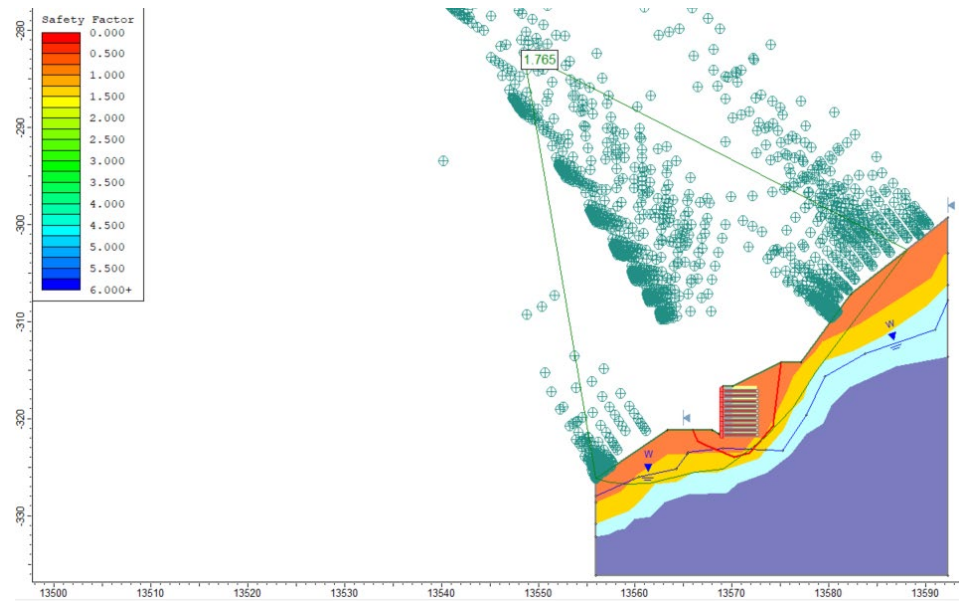


Figura N° 56: Análisis estático del muro de suelo reforzado con varios estratos aplicando el método de Spencer

Nota: Falla curva. El factor de seguridad global fue 1.765.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

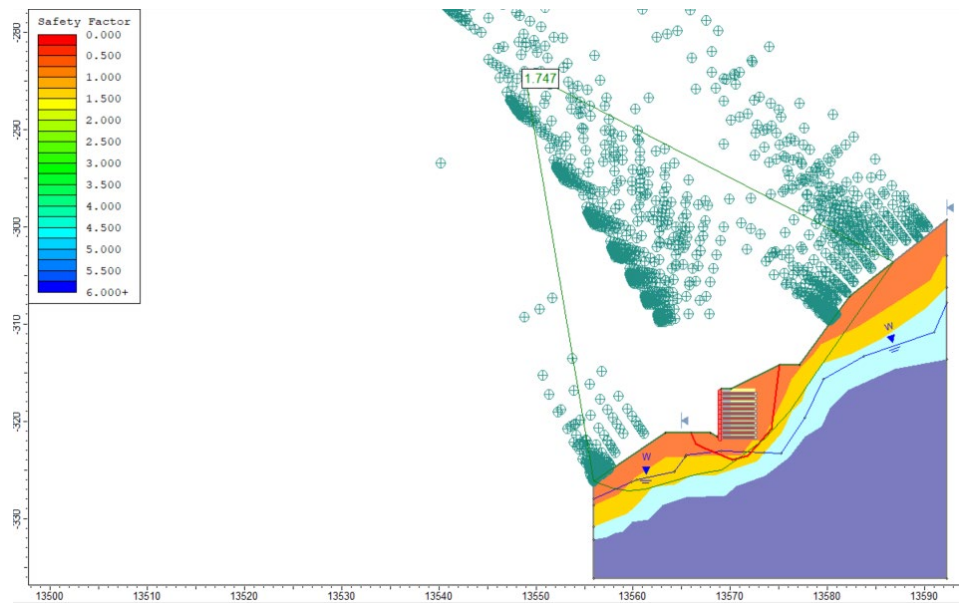


Figura N° 57: Análisis estático del muro de suelo reforzado con varios estratos aplicando el método de Morgenstern y Price

Nota: Falla curva. El factor de seguridad global fue 1.747.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

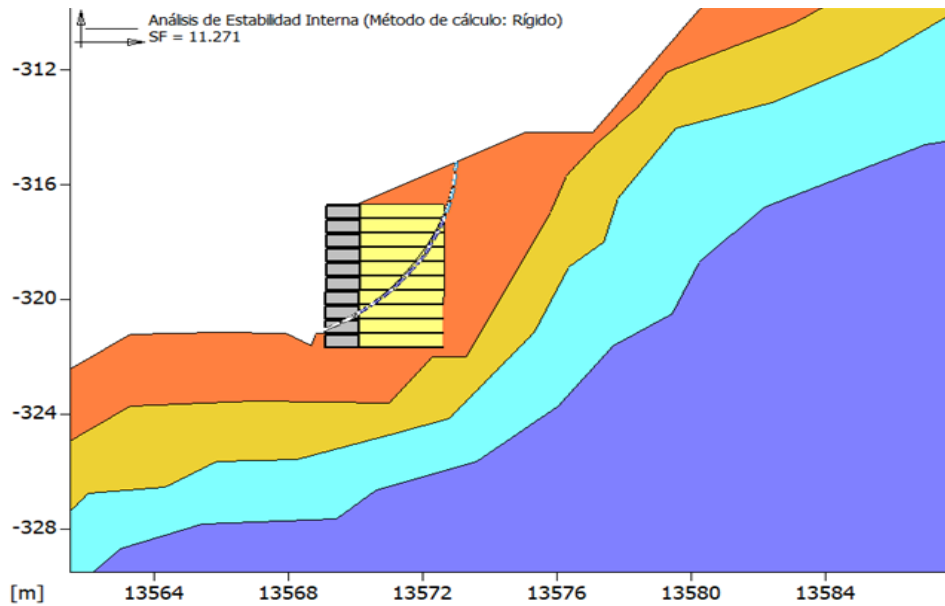


Figura N° 58: Análisis interno estático del muro de suelo reforzado con varios estratos

Nota: El factor de seguridad por deslizamiento fue 11.271.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software MacStars

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLTEO. (respecto a O)
 Momento de Volteo: $M_o = E_h * H' / 3 + S * H / 2 + (PI) / 2 = 227.14 \text{ KN-m/m}$
 Factor de Seguridad al Volteo $F_{SV} = MR / M_o = 4.35 > 1.5 \dots \text{O.K.}$

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.
 $F_r = F_v * \tan(\phi) + B * c + E_p = 490.62 \text{ kN}$
 Factor de Seguridad Deslizamiento $F_{SD} = F_r / (E_h + S + PI) = 4.88 > 1.5 \dots \text{O.K.}$

Figura N° 59: Análisis estático del muro de suelo reforzado para la estabilidad por volteo y deslizamiento

Fuente: Elaboración propia

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

$\tan(45 + \phi/2)^2 = 3.75$
 Factores de capacidad de carga
 $N_q = K_p * e^{(\pi * T)}$ 52.33
 $N_c = (N_q - 1) * C_o$ 61.17
 $N_\gamma = 2 * (N_q + 1) *$ 89.50
 Factores de profundidad
 Caso $D_f/B \leq 1$
 Para $\phi > 0$
 $F_{cd} = F_{qd} * ((1 - F_{qd}) / (N_c * \tan(\phi)))$ 1.01
 $F_{qd} = 1 + 2 * \tan(\phi) * (1 - \sin(\phi))^2 * (D_f / l)$ 1.03
 $F_{\gamma d} = 1$ 1.00
 Factores de inclinación
 $F_{ci} = F_{qi} = (1 - (\beta/90))^2$ 0.73
 $F_{\gamma i} = (1 - (\beta/\phi))^2$ 0.45
 Capacidad portante
 $SI \phi > 0: q_u = c' * N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$ 2720.41 kN/m²

CALCULO DE LA PRESION DEL SUELO.

Reacciones del terreno: $R = F_v / B (1 \pm 6 e / B)$ (*0.0001 Kg/cm²)
 \implies R max. (Punta) = 110.69 kN/m² < 2720.41 ... O.K. El suelo de cimentación es estable
 R min. (Talón) = 101.42 kN/m²

FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD DE CARGA
 $F_{SC} = q_u / q_{max} = 24.58 \geq 3 \text{ OK}$

Figura N° 60: Análisis estático del muro de suelo reforzado para la estabilidad por capacidad de carga

Fuente: Elaboración propia

5.2.4. Análisis pseudoestático del muro de suelo reforzado con varios estratos

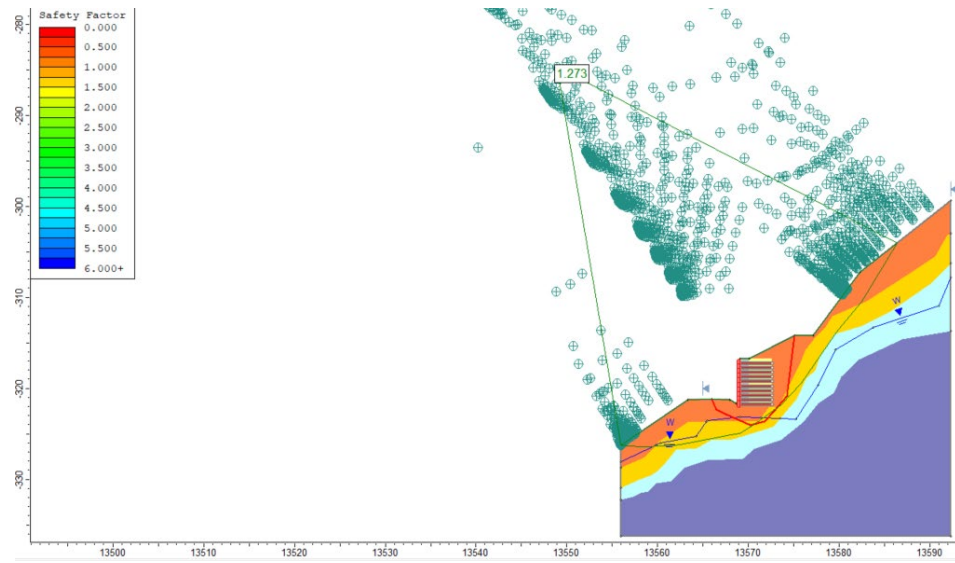


Figura N° 61: Análisis pseudoestático del muro de suelo reforzado con varios estratos aplicando el método de Spencer

Nota: Falla curva. El factor de seguridad global fue 1.273.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

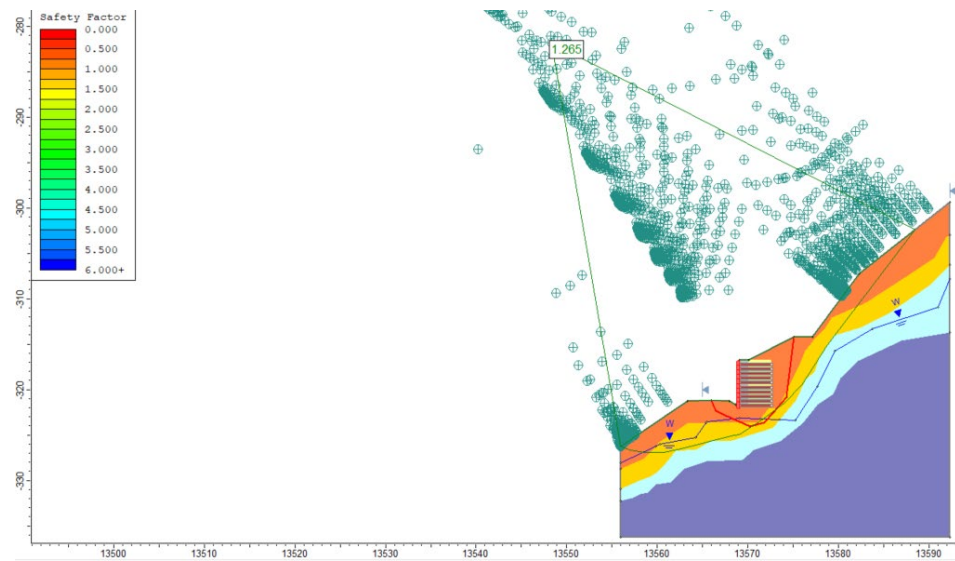


Figura N° 62: Análisis pseudoestático del muro de suelo reforzado con varios estratos aplicando el método de Morgenstern y Price

Nota: Falla curva. El factor de seguridad global fue 1.265.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

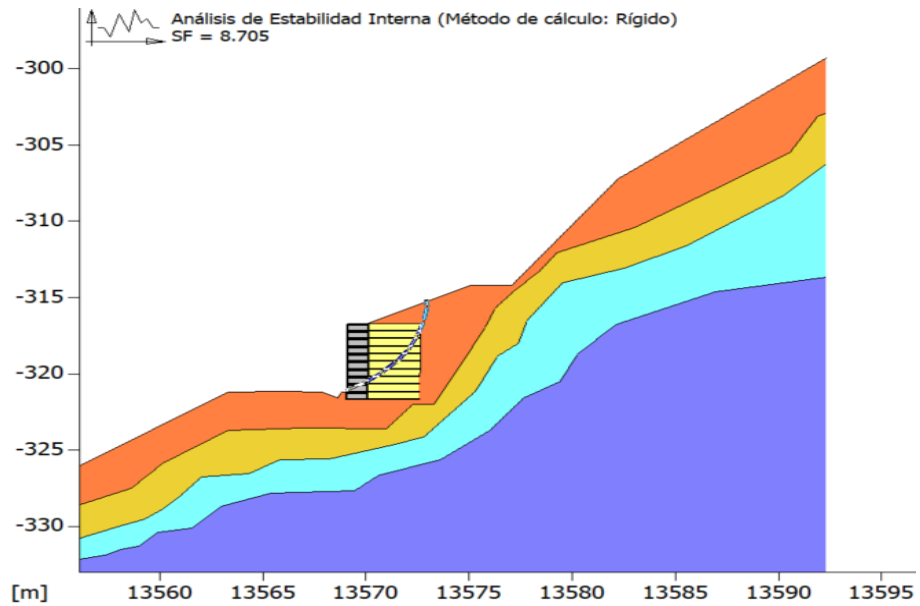


Figura N° 63: Análisis interno pseudoestático del muro de suelo reforzado con varios estratos

Nota: El factor de seguridad por deslizamiento fue 8.705.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software MacStars

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLTEO. (respecto a O)
 Momento de Volteo: $M_o = E_h * H' / 3 + S * H/2 + (PI)/2 = 271.99 \text{ KN-m/m}$
 Factor de Seguridad al Volteo $FSV = MR / M_o = 3.63 > 1.25 \dots \text{O.K.}$

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.
 $F_r = F_v * \tan(\phi) + B * c + E_p = 490.62 \text{ kN}$
 Factor de Seguridad Deslizamiento $FSD = F_r / (E_h + S + PI) = 2.58 > 1.25 \dots \text{O.K.}$

Figura N° 64: Análisis pseudoestático del muro de suelo reforzado para la estabilidad por volteo y deslizamiento

Fuente: Elaboración propia

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA
 $\tan(45 + \phi/2)^2 = 3.75$
 Factores de capacidad de carga
 $N_q = K_p * e^{(\pi * \tan \phi)}$ 52.33 Factores de forma
 $N_c = (N_q - 1) * \cot \phi$ 61.17 $F_{cs} = 1 + (B/L) * (N_q/N_c)$ 1.04
 $N_y = 2 * (N_q + 1) * \tan \phi$ 89.50 $F_{qs} = 1 + (B/L) * \tan \phi$ 1.04
 $F_{ys} = 1 - 0.4 * (B/L)$ 0.98
 Factores de profundidad
 Para $\phi > 0$
 $F_{cd} = F_{qd} - ((1 - F_{qd}) / (N_c * \tan \phi))$ 1.01 Para $\phi > 0$
 $F_{cd} = F_{qd} - ((1 - F_{qd}) / (N_c * \tan \phi))$ 1.03 $F_{cd} = 1.01$
 $F_{qd} = 1 + 2 * \tan \phi * (1 - \sin \phi)^2 * (D_f/B)$ 1.03 $F_{qd} = 1 + 2 * \tan \phi * (1 - \sin \phi)^2 * \tan(D_f/f)$ 1.03 $F_{qd} = 1.03$
 $F_{yd} = 1$ 1.00 $F_{yd} = 1$ 1.00 $F_{yd} = 1.00$
 Factores de inclinación
 $F_{ci} = F_{qi} = (1 - (\beta/90))^2$ 0.73
 $F_{yi} = (1 - (\beta/\phi))^2$ 0.45
 Capacidad portante
 $S_i \phi > 0: q_u = c' * N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma B' N_y F_{ys} F_{yd} F_{yi}$ 2684.27 kN/m2

CALCULO DE LA PRESION DEL SUELO.
 Reacciones del terreno: $R = F_w / B (1 \pm 6 e / B)$ (*0.0001 Kg/cm²)
 ===> R max. (Punta) = 120.44 kN/m2 < 2684.27 ... O.K. El suelo de cimentación es estable
 R min. (Talón) = 91.67 kN/m2

FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD DE CARGA
 $FSC = q_u / q_{max} = 22.29 \geq 2.5 \text{ OK}$

Figura N° 65: Análisis pseudoestático del muro de suelo reforzado para la estabilidad por capacidad de carga

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 12: Registro de las tensiones

Malla	T total kN/m
1	10.96
2	11.62
3	12.95
4	14.27
5	15.6
6	16.93
7	18.25
8	19.58
9	20.9
10	22.23

Fuente: Elaboración propia

5.3. Análisis de estabilidad del muro de gaviones

5.3.1. Análisis estático del muro de gaviones con estrato homogéneo

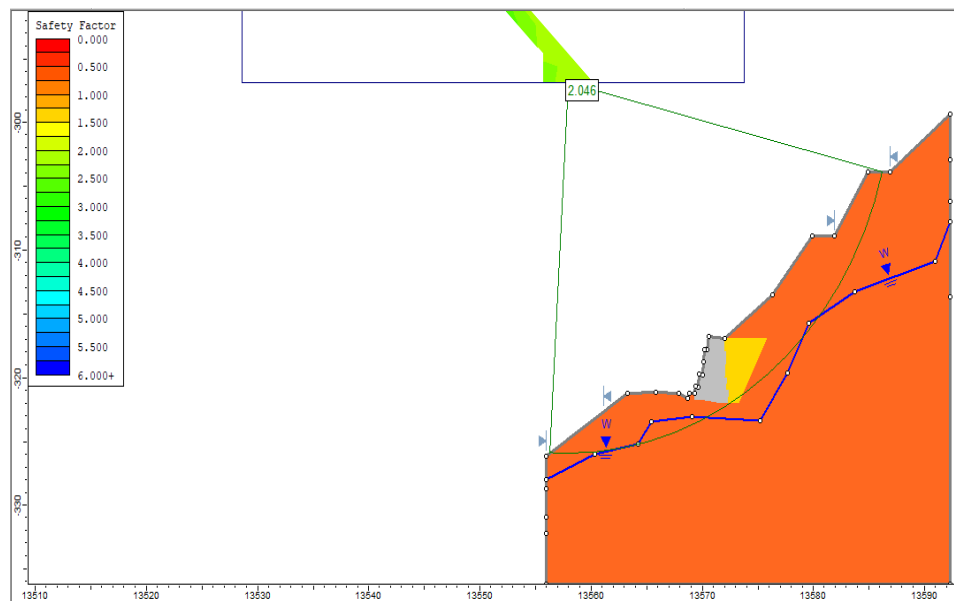


Figura N° 66: Análisis estático del muro de gaviones con estrato homogéneo y relleno granular aplicando el método de Spencer

Nota: Falla circular. El factor de seguridad global fue 2.046.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

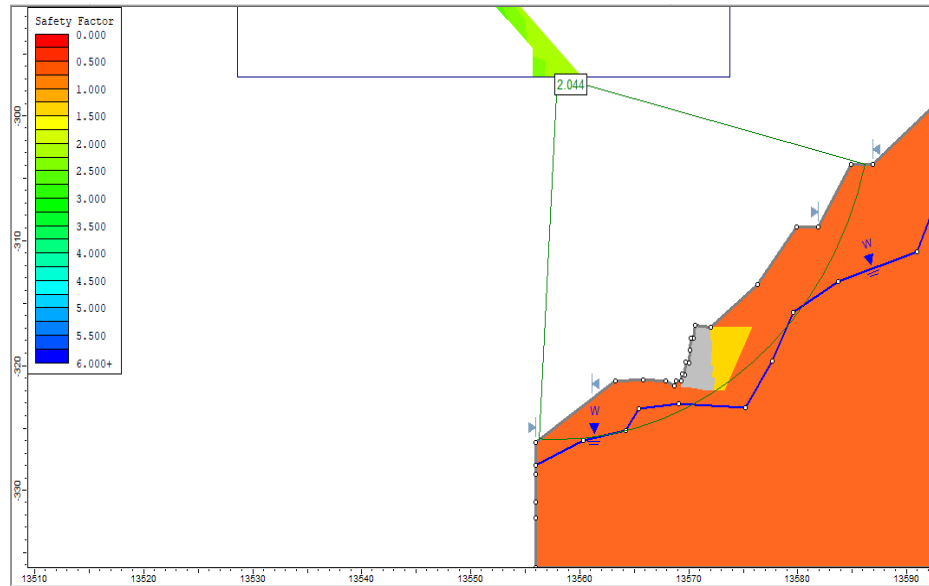


Figura N° 67: Análisis estático del muro de gaviones con estrato homogéneo y relleno granular aplicando el método de Morgenstern y Price

Nota: Falla circular. El factor de seguridad global fue 2.044.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

5.3.2. Análisis pseudoestático del muro de gaviones con estrato homogéneo

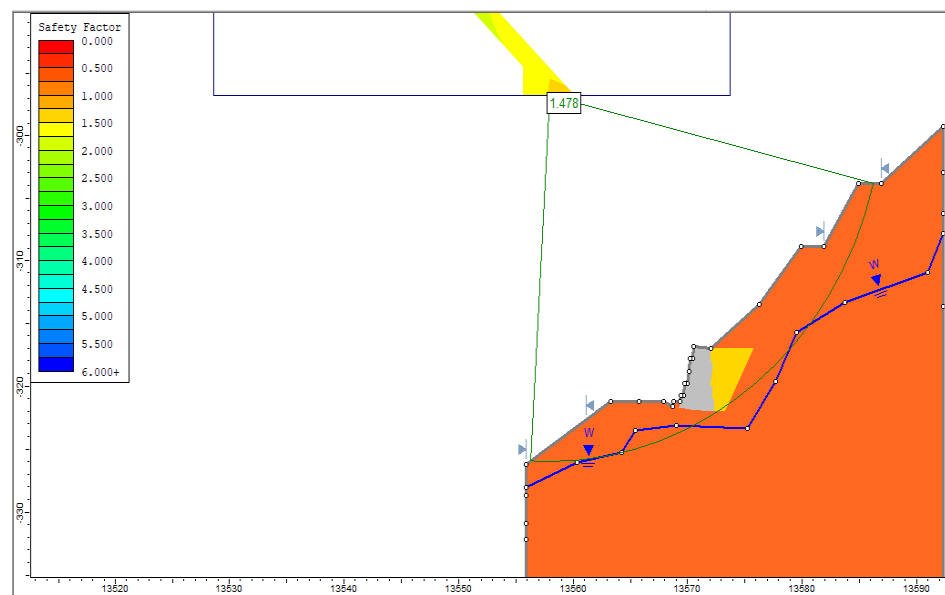


Figura N° 68: Análisis pseudoestático del muro de gaviones con estrato homogéneo y relleno granular aplicando el método de Spencer

Nota: Falla circular. El factor de seguridad global fue 1.478.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

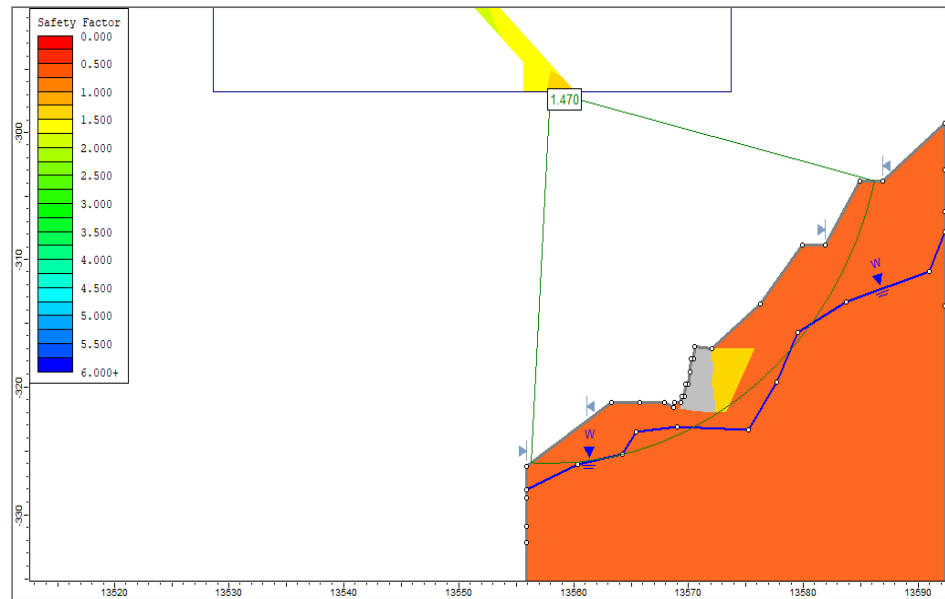


Figura N° 69: Análisis pseudoestático del muro de gaviones con estrato homogéneo y relleno granular aplicando el método de Morgenstern y Price

Nota: Falla circular. El factor de seguridad global fue 1.470.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

5.3.3. Análisis estático del muro de gaviones con varios estratos

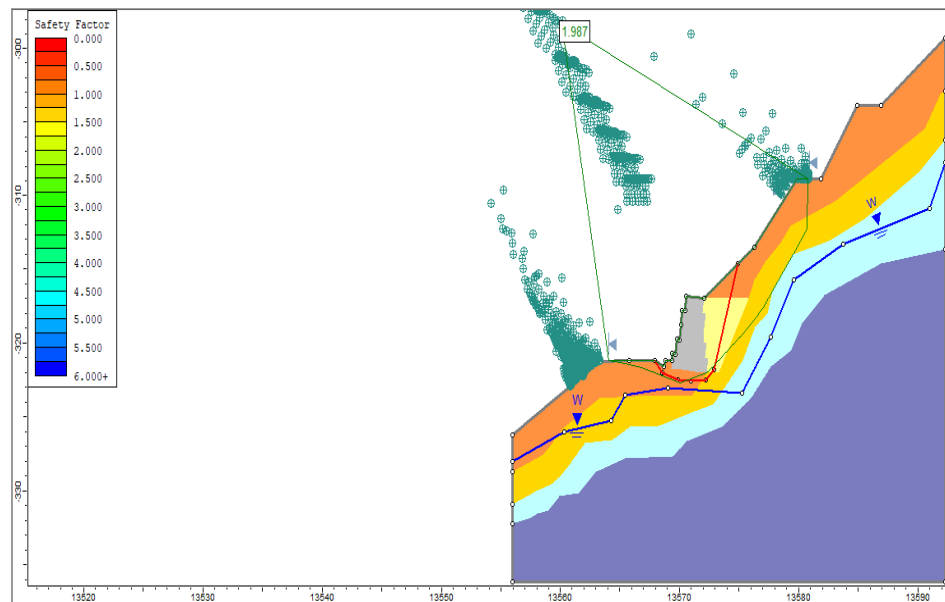


Figura N° 70: Análisis estático del muro de gaviones con varios estratos y relleno granular aplicando el método de Spencer

Nota: Falla curva. El factor de seguridad global fue 1.987.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

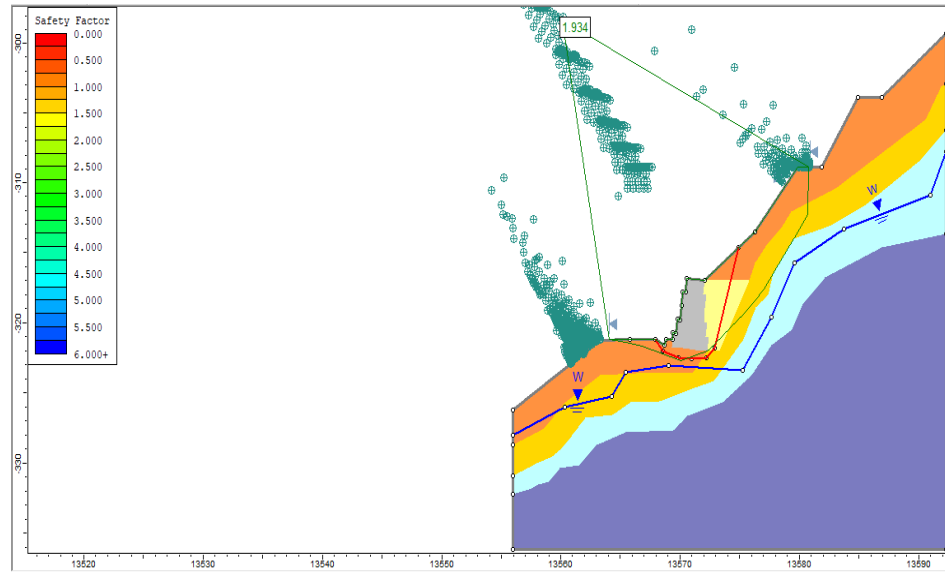


Figura N° 71: Análisis estático del muro de gaviones con varios estratos y relleno granular aplicando el método de Morgenstern y Price

Nota: Falla curva. El factor de seguridad global fue 1.934.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

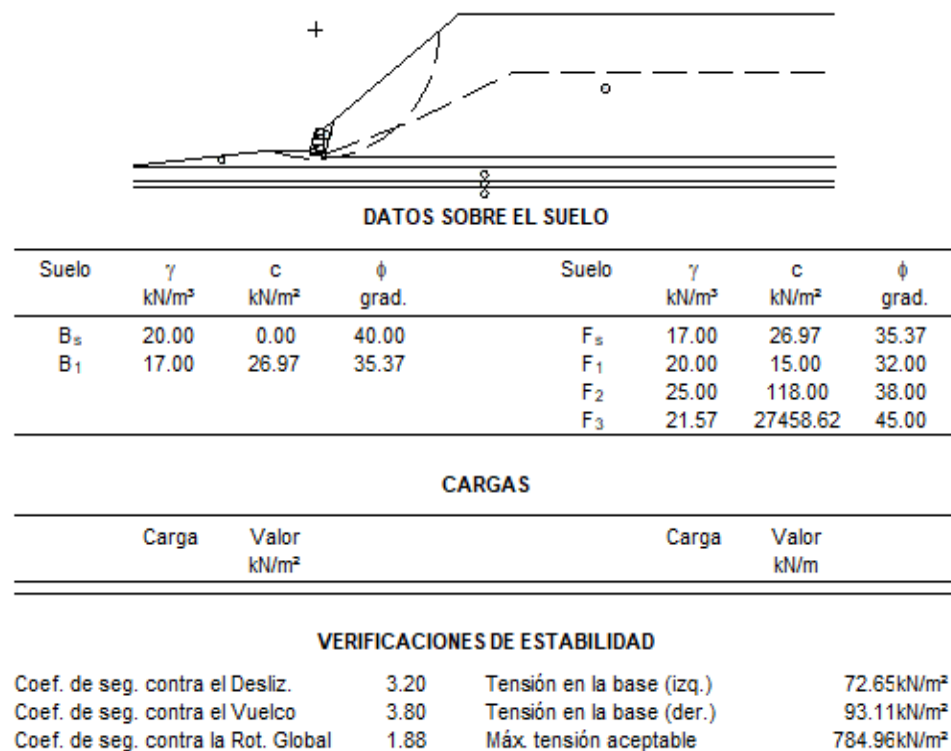


Figura N° 72: Análisis estático del muro de gaviones con varios estratos y relleno granular

Nota: Falla circular. El factor de seguridad de deslizamiento fue 3.20, el factor de seguridad de volteo fue 3.80 y el factor de seguridad global fue 1.88.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software GawacWin.

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLTEO.

Momento de Volteo: $M_o = E_h * H' / 3 + S * H / 2 + (PE + Ch) 287.68 \text{ KN-m/m}$
 Factor de Seguridad al Volteo $FSV = MR / M_o = 2.78 > 1.5 \dots \text{O.K.}$

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.

$F_r = F_v * \tan \phi + B * c + E_r = 447.98 \text{ KN/m}$
 Factor de Seguridad Deslizamiento $FSD = F_r / (E_h + PE + Ch + S) = 2.89 > 1.5 \dots \text{O.K.}$

Figura N° 73: Análisis estático del muro de gaviones para la estabilidad por volteo y deslizamiento

Fuente: Elaboración propia

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

$\tan(45 + \phi/2)^2$	3.75	Factores de forma	
Factores de capacidad de carga		$F_{cs} = 1 + (B/L) * (N_q/N_c)$	1.03
$N_q = K_p * e^{(\pi * \tan \phi)}$	52.33	$F_{qs} = 1 + (B/L) * \tan \phi$	1.03
$N_c = (N_q - 1) * \cot \phi$	61.17	$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 * (B/L)$	0.99
$N_{\gamma} = 2 * (N_q + 1) * \tan \phi$	89.50	Para $\phi > 0$	
Para $\phi > 0$		$F_{cd} = F_{qd} * ((1 - F_{qd}) / (N_c * \tan \phi))$	1.04089135
$F_{cd} = F_{qd} * ((1 - F_{qd}) / (N_c * \tan \phi))$	1.01	$F_{cd} = 1.01$	
$F_{qd} = 1 + 2 * \tan \phi * (1 - \sin \phi)^2 * (D_f/E)$	1.04	$F_{qd} = 1 + 2 * \tan \phi * (1 - \sin \phi)^2 * \tan(D_f/B)^{-1}$	1.04010995
$F_{yd} = 1$	1	$F_{yd} = 1$	1
Factores de inclinación			
$F_{ci} = F_{qi} = (1 - (\beta/90))^2$	0.58		
$F_{\gamma i} = (1 - (\beta/\phi))^2$	0.21		
Capacidad portante			
$S_i \phi > 0: q_u = c' * N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_{\gamma} F_{qs} F_{qd} F_{\gamma i} + 0.5 \gamma B' N_{\gamma} F_{\gamma s} F_{yd} F_{\gamma i}$		1660.03 kN/m ²	

CALCULO DE LA PRESION DEL SUELO.

Reacciones del terreno: $R = F_w / B (1 \pm 6e / B) (*0.0001 \text{ Kg/cm}^2)$
 R max. (Punta) = 176.67 KN/m² < 1660.03 ... O.K. El suelo de cimentación es estable
 R min. (Talón) = 82.78 KN/m²

FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD DE CARGA

$FSC = q_u / q_{max} = 9.40 \geq 3 \text{ OK}$

Figura N° 74: Análisis estático del muro de gaviones para la estabilidad por capacidad de carga

Fuente: Elaboración propia

5.3.4. Análisis pseudoestático del muro de gaviones con varios estratos

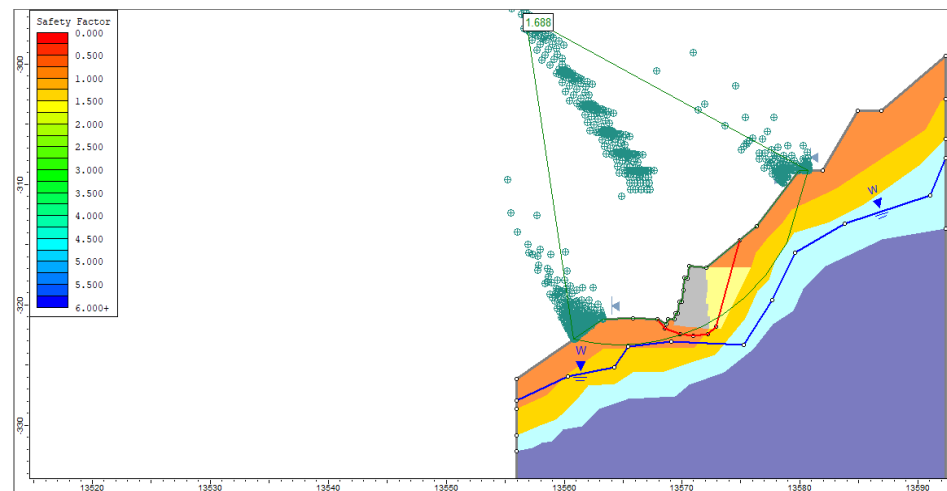


Figura N° 75: Análisis pseudoestático del muro de gaviones con varios estratos y relleno granular aplicando el método de Spencer

Nota: Falla curva. El factor de seguridad global fue 1.688.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0

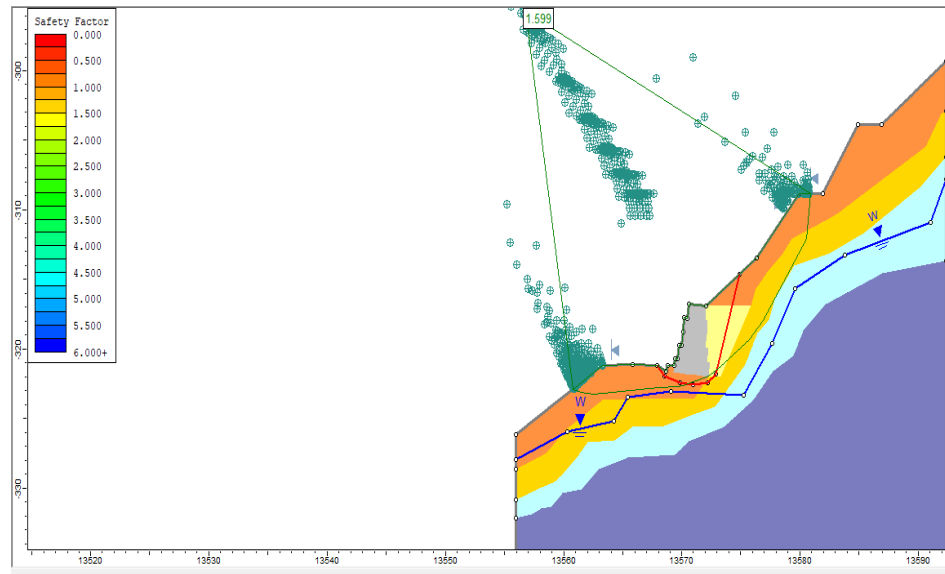
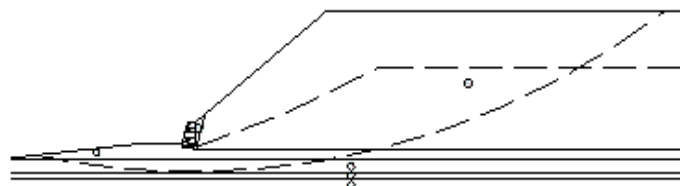


Figura N° 76: Análisis pseudoestático del muro de gaviones con varios estratos y relleno granular aplicando el método de Morgenstern y Price

Nota: Falla curva. El factor de seguridad global fue 1.599.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slide 6.0



DATOS SOBRE EL SUELO

Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.	Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.
B _s	20.00	0.00	40.00	F _s	17.00	26.97	35.37
B ₁	17.00	26.97	35.37	F ₁	20.00	15.00	32.00
				F ₂	25.00	118.00	38.00
				F ₃	21.57	27458.62	45.00

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

Coef. de seg. contra el Desliz.	2.02	Tensión en la base (izq.)	178.39kN/m ²
Coef. de seg. contra el Vuelco	1.91	Tensión en la base (der.)	7.60kN/m ²
Coef. de seg. contra la Rot. Global	1.34	Máx tensión aceptable	721.91kN/m ²

Figura N° 77: Análisis pseudoestático del muro de gaviones con varios estratos y relleno granular

Nota: Falla circular. El factor de seguridad de deslizamiento fue 2.02, el factor de seguridad de volteo fue 1.91 y el factor de seguridad global fue 1.34.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software GawacWin.

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLTEO.

Momento de Volteo: $M_o = E_h * H' / 3 + S * H / 2 + (PE+Ch)/2 = 304.65 \text{ KN-m/m}$
 Factor de Seguridad al Volteo $FSV = MR / M_o = 2.63 > 1.25 \dots \text{O.K.}$

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.

$Fr = F_v * \tan \phi + B * c + E_r = 447.98 \text{ KN/m}$
 Factor de Seguridad Deslizamiento $FSD = Fr / (E_h + PE + Ch + S) = 2.37 > 1.25 \dots \text{O.K.}$

Figura N° 78: Análisis pseudoestático del muro de gaviones para la estabilidad por volteo y deslizamiento

Fuente: Elaboración propia

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

$\tan(45 + \phi/2)^2$	3.75		
Factores de capacidad de carga		Factores de forma	
$N_q = K_p * e^{-\alpha} * \tan^2 \phi$	52.33	$F_{cs} = 1 + (B/L) * (N_q/N_c)$	1.03
$N_c = (N_q - 1) * \cot \phi$	61.17	$F_{qs} = 1 + (B/L) * \tan(\phi)$	1.03
$N_y = 2 * (N_q + 1) * \tan \phi$	89.50	$F_{ys} = 1 - 0.4 * (B/L)$	0.99
Factores de profundidad		Para $\phi > 0$	
Para $\phi > 0$		Para $\phi > 0$	
$F_{cd} = F_{qd} * \{ (1 - F_{qd}) / (N_c * \tan \phi) \}$	1.01	$F_{cd} = F_{qd} * \{ (1 - F_{qd}) / (N_c * \tan \phi) \}$	1.04 Fcd= 1.01
$F_{qd} = 1 + 2 * \tan \phi * (1 - \sin \phi)^2 * (D/f) / E$	1.04	$F_{qd} = 1 + 2 * \tan \phi * (1 - \sin \phi)^2 * \tan(D/f) / B$	1.04 Fqd= 1.04
$F_{yd} = 1$	1	$F_{yd} = 1$	1.00 Fyd= 1.00
Factores de inclinación			
$F_{ci} = F_{qi} * (1 - (\beta/90))^2$	0.58		
$F_{yi} = (1 - (\beta/\phi))^2$	0.21		
Capacidad portante			
$S_i \phi > 0: q_u = c' + N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma B N_y F_{ys} F_{yd} F_{yi}$			1646.40 kN/m ²

CALCULO DE LA PRESION DEL SUELO

Reacciones del terreno: $R = F_w / B (1 \pm 6 e / B)$ (*0.0001 Kg/cm²)

====>	R max. (Punta)	=	187.99 KN/m ²	<	1646.4 ... O.K.	El suelo de cimentación es estable
	R min. (Talón)	=	71.47 KN/m ²			

FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD DE CARGA

$FSC = q_u / q_{max} = 8.76 > 2.5 \text{ OK}$

Figura N° 79: Análisis pseudoestático del muro de gaviones para la estabilidad por capacidad de carga

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 13: Resumen de los parámetros fundamentales para el análisis interno del muro de gaviones

Sección	Ángulo entre plano de empuje y horizontal	Ángulo entre suelo y muro	Coefficiente activo	Altura de sección	Empuje activo
	β' °	θ' °	K_a	H' m	E_a' kN/m
1	77.57	12.43	0.80	4.95	166.38
2	88.87	1.13	0.52	4.34	82.91
3	86.54	3.46	0.57	3.35	53.93
4	81.96	8.04	0.67	2.35	31.78

Fuente: Elaboración propio

Tabla N° 14: Análisis interno por capas del muro de gaviones respecto a los factores de seguridad por deslizamiento y volteo

Sección	Empuje activo vertical	Empuje activo horizontal	Peso de la sección del muro	Factor de seguridad por deslizamiento	Momento de volteo	Momento resistente	Factor de seguridad por volteo
	Ev' kN/m	Eh kN/m	W kN/m	FSD	Mv' kN-m/m	Mr kN-m/m	FSV
1	104.94	129.12	119.70	2.36	212.86	485.40	2.28
2	38.66	73.35	100.80	2.62	106.20	238.53	2.25
3	27.07	46.65	69.30	3.20	52.08	163.63	3.14
4	18.10	26.13	44.10	4.41	20.51	103.62	5.05

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 15: Análisis interno por capas del muro de gaviones respecto a las fuerzas de corte y tensiones normales

Sección	Máxima fuerza de corte admisible	Fuerza de corte	Comprobación entre las fuerzas de corte	Máxima tensión normal admisible	Máxima tensión normal	Validación entre tensiones normales
	T adm kN/m	T' kN/m		q adm kN/m ²	q max kN/m ²	
1	180.17	104.93	OK	600.00	71.85	OK
2	110.45	58.37	OK	600.00	47.89	OK
3	90.16	36.32	OK	600.00	44.02	OK
4	72.32	19.49	OK	600.00	39.98	OK

Fuente: Elaboración propia

5.4. Verificación de las mallas de acero

Tabla N° 16: Cálculo y validación de los abultamientos, deformaciones y fuerza tracción en los gaviones para la malla 10x12 con diámetro de 2.7 mm

Camada	q max	Tensión horizontal actuante	Abultamiento máximo(δ)	Deformación (ϵ)	Fuerza de tracción activa	Fuerza de tracción	Abultamiento admisible	Validación por fuerza de tracción	Validación por abultamiento
	kN/m ²	kN/m ²	mm		KN/m	KN/m	mm		
1	71.85	7.19	14.18	0.00054	0.35			OK	OK
2	47.89	4.79	9.45	0.00024	0.15	20.4	50	OK	OK
3	44.02	4.40	8.68	0.00020	0.13		100	OK	OK
4	39.98	4.00	7.89	0.00017	0.11			OK	OK

Fuente: Elaboración propia

Nota: La rigidez usada fue de 650 kN/m y abultamientos admisibles fueron obtenidas a partir de los ensayos en Gabiões e estruturas de arrimo: Análise teórico-numérico-experimental do comportamento mecânico (2018, p. 179). La fuerza de tracción de referencia se basó en la norma Standard Specification for Double-Twisted Hexagonal Mesh Gabions and Revet Mattresses (2011, p. 4).

Tabla N° 17: Cálculo y validación de los abultamientos, deformaciones y fuerza tracción en los gaviones para la malla 8x10 con diámetro de 2.7 mm

Camada	q max	Tensión horizontal actuante	Abultamiento máximo(δ)	Deformación (ϵ)	Fuerza de tracción activa	Fuerza de tracción	Abultamiento admisible	Validación por fuerza de tracción	Validación por abultamiento
	kN/m ²	kN/m ²	mm		KN/m	KN/m	mm		
1	71.85	7.19	10.49	0.00029	0.21		50	OK	OK
2	47.89	4.79	6.99	0.00013	0.09	20.4		OK	OK
3	44.02	4.40	6.43	0.00011	0.08		100	OK	OK
4	39.98	4.00	5.84	0.00009	0.06			OK	OK

Fuente: Elaboración propia

Nota: La rigidez usada fue de 700 kN/m y abultamientos admisibles fueron obtenidas a partir de los ensayos en Gabiões e estruturas de arrimo: Análise teórico-numérico-experimental do comportamento mecânico (2018, p. 179). La fuerza de tracción de referencia se basó en la norma Standard Specification for Double-Twisted Hexagonal Mesh Gabions and Revet Mattresses (2011, p. 4).

Tabla N° 18: Cálculo y validación de los abultamientos, deformaciones y fuerza tracción en los gaviones para la malla 8x10 con diámetro de 2.4 mm

Camada	q max	Tensión horizontal actuante	Abultamiento máximo(δ)	Deformación (ϵ)	Fuerza de tracción activa	Fuerza de tracción	Abultamiento admisible	Validación por fuerza de tracción	Validación por abultamiento
	kN/m ²	kN/m ²	mm		KN/m	KN/m	mm		
1	71.85	7.19	13.11	0.00046	0.25		50	OK	OK
2	47.89	4.79	8.74	0.00020	0.11	20.4		OK	OK
3	44.02	4.40	8.03	0.00017	0.09		100	OK	OK
4	39.98	4.00	7.30	0.00014	0.08			OK	OK

Fuente: Elaboración propia

Nota: La rigidez usada fue de 550 kN/m y abultamientos admisibles fueron obtenidas a partir de los ensayos en Gabiões e estruturas de arrimo: Análise teórico-numérico-experimental do comportamento mecânico (2018, p. 179). La fuerza de tracción de referencia se basó en la norma Standard Specification for Double-Twisted Hexagonal Mesh Gabions and Revet Mattresses (2011, p. 4).

Análisis de Abultamientos en Mallas de Gaviones

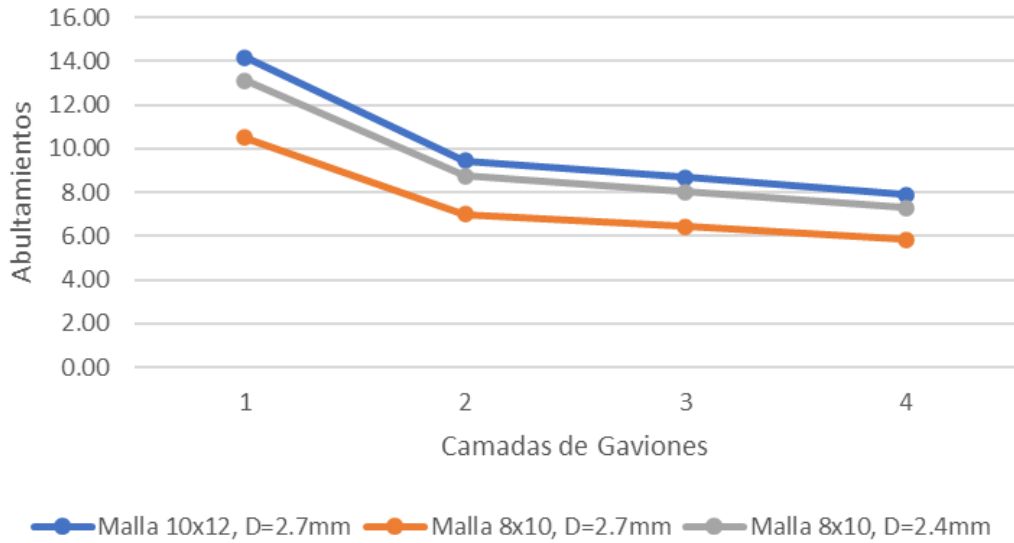


Figura N° 80: Comparación de los diferentes tipos de mallas usadas en los gaviones respecto a los abultamientos

Fuente: Elaboración propia

Análisis de Deformaciones en Mallas de Gaviones

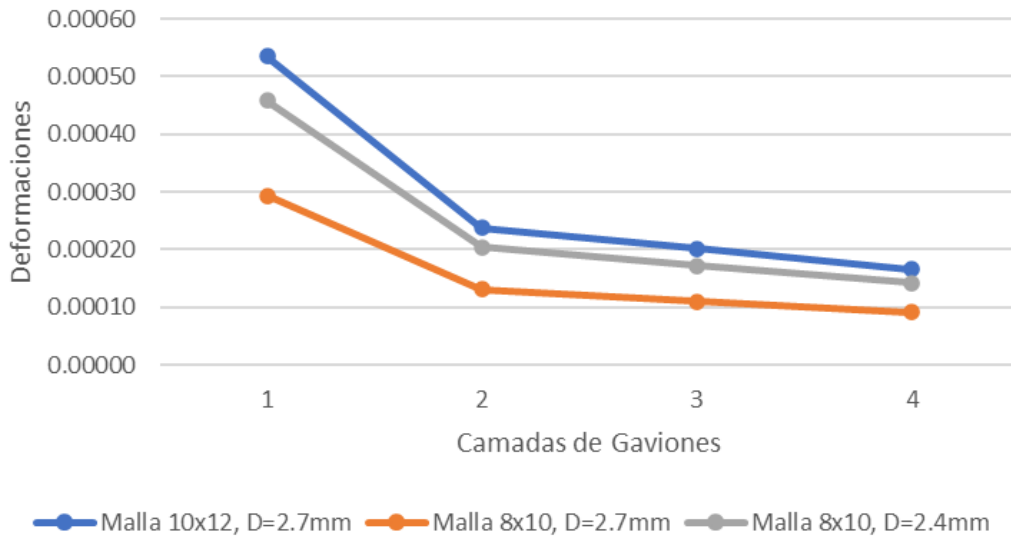


Figura N° 81: Comparación de los diferentes tipos de mallas usadas en los gaviones respecto a las deformaciones

Fuente: Elaboración propia

Análisis de Fuerza de tracción activa en Mallas de Gaviones

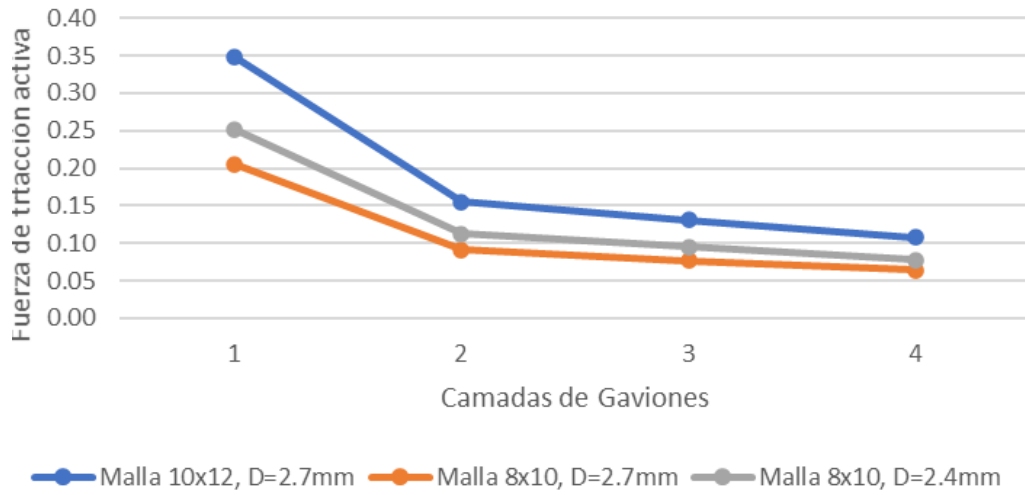


Figura N° 82: Comparación de los diferentes tipos de mallas usadas en los gaviones respecto a las fuerzas de tracción activa

Fuente: Elaboración propia

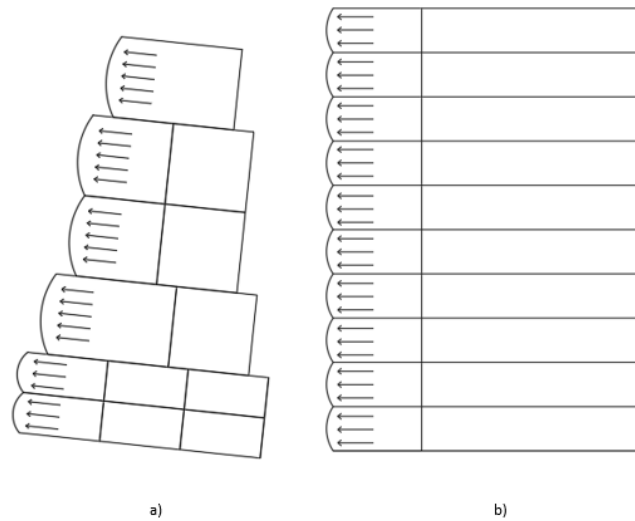


Figura N° 83: Esquema de los abultamientos en (a) el muro de gaviones y (b) muro de suelo reforzado

Fuente: Elaboración propia

5.5. Análisis económico de las propuestas

Los presupuestos fueron de carácter referencial donde la hoja de cálculo usada para obtención de estos costos se muestra en el anexo 6; en tanto la los análisis de costos unitarios se evidencia en el anexo 7.

Tabla N° 19: Presupuesto referencial del muro de suelo reforzado

01.00	MURO DE SUELO REFORZADO	Unid	Total	Precio S/.	Parcial S/.
01.01.00	Trabajos Preliminares				
01.01.01	Trazo y replanteo	m ²	61.80	2.02	124.84
01.02.00	Movimiento de tierras				
01.02.01	Excavación en terreno coluvial	m ³	4,204.80	7.42	31,199.62
01.02.02	Relleno compactado con material propio	m ³	612.32	6.58	4,029.07
01.02.03	Banquetas de estabilización	m ³	750.00	7.30	5,475.00
01.02.04	Relleno compactado con material de préstamo	m ³	1,000.00	7.85	7,850.00
01.02.05	Transporte de material granular	m ³	1,000.00	2.13	2,130.00
01.02.06	Eliminación de material excedente	m ³	3410.98	1.51	5,150.58
01.03.00	Suministro e instalación de gaviones				
01.03.01	Suministro y acarreo de piedras (Diam. = 1/2")	m ³	400.00	12.63	5,052.00
01.03.02	Suministro e instalación de Terramesh System (2.00 x 0.50 x 3.50 m.)	unid	400.00	463.12	185,248.00
01.04.00	Suministro e instalación de geosintéticos				
01.04.01	Suministro e instalación de geotextil MACTEX N 40.1	m ²	504.00	4.86	2,449.44
01.04.02	Suministro e instalación de geocompuesto MacDrain 1L 20.2	m ²	76.80	31.18	2,394.62
01.05.00	Suministro e instalación de tuberías				
01.05.01	Tubería PVC-O PN12.5 DN=90 mm.	m	80.00	19.97	1,597.60
					Costo Directo (S/.)
					252,700.76
					Gastos Generales (10%)
					25,270.08
					Utilidad (10%)
					25,270.08
					Sub Total (S/.)
					303,240.91
					I.G.V. (18%)
					54,583.36
					Total (S/.)
					357,824.28

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 20: Presupuesto referencial del muro de gaviones

02.00	MURO DE GAVIONES	Unid	Total	Precio S/.	Parcial S/.
02.01.00	Trabajos Preliminares				
02.01.01	Trazo y replanteo	m ²	100.14	2.02	202.28
02.02.00	Movimiento de tierras				
02.02.01	Excavación en terreno coluvial	m ³	4,314.00	7.42	32,009.88
02.02.02	Relleno compactado con material propio	m ³	962.88	6.58	6,335.75
02.02.03	Banquetas de estabilización	m ³	150.72	7.30	1,100.26
02.02.04	Relleno compactado con material de préstamo	m ³	1,026.24	7.85	8,055.98
02.02.05	Transporte de material granular	m ³	1,026.24	2.13	2,185.89
02.02.06	Eliminación de material excedente	m ³	3,840.48	1.51	5,799.12
02.03.00	Suministro e instalación de gaviones				
02.03.01	Suministro y acarreo de piedras (Diam. = 1/2")	m ³	960.00	12.63	12,124.80
02.03.02	Suministro e instalación de gaviones caja (5.00 x 1.00 x 1.00 m.)	unid	80.00	822.40	65,792.00
02.03.03	Suministro e instalación de gaviones caja (5.00 x 1.50 x 1.00 m.)	unid	32.00	1,114.78	35,672.96
02.03.04	Suministro e instalación de gaviones caja (5.00 x 1.00 x 0.50 m.)	unid	96.00	764.84	73,424.64
02.04.00	Suministro e instalación de geosintéticos				
02.04.01	Suministro e instalación de geotextil MACTEX N 40.1	m ²	400.00	4.86	1,944.00
02.05.00	Suministro e instalación de tuberías				
02.05.01	Tubería PVC-O PN12.5 DN=90 mm.	m	80.00	19.97	1,597.60
					Costo Directo (S/.)
					246,245.17
					Gastos Generales (10%)
					24,624.52
					Utilidad (10%)
					24,624.52
					Sub Total (S/.)
					295,494.20
					I.G.V. (18%)
					53,188.96
					Total (S/.)
					348,683.16

Fuente: Elaboración propia

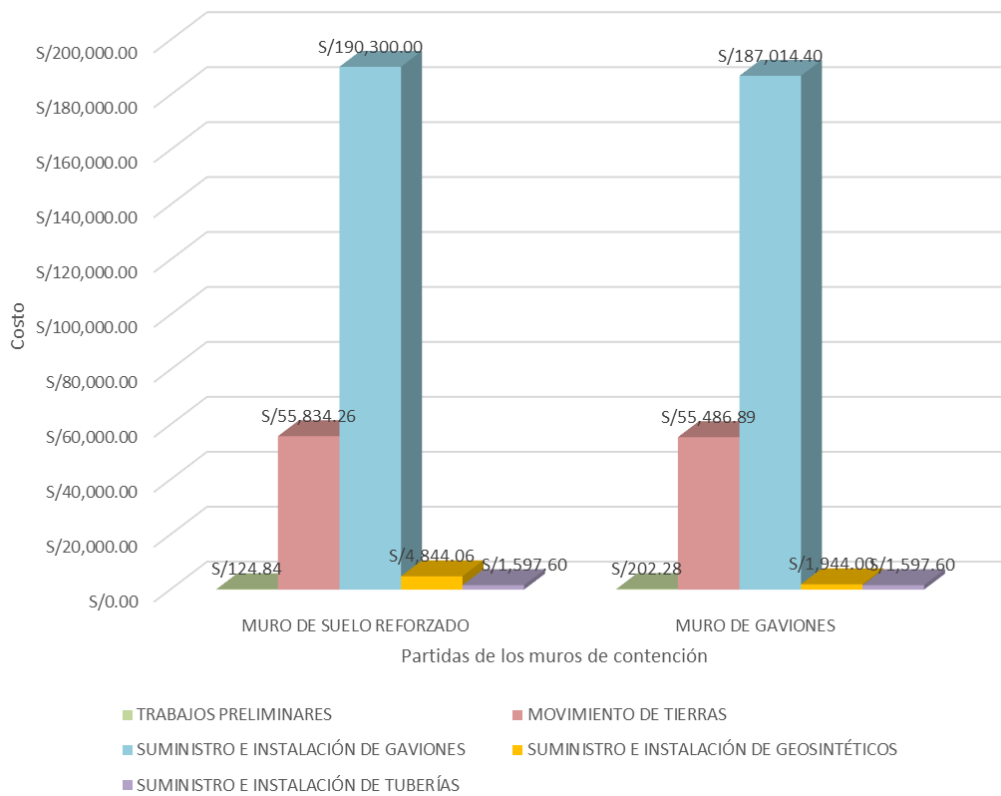


Figura N° 84: Análisis de partidas de las propuestas para la estabilización del talud
Fuente: Elaboración propia

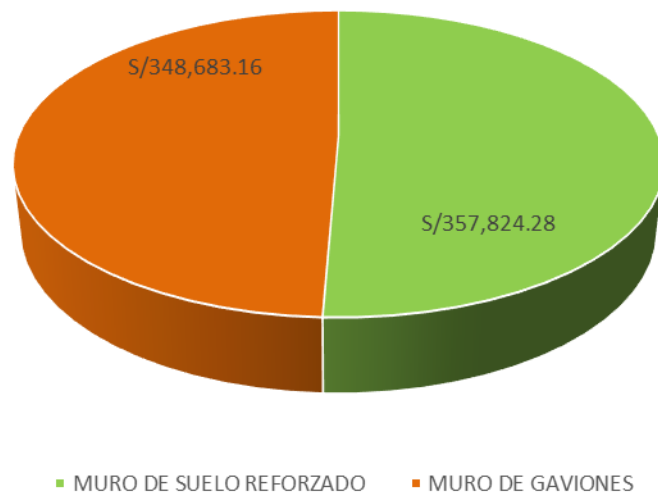


Figura N° 85: Análisis de costos totales de alternativas presentadas en la investigación
Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO VI: DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS

6.1. Discusión de resultados

6.1.1. Resultados a partir del análisis del talud de estudio

En el capítulo V, correspondiente a la presentación y análisis de los resultados, se realizó la comprobación de estabilidad global, para así poder desarrollar el análisis de estabilidad de taludes utilizando en software Slide 6.0, aplicando el análisis estático para un suelo homogéneo y un suelo estratificado por los métodos de Spencer y Morgenstern y Price. El factor de seguridad que se obtuvo para un suelo homogéneo y un suelo estratificado respectivamente por el método de Spencer fue de 1.673 y 1.662 y por el método de Morgenstern y Price fue de 1.636 y 1.623.

Aplicando el análisis pseudoestático para un suelo homogéneo y un suelo estratificado, se empleó una aceleración sísmica horizontal de 0.21g para los métodos de Spencer y Morgenstern y Price. El factor de seguridad que se obtuvo para un suelo homogéneo y un suelo estratificado respectivamente por el método de Spencer fue de 1.279 y 1.251 y por el método de Morgenstern y Price fue de 1.215 y 1.199.

6.1.2. Resultados técnicos del muro de suelo reforzado en base a los factores de seguridad

En el capítulo V, para el diseño de muro de suelo reforzado se realizó una simulación haciendo uso de tres programas, en cada uno de ellos se especificó los parámetros del terraplén y fundación como se observa en la tabla N° 7, así como los datos del muro. Primero para el análisis estático de estabilidad global se utilizó el software Slide 6.0 para un suelo homogéneo y un suelo estratificado con relleno por los métodos de Spencer y Morgenstern y Price. El factor de seguridad que se obtuvo para un suelo homogéneo y un suelo estratificado respectivamente por el método de Spencer fue de 1.976 y 1.765 y por el método de Morgenstern y Price fue de 1.975 y 1.747. Para el análisis pseudoestático para un suelo homogéneo y un suelo estratificado con relleno por los métodos de Spencer y Morgenstern y Price. El factor de seguridad que se obtuvo para un suelo

homogéneo y un suelo estratificado respectivamente por el método de Spencer fue de 1.453 y 1.273 y por el método de Morgenstern y Price fue de 1.434 y 1.265.

Para los cálculos por deslizamiento y volteo del muro de suelo reforzado, se utilizó las hojas de cálculo Excel, se estableció los datos de diseño del muro de gaviones; así como, los datos sobre el terreno de fundación y el terraplén cada uno de ellos con sus respectivos parámetros geotécnicos. Se obtuvo para un suelo estratificado un factor de seguridad al volteo de 4.35 y un factor de seguridad al deslizamiento de 4.88. En el análisis pseudoestático, las verificaciones de estabilidad que se consideró son las mismas que para el análisis estático, se empleó una aceleración sísmica horizontal de 0.21g. Se obtuvo para un suelo estratificado un factor de seguridad al volteo de 3.63, un factor de seguridad al deslizamiento de 2.58.

El análisis interno del muro de suelo reforzado se simuló con el software MacStars, donde se establecieron los datos de diseño del muro; así como, los datos sobre el terreno de fundación y el terraplén, cada uno de ellos con sus respectivos parámetros geotécnicos. Para el análisis estático, la verificación interna fue un factor de seguridad por deslizamiento de 11.271. Para el análisis pseudoestático, la verificación interna con una aceleración sísmica horizontal de 0.21g, se obtuvo un factor de seguridad por deslizamiento de 8.705. En el anexo 3 se documentó el resto de los análisis por capas. Además, se presentó en la tabla N° 12, los resultados que especificaron por malla para cada capa; por ende, la malla con tensión superior se ubicó en la última capa con 22.23 kN/m y la menor tensión fue de 10.96 kN/m situada en la primera capa.

- 6.1.3. Resultados técnicos del muro de gaviones en base a los factores de seguridad
- Para el diseño de muro de gaviones se hizo la simulación haciendo uso de tres programas, en cada uno de ellos se especificó los parámetros del terraplén y fundación como se observa en la tabla N° 7; así como los datos de este muro. Primero para el análisis estático de estabilidad global, se utilizó el software Slide 6.0 para un suelo homogéneo y un suelo estratificado con relleno por los métodos de Spencer y Morgenstern y Price. El factor de seguridad que se obtuvo para un suelo homogéneo y un suelo

estratificado respectivamente por el método de Spencer fue de 2.046 y 1.987 y por el método de Morgenstern y Price fue de 2.044 y 1.934. Para el análisis pseudoestático, en el caso de un suelo homogéneo y un suelo estratificado con relleno por los métodos de Spencer y Morgenstern y Price. El factor de seguridad que se obtuvo para un suelo homogéneo y un suelo estratificado respectivamente por el método de Spencer fue de 1.478 y 1.688 y por el método de Morgenstern y Price fue de 1.470 y 1.599.

El segundo software que se utilizó fue el GawacWin, se establecieron los datos de diseño del muro de gaviones; también los datos sobre el terreno de fundación y el terraplén cada uno de ellos con sus respectivos parámetros geotécnicos. Para el análisis estático, las verificaciones de estabilidad que se consideró fueron deslizamiento, volteo y global. Se obtuvo para un suelo estratificado un factor de seguridad contra el deslizamiento de 3.20, un factor de seguridad contra el volteo de 3.80 y un factor de seguridad global de 1.88. Para el análisis pseudoestático, las verificaciones de estabilidad que se tomó en cuenta fueron deslizamiento, volteo y global; con una aceleración sísmica horizontal de 0.21g. Se obtuvo para un suelo estratificado un factor de seguridad contra el deslizamiento de 2.02, un factor de seguridad contra el volteo de 1.91 y un factor de seguridad global de 1.34.

En las hojas de cálculo Excel, se establecieron los datos de diseño del muro de gaviones; asimismo los datos sobre el terreno de fundación y el terraplén, cada uno de ellos con sus respectivos parámetros geotécnicos. Para el análisis estático, las verificaciones de estabilidad que se consideraron fueron el volteo y el deslizamiento. Se obtuvo para un suelo estratificado un factor de seguridad al volteo de 2.78, un factor de seguridad al deslizamiento de 2.89. Para el análisis pseudoestático las verificaciones de estabilidad que estamos tomando son las mismas que para el análisis estático, se emplea una aceleración sísmica horizontal de 0.21g. Se obtuvo para un suelo estratificado un factor de seguridad al volteo de 2.63, un factor de seguridad al deslizamiento de 2.37.

En el análisis interno, el muro de gaviones registró en la tabla N° 13 los parámetros esenciales para estos cálculos, en la tabla N° 14 se obtuvo como factor de seguridad por deslizamiento máximo fue 4.41 y el mínimo fue

2.36; para el volteo, el factor de seguridad máximo fue 5.05 y el mínimo fue 2.25. Además, en la tabla N° 15 se analizó las fuerzas de corte, donde la fuerza superior fue 104.93 kN/m y la inferior fue 19.49 kN/m; por otra parte, en la máxima tensión normal, el resultado mayor fue 71.85 kN/m² y la el menor fue 39.98 kN/m².

6.1.4. Resultados técnicos de los sistemas de muro de suelo reforzado y muro de gaviones respecto a la capacidad de carga

En el capítulo V, se realizó los cálculos de la capacidad de carga para ambas propuestas de estabilización del talud, como se muestra en la figura N° 60, figura N° 65, figura N° 74 y figura N° 79; por ello, se necesitó los datos sobre el terreno de fundación y los parámetros geotécnicos. En el análisis estático, el muro de suelo reforzado obtuvo un factor de seguridad de capacidad de carga de 24.58 y máxima presión del suelo de 110.69 kN/m²; en el caso del muro de gaviones, el factor de seguridad por capacidad de carga fue 9.40 y máxima presión del suelo fue 176.67 kN/m². Respecto al análisis pseudoestático, las verificaciones de estabilidad consistieron en los mismos estándares que para el análisis estático, se empleó una aceleración sísmica horizontal de 0.21g. El muro de suelo reforzado tuvo un factor de seguridad por capacidad de carga de 22.29 y máxima presión del suelo de 120.44 kN/m²; por el lado del muro de gaviones, el factor de seguridad por capacidad de carga fue 8.76 y la máxima presión del suelo fue 187.98 kN/m².

6.1.5. Resultados de la verificación de las mallas de acero en el muro de suelo reforzado y muro de gaviones

En el Capítulo V se analizó las mallas de acero de 10x12, D=2.7 mm; 8x10, D=2.7 mm y 8x10, D=2.4 mm como se evidencia en la tabla N° 16, tabla N° 17 y tabla N° 18 respecto a los abultamientos, deformaciones y fuerza de tracción activa. En la primera malla, el abultamiento máximo fue de 14.18 mm y el mínimo fue 7.89 mm; la deformación mayor fue de 0.00054 y la menor fue de 0.00024; la fuerza de tracción activa superior fue 0.35 kN/m y la inferior fue 0.11 kN/m. Respecto a la segunda malla, el abultamiento máximo fue de 10.49 mm y el mínimo fue 5.84 mm; la deformación mayor

fue de 0.00029 y la menor fue de 0.00009; la fuerza de tracción activa superior fue 0.21 kN/m y la inferior fue 0.06 kN/m. En el caso de la tercera malla, el abultamiento máximo fue de 13.11 mm y el mínimo fue 7.30 mm; la deformación mayor fue de 0.00046 y la menor fue de 0.00014; la fuerza de tracción activa superior fue 0.25 kN/m y la inferior fue 0.08 kN/m.

La comparación de las diferentes mallas se mostró en la Figura N° 80, Figura N° 81 y Figura N° 82, los cuales brindaron como resultado que la malla de 8x10 y de diámetro de 2.7 mm, cuyas especificaciones técnicas se observaron en la tabla N° 8, fue aquella que tuvo menores deformaciones, abultamientos y fuerza de tracción activa. Cabe precisar que, en los análisis de las mallas de acero, todas cumplieron con las verificaciones para los abultamientos que fueron de 50 mm para gaviones de 0.5 m de altura y 100 mm para gaviones de 1 m de altura. Por otro lado, la fuerza de tracción activa no debió superar a 20.4 kN/m, las mallas estudiadas lograron que estas fuerzas fueran menores.

6.1.6. Resultados en base al análisis económico del muro de suelo reforzado y muro de gaviones

En el Capítulo V, se presentó los presupuestos referenciales del muro de suelo reforzado y muro de gaviones en la tabla N° 19 y tabla N° 20. En estos costos se consideró los porcentajes de gastos generales (10%), utilidad (10%) e Impuestos General a las Ventas - IGV (18%). Para el muro de suelo reforzado, el presupuesto fue de S/. 357,824.28 y para el muro de gaviones se requirió S/. 348,683.16. En la figura N° 84, se mostraron los costos directos de las partidas; en el caso del muro de suelo reforzado los trabajos preliminares tuvieron una inversión de S/. 124.84, el movimiento de tierras tuvo un gasto de S/. 55,834.26, el financiamiento del suministro de gaviones fue S/. 190,300.00, el desembolso para el suministro e instalación de geosintéticos fue S/. 4,844.06 y el costo del suministro e instalación de tuberías fue S/. 1,597.60. Respecto al muro de gaviones, los trabajos preliminares tuvieron una inversión de S/. 202.28, el movimiento de tierras tuvo un gasto de S/. 55,486.89, el financiamiento del suministro de gaviones fue S/. 187,014.40, el desembolso para el suministro e instalación de

geosintéticos fue S/. 1,944.00 y el costo del suministro e instalación de tuberías fue S/. 1,597.60.

Ambas alternativas se compararon en la figura N° 84, donde en los trabajos preliminares hubo un ahorro de S/. 77.45 en favor del muro de suelo reforzado; el movimiento de tierras se optimizó en S/. 347.38 para el muro de gaviones; el suministro e instalación de gaviones se optimizó en S/. 3,285.60 para el muro de gaviones; el suministro e instalación de geosintéticos se reservó en S/. 2,900.06 en favor del muro de gaviones; y el suministro e instalación de tuberías fue de igual costo para ambas metodologías. Además, en la figura N° 85, el muro de gaviones tuvo un ahorro de S/. 9,141.12 en relación al muro de suelo reforzado.

6.2. Constatación de hipótesis

6.2.1. Constatación e hipótesis general

Se presenta la hipótesis general: El muro de suelo reforzado es la mejor metodología comparado al muro de gaviones ya que presenta mejores resultados desde los aspectos técnico y económico para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca –Apurímac.

La comprobación de esta hipótesis se sustentó en los diversos análisis presentados en el capítulo V, donde los mejores resultados respecto a los factores de seguridad globales fueron relacionados al muro de gaviones; sin embargo, para la capacidad de carga y los factores de seguridad por deslizamiento y volteo, los mejores resultados fueron para el muro de suelo reforzado. Por otro lado, en la figura N° 85, en la comparación de ambos presupuestos referenciales, se evidenció un ahorro en el muro de gaviones respecto al muro de suelo reforzado, razón primordial por la cual el muro de gaviones es la mejor metodología. Por estos motivos, es falsa la hipótesis general planteada.

6.2.2. Constatación de hipótesis específica 1

Se presenta la hipótesis específica: El muro de suelo reforzado presenta mejores resultados de los factores de seguridad en comparación con el muro de gaviones para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca – Apurímac.

A partir de los resultados obtenidos en el capítulo V, se pudo comprobar que los factores de seguridad cumplieron satisfactoriamente lo establecido en la tabla N° 1 para ambas metodologías. En el caso de los factores de seguridad globales, el método de Spencer obtuvo resultados mayores en relación al método de Morgenstern y Price. El muro de suelo reforzado tuvo como factor de seguridad global de 1.765 para el caso estático y 1.273 para la condición pseudoestática; el muro de gaviones tuvo un factor de seguridad global de 1.987 para el caso estático y 1.688 para la condición pseudoestática. Respecto a los factores de seguridad al volteo, los factores de seguridad del muro de suelo reforzado en el caso estático fue 4.35 y para la condición pseudoestática fue 3.63; en relación al muro de gaviones, el factor de seguridad fue 2.78 en el caso estático y para la condición pseudoestática fue 2.63. Los factores de seguridad al deslizamiento de un muro de suelo reforzado en el caso estático fue 4.88 y para la condición pseudoestática fue 2.58; el muro de gaviones obtuvo 2.89 en el caso estático y para la condición pseudoestática fue 2.37. En la comparación de estos resultados, el muro de suelo reforzado presentó valores superiores correspondiente al volteo y deslizamiento que el muro de gaviones, resultando como el principal factor para la elección de la mejor alternativa. Por ello esta hipótesis es verdadera.

6.2.3. Constatación de hipótesis específica 2

Se presenta la hipótesis específica: La capacidad de carga del muro de suelo reforzado es más estable que el muro de gaviones para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca – Apurímac.

Los resultados que se apreció en la figura N° 60 y figura N° 65 corresponden al muro de suelo reforzado, los cuales son aceptados por la norma E 050 que estableció los mínimos valores a cumplir para el caso estático y pseudoestático. Lo mismo ocurrió en la figura N° 74 y figura N° 79, donde los resultados cumplieron por lo establecido en norma anterior mencionada. Al momento de la comparación de estos resultados, los valores de la capacidad de carga del muro de suelo reforzado fueron más del doble que los resultados del muro de gaviones. Por el contrario, las presiones máximas del suelo fueron mayores en el muro de gaviones en 65.98 kN/m^2 y 67.54

kN/m² para la condición estática y pseudoestática respectivamente. Se basó en los factores de seguridad por capacidad de carga como parámetro principal para la comparación, por lo que se consideró al muro de suelo reforzado como una mejor alternativa bajo este parámetro técnico. Por lo tanto, se logró demostrar que esta hipótesis específica es verdadera.

6.2.4. Constatación de hipótesis específica 3

Se presenta la hipótesis específica: El muro de suelo reforzado es una metodología más económica que el muro de gaviones para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca –Apurímac.

En base a la tabla N° 19 y tabla N° 20, la comparación entre ambos sistemas de contención evidenció un ahorro de 2.55 % en favor del muro de gaviones. Incluso, en la figura N° 84, se apreció los análisis por partidas que componen estas metodologías, los cuales se obtuvieron optimizando en favor del muro de suelo reforzado en cuanto a los trabajos preliminares (38.29%); en tanto en beneficio del muro de gaviones, se estimó el movimiento de tierras (0.62%), el suministro e instalación de gaviones (1.73%) y el suministro de geosintéticos (59.87%). Cabe añadir que el suministro e instalación de tuberías fue igual para ambas alternativas. Si bien hubo rentabilidad en cuanto a la partida de trabajos preliminares en beneficio del muro de suelo reforzado; en base a lo que se presupuestó en forma general para ambas propuestas, el muro de gaviones resultó ser más económico. Por esta razón, esta hipótesis específica es falsa.

CONCLUSIONES

1. En la investigación se comparó tanto el muro de suelo reforzado como el muro de gaviones. El muro de gaviones presentó valores superiores en cuanto a los factores de seguridad y fue la metodología más económica; sin embargo, en cuanto a la capacidad de carga brindó resultados inferiores respecto al muro de suelo reforzado. Cabe precisar, que ambos tipos de muro de contención cumplen con los parámetros mínimos establecidos por la norma E 050 en relación a los resultados técnicos, pero se priorizó el aspecto económico como el factor determinante al elegir la mejor alternativa. Por ende, se concluye que el muro de gaviones es la mejor alternativa para la estabilización del talud de estudio.
2. Al ejecutar el análisis de estabilidad de un muro de suelo reforzado y un muro de gaviones, los factores de seguridad para un caso estático son mayores a 1.5 y para el caso pseudoestático son mayores a 1.25. Los factores de seguridad globales por el método de Spencer resultaron ser mayores respecto al método de Morgenstern y Price, por ende, se ha considerado estos resultados como los más confiables. Los análisis que se compararon fueron respecto al suelo estratificado ya que fue la mejor representación geológica del área de estudio. El factor de seguridad global del muro de gaviones presentó mejores resultados frente al muro de suelo reforzado en un 11.1% en un caso estático y 24.6% en el caso pseudoestático; para el factor de seguridad al volteo el muro de suelo reforzado presentó resultados superiores al muro de gaviones en un 36.09% para un análisis estático y 27.5% para un análisis pseudoestático; para el factor de seguridad al deslizamiento, el muro de suelo reforzado registró resultados superiores que un muro de gaviones en un 40.8% para un análisis estático y 8.1% para un análisis pseudoestático. Al realizar una comparación entre ambas propuestas, se concluye que el muro de suelo reforzado es la mejor alternativa bajo el parámetro del factor de seguridad.
3. En los cálculos para la capacidad de carga, los factores de seguridad correspondientes cumplieron para el caso estático ya que fueron mayores a 3 y el caso pseudoestático ya que fueron superiores a 2.50. La presión máxima se ubicó en la punta de las cimentaciones que se constituyeron en la primera camada de cada propuesta de muro de contención. La comparación de estos resultados evidenció que el muro de suelo

reforzado tuvo valores mayores del doble que el muro de gaviones respecto a los factores de seguridad por capacidad de carga; por el contrario, para las presiones máxima del suelo, el muro de gaviones presentó resultados superiores a 120 kN/m^2 para el caso estático y 180 kN/m^2 para la condición pseudoestático, estos valores no pudieron ser superados por el muro de suelo reforzado. La elección del mejor sistema se basó en los factores de seguridad por capacidad de carga. De esta manera, el muro de suelo reforzado es la mejor alternativa.

4. La constatación en base al aspecto económico entre los muros de contención que se han desarrollado en esta tesis, se observó los análisis por partidas donde hubo optimizaciones en cuanto al movimiento de tierras en 0.62 %, suministro e instalación de gaviones en 1.73 % y el suministro de geosintéticos en 59.87 %. En forma general, se contempló un ahorro de 2.55 % en favor del muro de gaviones. De este modo, el muro de gaviones es la propuesta más económica.
5. La verificación de las mallas de acero de 10×12 , $D=2.7 \text{ mm}$; 8×10 , $D=2.7 \text{ mm}$ y 8×10 , $D=2.4 \text{ mm}$ como alternativas para la conformación de los gaviones en los muros de contención estudiados en esta investigación; brindaron como resultado que cumplieron con los parámetros mínimos para la aprobación como elementos estructurales de estos muros. La malla de 8×10 , $D=2.7 \text{ mm}$ fue la que obtuvo menores resultados; ya que en los abultamientos se redujo en 80 %, en las deformaciones se minimizó en 64 % y las fuerzas de tracción activa disminuyó en 81.5 %. Se concluye que los gaviones deben estar compuestos por la malla de acero de 8×10 , $D=2.7 \text{ mm}$.

RECOMENDACIONES

1. Realizar ensayos de Penetración Estándar - SPT o ensayos de Penetración Dinámica - DPL en la zona de estudio a fin que permita obtener un muestreo a mayor profundidad de los estratos que componen el suelo para optimizar las secciones geológicas.
2. Elaborar ensayos triaxiales consolidados drenados y ensayos de corte directo in situ para registrar los parámetros geotécnicos, ya que los ensayos de corte directo tienen limitaciones y en el caso del depósito coluvial es recomendable aplicar los ensayos antes descritos por la precisión de sus resultados.
3. Aplicar las nuevas metodologías como es el caso de análisis multicriterio objetivos; a fin de reducir el tiempo de diseño de los muros de contención.
4. Incentivar a la investigación de los factores que producen los abultamientos, deformaciones e incremento de la fuerza de tracción activa en los gaviones para considerarlo dentro del diseño de los muros de suelo reforzado y muro de gaviones.
5. Analizar internamente el muro de suelo reforzado y muro de gaviones en base a las camadas que comprenden dichas metodologías, ya que se ha mostrado en la presente investigación que los factores de seguridad tanto por volteo y deslizamiento deben cumplir con los parámetros mínimos propuestos por la norma E 050.
6. Utilizar la instrumentación topográfica puesto que mide los desplazamientos de forma sencilla y segura en todos los sentidos, a fin de revisar las condiciones geométricas dentro de lo estimado y la ubicación de los refuerzos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Adilov, F., y Abirov, R. (2021). *Investigación numérica de la estabilidad de los lechos en las carreteras reforzadas por estructuras de gaviones* – Traducido de *On numerical investigation of stability of roadbeds reinforced by gabion structures. International Scientific Conference “Construction Mechanics, Hydraulics and Water Resources Engineering”*, 264 (56), 561-570. doi: 10.1051/e3sconf/202126402004
- Alluhaybi, A., Almoshaogeh, M., Alharbi, F., Elragi, A., y Elkholy S. (2020). *Efectos de la fricción del suelo sobre la fuerza de tracción máxima de la geomalla en Muros Mecánicamente Estabilizados de Tierra con gran espaciamiento* – Traducido de *Effect of soil friction on geogrid maximum tensile force in hybrid Mechanically Stabilized Earth Walls with large spacing. ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences*, 15 (5), 679 - 687. Recuperado de http://www.arpnjournals.org/jeas/research_papers/rp_2020/jeas_0320_8148.pdf
- Asociación de Carretera del Japón – JRA (1984). *Serie de trabajos en tierra: Manual de protección de taludes (Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres - CISMID)*. Recuperado de <http://www.jorgealvahurtado.com/files/Manual%20de%20Proteccion%20de%20Taludes.pdf>
- Assunção, Boniolo, Siebert, Avoni y Kuramoto. (2019). *Estudio comparativo entre sistema de contención em suelo reforzado y muro de gravedad de gaviones* – Traducido de *Estudo comparativo entre sistema de contenção em solo reforçado e muro a gravidade de gabiões* (Tesis de pregrado). Centro Universitario UNIFAAT, Atibaia, Brasil.
- ASTM A975 (2011). *Standard Specification for Double-Twisted Hexagonal Mesh Gabions and Revet Mattresses*. Recuperado de <https://es.scribd.com/document/380890840/ASTM-A-975-11>.
- Ayabaca, B. & Salazar, L. (2018). *Análisis comparativo técnico - económico entre muro de contención de hormigón armado y muro de contención de suelo mecánicamente estabilizado con el sistema Terramesh para el proyecto urbanización Toscana* (tesis de pregrado). Universidad Politécnica Salesiana, Quito, Ecuador.

- Ayala, J., Andreu, F., Fe, M., Ferrer, M., De Simon, A., Fernandez, I., ... Cienfuegos, F. (1991). *Manual de Ingeniería de Taludes*. Madrid, España: Instituto Tecnológico GeoMinero de España.
- Berg, R., Christopher, B. y Samtani, N. (2009). *Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I*. Washington, Estados Unidos: National Highway Institute.
- Bermeo, I. & Hurtado, V. (2018). *Estudio comparativo de dos propuestas para la estabilización de deslizamiento en el kilómetro 94 de la vía Naranjito - Bucay* (tesis de pregrado). Universidad de Guayaquil, Guayaquil, Ecuador.
- Camargo, J. y Franco, V. (2001). *Manual de Gaviones*. Ciudad de México, México: UNAM.
- Chikute, G. & Sonar, I. (2019). *Análisis Tecno – Económico del Muro de Contención de Gaviones Contra el Muro de Contención Convencional – Traducido de Techno-Economical Analysis of Gabion Retaining Wall Against Conventional Retaining Walls. International Research Journal of Engineering and Technology, (06), 1161 – 1167.*
- Choupani, S. & Akbari, A. (2017). *Investigación de la longitud óptima del refuerzo de geomalla en los muros mecánicamente estabilizados de tierra – Traducido de Investigating the optimal length of geo-grid reinforcement in mechanically stabilized retaining walls. International Journal on Technical and Physical Problems of Engineering, 09 (02), 35 – 42.*
- Crespo, C (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. Ciudad de México, México: Editorial Limusa.
- Das, B. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (J. León, Trad.). Boston, Estados Unidos: Cengage Learning. (Obra original publicada en 2013)
- de Almeida, P., Fracassi, G., da Silva, J. y Texeira, A. (2005). *Obras de contención - Manual Técnico*. Sao Paulo, Brasil: Maccaferri.
- Djabri, M & Benmebarek, S. (2016). *Análisis FEM de Muros de Contención de Suelo Reforzado con Geosintéticos Consecutivos – Traducido de FEM Analysis of Back-to-Back Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls. Int. J. of Geosynth. and Ground Eng, (02), 1 – 8. Doi: 10.1007/s40891-016-0067-1*
- Dos Santos, P. (2018). *Gaviones y estructuras de apoyo: Análisis teórico – experimental del comportamiento mecánico – Traducido de Gabiões e estruturas de arrimo:*

- Análise teórico-numérico-experimental do comportamento mecânico* (Tesis doctoral). Universidad estatal de Campinas, Campinas, Brasil.
- Garnica, P., Reyes, R., y Gómez, J. (2013). *Diseño de muros reforzados con geosintéticos*. Querétaro, México: Instituto Mexicano del Transporte.
- Gaviria, P., Suárez, A. (2019). *Sistema Terramesh como alternativa técnica económica de estabilización de taludes con materiales excedentes, caso: DME-03-Tramo I-Carretera Oyón-Ambo* (tesis de pregrado). Universidad Ricardo Palma, Lima, Perú.
- Geosistemas PAVCO (2012). *Manual de diseño con geosintéticos*. Recuperado de <http://www.geosoftpavco.com/manualvirtual/document.pdf>
- Gobierno Regional de Apurímac (2016). *Mejoramiento y construcción de la carretera Yanakillca - Santa Rosa - Cerro Teta, distrito de Juan Espinoza Medrano - Antabamba, región Apurímac*. Código SNIP N° 149345
- Gonzales, L., Ferrer, M., Ortuño, L. y Oteo, C. (2004). *Ingeniería Geológica*. Madrid, España: Pearson Education.
- Grodecki, M. (2021). *Modelización numérica del muro de contención de Gaviones bajo carga y descarga* – Traducido de *Numerical modelling of gabion retaining wall under loading and unloading*. *Archives of Civil Engineering*, 67 (2), 155 – 164. doi: 10.24425/ace.2021.137160
- Han, J. (2015). *Principles and practice of ground improvement*. New Jersey, Estados Unidos: Jhon Wiley & Sons.
- Hernández, R. y Mendoza, C. (2018). *Metodología de la investigación: Las rutas cuantitativa, cualitativa y mixta*. Ciudad de México, México: McGraw-Hill Interamericana Editores.
- Highland, L. y Bobrowsky, P. (2008). *Manual de derrumbes: Una guía para entender todo sobre los derrumbes*. Virginia, Estados Unidos: Servicio Geológico de los EE.UU.
- Hurtado, O. (2017). *Análisis técnico económico para estabilización de taludes en vías empleando sistema de muro no convencional, tramo de carretera Kishuara – Puente Sahuinto – Abancay* (tesis de posgrado). Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo, Perú.
- Jiang, Y., Han, J., y Parsons, R. (2019). *Evaluación numérica del efecto de refuerzo secundario en muros de suelo reforzado con geosintéticos* – Traducido de *Numerical evaluation of secondary reinforcement effect on geosynthetic* –

- reinforced retaining walls. Geotextiles and Geomembranes*, 48 (1), 98 – 109. doi: <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2019.103508>
- Juárez, E., y Rico, A. (2014). *Mecánica de suelos II: Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos*. Ciudad de México, México: Editorial Limusa S.A.
- Koerner, R. (2005). *Design with Geosynthetics*. New Jersey, Estados Unidos: Pearson Education.
- Maccaferri (2016). *TDS – BR – Maccaferri*. Lima, Perú: Maccaferri.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones - MTC (2008). *Manual para el diseño de carreteras no pavimentadas de bajo volumen de tránsito*. Recuperado de <http://www.sutran.gob.pe/wp-content/uploads/2015/08/manualdedisenodecarreterasnopavimentadasdebajovolumentransito.pdf>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018a). *Norma Técnica E050 Suelos y Cimentaciones*. Recuperado de https://cdn-web.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo3/02_E/2018_E050_RM-406-2018-VIVIENDA.pdf
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018b). *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*. Recuperado de <https://busquedas.elperuano.pe/download/url/anexo-de-rm-n-355-2018-vivienda-mediante-la-cual-se-modi-anexo-rm-n355-2018-vivienda-1720685-1>
- Muñoz, M. (2017). *Evaluación de soluciones de estabilidad para deslizamientos en tres tramos críticos de la carretera Ilabaya – Cambaya – Camilaca, distrito de Ilabaya – Jorge Basadre – Tacna* (tesis de pregrado). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú.
- Oregon Department Transportation - ODOT (2010). *Geotechnical Design Manual*. Recuperado de http://www.ce.memphis.edu/7137/PDFs/Seismic%20Manual/Oregon/GDM_April_2010_2.pdf
- Pivalica, D. (2017). *Sistemas de contención de aluviones para la Quebrada de Los Cañas en la comuna de La Florida* (tesis de pregrado). Universidad Andrés Bello, Santiago, Chile.
- Ramírez, P. y Alejano, L. (2004). *Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes*. Recuperado de http://oa.upm.es/14183/1/MECANICA_DE_ROCAS_1.pdf

- Rivera, H. (2005). *Geología General*. Lima, Perú: Universidad Nacional Mayor de San Marcos.
- Silva, J. (2009). *Mecânica dos Materiais e Estruturas Lineares. Teoria e Aplicações*. Porto, Portugal: Universidad Do Porto.
- Suárez, J. (2009a). *Deslizamientos: Análisis Geotécnico*. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander.
- Suárez, J. (2009b). *Deslizamientos: Técnicas de remediación*. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander.
- Suárez, L. (2016). *Análisis de Estabilidad de taludes con Aplicaciones en Matlab*. Medellín, Colombia: Lugder O. Suarez Burgoa.
- Vicente, A. (2001). *Manual de geosintéticos en la construcción de muros y terraplenes*. Madrid, España: López Jimeno, Carlos.
- Villón, M. (2007). *Hidráulica de Canales*. Lima, Perú: Editorial Villón.
- Vuttichai, C., Thanadol, K., y Vatanavongs, R. (2021). *Diseño de Estructuras de Gaviones bajo Objetivos Multi – Criterios con Programación de Metas – Traducido de Designing Gabion Structures under Multi – Criteria Objectives with Goal Programming*. *International Journal of GEOMATE*, 20 (82), 121 – 131. doi: <https://doi.org/10.21660/2021.82.GX347>

ANEXOS

Anexo 1. Diseño metodológico

Anexo 1.1. Matriz de consistencia

PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS	TÉCNICAS / INSTRUMENTOS
GENERAL	GENERAL	GENERAL	Técnica:
- ¿En qué medida un muro de suelo reforzado versus un muro de gaviones presentará una mejor alternativa técnica – económica para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca –Apurímac?	- Comparar entre el muro suelo reforzado y muro de gaviones en aspecto técnico y económico para la estabilización de talud coluvial de la carretera Yanakillca –Apurímac.	- El muro de suelo reforzado es la mejor metodología comparado al muro de gaviones ya que presenta mejores resultados desde los aspectos técnico y económico para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca –Apurímac.	El tipo de investigación es mixta, no experimental, explicativo, transversal e investigación/acción
PROBLEMAS ESPECÍFICOS	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	Instrumentos:
- ¿Cuál es la metodología que presenta mejores resultados en cuanto a los factores de seguridad para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca –Apurímac?	- Realizar un análisis comparativo de un muro de suelo reforzado y un muro de gaviones bajo los parámetros de los factores de seguridad para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca –Apurímac.	- El muro de suelo reforzado presenta mejores resultados de los factores de seguridad en comparación con el muro de gaviones para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca – Apurímac.	
- ¿Cuál es la metodología que presenta valores más estables en la capacidad portante para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca –Apurímac?	- Analizar el muro de suelo reforzado y el muro de gaviones bajo el parámetro de capacidad portante para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca –Apurímac.	- La capacidad portante del muro de suelo reforzado es más estable que el muro de gaviones para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca – Apurímac.	Norma Técnica Peruana E 050, Norma Técnica Peruana E.030, Norma ASTM A975, el programa Civil 3D, el software Slide, programa MacStars, programa Gawacwin y hojas de cálculo Excel.
- ¿Cuál es la metodología más económica entre el muro de suelo reforzado y muro de gaviones para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca –Apurímac?	- Comparar el muro de suelo reforzado y el muro de gaviones bajo el aspecto económico para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca –Apurímac.	- El muro de suelo reforzado es una metodología más económica que el muro de gaviones para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca –Apurímac.	
- ¿Cómo se verifican las mallas de acero en el muro de suelo reforzado y muro de gaviones para la estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca - Apurímac?	- Verificar las mallas de acero en el muro de suelo reforzado y muro de gaviones para estabilización del talud coluvial de la carretera Yanakillca – Apurímac.		

Fuente: Elaboración propia

Anexo 2. Memoria de cálculo estructural

Anexo 2.1 Efecto sísmico por parte del muro de contención

$$P_E = k_h W \quad (1)$$

$$H^* = C_h * P \quad (2)$$

Donde

- H^* : fuerza horizontal sísmica,
- C_h : factor horizontal por el evento sísmico
- P: peso del muro.

Anexo 2.2 Capacidad última de carga

$$\beta' = \text{Arctan}\left(\frac{Eh}{F_v}\right) \quad (3)$$

$$N_q = K_p * e^{(\pi * \text{Tan} \emptyset)} \quad (4)$$

$$N_c = (N_q - 1) * \text{Cot} \emptyset \quad (5)$$

$$N_{\gamma} = 2 * (N_q + 1) * \text{Tan} \emptyset \quad (6)$$

$$F_{cs} = 1 + (B/L) * (N_q / N_c) \quad (7)$$

$$F_{qs} = 1 + (B/L) * \text{Tan}(\emptyset) \quad (8)$$

$$F_{ys} = 1 - 0.4 * (B/L) \quad (9)$$

$$F_{cd} = F_{qd} - ((1 - F_{qd}) / (N_c * \text{Tan} \emptyset)) \quad (10)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 * \text{Tan} \emptyset * (1 - \text{Sen} \emptyset)^2 * (D_f / B') \quad (11)$$

$$F_{yd} = 1 \quad (12)$$

$$F_{ci} = F_{qi} = (1 - (\beta / 90))^2 \quad (13)$$

$$F_{\gamma i} = (1 - (\beta / \emptyset))^2 \quad (14)$$

Donde:

- B: Ancho de la cimentación
- L: Longitud de la cimentación

- Df: Profundidad de cimentación
- β' : Inclinación de la carga en relación al cimiento que es producto del arco tangente de la división entre el empuje activo horizontal “Eh” y la sumatoria de fuerzas verticales “Fv”
- Fcs, Fqs, Fys: Índices de forma
- Fcd, Fqd, Fyd: Índices de profundidad
- Fci, Fqi, Fyi: Índices de inclinación de carga
- Nc, Nq, Ny: Índices de capacidad de carga

Anexo 2.3 Factor de seguridad contra la falla en capacidad de carga

$$X = \frac{(MR - Mo)}{Fv} > \frac{B}{3} \quad (15)$$

$$e = \frac{B}{2} - X \quad (16)$$

$$q_{\min} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad (17)$$

$$q_{\max} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (18)$$

Donde:

- X: Resultante en la base
- MR: Momento resultante
- Mo: Momento de volteo
- Fv: Resultante de las fuerzas
- E: Excentricidad
- q_{\min} : Carga mínima
- q_{\max} : Carga máxima

Se observa en las fórmulas que cuando la excentricidad se aproxima a la sexta parte de la base “B” la carga “Q” mínima resulta ser cero; mientras que cuando la excentricidad es mayor a la sexta parte de la base la carga mínima es negativa, esto simboliza que la tensión se

aplica. Tener en cuenta que en el caso de una cimentación se tiene que considerar los parámetros efectivos como: el ancho efectivo, el cual resulta ser la base menos dos veces la excentricidad, y el largo efectivo, que es la longitud inicial "L".

Anexo 2.4 Análisis interno en los muros de gaviones y análisis de estabilidad interna.

$$\beta'' = \left[\tan^{-1} \left(\frac{h_-}{b_- - D} \right) \right] + \beta \quad (19)$$

$$\theta' = 90 - \beta'' \quad (20)$$

$$H' = [h_- + (b_- + D)\tan\beta]\cos\beta \quad (21)$$

$$h_s = \frac{q}{\gamma_s} \quad (22)$$

$$Ea' = \frac{1}{2} * Ka * \gamma_s * H'^2 \left[1 + \frac{2h_s}{H'} \right] - 2Ka^{1/2} * c * H' \quad (23)$$

$$d = \frac{H'}{3} * \left[\frac{H' + 3h_s}{H' + 2h_s} \right] - (b_- * \text{Sen}\beta) \quad (24)$$

$$Ev' = Ea * \text{Sen}(90 + \delta - \beta'') \quad (25)$$

$$Eh = Ea * \text{Cos}(90^\circ + \delta - \beta'') \quad (26)$$

$$\gamma_g = \gamma_m * \left(1 - \left(\frac{n}{100} \right) \right) \quad (27)$$

$$W = As * 1 * \gamma_g \quad (28)$$

$$M_v' = Eh * d \quad (29)$$

$$S' = (b_- * \text{Cos}\beta) - \frac{H'}{3} * \left[\frac{H' + 3h_s}{H' + 2h_s} \right] * \frac{1}{\tan\beta''} \quad (30)$$

$$X'g = \frac{\sum \text{Area} * \text{Coordenada horizontal}}{\sum \text{Areas}} \quad (31)$$

$$Y'g = \frac{\sum \text{Area} * \text{Coordenada vertical}}{\sum \text{Areas}} \quad (32)$$

$$S'' = Xg = X'g * \text{Cosa} + Y'g * \text{Sena} \quad (33)$$

$$Yg = -X'g * \text{Sena} + Y'g * \text{Cosa} \quad (34)$$

$$M_r = W * S' + E_v' * S'' \quad (35)$$

$$M = M_r - M_v \quad (36)$$

$$N = (W - E_v') * \text{Cos}\beta + (Eh * \text{Sen}\beta) \quad (37)$$

$$T = Eh * \text{Cos}\beta - (W + E_v') * \text{Sen}\beta \quad (38)$$

$$\delta' = 25 * \gamma_g - 10^\circ \quad (39)$$

$$c_g = (0.30 * p_u) - 0.50 \quad (40)$$

$$T_{adm} = N * \tan \delta + c_g * b_- \quad (41)$$

$$T' = - W * \text{Sen}\beta + Ea' * \text{Sen}(\beta'' - \delta - \beta) \quad (42)$$

$$T' < T_{adm} \quad (43)$$

$$q_{adm} = 50 * \gamma_g - 30 \quad (44)$$

$$q_{max} = \frac{N}{2 * d} \quad (45)$$

Donde:

- β'' : Ángulo entre el plano de empuje y horizontal
- b_- : Base de la sección intermedia
- h_- : Altura de la sección intermedia
- D: Corona
- β : Inclinación de la estructura
- θ' : Ángulo entre el suelo y muro
- H' : Altura de sección
- h_s : Altura por la carga
- q: Sobrecarga
- γ_s : Peso específico del material a retener
- Ea' : Empuje activo
- Ka : Coeficiente activo
- c: Cohesión del terreno
- d: Punto de aplicación
- E_v' : Empuje activo vertical
- Eh : Empuje activo horizontal
- δ : Interacción suelo estructura

- γ_g : Peso específico de gaviones
- n: Porosidad
- γ_m : Peso específico del muro
- W: Peso de la sección del muro
- As: Área de sección
- Mv' : Momento de volteo
- S': Distancia entre el punto de bloqueo y punto de aplicación
- X'g: Coordenada horizontal para sistemas de coordenadas del centro de gravedad
- Y'g: Coordenada vertical para sistemas de coordenadas del centro de gravedad
- Xg: Coordenada horizontal del centro de gravedad
- Yg: Coordenada vertical del centro de gravedad
- S'': Punto de aplicación del peso
- Mr: Momento resistente
- M: Momento actuante
- N: Resultante de fuerzas normales
- T: Fuerza tangencial
- δ' : Ángulo de fricción interna de gaviones
- Cg: Cohesión del gavión
- Pu: Peso de la malla hexagonal
- Tadm: Máxima fuerza de corte admisible
- T': Fuerza de corte
- q adm: Máxima tensión normal admisible
- q max: Máxima tensión normal

Anexo 2.5 Cálculo de caudales para el sistema de filtro.

$$Q_{NF} = k * \left(\frac{nc}{nf}\right) * (H * L) \quad (46)$$

$$Q_T = Q_{inf} + Q_{NF} \quad (47)$$

$$\theta'' = 2 * \arccos\left(1 - 2 * \left(\frac{y}{D}\right)\right) \quad (48)$$

$$y = \left(D * \left(\frac{y}{D}\right)\right) \quad (49)$$

$$Ah = (\theta'' - \text{Sen}\theta'') * \frac{D^2}{8} \quad (50)$$

$$Pm = D * \left(\frac{\theta''}{2}\right) \quad (51)$$

$$Rh = \frac{Ah}{Pm} \quad (52)$$

$$V = \frac{Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (53)$$

$$Q = V * Ah \quad (54)$$

Donde:

- Q_{NF} : Caudal por presencia del nivel freático
- Q_T : Caudal total
- Q_{inf} : Caudal infiltrado
- k: Factor que indica lo permeable respecto al terreno
- nc: Número de canales de flujo
- nf: Número de líneas equipotenciales
- H: Altura total del muro
- L: Longitud del muro
- $\frac{y}{D}$: Nivel de calado
- θ : Ángulo del nivel de calado
- Ah: Área hidráulica
- y: Tirante hidráulico
- Pm: Perímetro mojado
- Rh: Radio hidráulico
- Q: Caudal
- V : Velocidad
- D: Diámetro de la tubería
- n: Coeficiente de Manning
- S: Pendiente

Anexo 2.6 Muro de suelo reforzado

$$P_I = A_m W_A \quad (55)$$

$$T_{max} = \sigma_h * S_v = K_r (\gamma_r * Z_i + q) * S_v \quad (56)$$

$$R_c = b / S_n = E_r / S_v \quad (57)$$

$$L_e \geq 1.5 * T_{max} / (C * \tan \theta * C_i * \gamma_r * Z_p * R_c * \theta) \geq 1 \quad (58)$$

$$L_a = (H - Z) * \tan(45 - (\theta / 2)) \quad (59)$$

$$L = L_e + L_a \quad (60)$$

$$T_{mdi} = P_I \frac{L_{ei}}{\sum_{i=1}^n L_{ei}} \quad (61)$$

$$T_{total} = T_{max} + T_{mdi} \quad (62)$$

Donde:

- P_I : Fuerza que es originada por el sismo
- A_m : Factor sísmico
- W_A : Área activa del muro
- T_{max} : Tensión máxima
- σ_h : Esfuerzo horizontal por capa de reforzamiento
- S_v : Ancho tributario
- K_r : Coeficiente pasivo de presiones
- γ_r : Peso específico del relleno estructural
- Z_i : Espaciamiento entre capas
- q : Sobrecarga
- R_c : Relación de cobertura
- b, E_r : Ancho bruto de la malla
- L_e : Longitud de empotramiento
- C : Perímetro unitario efectivo de refuerzo
- C_i : Factor de interacción dado por pruebas de extracción
- θ : Coeficiente para corregir
- Z_p : Profundidad del terreno respecto al refuerzo donde inicia la zona de resistencia

- \emptyset : Ángulo de fricción del suelo
- L_a : Longitud para evitar la falla por elongación
- H : Altura de la estructura
- Z : Profundidad del refuerzo en relación a la zona más alta del muro.
- L : Longitud efectiva máxima de refuerzo
- T total: Tensiones totales

Anexo 2.7 Cálculo del caudal total

$$\Psi_{req} = Q_T / (\Delta h * H * L) \quad (63)$$

$$\Psi_{adm} = \Psi_{ult} / (FR_{SBC} * FR_{CR} * FR_{CC} * FR_{BC}) \quad (64)$$

$$FS_g = \Psi_{adm} / \Psi_{req} \quad (65)$$

$$\sigma_n = \gamma * h * K_a \quad (66)$$

$$q_{w adm} = q_{w ult} / (FR_{SBC} * FR_{CR} * FR_{CC} * FR_{BC}) \quad (67)$$

$$q_{w req} = Q_T / L \quad (68)$$

$$FS_g = q_{w adm} / q_{w req} \quad (69)$$

Donde:

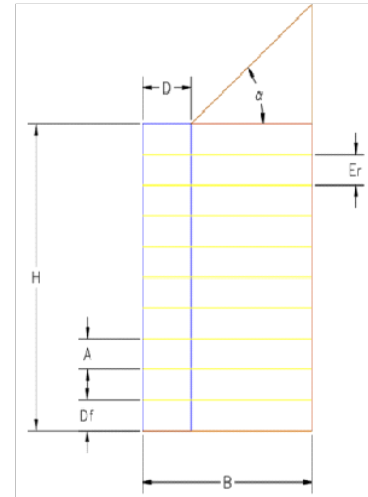
- Ψ_{req} : Permitividad requerida
- $\Delta h, H$: Altura del muro de contención
- L : Longitud de la estructura
- Ψ_{adm} : Permitividad admisible
- Ψ_{ult} : Permitividad última que lo brinda el fabricante
- $FR_{SBC}, FR_{CR}, FR_{CC}, FR_{BC}$: Coeficientes para reducir los filtros, se evidencia en la Tabla N° 4.
- FS_g : Factor de seguridad global

- σ_n : Esfuerzo normal máximo
- γ : Peso específico del terreno donde se coloca el geocompuesto
- h : Altura para obtener el esfuerzo máximo del sistema
- K_a : Factor de presión activa
- $q_{w adm}$: Tasa de flujo admisible
- $q_{w ult}$: Tasa última de flujo
- $q_{w req}$: Caudal por unidad de longitud

Anexo 2.8 Cálculos del muro de suelo reforzado caso estático

DISEÑO DE MURO DE SUELO REFORZADO

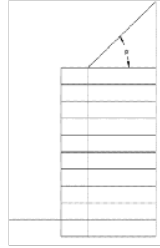
Datos		
Altura total del muro:	H =	5.00 m
Longitud del muro	L =	80.00 m
Profundidad de cimentación	Df =	0.50 m
Altura de gavión 3° - 12° camada	A =	0.50 m
Ancho de gavión	D =	1.00 m
Espaciamiento entre refuerzos	Er =	0.50 m
Peso específico del material a retener	Ps =	17.00 KN/m ³
Peso específico del suelo de fundación	Psf =	17.00 KN/m ³
Peso específico del relleno granular	Psr =	18.40 KN/m ³
Peso específico del muro	Pm =	18.00 KN/m ³
Angulo de fricción interna del relleno granular	Øre =	40.00 °
Angulo de fricción interna del suelo de fundación	Øf =	35.37 °
Cohesión del suelo de fundación	c _f =	26.97 kN/m ²
Cohesión del relleno granular	c _{re} =	0.00 kN/m ²
Angulo terraplén encima del muro	α =	27.00 °
Angulo entre el muro y el suelo	θ =	0.00 °
Sobrecarga	q =	0.00 Kg/m ²
Análisis Estabilidad Interno		
Perimetro unitario efectivo de refuerzo	C =	2.00
Coefficiente de interacción por pruebas de extrac	Cj =	0.66
Factor de corrección	θ' =	0.80
Porosidad	n =	30.00 %
Inclinación de la estructura	β =	0.00 °
Coefficiente sísmico	kh=Cj=	0.00
Datos para Drenaje:		
Factor de permeabilidad	k =	0.00001 m/s
Número de canales de flujo	nc =	4.00
Número de líneas equipotenciales	nf =	5.00
Factor de Manning	n =	0.009
Pendiente de tubería	S =	0.043 m/m
Permitividad última (Dato del fabricante)	Ψ_{max}	3.000 s-1
	FR_SBC =	2
	FR_CR =	1.5
Factores	FR_IN =	1.1
	FR_CC =	1
	FR_BC =	1



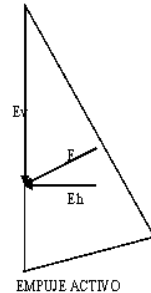
Cálculos		
Altura de pantalla	h =	4.50 m
Base (0.7H)	B =	3.50 m
Longitud de refuerzo (0.7H)	L _{ref} =	3.50 m
Interacción suelo estructura (2Ø/3)	δ =	26.67 °
Coef. de Empuje activo del suelo	Ka =	0.288
Coef. de Empuje pasivo del suelo	Kp =	2.140
Ángulo de inclinación para delimitar el área acti	γ =	65 °

Peso del Muro : 320.00 Kg
 Sección Muro : 17.500 m²

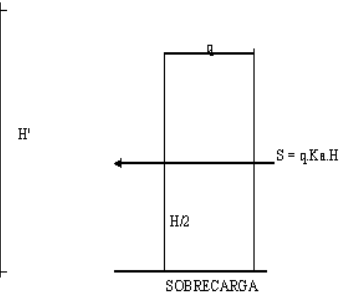
CALCULO DE LA ESTABILIDAD DEL MURO :



PESOS DEL MURO Y RELLENO



EMPUJE ACTIVO



SOBRECARGA

$H' = H + (B) \tan \alpha = 6.78 \text{ m}$
 Fuerza activa por masa de suelo retenido: $E = 0.5 * P_s * K_a * (H')^2 = 112.74 \text{ kN}$
 Componentes: $E_h = E * \cos \alpha = 100.45 \text{ kN}$ $E_v = E * \sin \alpha = 51.18 \text{ kN}$
 Fuerza Pasiva: $E_p = 0.5 * K_p * P_s * (Df)^2 + 2 * c * (K_p * 0.5) * Df = 44.00 \text{ kN}$
 Fuerza sísmica: $P_i = k_h * W_A = 0.00 \text{ kN}$

Fuerzas		Momentos	
$G1 = 10 * (D * A) * P_m$	= 90.00 kN	$M1 = G1 * (D/2)$	= 157.50 KN-m/m
$G2 = 10 * (L_{ref} - D) * A * P_m$	= 230.00 kN	$M2 = G2 * ((L_{ref} - D)/2 + D)$	= 517.50 KN-m/m
$E_v = E * \sin \alpha = 0.5 * P_s * K_a * (H')^2 * \sin \alpha$	= 51.18 kN	$M_{E_v} = E_v * B$	= 179.14 KN-m/m
$G3 = 0.5 * (L_{ref})^2 * \tan \alpha * P_s$	= 57.42 kN	$M3 = G3 * (2 * L_{ref} / 3)$	= 133.99 KN-m/m
TOTALES	Fv (relleno granular) = 371.18 kN		MR (relleno granular) = 854.14 KN-m/m
	Fv (suelo a retener) = 57.42 kN		MR (suelo a retener) = 133.99 KN-m/m

Inclinación de la carga sobre la cimentación (β): $\beta = \arctan(E_h/E_v) = 13.19$

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLTEO. (respecto a O)
 Momento de Volteo: $M_D = E_h * H' / 3 + S * H/2 + (P_i) / 2 = 227.14 \text{ KN-m/m}$
 Factor de Seguridad al Volteo: $FSV = MR / M_D = 4.35 > 1.50 \dots \text{O.K.}$

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.
 $F_r = F_v * \tan(\phi) + B * c + E_p = 490.62 \text{ kN}$
 Factor de Seguridad Deslizamiento: $FSD = F_r / (E_h + S + P_i) = 4.88 > 1.50 \dots \text{O.K.}$

UBICACIÓN DE LA RESULTANTE EN LA BASE.
 $X = (MR - M_D) / F_v > B/3 \implies X = 1.78 > 1.17 \dots \text{O.K.}$
 Excentricidad: $e = B/2 - X = 0.03 \text{ m} < 0.38 \text{ m} \implies e = 0.03 \text{ m}$

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

$\tan(45 + \phi/2) = 3.75$
 Factores de capacidad de carga: $N_q = K_p * e * \gamma * m * T_a = 52.33$, $N_c = (N_q - 1) * C_o * k = 61.17$, $N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * T = 89.50$
 Factores de forma: $F_{cs} = 1 + (B/L) * (N_q / m * c) = 1.04$, $F_{cq} = 1 + (B/L) * \tan(\phi) = 1.04$, $F_{ys} = 1 - 0.4 * (B/L) = 0.98$
 Factores de profundidad: $F_{cd} = F_{qd} * ((1 - F_{qd}) / (N_c * T \tan(\phi))) = 1.01$, $F_{qd} = 1 + 2 * T \tan(\phi) * (1 - \sin(\phi))^2 * \gamma * L = 1.03$, $F_{yd} = 1$
 Factores de inclinación: $F_{ci} = F_{qi} * (1 - (\beta/90))^2 = 0.73$, $F_{yi} = (1 - (\beta/90))^2 = 0.45$
 Capacidad portante: $S_i \phi > 0: q_u = c' * N_c * F_{cs} * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{cq} * F_{qd} * F_{qi} + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * F_{ys} * F_{yd} * F_{yi} = 2720.41 \text{ kN/m}^2$

CALCULO DE LA PRESION DEL SUELO.

Reacciones del terreno: $R = F_v * B * (1 \pm 6 * e / B)$ (*0.0001 Kg/cm²)
 $R_{max} \text{ (Fuente)} = 110.689 \text{ kN/m}^2 < 2720.41 \dots \text{O.K. El suelo de cimentación es estable}$
 $R_{min} \text{ (Talón)} = 101.416 \text{ kN/m}^2$

FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD DE CARGA

$FSC = q_u / q_{max} = 24.58 > 3 \text{ OK}$

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA
TENSIÓN MÁXIMA POR CAPA DE REFUERZO

$$T_{max} = \sigma_h * S_v = K_1(\gamma_r * Z_1 + q) * S_v$$

S_v = ancho tributario

σ_h = esfuerzo horizontal por capa de refuerzo

Capas	T_{max}	
1	1.99	kN/m
2	2.65	kN/m
3	3.98	kN/m
4	5.30	kN/m
5	6.63	kN/m
6	7.96	kN/m
7	9.28	kN/m
8	10.61	kN/m
9	11.93	kN/m
10	13.26	kN/m

DISEÑO DE LONGITUDES DE REFUERZO

Longitud de empotramiento para evitar la falla por extracción

$$L_e >= 1.5 * T_{max} / (C * T_{an} * C_i * \gamma_r * Z_p * R_c * \beta) >= 1$$

Relación de cobertura

$$R_c = b/S_n = E_x/S_v$$

b = ancho bruto de la banda o malla (E_x)

S_x = espaciamiento centro a centro de manera (S_v)

horizontal entre bandas o mallas

Malla	L_e	
1	1.00	m
2	1.00	m
3	1.00	m
4	1.00	m
5	1.00	m
6	1.00	m
7	1.00	m
8	1.00	m
9	1.00	m
10	1.00	m

$R_c = 1$

Longitud necesaria para evitar la falla por elongación

$$L_a = (H - Z) * T_{max} / (45 * (\sigma / 2))$$

Malla	L_a	
1	2.10	m
2	1.87	m
3	1.63	m
4	1.40	m
5	1.17	m
6	0.93	m
7	0.70	m
8	0.47	m
9	0.23	m
10	0.00	m

Longitud efectiva máxima de refuerzo

$$L = L_e + L_a$$

Malla	L	
1	3.10	m
2	2.87	m
3	2.63	m
4	2.40	m
5	2.17	m
6	1.93	m
7	1.70	m
8	1.47	m
9	1.23	m
10	1.00	m

Incremento de fuerzas por el sismo

$$T_{sismo} = P_i \frac{L_{e1}}{\sum_{i=1}^n L_{e1}}$$

Malla	T_{sismo}	
1	0.00	kN/m
2	0.00	kN/m
3	0.00	kN/m
4	0.00	kN/m
5	0.00	kN/m
6	0.00	kN/m
7	0.00	kN/m
8	0.00	kN/m
9	0.00	kN/m
10	0.00	kN/m

Tensiones totales

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

Malla	T_{total}	
1	1.99	kN/m
2	2.65	kN/m
3	3.98	kN/m
4	5.30	kN/m
5	6.63	kN/m
6	7.96	kN/m
7	9.28	kN/m
8	10.61	kN/m
9	11.93	kN/m
10	13.26	kN/m

DRENAJE

Caudal por presencia de nivel freático

$$Q_{NF} = k \cdot (n_c/n_f) \cdot (h \cdot L) \quad Q_{NF} = 0.0032 \text{ m}^3/\text{s}$$

Caudal total

$$Q_T = Q_{inf} + Q_{NF} \quad Q_T = 0.00320 \text{ m}^3/\text{s}$$

Diámetro de la tubería

Pendiente	Diámetro int	Nivel de calado	Coeff Manning	Ángulo	Tirante	Area hidráulica	Perímetro moj	Radio hidráulico	Velocidad	Caudal	Caudal
S	D	y/D	n	θ	y	Ah	Pm	Rh	V	Q	Q
m/m	mm	%		°	m	m ²	m	m	m/s	m ³ /s	l/s
0.043	83.00	1.00%	0.009	23.0	0.0008	0.00001	0.0166	0.0006	0.15481	0.00000	0.001
0.043	83.00	5.00%	0.009	51.7	0.0042	0.00010	0.0374	0.0027	0.44695	0.00005	0.045
0.043	83.00	10.00%	0.009	73.7	0.0083	0.00028	0.0534	0.0053	0.69794	0.00020	0.197
0.043	83.00	15.00%	0.009	91.1	0.0125	0.00051	0.0660	0.0077	0.89912	0.00046	0.458
0.043	83.00	20.00%	0.009	106.3	0.0166	0.00077	0.0770	0.0100	1.07009	0.00082	0.824
0.043	83.00	25.00%	0.009	120.0	0.0208	0.00106	0.0869	0.0122	1.21904	0.00129	1.289
0.043	83.00	30.00%	0.009	132.8	0.0249	0.00137	0.0962	0.0142	1.35033	0.00184	1.843
0.043	83.00	35.00%	0.009	145.1	0.0291	0.00169	0.1051	0.0161	1.46662	0.00248	2.475
0.043	83.00	40.00%	0.009	156.9	0.0332	0.00202	0.1137	0.0178	1.56961	0.00317	3.172
0.043	83.00	45.00%	0.009	168.5	0.0374	0.00236	0.1221	0.0193	1.66043	0.00392	3.921
0.043	83.00	50.00%	0.009	180.0	0.0415	0.00271	0.1304	0.0208	1.73982	0.00471	4.707
0.043	83.00	55.00%	0.009	191.5	0.0457	0.00305	0.1387	0.0220	1.80822	0.00551	5.514
0.043	83.00	60.00%	0.009	203.1	0.0498	0.00339	0.1471	0.0230	1.86582	0.00632	6.324
0.043	83.00	65.00%	0.009	214.9	0.0540	0.00372	0.1557	0.0239	1.91258	0.00712	7.120
0.043	83.00	70.00%	0.009	227.2	0.0581	0.00405	0.1645	0.0246	1.94820	0.00788	7.881
0.043	83.00	75.00%	0.009	240.0	0.0623	0.00435	0.1738	0.0250	1.97204	0.00858	8.584
0.043	83.00	80.00%	0.009	253.7	0.0664	0.00464	0.1838	0.0252	1.98294	0.00920	9.201
0.043	83.00	85.00%	0.009	268.9	0.0706	0.00490	0.1947	0.0252	1.97892	0.00970	9.700
0.043	83.00	90.00%	0.009	286.3	0.0747	0.00513	0.2073	0.0247	1.95610	0.01003	10.033
0.043	83.00	95.00%	0.009	308.3	0.0789	0.00531	0.2233	0.0238	1.90507	0.01011	10.115
0.043	83.00	100.00%	0.009	360.0	0.0830	0.00541	0.2608	0.0208	1.73982	0.00941	9.413

$$0.00320 < 0.00858 \quad \text{OK}$$

$$\Psi_{req} = Q_T / (\Delta h \cdot H \cdot L) \quad 0.0000 \text{ l/s}$$

$$\Psi_{actm} = \Psi_{ult} / (FR_{SPC} + FR_{CA} + FR_{CC} + FR_{UC}) \quad 0.9091 \text{ l/s}$$

$$FS_{\Psi} = \Psi_{actm} / \Psi_{req} \quad 568181.82 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_n = \gamma \cdot h \cdot N_{\alpha} \quad 24.50 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{v,ult} \quad \text{Tasa última de flujo (Ver figura)} \quad 0.0004 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m} \quad \text{Nota: Geodren vertical, } i=1$$

$$q_{w,actm} = q_{v,ult} / (FR_{SPC} + FR_{CA} + FR_{CC} + FR_{UC}) \quad 0.00013$$

$$q_{w,req} = Q_T / L \quad 0.00004$$

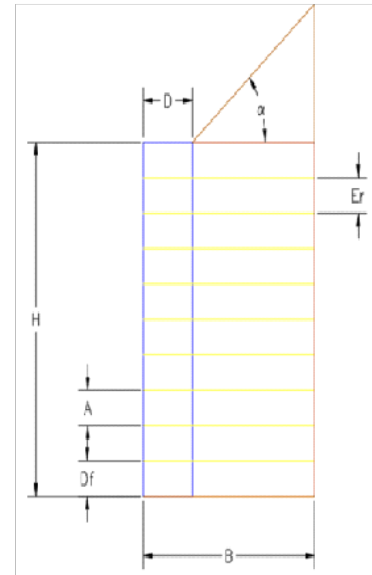
$$FS_q = q_{w,actm} / q_{w,req} \quad 3.33 \quad \text{OK}$$

Anexo 2.9 Cálculos del muro de suelo reforzado caso pseudoestático

DISEÑO DE MURO DE SUELO REFORZADO

Datos

Altura total del muro:	H =	5.00 m
Longitud del muro	L =	80.00 m
Profundidad de cimentación	Df =	0.50 m
Altura de gavión 3° · 12° amada	A =	0.50 m
Ancho de gavión	D =	1.00 m
Espaciamiento entre refuerzos	Er =	0.50 m
Peso específico del material a retener	Ps =	17.00 KN/m ³
Peso específico del suelo de fundación	Psf =	17.00 KN/m ³
Peso específico del relleno granular	Psr =	18.40 KN/m ³
Peso específico del muro	Pm =	18.00 KN/m ³
Angulo de fricción interna del relleno granular	Øre =	40.00 °
Angulo de fricción interna del suelo de fundación	Øf =	35.37 °
Cohesión del suelo de fundación	c_f =	26.97 kN/m ²
Cohesión del relleno granular	c_re =	0.00 kN/m ²
Angulo terraplén encima del muro	α =	27.00 °
Angulo entre el muro y el suelo	θ =	0.00 °
Sobrecarga	q =	0.00 Kg/m ²
Análisis Estabilidad Interno		
Perímetro unitario efectivo de refuerzo	C =	2.00
Coefficiente de interacción por pruebas de extracción	Ci =	0.66
Factor de corrección	θ' =	0.80
Porosidad	n =	30.00 %
Inclinación de la estructura	β =	0.00 °
Coefficiente sísmico	kh=Ch =	0.00
Datos para Drenaje:		
Factor de permeabilidad	k =	0.00001 m/s
Número de canales de flujo	nc =	4.00
Número de líneas equipotenciales	nf =	5.00
Factor de Manning	n =	0.009
Pendiente de tubería	S =	0.040 m/m
Permitividad última (Dato del fabricante)	$\sqrt{\frac{V_{ult}}{g}}$	3.000 s-1
	FR_SBC =	2
	FR_CR =	1.5
	FR_IN =	1.1
	FR_CC =	1
	FR_BC =	1

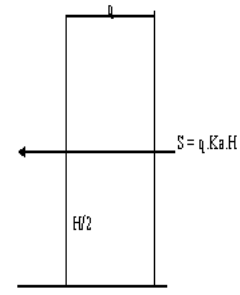
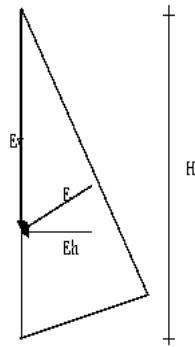
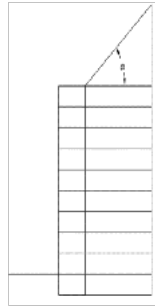


Cálculos

Altura de pantalla	h =	4.50 m
Base (0.7H)	B =	3.50 m
Longitud de refuerzo (0.7H)	Lref =	3.50 m
Interacción suelo estructura (2Ø/3)	δ =	26.67 °
Coef. de Empuje activo del suelo	Ka =	0.288
Coef. de Empuje pasivo del suelo	Kp =	2.140
Ángulo de inclinación para delimitar el área activa	γ =	65 °

Peso del Muro : 320.00 Kg
Sección Muro : 17.500 m²

CALCULO DE LA ESTABILIDAD DEL MURO:



PESOS DEL MURO Y RELLENO

EMPUJE ACTIVO

SOBRECARGA

	$H' = H + (B) \tan \alpha =$	6.78	m	$S = K_a \cdot q \cdot H =$	0.00
Fuerza activa por masa de suelo retenido:	$E = 0.5 \cdot P_r \cdot K_a \cdot (H')^2 =$	112.74	kN		
Componentes:	$E_h = E \cdot \cos \alpha =$	100.45	kN	$E_v = E \cdot \sin \alpha =$	51.18
Fuerza Pasiva:	$E_p = 0.5 \cdot K_p \cdot P_s \cdot (D)^2 + 2 \cdot c \cdot (K_p \cdot 0.5) \cdot D =$	44.00	kN		
Fuerza sísmica:	$P = k_h \cdot W_A =$	89.70	kN		

Fuerzas		Momentos	
$G_1 = 10 \cdot (D \cdot A) \cdot P_m =$	90.00 kN	$M_1 = G_1 \cdot (D/2) =$	157.50 KN-m/ro
$G_2 = 10 \cdot (L_{ref} - D) \cdot A \cdot P_r =$	230.00 kN	$M_2 = G_2 \cdot ((L_{ref} - D)/2 + D) =$	517.50 KN-m/ro
$E_v = E \cdot \sin \alpha = 0.5 \cdot P_r \cdot K_a \cdot (H')^2 \cdot \sin \alpha =$	51.18 kN	$M_{E_v} = E_v \cdot B =$	179.14 KN-m/ro
$G_3 = 0.5 \cdot (L_{ref})^2 \cdot \tan \alpha \cdot P_s =$	57.42 kN	$M_3 = G_3 \cdot (2 \cdot L_{ref} / 3) =$	133.99 KN-m/ro
TOTALES	F_v (relleno granular) = 371.18 kN	M_R (relleno granular) =	854.14 KN-m/ro
	F_v (suelo a retener) = 57.42 kN	M_R (suelo a retener) =	133.99 KN-m/ro

Inclinación de la carga sobre la cimentación (β): $\beta = \arctan(E_h / E_v) = 13.19$

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLTEO. (respecto a O)
 Momento de Volteo: $M_o = E_h \cdot H'/3 + S \cdot H/2 + (P) \cdot X = 271.99$ KN-m/ro
 Factor de Seguridad al Volteo: $FSV = M_R / M_o = 3.63 > 1.25$ O.K.

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.
 $F_r = F_v \cdot \tan(\beta) + B \cdot c + E_p = 490.62$ kN
 Factor de Seguridad Deslizamiento: $FSD = F_r / (E_h + S + P) = 2.58 > 1.25$ O.K.

UBICACIÓN DE LA RESULTANTE EN LA BASE.
 $X = (M_R - M_o) / F_v > B/3 \implies X = 1.67 > 1.17$ O.K.
 Excentricidad: $e = B/2 - X = 0.08$ m. $e < 0.5B = 0.08$ m

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

$\tan(45 + \beta/2)^2 =$	3.75	Factores de forma	
Factores de capacidad de carga		$F_{cs} = 1 + (B/L) \cdot (N_q / N_c) =$	1.04
$N_q = K_p \cdot \gamma \cdot n \cdot T_a =$	52.33	$F_{qs} = 1 + (B/L) \cdot \tan(\beta) =$	1.04
$N_c = (N_q - 1) \cdot C \cdot \cot \beta =$	61.17	$F_{ys} = 1 - 0.4 \cdot (B/L) =$	0.98
$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot T =$	89.50	Factores de profundidad	
Factores de profundidad		Caso $D/B > 1$	
Caso $D/B < 1$		Para $\beta > 0$	
Para $\beta > 0$		Para $\beta > 0$	
$F_{cd} = F_{qd} \cdot (1 - F_{qd}) / (N_c \cdot \tan(\beta)) =$	1.01	$F_{cd} = F_{qd} \cdot (1 - F_{qd}) / (N_c \cdot \tan(\beta)) =$	1.03
$F_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan(\beta) \cdot (1 - \sin(\beta))^2 \cdot C =$	1.03	$F_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan(\beta) \cdot (1 - \sin(\beta))^2 \cdot \tan(D/B) =$	1.03
$F_{yd} = 1 =$	1.00	$F_{yd} = 1 =$	1.00
Factores de inclinación			
$F_{ai} = F_{qi} = (1 - (\beta/90))^2 =$	0.73		
$F_{yi} = (1 - (\beta/90))^2 =$	0.45		
Capacidad portante			
$S1 \beta > 0: q_u = c' \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_y \cdot F_{ys} \cdot F_{yd} \cdot F_{yi} =$	2684.27	kN/m2	

CALCULO DE LA PRESSION DEL SUELO.

Reacciones del terreno: $R = F \cdot W / B (1 \pm 6e / B)$ (*0.0001 Kg/cm2)
 $\implies R_{max} (Punta) = 120.440$ kN/m2 < 2684.27 ... O.K. El suelo de cimentación es estable
 $R_{min} (Talón) = 91.665$ kN/m2

FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD DE CARGA

$FSC = q_u / q_{max} = 22.29 \geq 2.5$ OK

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA
TENSIÓN MÁXIMA POR CAPA DE REFUERZO

$$T_{max} = \sigma_h * S_v = K_r(\gamma_r * Z_i + q) * S_v$$

S_v = ancho tributario

σ_h = esfuerzo horizontal por capa de refuerzo

Capas	Tmax	
1	1.99	kN/m
2	2.63	kN/m
3	3.98	kN/m
4	5.30	kN/m
5	6.63	kN/m
6	7.96	kN/m
7	9.28	kN/m
8	10.61	kN/m
9	11.93	kN/m
10	13.26	kN/m

DISEÑO DE LONGITUDES DE REFUERZO

Longitud de empotramiento para evitar la falla por extracción.

$$L_e >= 1.5 * T_{max} / (C * T_{arr} * C_i * \gamma_r * Z_p * R_c * \phi) >= 1$$

Relación de cobertura

$$R_c = b / S_n = E_r / S_v$$

b = ancho bruto de la banda o malla (E_r)

S_n = espaciamiento centro a centro de manera (S_v)

horizontal entre bandas o mallas

Malla	Le	
1	1.00	m
2	1.00	m
3	1.00	m
4	1.00	m
5	1.00	m
6	1.00	m
7	1.00	m
8	1.00	m
9	1.00	m
10	1.00	m

$R_c = 1$

Longitud necesaria para evitar la falla por elongación

$$L_a = (H - Z) * T_{arr} / (45 * \phi / Z)$$

Malla	La	
1	2.10	m
2	1.87	m
3	1.63	m
4	1.40	m
5	1.17	m
6	0.93	m
7	0.70	m
8	0.47	m
9	0.23	m
10	0.00	m

Longitud efectiva máxima de refuerzo

$$L = L_e + L_a$$

Malla	L	
1	3.10	m
2	2.87	m
3	2.63	m
4	2.40	m
5	2.17	m
6	1.93	m
7	1.70	m
8	1.47	m
9	1.23	m
10	1.00	m

Incremento de fuerzas por el sismo

$$T_{msi} = P_r \frac{L_{s1}}{\sum_{i=1}^n L_{s1}}$$

Malla	T mdi	
1	8.97	kN/m
2	8.97	kN/m
3	8.97	kN/m
4	8.97	kN/m
5	8.97	kN/m
6	8.97	kN/m
7	8.97	kN/m
8	8.97	kN/m
9	8.97	kN/m
10	8.97	kN/m

Tensiones totales

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

Malla	T total	
1	10.96	kN/m
2	11.62	kN/m
3	12.95	kN/m
4	14.27	kN/m
5	15.60	kN/m
6	16.93	kN/m
7	18.25	kN/m
8	19.58	kN/m
9	20.90	kN/m
10	22.23	kN/m

DRENAJE

Caudal por presencia de nivel freático

$$QNF = k \cdot (nc/nf) \cdot (h \cdot L) \quad QNF = 0.0032 \text{ m}^3/\text{s}$$

Caudal total

$$QT = Qm + QNF \quad QT = 0.00320 \text{ m}^3/\text{s}$$

Diámetro de la tubería

Pendiente S m/m	Diámetro int D mm	Nivel de calado y/D %	Coef. Manning n	Ángulo θ °	Tirante y m	Area hidraulica Ah m ²	Perimetro moj Pm m	Radio hidraulico Rh m	Velocidad V m/s	Caudal Q m ³ /s	Caudal Q l/s
0.043	83.00	1.00%	0.009	23.0	0.0008	0.0001	0.0166	0.0006	0.15481	0.00000	0.001
0.043	83.00	5.00%	0.009	51.7	0.0042	0.00010	0.0374	0.0027	0.44695	0.00005	0.045
0.043	83.00	10.00%	0.009	73.7	0.0083	0.00028	0.0534	0.0053	0.69794	0.00020	0.197
0.043	83.00	15.00%	0.009	91.1	0.0125	0.00051	0.0660	0.0077	0.89912	0.00046	0.458
0.043	83.00	20.00%	0.009	106.3	0.0166	0.00077	0.0770	0.0100	1.07009	0.00082	0.824
0.043	83.00	25.00%	0.009	120.0	0.0208	0.00106	0.0869	0.0122	1.21904	0.00129	1.289
0.043	83.00	30.00%	0.009	132.8	0.0249	0.00137	0.0962	0.0142	1.35033	0.00184	1.843
0.043	83.00	35.00%	0.009	145.1	0.0291	0.00169	0.1051	0.0161	1.46662	0.00248	2.475
0.043	83.00	40.00%	0.009	156.9	0.0332	0.00202	0.1137	0.0178	1.56961	0.00317	3.172
0.043	83.00	45.00%	0.009	168.5	0.0374	0.00236	0.1221	0.0193	1.66043	0.00392	3.921
0.043	83.00	50.00%	0.009	180.0	0.0415	0.00271	0.1304	0.0208	1.73982	0.00471	4.707
0.043	83.00	55.00%	0.009	191.5	0.0457	0.00305	0.1387	0.0220	1.80822	0.00551	5.514
0.043	83.00	60.00%	0.009	203.1	0.0498	0.00339	0.1471	0.0230	1.86582	0.00632	6.324
0.043	83.00	65.00%	0.009	214.9	0.0540	0.00372	0.1557	0.0239	1.91258	0.00712	7.120
0.043	83.00	70.00%	0.009	227.2	0.0581	0.00405	0.1645	0.0246	1.94820	0.00788	7.881
0.043	83.00	75.00%	0.009	240.0	0.0623	0.00435	0.1738	0.0250	1.97204	0.00858	8.584
0.043	83.00	80.00%	0.009	253.7	0.0664	0.00464	0.1838	0.0252	1.98294	0.00920	9.201
0.043	83.00	85.00%	0.009	268.9	0.0706	0.00490	0.1947	0.0252	1.97892	0.00970	9.700
0.043	83.00	90.00%	0.009	286.3	0.0747	0.00513	0.2073	0.0247	1.95610	0.01003	10.033
0.043	83.00	95.00%	0.009	308.3	0.0789	0.00531	0.2233	0.0238	1.90507	0.01011	10.115
0.043	83.00	100.00%	0.009	360.0	0.0830	0.00541	0.2608	0.0208	1.73982	0.00941	9.413

$$0.00320 < 0.00858 \quad \text{OK}$$

$$W_{req} = Q_T / (\Delta H + H + L) \quad 0.0000 \text{ l/s}$$

$$W_{adm} = W_{ult} / (FR_{DCC} + FR_{CB} + FR_{CC} + FR_{DC}) \quad 0.9091 \text{ l/s}$$

$$FS_g = W_{adm} / W_{req} \quad 568181.82 \quad \text{OK}$$

$$q_w = \gamma \cdot h \cdot R_w \quad 24.50 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w(ult)} \quad \text{Tasa última de flujo (Ver figura)} \quad 0.0004 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m} \quad \text{Nota: Geodren vertical, } i=1$$

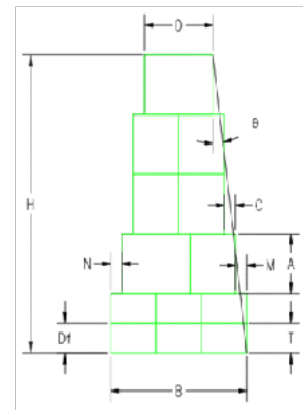
$$q_{w(adm)} = q_{w(ult)} / (FR_{DCC} + FR_{CB} + FR_{CC} + FR_{DC}) \quad 0.00013$$

$$q_{w(rea)} = Q_T / L \quad 0.00004$$

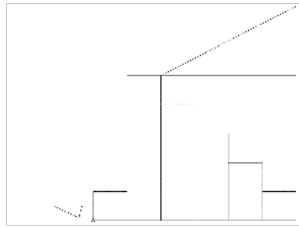
$$FS_D = q_{w(adm)} / q_{w(rea)} \quad 3.33 \quad \text{OK}$$

Anexo 2.10 Cálculos del muro de gaviones caso estático

DISEÑO DE MURO DE GAVIONES	
Datos	
Altura total del muro:	H = 5.00 m
Longitud del muro	L = 80.00 m
Profundidad de cimentación	Df = 0.50 m
Altura de gavión 1º y 2º camada	T = 0.50 m
Altura de gavión 3º - 7º camada	A = 1.00 m
Desplazamiento entre gaviones	C = 0.25 m
Corona	D = 1.50 m
Desplazamiento en la Punta	N = 0.25 m
Desplazamiento en el Talón	M = 0.25 m
Peso específico del material a retener	Ps = 17.00 KN/m3
Peso específico del suelo de fundación	Psf = 17.00 KN/m3
Peso específico del relleno granular	Psr = 18.40 KN/m3
Peso específico del muro	Pm = 18.00 KN/m3
Angulo de fricción interna del relleno granular	$\phi_{re} = 40.00^\circ$
Cohesión del relleno granular	$c_{re} = 0.00 \text{ kN/m}^2$
Angulo de fricción interna del suelo de fundación y	$\phi_f = 35.37^\circ$
Cohesión del suelo de fundación y talud	$c_f = 26.97 \text{ kN/m}^2$
Angulo barraplán encima del muro	$\alpha = 39.00^\circ$
Angulo entre el muro y el suelo	$\theta = 9.00^\circ$
Sobrecarga	q = 0.00 KN/m2
Porosidad	n = 30.00 %
Inclinación de la estructura	$\beta = 6.00^\circ$
Coefficiente sísmico	$k_s = C_s = 0.00$
Datos para Análisis Interno de las Secciones	
Base de la sección intermedia	$b_1 = 3.00 \text{ m}$
Base de la sección intermedia	$b_2 = 2.00 \text{ m}$
Base de la sección intermedia	$b_3 = 2.00 \text{ m}$
Base de la sección intermedia	$b_4 = 2.00 \text{ m}$
Altura de sección intermedia	$h_1 = 4.50 \text{ m}$
Altura de sección intermedia	$h_2 = 4.00 \text{ m}$
Altura de sección intermedia	$h_3 = 3.00 \text{ m}$
Altura de sección intermedia	$h_4 = 2.00 \text{ m}$
Peso de la red metálica de 10x12	$p_u = 8.60 \text{ kg/m}^3$
Datos para Drenaje:	
Número de canales de flujo	nc = 4.00
Número de líneas equipotenciales	nf = 5.00
Factor de permeabilidad	k = 0.00001 m/s
Factor de Manning	n = 0.009
Pendiente de tubería	S = 0.043 m/m
Diámetro de tubería	D = 83.000 mm
Cálculos	
Altura de pantalla	h = 4.50 m
Base (0.6H)	B = 3.00 m
Interacción suelo estructura (2Ø/3)	$\delta = 26.67^\circ$
Coef. de Empuje activo del suelo	$K_a = 0.700$
Coef. de Empuje pasivo del suelo	$K_p = 1.635$
Peso del Muro :	243.00 Kg
Sección Muro :	11.000 m ²

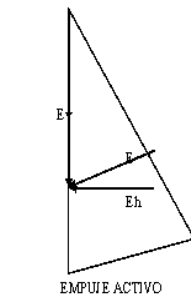


CALCULO DE LA ESTABILIDAD DEL MURO :



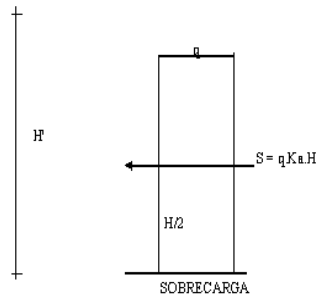
PESOS DEL MURO Y RELLENO

Fuerza Activa :	$Ea = 0.5 * Ps * Ka * (H)^2 =$	199.14 kN
Componentes :	$Eh = Ea * Cos \alpha =$	154.76 kN
Fuerza Pasiva :	$Ep = 0.5 * Kp * P * (D^2) + 2 * c * (Kp * 0.5) * D =$	37.78 kN
Fuerza sísmica :	$PE = kh * W =$	0.00 kN
	$Ch = Ch * P =$	0.00 kN



EMPUJE ACTIVO

$H' = H + (M+2C) \tan \alpha = 5.58 \text{ m}$



SOBRECARGA

$S = Ka * q * H = 0.00$

Fuerzas		Momentos	
$G1 = 2 * T * B * Pm$	= 54.00 KN/m	$M1 = G1 * (B/2)$	= 81.00 KN-m/m
$G2 = 3 * A * (B-N-M) * Pm$	= 135.00 KN/m	$M2 = G2 * (N+B-N-M)/2$	= 202.50 KN-m/m
$G3 = 2 * A * D * Pm$	= 54.00 KN/m	$M3 = G3 * (N+C+(2C+D)/2)$	= 81.00 KN-m/m
$G4 = C * 4A * Ps$	= 18.40 KN/m	$M4 = G4 * B * (M/2)$	= 52.90 KN-m/m
$G7 = M * A * Ps$	= 4.60 KN/m	$M7 = G7 * B * (M+0.5 * C)$	= 12.08 KN-m/m
$Ev = E * Sen \alpha = 0.5 * Ps * Ka * (H)^2 * Sen \alpha$	= 125.32 KN/m	$MEv = Ev * B$	= 375.97 KN-m/m
$G8 = 0.5 * (2C+M)^2 * Tan \alpha * Ps$	= 3.87 KN/m	$M8 = G8 * B * (2C+M)/3$	= 10.65 KN-m/m
TOTALES	Fv (muro y relleno granular) = 389.18 KN/m	MR (muro y relleno granular) = 801.04 KN-m/m	
	Fv (material del talud) = 3.85 KN/m	MR (material del talud) = 10.59 KN-m/m	

Inclinación de la carga sobre la cimentación (β): $\beta = Arctan(Eh/Fv) = 21.49^\circ$

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLTEO.

Momento de Volteo: $Mo = Eh * H' / 3 + S * H / 2 + (PE + Ch) / 2 = 287.68 \text{ KN-m/m}$
 Factor de Seguridad al Volteo: $FSV = MR / Mo = 2.78 > 1.50 \text{ O.K.}$

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.

$Fz = Fv * Tan \alpha + B * c + Ep = 447.98 \text{ KN/m}$
 Factor de Seguridad Deslizamiento: $FSD = Fz / (Eh + PE + Ch + S) = 2.89 > 1.50 \text{ O.K.}$

UBICACIÓN DE LA RESULTANTE EN LA BASE.

$X = (MR - Mo) / Fv > B/3 \text{ =====> } X = 1.32 > 1.00 \text{ O.K.}$
 Excentricidad: $e = B/2 - X = 0.18 \text{ m} < 0.30 \text{ m}$

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

$Tan(45 + \phi/2)^2$	3.75	Factores de forma	
Factores de capacidad de carga		$Fcs = 1 + (B/L) * (Nq/Nc)$	1.03
$Nq = Kp * e * (u^2) \alpha$	52.33	$Fqs = 1 + (B/L) * Tan(\phi)$	1.03
$Nc = (Nq - 1) * Co / K$	61.17	$Fys = 1 - 0.4 * (B/L)$	0.99
$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * T$	89.50	Factores de profundidad	
Factores de profundidad		Caso $D/B > 1$	
Caso $D/B < 1$		Caso $D/B > 1$	
Para $\phi > 0$		Para $\phi > 0$	
$Fcd = Fqd * ((1 - Fqd) / (Nc * Tan(\phi)))$	1.01	$Fcd = Fqd * ((1 - Fqd) / (Nc * Tan(\phi)))$	1.04
$Fcd = 1 + 2 * Tan(\phi) * (1 - Sen(\phi))^2 * D/B$	1.04	$Fcd = 1 + 2 * Tan(\phi) * (1 - Sen(\phi))^2 * D/B$	1.04
$Fcd = 1$	1.00	$Fcd = 1$	1.00
Factores de inclinación		Factores de inclinación	
$Fci = Fqi * (1 - (\beta/90))^2$	0.58	$Fci = Fqi * (1 - (\beta/90))^2$	0.58
$Fci = (1 - (\beta/90))^2$	0.21	$Fci = (1 - (\beta/90))^2$	0.21
Capacidad portante		Capacidad portante	
$SI \phi > 0: q_u = c' * Nc * Fcs * Fcd * Fci + q * Nq * Fqs * Fcd * Fci + 0.5 * \gamma * B * N\gamma * Fys * Fcd * Fci$			1660.03 kN/m ²

CALCULO DE LA PRESION DEL SUELO.

Reacciones del terreno: $R = Fv / B (1 \pm 6e/B)$ ($\pm 0.0001 \text{ Kg/cm}^2$)
 ==> $R_{max} \text{ (Punta)} = 176.673 \text{ KN/m}^2 < 1660.03 \text{ ... O.K. El suelo de cimentación es estable}$
 $R_{min} \text{ (Talón)} = 82.781 \text{ KN/m}^2$

FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD DE CARGA

$FSC = qu / q_{max} = 9.40 > 3 \text{ OK}$

DRENAJE

Caudal por presencia de nivel freático

$QNF=k*(nc/nt)*(H*L)$ QNF= 0.0032 m³/s

Caudal total

$QT=Qinf+QNF$ QT= 0.00320 m³/s

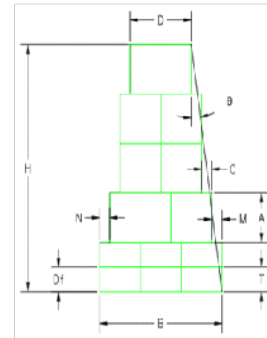
Diámetro de la tubería

Pendiente	Diámetro int	Nivel de calado	Coef. Manning	Ángulo	Tirante	Área hidráulic	Perímetro mojado	Radio hidráulic	Velocidad	Caudal	Caudal
S	D	y/D	n	θ"	y	Ah	Pm	Rh	V	Q	Q
m/m	mm	%		°	m	m ²	m	m	m/s	m ³ /s	l/s
0.043	83.00	1.00%	0.009	23.0	0.0008	0.0001	0.0166	0.0006	0.15481	0.00000	0.001
0.043	83.00	5.00%	0.009	51.7	0.0042	0.0010	0.0374	0.0027	0.44695	0.00005	0.045
0.043	83.00	10.00%	0.009	73.7	0.0083	0.0028	0.0534	0.0053	0.69794	0.00020	0.197
0.043	83.00	15.00%	0.009	91.1	0.0125	0.0051	0.0660	0.0077	0.89912	0.00046	0.458
0.043	83.00	20.00%	0.009	106.3	0.0166	0.0077	0.0770	0.0100	1.07009	0.00082	0.824
0.043	83.00	25.00%	0.009	120.0	0.0208	0.0106	0.0869	0.0122	1.21904	0.00129	1.289
0.043	83.00	30.00%	0.009	132.8	0.0249	0.0137	0.0962	0.0142	1.35033	0.00184	1.843
0.043	83.00	35.00%	0.009	145.1	0.0291	0.0169	0.1051	0.0161	1.46662	0.00248	2.475
0.043	83.00	40.00%	0.009	156.9	0.0332	0.0202	0.1137	0.0178	1.56961	0.00317	3.172
0.043	83.00	45.00%	0.009	168.5	0.0374	0.0236	0.1221	0.0193	1.66043	0.00392	3.921
0.043	83.00	50.00%	0.009	180.0	0.0415	0.0271	0.1304	0.0208	1.73982	0.00471	4.707
0.043	83.00	55.00%	0.009	191.5	0.0457	0.0305	0.1387	0.0220	1.80822	0.00551	5.514
0.043	83.00	60.00%	0.009	203.1	0.0498	0.0339	0.1471	0.0230	1.86582	0.00632	6.324
0.043	83.00	65.00%	0.009	214.9	0.0540	0.0372	0.1557	0.0239	1.91258	0.00712	7.120
0.043	83.00	70.00%	0.009	227.2	0.0581	0.0405	0.1645	0.0246	1.94820	0.00788	7.881
0.043	83.00	75.00%	0.009	240.0	0.0623	0.0435	0.1738	0.0250	1.97204	0.00858	8.584
0.043	83.00	80.00%	0.009	253.7	0.0664	0.0464	0.1838	0.0252	1.98294	0.00920	9.201
0.043	83.00	85.00%	0.009	268.9	0.0706	0.0490	0.1947	0.0252	1.97892	0.00970	9.700
0.043	83.00	90.00%	0.009	286.3	0.0747	0.0513	0.2073	0.0247	1.95610	0.01003	10.033
0.043	83.00	95.00%	0.009	308.3	0.0789	0.0531	0.2233	0.0238	1.90507	0.01011	10.115
0.043	83.00	100.00%	0.009	360.0	0.0830	0.0541	0.2608	0.0208	1.73982	0.00941	9.413

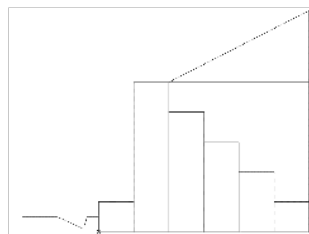
0.00320 < 0.00858 OK

Anexo 2.11 Cálculos del muro de gaviones caso pseudoestático

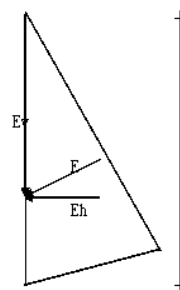
DISEÑO DE MURO DE GAVIONES		
Datos		
Altura total del muro:	H=	5.00 m
Longitud del muro	L=	80.00 m
Profundidad de cimentación	Df=	0.50 m
Altura de gavión 1º y 2ª canchada	T=	0.50 m
Altura de gavión 3º - 7º canchada	A=	1.00 m
Desplazamiento entre gaviones	C=	0.25 m
Corona	D=	1.50 m
Desplazamiento en la Punta	N=	0.25 m
Desplazamiento en el Talón	M=	0.25 m
Peso específico del material a retener	Ps=	17.00 KN/m ³
Peso específico del suelo de fundación	Psf=	17.00 KN/m ³
Peso específico del relleno granular	Psr=	18.40 KN/m ³
Peso específico del muro	Pm=	18.00 KN/m ³
Angulo de fricción interna del relleno granular	Øre=	40.00 °
Cohesión del relleno granular	c_re	0.00 kN/m ²
Angulo de fricción interna del suelo de fundación y talu	Øf=	35.37 °
Cohesión del suelo de fundación y talud	c_f=	26.97 kN/m ²
Angulo terraplén encima del muro	α=	39.00 °
Angulo entre el muro y el suelo	θ=	9.00 °
Sobrecarga	q=	0.00 KN/m ²
Porosidad	n=	30.00 %
Inclinación de la estructura	β=	6.00 °
Coefficiente sísmico	ht=Ch=	0.21
Datos para Análisis Interno de las Secciones		
Base de la sección intermedia	b_1=	3.00 m
Base de la sección intermedia	b_2=	2.00 m
Base de la sección intermedia	b_3=	2.00 m
Base de la sección intermedia	b_4=	2.00 m
Altura de sección intermedia	h_1=	4.50 m
Altura de sección intermedia	h_2=	4.00 m
Altura de sección intermedia	h_3=	3.00 m
Altura de sección intermedia	h_4=	2.00 m
Peso de la red metálica de 10x12	pu=	8.60 kg/m ³
Datos para Drenaje:		
Número de canales de flujo	nc=	4.00
Número de líneas equipotenciales	nf=	5.00
Factor de permeabilidad	k=	0.00001 m/s
Factor de Manning	n=	0.009
Pendiente de tubería	S=	0.043 m/m
Diámetro de tubería	D=	83.000 mm
Cálculos		
Altura de pantalla	h=	4.50 m
Base (0.6H)	B=	3.00 m
Interacción suelo estructura (2Ø/3)	δ=	26.67 °
Coeff. de Empuje activo del suelo	Ka=	0.700
Coeff. de Empuje pasivo del suelo	Kp=	1.635
Peso del Muro :	243.00 Kg	
Sección Muro :	11.000 m ²	



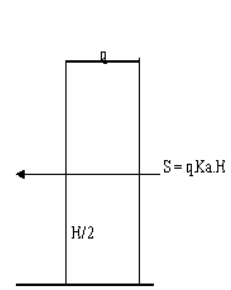
CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DEL MURO :



PESOS DEL MURO Y RELLENO



EMPUJE ACTIVO



SOBRECARGA

Fuerza Activa:	$Ea = 0.5 * Ps * Ka * (H')^2 =$	$H' = H + (M+2C) \text{ Tang} =$	5.58 m	$S = Ka * q * H =$	0.00
Componentes:	$Eh = Ea * \text{Cos } \alpha =$	199.14 kN		$Ev = Ea * \text{Sen} \alpha =$	125.32 kN
Fuerza Pasiva:	$Ep = 0.5 * Kp * Ps * (Df^2) + 2 * c * (Kp * 0.5) * Df =$	37.78 kN			
Fuerza sísmica:	$PE = kh * W =$	4.83 kN			
	$Ch = Ch * P =$	29.11 kN			

Fuerzas		Momentos		
$G1 = 2 * T * B * Pm$	= 54.00 kN/m	$M1 = G1 * (B/2)$	= 81.00 kN·m/m	
$G2 = 3 * A * (B - N - M) * Pm$	= 135.00 kN/m	$M2 = G2 * (N + (B - N - M)/2)$	= 202.50 kN·m/m	
$G3 = 2 * A * D * Pm$	= 54.00 kN/m	$M3 = G3 * (N + C + ((2C + D)/2))$	= 81.00 kN·m/m	
$G4 = C * 4A * Ps$	= 18.40 kN/m	$M4 = C4 * (B - (M/2))$	= 52.90 kN·m/m	
$G7 = M * A * Ps$	= 4.60 kN/m	$M7 = G7 * (B - (M + 0.5 * C))$	= 12.08 kN·m/m	
$Ev = E * \text{Sen} \alpha = 0.5 * Ps * Ka * (H')^2 * \text{Sen} \alpha$	= 125.32 kN/m	$MEv = Ev * B$	= 375.97 kN·m/m	
$G8 = 0.5 * (2C + M) * \text{Tan} \alpha * Ps$	= 3.87 kN/m	$M8 = G8 * (B - (2C + M)/3)$	= 10.65 kN·m/m	
TOTALES	$Fv \text{ (muro y relleno granular)} =$	389.18 kN/m	$MR \text{ (muro y relleno granular)} =$	801.04 kN·m/m
	$Fv \text{ (material del talud)} =$	3.65 kN/m	$MR \text{ (material del talud)} =$	10.59 kN·m/m

Inclinación de la carga sobre la cimentación (β): $\beta = \text{Arctan}(Eh/Fv) = 21.49^\circ$

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLTEO.

(respecto a O)
 Momento de Volteo: $Mo = Eh * H'/3 + S * H/2 + (PE + CI)$ = 304.65 kN·m/m
 Factor de Seguridad al Volteo: $F_{SV} = MR / Mo = 2.63 > 1.25$ O.K.

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.

$Fr = Fv * \text{Tan} \theta + B * c + Ep = 447.98$ kN/m
 Factor de Seguridad Deslizamiento: $F_{SD} = Fr / (Eh + PE + Ch + S) = 2.37 > 1.25$ O.K.

UBICACIÓN DE LA RESULTANTE EN LA BASE.

$X = (MR * Mo) / Fv > B/3$ =====> $X = 1.28 > 1.00$ O.K.
 Excentricidad: $e = B/2 - X = 0.22$ m < 0.50 $e = 0.22$ m

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

$\text{Tan}(45 + \theta/2)^2$	3.75	Factores de forma	
$Nq = Kp * e^n * (n * \text{Tan} \theta)$	52.33	$Fcs = 1 + (B/L) * (Nq/Nc)$	1.03
$Nc = (Nq + 1) * \text{Cot} \theta$	61.17	$Fqs = 1 + (B/L) * \text{Tan} \theta$	1.03
$Ny = 2 * (Nq + 1) * \text{Tan} \theta$	89.50	$Fys = 1 - 0.4 * (B/L)$	0.99
Factores de profundidad		Caso $D/B > 1$	
Caso $D/B < 1$		Caso $D/B > 1$	
Para $\theta > 0$		Para $\theta > 0$	
$Fcd = Fqd * ((1 - Fqd)/(Nc * \text{Tan} \theta))$	1.01	$Fcd = Fqd * ((1 - Fqd)/(Nc * \text{Tan} \theta))$	1.04
$Fqd = 1 + 2 * \text{Tan} \theta^2 * (1 - \text{Sen} \theta)^2 * (D/B)$	1.04	$Fqd = 1 + 2 * \text{Tan} \theta^2 * (1 - \text{Sen} \theta)^2 * \text{Tan}(D/B)$	1.04
$Fyd = 1$	1.00	$Fyd = 1$	1.00
Factores de inclinación			
$Fci = Fqi = (1 - (\beta/90))^2$	0.58		
$Fyi = (1 - (\beta/90))^2$	0.21		
Capacidad portante			
$SI \theta > 0: qu = c' * Nc * Fcs * Fcd * Fci + q * Nq * Fqs * Fqd * Fqi + 0.5 * \gamma * B * Ny * Fys * Fyd * Fyi$			1646.40 kN/m ²

CALCULO DE LA PRESION DEL SUELO.

Reacciones del terreno: $R = Fv/B (1 \pm 6e/B)$ (*0.0001 Kg/cm²)
 =====> $R_{max} \text{ (Punta)} = 187.985$ kN/m² < 1646.40 ... O.K. El suelo de cimentación es estable
 $R_{min} \text{ (Talón)} = 71.469$ kN/m²

FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD DE CARGA

$FSC = qu/q_{max} = 8.76 \geq 2.5$ OK

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA

* Características del Gavión

Sección	Ángulo entre el eje y el suelo β°	Ángulo entre el eje y el muro θ°	Coefficiente activo K_a	Altura de sección H' m	Altura por la carga H m	Empuje activo E_a' kN/m	Punto de aplicación d m	Empuje activo vertical E_v kN/m	Empuje activo E_h kN/m	Peso específico γ_g kN/m ³
1	77.57	12.43	0.80	4.95	0.00	166.38	1.65	104.94	129.12	12.60
2	88.87	1.13	0.52	4.34	0.00	82.91	1.45	38.66	73.35	12.60
3	86.54	3.46	0.57	3.35	0.00	33.93	1.12	27.07	46.65	12.60
4	81.96	8.04	0.67	2.35	0.00	31.78	0.78	18.10	26.13	12.60

Sección	Área de sección A_s m ²	Peso de la sección del muro W kN/m	Factor de seguridad por deslizamiento FSD	Momento de vuelco M_v kN-m/m	Distancia entre pto de vuelco y pto de aplicación S' m	Coordenada horiz. para sist. coord. del centro de gravedad X'_g m	Coordenada vertical para sist. coord. del centro de gravedad Y'_g m	Coordenada horiz. del centro de gravedad X_g m	Coordenada vertical del centro de gravedad Y_g m	Punto de aplicación del peso S'' m
1	9.50	119.70	OK	212.86	2.62	1.24	1.07	1.64	0.05	1.64
2	8.00	100.80	OK	106.20	1.96	0.77	0.73	1.06	0.08	1.06
3	5.50	69.30	OK	52.08	1.92	0.84	0.75	1.13	0.05	1.13
4	3.50	44.10	OK	20.51	1.88	0.88	0.74	1.15	0.02	1.15

Sección	Momento resistente M_r kN-m/m	Momento actuante M kN-m/m	Factor de seguridad por vuelco FSV	Resultado de fuerzas normales N kN/m	Fuerza tangencial T kN/m	Ángulo de fricción interna de envanios θ'	Cohesión del gavión C_g KN/m ²	Máxima fuerza de corte admisible T_{adm} kN/m	Fuerza de corte T' kN/m	Comprobación entre las fuerzas de corte
1	485.40	272.55	OK	236.90	104.93	22.13	20.40	180.17	104.93	OK
2	238.53	132.32	OK	138.69	38.37	22.13	20.40	110.45	38.37	OK
3	163.63	111.55	OK	98.28	36.32	22.13	20.40	90.16	36.32	OK
4	103.62	83.11	OK	62.77	19.49	22.13	20.40	72.32	19.49	OK

Sección	Máxima tensión normal admisible q_{adm} kN/m ²	Máxima tensión normal q_{max} kN/m ²	Validación entre tensiones normales
1	600.00	71.85	OK
2	600.00	47.89	OK
3	600.00	44.02	OK
4	600.00	39.98	OK

DRENAJE

Caudal por presencia de nivel freático

$QNF = k \cdot (nc/nt) \cdot (H \cdot L)$ $QNF = 0.0032$ m³/s

Caudal total

$QT = Qinf + QNF$ $QT = 0.00320$ m³/s

Diámetro de la tubería

Pendiente	Diámetro int	Nivel de calado	Coef. Manning	Ángulo	Tirante	Área hidráulica	Perímetro mojado	Radio hidráulico	Velocidad	Caudal	Caudal
S	D	y/D	n	θ'	y	Ah	Pm	Rh	V	Q	Q
m/m	mm	%		°	m	m ²	m	m	m/s	m ³ /s	l/s
0.043	83.00	1.00%	0.009	23.0	0.0008	0.0001	0.0166	0.0006	0.15481	0.00000	0.001
0.043	83.00	5.00%	0.009	51.7	0.0042	0.00110	0.0374	0.0027	0.44695	0.00005	0.045
0.043	83.00	10.00%	0.009	73.7	0.0083	0.00228	0.0534	0.0053	0.69794	0.00020	0.197
0.043	83.00	15.00%	0.009	91.1	0.0125	0.0051	0.0660	0.0077	0.89912	0.00046	0.458
0.043	83.00	20.00%	0.009	106.3	0.0166	0.0077	0.0770	0.0100	1.07009	0.00082	0.824
0.043	83.00	25.00%	0.009	120.0	0.0208	0.0106	0.0869	0.0122	1.21904	0.00129	1.289
0.043	83.00	30.00%	0.009	132.8	0.0249	0.0137	0.0962	0.0142	1.35033	0.00184	1.843
0.043	83.00	35.00%	0.009	145.1	0.0291	0.0169	0.1051	0.0161	1.46662	0.00248	2.475
0.043	83.00	40.00%	0.009	156.9	0.0332	0.0202	0.1137	0.0178	1.56961	0.00317	3.172
0.043	83.00	45.00%	0.009	168.5	0.0374	0.0236	0.1221	0.0193	1.66043	0.00392	3.921
0.043	83.00	50.00%	0.009	180.0	0.0415	0.0271	0.1304	0.0208	1.73982	0.00471	4.707
0.043	83.00	55.00%	0.009	191.5	0.0457	0.0305	0.1387	0.0220	1.80822	0.00551	5.514
0.043	83.00	60.00%	0.009	203.1	0.0498	0.0339	0.1471	0.0230	1.86582	0.00632	6.324
0.043	83.00	65.00%	0.009	214.9	0.0540	0.0372	0.1557	0.0239	1.91258	0.00712	7.120
0.043	83.00	70.00%	0.009	227.2	0.0581	0.0405	0.1645	0.0246	1.94820	0.00788	7.881
0.043	83.00	75.00%	0.009	240.0	0.0623	0.0435	0.1738	0.0250	1.97204	0.00858	8.584
0.043	83.00	80.00%	0.009	253.7	0.0664	0.0464	0.1838	0.0252	1.98294	0.00920	9.201
0.043	83.00	85.00%	0.009	268.9	0.0706	0.0490	0.1947	0.0252	1.97892	0.00970	9.700
0.043	83.00	90.00%	0.009	286.3	0.0747	0.0513	0.2073	0.0247	1.95610	0.01003	10.033
0.043	83.00	95.00%	0.009	308.3	0.0789	0.0531	0.2233	0.0238	1.90507	0.01011	10.115
0.043	83.00	100.00%	0.009	360.0	0.0830	0.0541	0.2608	0.0208	1.73982	0.00941	9.413

0.00320 < 0.00838 OK

Anexo 2.12 Cálculos para la verificación de las mallas de acero

VERIFICACIÓN ENTRE MALLAS PARA GAVIONES

Malla 10x12, D=2.7mm

Rigidez	$k_{eq} =$	650 kN/m
Fuerza de tensión en la malla	$T =$	37 kN/m
Desplazamiento horizontal r	$\bar{\delta} =$	0.073
Desplazamiento horizontal	$l =$	1 m

Capada	q max	Tensión horizontal actuante	Abultamiento máximo(δ)	Deformación (ϵ)	Fuerza de tracción activa	Fuerza de tracción	Abultamiento admisible	Validación por fuerza de tracción	Validación por abultamiento
	kN/m ²	kN/m ²	mm		KN/m	KN/m	mm		
1	71.85	7.19	14.18	0.00054	0.35			OK	OK
2	47.89	4.79	9.45	0.00024	0.15	20.4	50	OK	OK
3	44.02	4.40	8.68	0.00020	0.13			OK	OK
4	39.98	4.00	7.89	0.00017	0.11		100	OK	OK

Malla 8x10, D=2.7mm

Rigidez	$k_{eq} =$	700 kN/m
Fuerza de tensión en la malla	$T =$	50 kN/m
Desplazamiento horizontal r	$\bar{\delta} =$	0.073
Desplazamiento horizontal	$l =$	1 m

Capada	q max	Tensión horizontal actuante	Abultamiento máximo(δ)	Deformación (ϵ)	Fuerza de tracción activa	Fuerza de tracción	Abultamiento admisible	Validación por fuerza de tracción	Validación por abultamiento
	kN/m ²	kN/m ²	mm		KN/m	KN/m	mm		
1	71.85	7.19	10.49	0.00029	0.21			OK	OK
2	47.89	4.79	6.99	0.00013	0.09	20.4	50	OK	OK
3	44.02	4.40	6.43	0.00011	0.08			OK	OK
4	39.98	4.00	5.84	0.00009	0.06		100	OK	OK

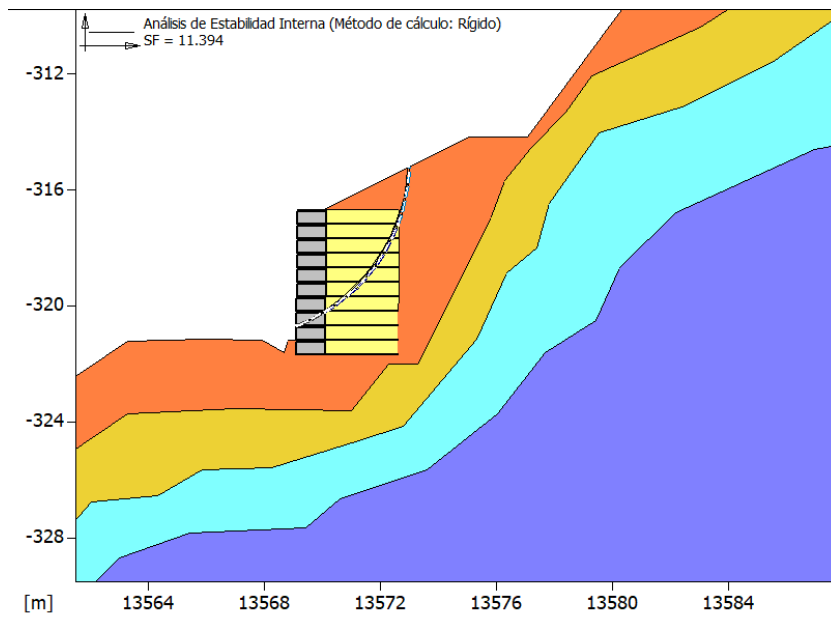
Malla 8x10, D=2.4mm

Rigidez	$k_{eq} =$	550 KN/m
Fuerza de tensión en la malla	$T =$	40 kN/m
Desplazamiento horizontal r	$\bar{\delta} =$	0.073
Desplazamiento horizontal	$l =$	1 m

Capada	q max	Tensión horizontal actuante	Abultamiento máximo(δ)	Deformación (ϵ)	Fuerza de tracción activa	Fuerza de tracción	Abultamiento admisible	Validación por fuerza de tracción	Validación por abultamiento
	kN/m ²	kN/m ²	mm		KN/m	KN/m	mm		
1	71.85	7.19	13.11	0.00046	0.25			OK	OK
2	47.89	4.79	8.74	0.00020	0.11	20.4	50	OK	OK
3	44.02	4.40	8.03	0.00017	0.09			OK	OK
4	39.98	4.00	7.30	0.00014	0.08		100	OK	OK

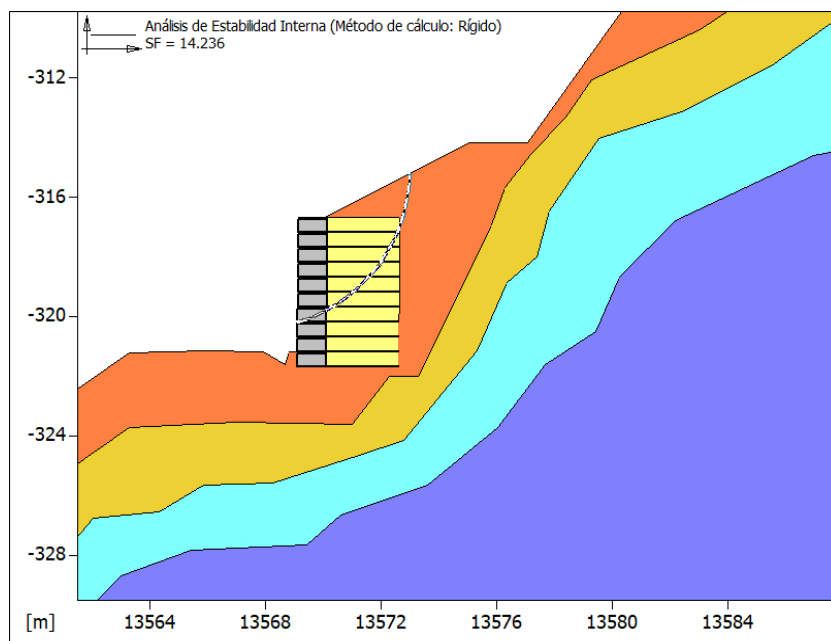
Anexo 3. Análisis interno del muro de suelo reforzado con el software MacStars

Anexo 3.1. Análisis de estabilidad interna estática con varios estratos.



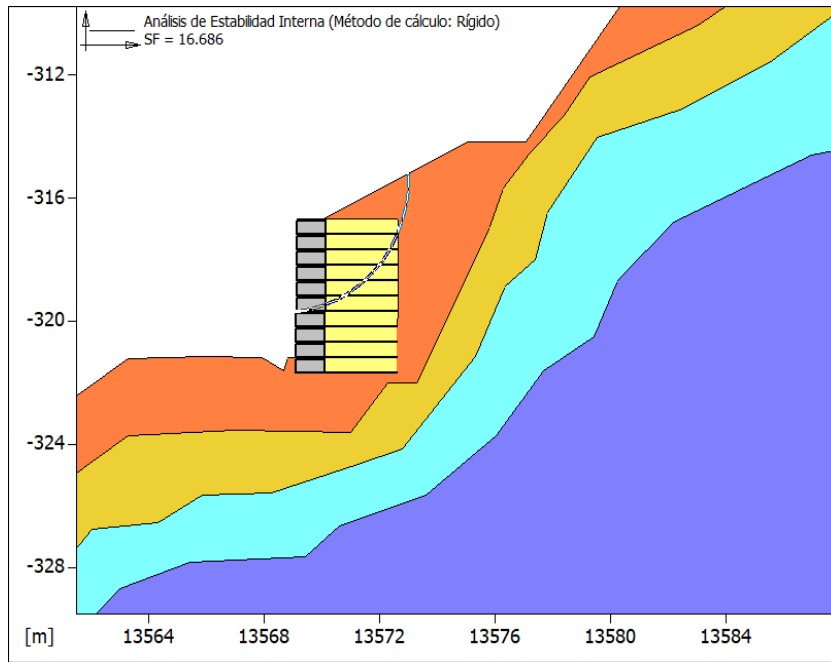
Análisis estático de la tercera camada

Fuente: Elaboración propia



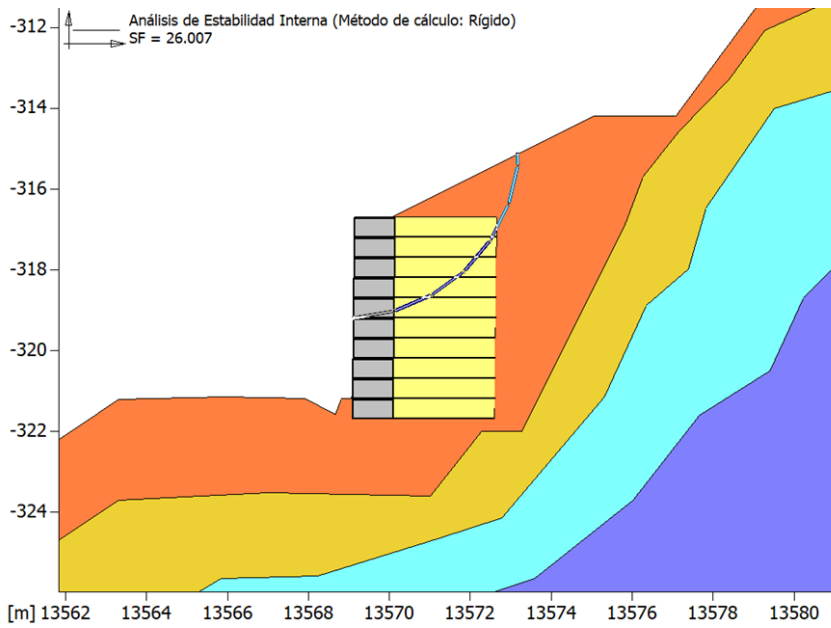
Análisis estático de la cuarta camada

Fuente: Elaboración propia



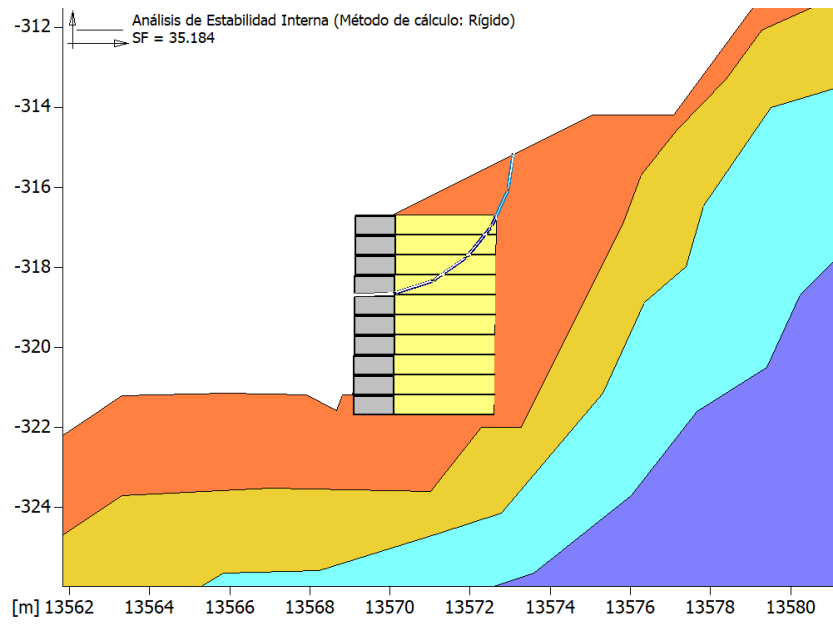
Análisis estático de la quinta camada

Fuente: Elaboración propia



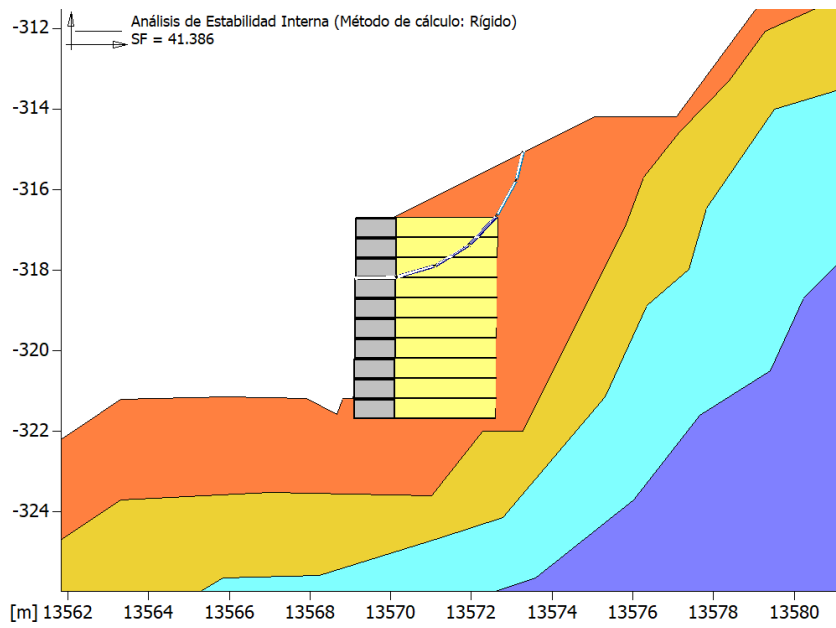
Análisis estático de la sexta camada

Fuente: Elaboración propia



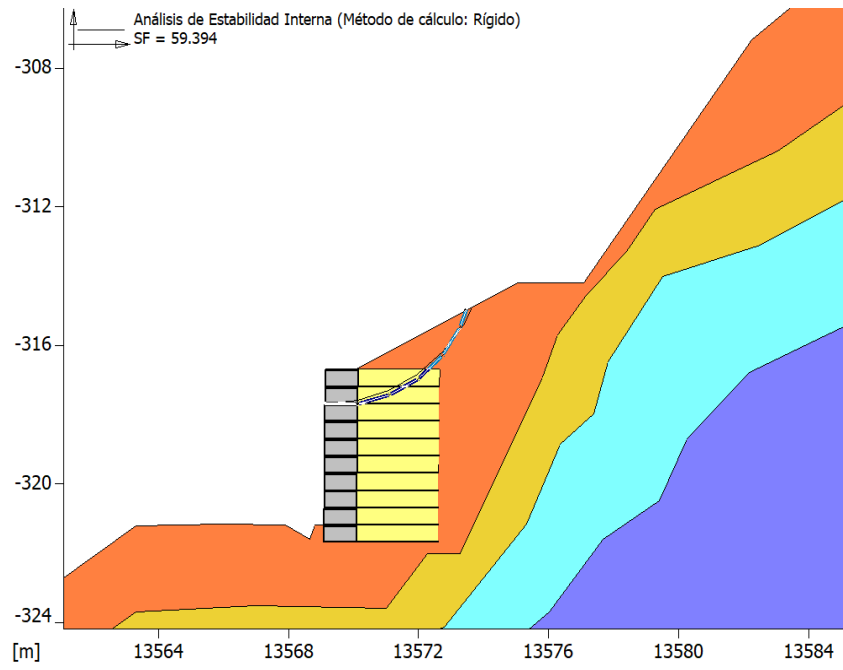
Análisis estático de la séptima camada

Fuente: Elaboración propia



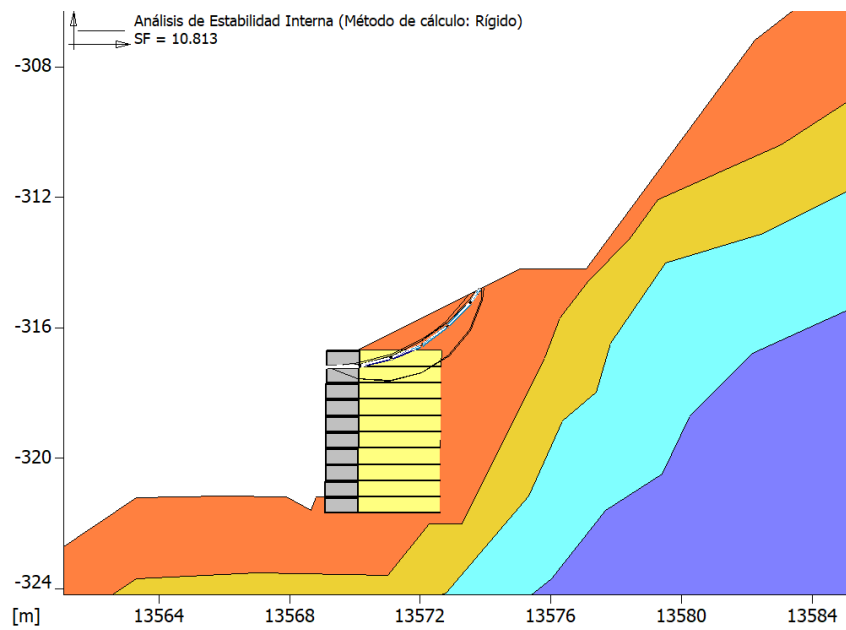
Análisis estático de la octava camada

Fuente: Elaboración propia



Análisis estático de la novena camada

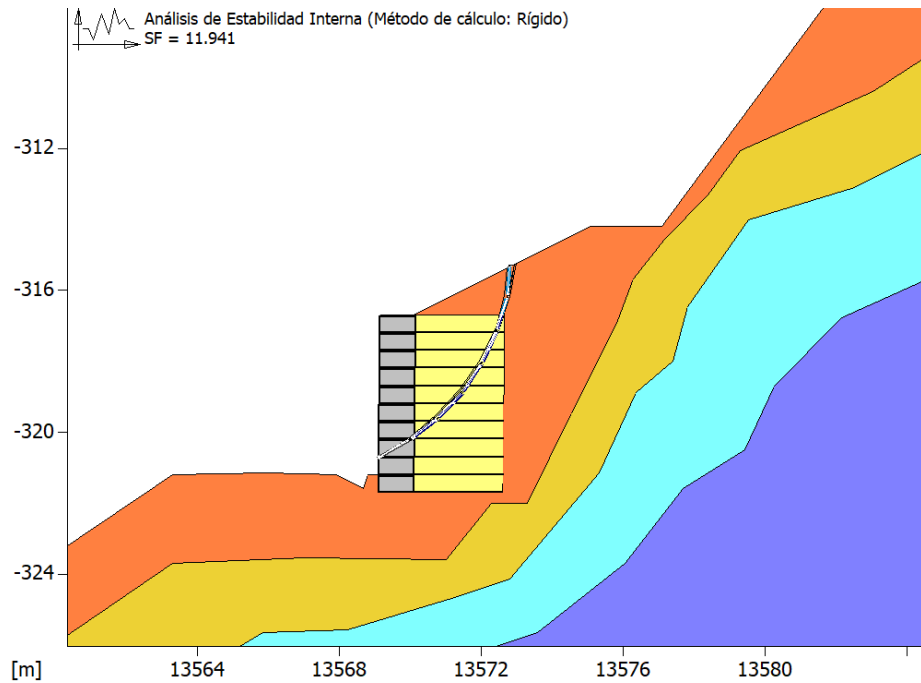
Fuente: Elaboración propia



Análisis estático de la décima camada

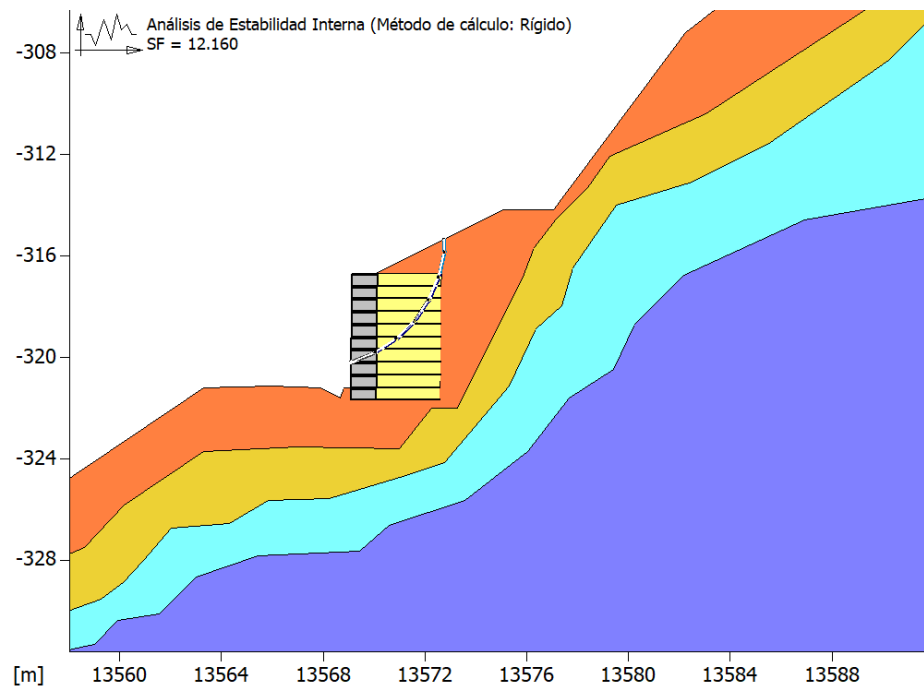
Fuente: Elaboración propia

Anexo 3.2. Análisis de estabilidad interna pseudoestático con varios estratos.



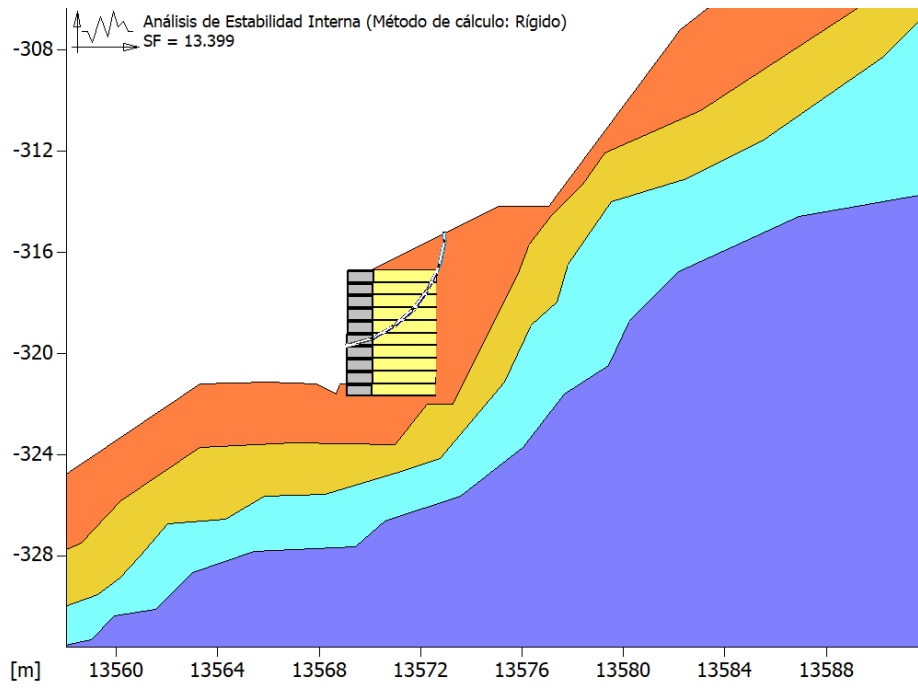
Análisis pseudoestático de la tercera camada

Fuente: Elaboración propia



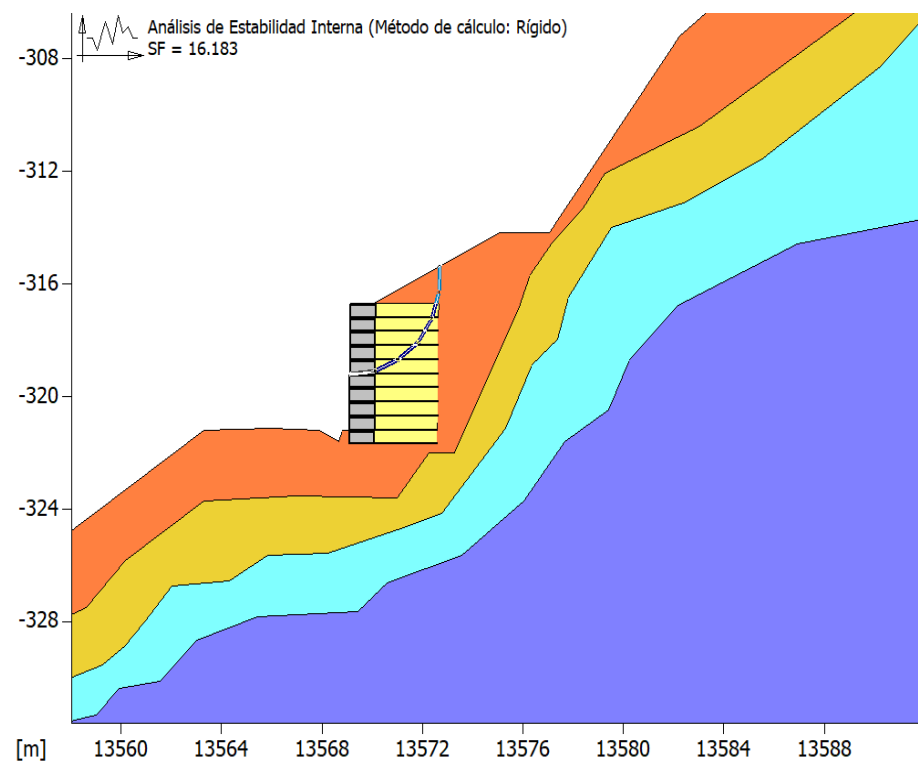
Análisis pseudoestático de la cuarta camada

Fuente: Elaboración propia



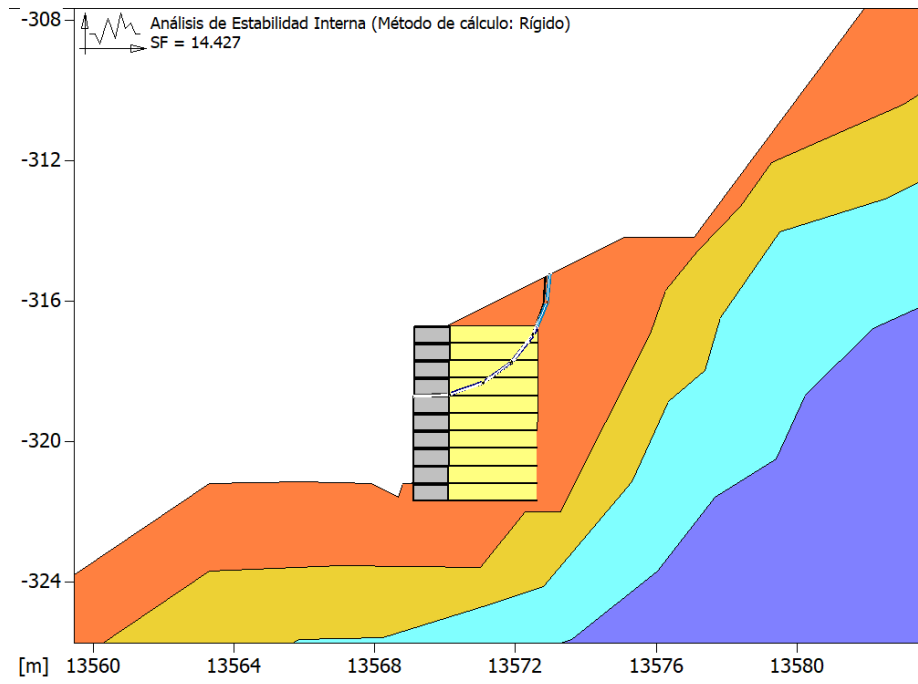
Análisis pseudoestático de la quinta camada

Fuente: Elaboración propia



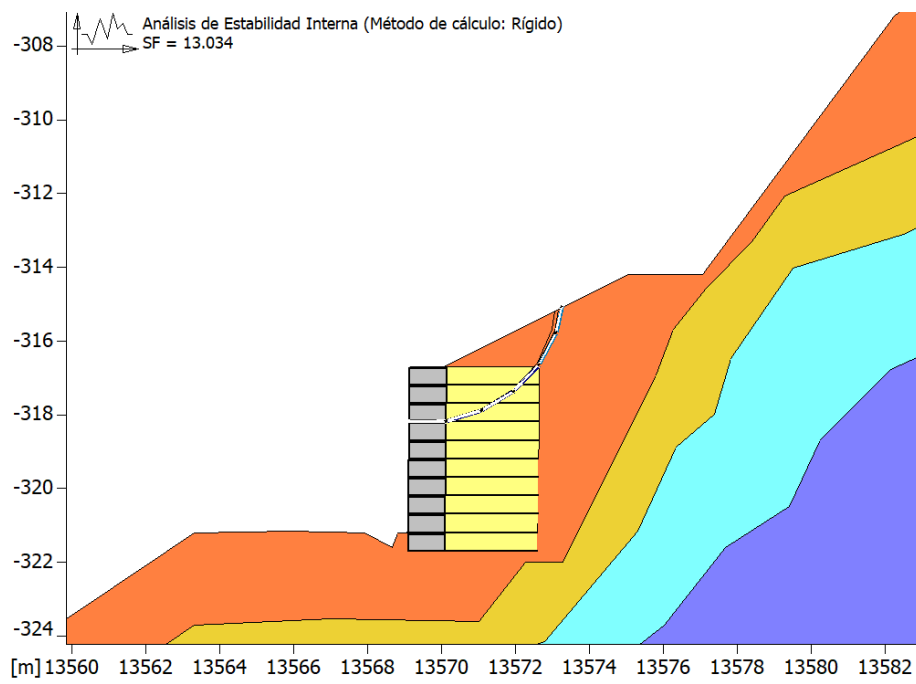
Análisis pseudoestático de la sexta camada

Fuente: Elaboración propia



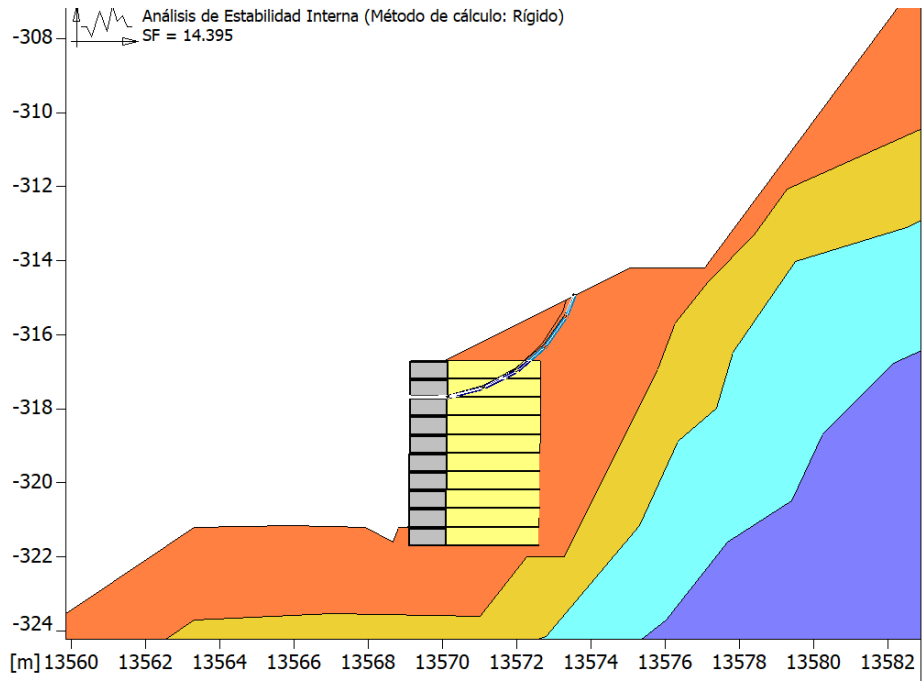
Análisis pseudoestático de la séptima camada

Fuente: Elaboración propia



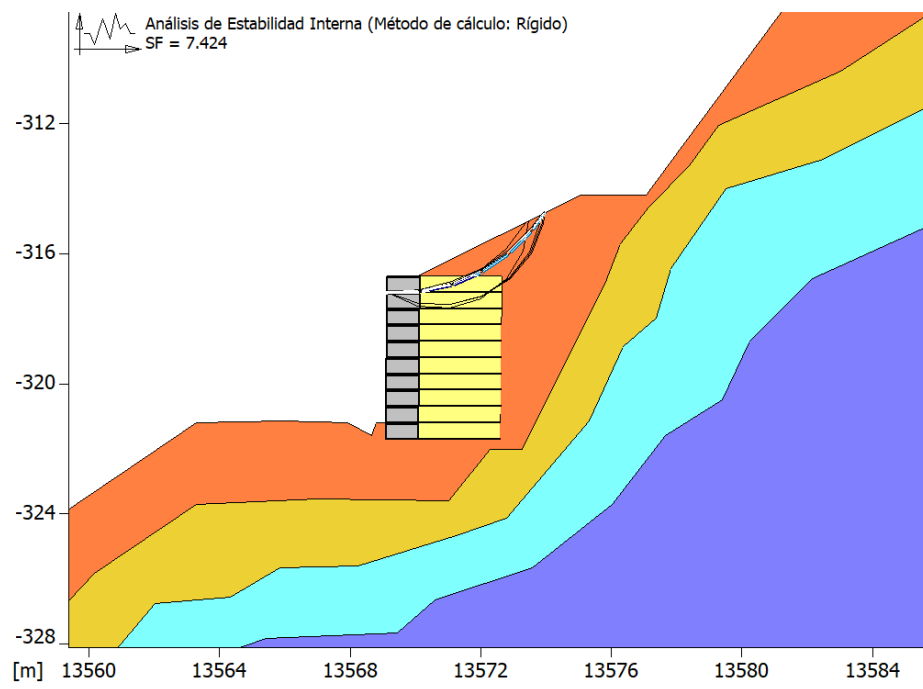
Análisis pseudoestático de la octava camada

Fuente: Elaboración propia



Análisis pseudoestático de la novena camada

Fuente: Elaboración propia



Análisis pseudoestático de la décima camada

Fuente: Elaboración propia

Anexo 4. Análisis del muro de gaviones con el software GawacWin

Anexo 4.1. Reporte del análisis estático con varios estratos del muro de gaviones.

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD

Empuje Activo y Pasivo

Empuje Activo	: 137.38 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	: 2.91 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	: 1.37 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	: 42.53 grad.
Empuje Pasivo	: 60.19 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	: 0.02 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	: 0.24 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	: 0.00 grad.

Deslizamiento

Fuerza normal en en la base	: 236.06 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	: 1.56 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	: -0.16 m
Fuerza de corte en la base	: 16.47 kN/m
Fuerza resistente en la base	: 276.81 kN/m
Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento	: 3.20

Vuelco

Momento Activo	: 138.70 kN/m x m
Momento Resistente	: 527.00 kN/m x m
Coef. de Seg. Contra el Vuelco	: 3.80

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	: -0.07 m
Tensión normal a la izquierda	: 72.65 kN/m ²
Tensión normal a la derecha	: 93.11 kN/m ²
Máx. Tensión aceptable en la Fundación	: 784.96 kN/m ²

Estabilidad Global

Distancia inicial a la izquierda	: m
Distancia inicial a la derecha	: m
Profundidad inicial con ref. a la base	: m
Máx. profundidad aceptable para el cálculo	: m
Centro del arco con referencia al eje X	: 1.34 m
Centro del arco con referencia al eje Y	: 23.13 m
Radio del arco	: 24.02 m
Número de superficies analizadas	: 123
Coef. de Seg. Contra la Rotura Global	: 1.88

Estabilidad Interna

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	$\tau_{M\acute{a}x}$ kN/m ²	τ_{Adm} kN/m ²	$\sigma_{M\acute{a}x}$ kN/m ²	σ_{Adm} kN/m ²
1	4.55	559.47	360.39	615.53	120.13	103.26	254.26	
2	4.03	419.44	285.82	330.16	114.33	85.36	266.43	335.79
3	3.01	283.42	210.78	177.22	105.39	74.76	226.63	
4	2.02	286.72	220.87	285.49	110.43	75.43	143.97	
5	0.99	162.97	169.84	146.13	113.23	61.32	90.87	

Fuente: Elaboración propia

Anexo 4.2. Reporte del análisis pseudoestático con varios estratos del muro de gaviones.

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD

Empuje Activo y Pasivo

Empuje Activo	: 193.74 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	: 2.89 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	: 1.86 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	: 42.53 grad.
Empuje Pasivo	: 60.19 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	: 0.02 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	: 0.24 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	: 0.00 grad.

Deslizamiento

Fuerza normal en en la base	: 266.40 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	: 1.04 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	: -0.11 m
Fuerza de corte en la base	: 81.53 kN/m
Fuerza resistente en la base	: 298.35 kN/m

Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento : **2.02**

Vuelco

Momento Activo	: 319.14 kN/m x m
Momento Resistente	: 609.52 kN/m x m

Coef. de Seg. Contra el Vuelco : **1.91**

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	: 0.45 m
Tensión normal a la izquierda	: 178.39 kN/m ²
Tensión normal a la derecha	: 7.60 kN/m ²
Máx. Tensión aceptable en la Fundación	: 721.91 kN/m ²

Estabilidad Global

Distancia inicial a la izquierda	: m
Distancia inicial a la derecha	: m
Profundidad inicial con ref. a la base	: m
Máx. profundidad aceptable para el cálculo	: m
Centro del arco con referencia al eje X	: 2.52 m
Centro del arco con referencia al eje Y	: 156.35 m
Radio del arco	: 161.12 m
Número de superficies analizadas	: 119

Coef. de Seg. Contra la Rotura Global : **1.34**

Estabilidad Interna

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	$\tau_{Máx}$ kN/m ²	τ_{Adm} kN/m ²	$\sigma_{Máx}$ kN/m ²	σ_{Adm} kN/m ²
1	4.55	584.87	415.55	548.26	138.52	106.70	311.96	
2	4.03	443.12	335.68	273.13	134.27	89.21	359.46	335.79
3	3.01	302.68	249.39	147.62	124.70	78.68	310.31	
4	2.02	297.64	243.21	280.22	121.60	77.65	158.06	
5	0.99	167.78	181.23	147.59	120.82	62.63	95.37	

Fuente: Elaboración propia

Anexo 5. Metrados

PLANILLA DE METRADOS - MURO DE SUELO REFORZADO									
PROYECTO: COMPARACIÓN TÉCNICA – ECONÓMICA ENTRE MURO DE SUELO REFORZADO Y MURO DE GAVIONES PARA LA CARRETERA YANAKILLCA – SANTA ROSA – CERRO TETA, JUAN ESPINOZA MEDRANO – ANTABAMBA – APURÍMAC									
Fecha: Setiembre 2021									
01.00	MURO DE SUELO REFORZADO								
01.01.00	TRABAJOS PRELIMINARES								
01.01.01	TRAZO Y REELANTEO								
	Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de ELEM.	Cant.	Area	Factor	Parcial
		20.6	3.00						61.8
									TOTAL 61.80
01.02.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS								
01.02.01	EXCAVACION EN TERRENO COLUVIAL								
	Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de ELEM.	Cant.	Area	Factor	Parcial
		80					52.56		4204.8
									TOTAL 4.204.80
01.02.02	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO								
	Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de ELEM.	Cant.	Area	Factor	Parcial
		80.00					7.50		600.00
		80.00					0.154		12.32
									TOTAL 612.32
01.02.03	BANQUETAS DE ESTABILIZACIÓN								
	Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de ELEM.	Cant.	Area	Factor	Parcial
		80.00					9.38		750.00
									TOTAL 750.00
01.02.04	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE PRÉSTAMO								
	Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de ELEM.	Cant.	Area	Factor	Parcial
		80.00	2.50	5.00					1.000.00
									TOTAL 1.000.00
01.02.05	TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR								
	Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de ELEM.	Cant.	Area	Factor	Parcial
		80.00	2.50	5.00					1000.00
									TOTAL 1000.00
01.02.06	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE DISTANCIA PROMEDIO								
	Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de ELEM.	Cant.	Vol (m3)	Factor	Parcial
							4.204.80	1.20	5.045.76
							1.362.32	1.20	1.634.78
									TOTAL 3.410.98
01.03.00	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GAVIONES								
01.03.01	SUMINISTRO Y ACARREO DE PIEDRAS (Diam = 1/2")								
	Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de ELEM.	Cant.	Area	Factor	Parcial
		80	1.00	5					400
									TOTAL 400.00
01.03.02	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TERRAMESH SYSTEM (2.00 x 0.50 x 3.50 m)								
	Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de ELEM.	Cant.	Area	Factor	Parcial
					10	40.00			400.00
									TOTAL 400.00
01.04.00	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GEOSINTÉTICOS								
01.04.01	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GEOTEXTIL MACTEX N 401								
	Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de ELEM.	Cant.	Area	Factor	Parcial
	DETRÁS DEL MURO	80		5					400
	PROTECCION EN EL GEODREN	80		1.3					104
									TOTAL 504.00
01.04.02	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GEOCOMPUESTO MacDrain 1L 20.2								
	Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de ELEM.	Cant.	Area	Factor	Parcial
		80.00		0.96					76.80
									TOTAL 76.80
01.05.00	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍAS								
01.05.01	TUBERIA PVC-O PN12.5 DN=90 mm								
	Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de ELEM.	Cant.	Area	Factor	Parcial
		80.00							80.00
									TOTAL 80.00

PLANILLA DE METRADOS - MURO DE GAVIONES

PROYECTO: COMPARACIÓN TÉCNICA - ECONÓMICA ENTRE MURO DE SUELO REFORZADO Y MURO DE GAVIONES PARA LA CARRETERA YANAKILLCA - SANTA ROSA - CERRO TETA, JUAN ES PINOZA MEDRANO - ANTAHAMBIA - AFURIMAC

Fecha: Setiembre 2021

02.00 MURO DE GAVIONES								
02.01.00 TRABAJOS PRELIMINARES								
02.01.01 TRAZO Y REPLICANTEO								
Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de Elem.	Cart.	Area	Factor	Parcial
	33.38		3.00					100.14
TOTAL								100.14
02.02.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS								
02.02.01 EXCAVACION EN TERRENO COLUVIAL								
Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de Elem.	Cart.	Area	Factor	Parcial
	80					50.56		4044.96
	80					2.42		193.52
	80					0.94		75.52
TOTAL								4.314.00
02.02.02 RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO								
Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de Elem.	Cart.	Area	Factor	Parcial
	80.00					11.41		912.72
relleno compactado con material propio	80.00					0.63		50.16
TOTAL								962.88
02.02.03 BANQUETAS DE ESTABILIZACIÓN								
Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de Elem.	Cart.	Area	Factor	Parcial
	80.00					1.85		147.92
	80.00					0.04		2.80
TOTAL								150.72
02.02.04 RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE PRÉS TAMO								
Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de Elem.	Cart.	Area	Factor	Parcial
	80.00					12.17		973.36
RELLENO PARA TUBERIA	80.00					0.66		52.88
TOTAL								1.026.24
02.02.05 TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR								
Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de Elem.	Cart.	Area	Factor	Parcial
	80.00					12.17		1026.24
TOTAL								1026.24
02.02.06 ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE DE TANCIA PROMEDIO								
Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de Elem.	Cart.	Vol (m³)	Factor	Parcial
EXCAVACIONES						4.314.00	1.20	5.176.80
RELLENO						1.113.60	1.20	1.336.32
TOTAL								3.840.48
02.03.00 SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GAVIONES								
02.03.01 SUMINISTRO Y ACARREO DE PIEDRAS (Diam = 1/2")								
Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de Elem.	Cart.	Area	Factor	Parcial
	80					11		880
	80							80
TOTAL								960.00
02.03.02 SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GAVIONES CAJA (5.00 x 1.00 x 1.00 m)								
Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de Elem.	Cart.	Area	Factor	Parcial
				5.00	16.00			80.00
TOTAL								80.00
02.03.03 SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GAVIONES CAJA (5.00 x 1.50 x 1.00 m)								
Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de Elem.	Cart.	Area	Factor	Parcial
				2	16.00			32.00
TOTAL								32.00
02.03.04 SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GAVIONES CAJA (5.00 x 1.00 x 0.50 m)								
Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de Elem.	Cart.	Area	Factor	Parcial
				6	16.00			96.00
TOTAL								96.00
02.04.00 SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GEOSINTÉTICOS								
02.04.01 SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOTEXTIL MAC TEX N 40.1								
Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de Elem.	Cart.	Area	Factor	Parcial
	80			5				400
TOTAL								400.00
02.05.00 SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERÍAS								
02.05.01 TUBERIA FVC-O FN12.5 DN=90 mm								
Descripcion	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de Elem.	Cart.	Area	Factor	Parcial
	80.00							80.00
TOTAL								80.00

Anexo 6. Presupuestos

PRESUPUESTO DE MUROS DE CONTENCIÓN					
PROYECTO: COMPARACIÓN TÉCNICA – ECONÓMICA ENTRE MURO DE SUELO REFORZADO Y MURO DE GAVIONES PARA LA CARRETERA YANAKILLCA – SANTA ROSA – CERRO TETA. JUAN ESPINOZA MEDRANO					
Fecha: Setiembre 2021					
01.00	MURO DE SUELO REFORZADO				
		Unid	Total	Precio S/.	Parcial S/.
01.01.00	Trabajos Preliminares				
01.01.01	Trazo y replanteo	m ²	61.80	2.02	124.84
01.02.00	Movimiento de tierras				
01.02.01	Excavación en terreno coluvial	m ³	4,204.80	7.42	31,199.62
01.02.02	Relleno compactado con material propio	m ³	612.32	6.58	4,029.07
01.02.03	Banquetas de estabilización	m ²	750.00	7.30	5,475.00
01.02.04	Relleno compactado con material de préstamo	m ³	1,000.00	7.85	7,850.00
01.02.05	Transporte de material granular	m ³	1,000.00	2.13	2,130.00
01.02.06	Eliminación de material excedente	m ³	3410.98	1.51	5,150.58
01.03.00	Suministro e instalación de gaviones				
01.03.01	Suministro y acarreo de piedras (Diam. = 1/2")	m ³	400.00	12.63	5,052.00
01.03.02	Suministro e instalación de Terramesh System (2.00 x 0.50 x 3.50 m.)	unid	400.00	463.12	185,248.00
01.04.00	Suministro e instalación de geosintéticos				
01.04.01	Suministro e instalación de geotextil MACTEX N 40.1	m ²	504.00	4.86	2,449.44
01.04.02	Suministro e instalación de geocompuesto MacDrain 1L 20.2	m ²	76.80	31.18	2,394.62
01.05.00	Suministro e instalación de tuberías				
01.05.01	Tubería PVC-O PN12.5 DN=90 mm.	m	80.00	19.97	1,597.60
					Costo Directo 252,700.76
					Gastos Generales (10%) 25,270.08
					Utilidad (10%) 25,270.08
					Sub Total 303,240.91
					I.G.V. (18%) 54,583.36
					Total 357,824.28
02.00	MURO DE GAVIONES				
		Unid	Total	Precio S/.	Parcial S/.
02.01.00	Trabajos Preliminares				
02.01.01	Trazo y replanteo	m ²	100.14	2.02	202.28
02.02.00	Movimiento de tierras				
02.02.01	Excavación en terreno coluvial	m ³	4,314.00	7.42	32,009.88
02.02.02	Relleno compactado con material propio	m ³	962.88	6.58	6,335.75
02.02.03	Banquetas de estabilización	m ²	150.72	7.30	1,100.26
02.02.04	Relleno compactado con material de préstamo	m ³	1,026.24	7.85	8,055.98
02.02.05	Transporte de material granular	m ³	1,026.24	2.13	2,185.89
02.02.06	Eliminación de material excedente	m ³	3,840.48	1.51	5,799.12
02.03.00	Suministro e instalación de gaviones				
02.03.01	Suministro y acarreo de piedras (Diam. = 1/2")	m ³	960.00	12.63	12,124.80
02.03.02	Suministro e instalación de gaviones caja (5.00 x 1.00 x 1.00 m.)	unid	80.00	822.40	65,792.00
02.03.03	Suministro e instalación de gaviones caja (5.00 x 1.50 x 1.00 m.)	unid	32.00	1,114.78	35,672.96
02.03.04	Suministro e instalación de gaviones caja (5.00 x 1.00 x 0.50 m.)	unid	96.00	764.84	73,424.64
02.04.00	Suministro e instalación de geosintéticos				
02.04.01	Suministro e instalación de geotextil MACTEX N 40.1	m ²	400.00	4.86	1,944.00
02.05.00	Suministro e instalación de tuberías				
02.05.01	Tubería PVC-O PN12.5 DN=90 mm.	m	80.00	19.97	1,597.60
					Costo Directo 246,245.17
					Gastos Generales (10%) 24,624.52
					Utilidad (10%) 24,624.52
					Sub Total 295,494.20
					I.G.V. (18%) 53,188.96
					Total 348,683.16

Anexo 7. Análisis de costos unitarios

Anexo 7.1. Costos unitarios del muro de suelo reforzado

Partida	01.01.01	TRAZO Y REPLANTEO				TOTAL (\$/ m2)
		UNIDAD		RENDIMIENTO/día		
		m2/día		500		2.02
1.-MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.5	0.0080	25.81	0.21
	Operario Topógrafo	hh	1	0.0160	24.63	0.39
	Oficial	hh	1	0.0160	18.56	0.3
	Peon	hh	2	0.0320	16.78	0.54
						Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)
						1.44
2.- MATERIALES						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD		CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Yeso bolsa 18 kg	bol		0.025	7.42	0.19
	Madera tornillo	p2		0.02	4.1	0.08
						Precio Unitario Materiales (\$/.)
						0.27
3.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Estación total	hm	1	0.0160	17.01	0.27
	Herramientas manuales	%		3.0000	1.44	0.04
						Precio Unitario Equipos (\$/.)
						0.31

Partida	01.02.01	EXCAVACION EN TERRENO COLUVIAL				TOTAL (\$/ m3)
		UNIDAD		RENDIMIENTO/día		
		m3/día		150		7.42
1.-MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.10	0.0053	25.81	0.14
	Peon	hh	2.00	0.1067	16.78	1.79
						Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)
						1.93
2.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Herramientas manuales	%		4.0000	1.93	0.08
	Retroexcavadora sobre llantas de 80-110 H	hm	1.00	0.0533	101.41	5.41
						Precio Unitario Equipos (\$/.)
						5.49

Partida	01.02.02	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO				TOTAL (\$/ m3)
		UNIDAD		RENDIMIENTO/día		
		m3/día		1000		6.58
1.-MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.10	0.0008	25.81	0.02
	Peon	hh	3.00	0.0240	16.78	0.4
						Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)
						0.42
2.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Herramientas manuales	%		5.0000	0.42	0.02
	Tractor sobre orugas de 270-295 HP	hm	0.50	0.0040	442.02	1.77
	Rodillo vib. Liso autopropulsado 101-135H	hm	1.00	0.0080	161.75	1.29
	Camión cisterna 4x2 (agua), 178-210 HP de	hm	1.00	0.0080	199.44	1.60
	Motoniveladora de 130-135 HP	hm	1.00	0.0080	184.97	1.48
						Precio Unitario Equipos (\$/.)
						6.16

Partida	01.02.03	BANQUETAS DE ESTABILIZACIÓN				TOTAL (\$/ m³)
		UNIDAD	RENDIMIENTO/día			
		m³/día	900			7.30
1.-MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.10	0.0009	25.81	0.02
	Peon	hh	3.00	0.0267	16.78	0.45
					Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)	0.47
2.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Herramientas manuales	%		5.0000	0.47	0.02
	Tractor sobre orugas de 270-295 HP	hm	0.50	0.0044	442.02	1.94
	Rodillo v ib. Liso autopropulsado 101-135H	hm	1.00	0.0089	161.75	1.44
	Camión cisterna 4x2 (agua). 178-210 HP de	hm	1.00	0.0089	199.44	1.78
	Motoniveladora de 130-135 HP	hm	1.00	0.0089	184.97	1.65
					Precio Unitario Equipos (\$/.)	6.83
Partida	01.02.04	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE PRÉSTAMO				TOTAL (\$/ m³)
		UNIDAD	RENDIMIENTO/día			
		m³/día	1000			7.85
1.-MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.10	0.0008	25.81	0.02
	Operario	hh	1.00	0.0080	23.46	0.19
	Peon	hh	2.00	0.0160	16.78	0.27
					Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)	0.48
2.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Herramientas manuales	%		5.0000	0.48	0.02
	Compactador v ib. Tipo plancha de 5.8 HP	hm	1.00	0.0010	34.89	0.03
					Precio Unitario Equipos (\$/.)	0.05
3.- SUBPARTIDAS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Zarandeo estático para material de relleno s m³			1.20	6.10	7.32
Partida	01.02.05	TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR				TOTAL (\$/ m³)
		UNIDAD	RENDIMIENTO/día			
		m³/día	850			2.13
1.-MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.10	0.0009	25.81	0.02
	Oficial	hh	1.00	0.0094	18.56	0.17
					Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)	0.19
2.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Cargador sobre llantas de 160-195 HP	hm	0.50	0.0047	222.00	1.04
	Camión volquete 6x4 de 330 HP, 15 m³	hm	3.00	0.0035	255.08	0.90
					Precio Unitario Equipos (\$/.)	1.94

Partida	01.02.06	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE DISTANCIA PROMEDIO				
		UNIDAD		RENDIMIENTO/día		TOTAL (\$/ m3)
		m3/día		425		1.51
1.- MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.10	0.0002	25.81	0.01
	Oficial	hh	1.00	0.0024	18.56	0.04
		Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)				0.05
2.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Cargador sobre llantas de 160-195 HP	hm	0.50	0.0012	222	0.26
	Camión volquete 6x4 de 330 HP, 15 m3	hm	2.00	0.0047	255.08	1.20
		Precio Unitario Equipos (\$/.)				1.46
Partida	01.03.01	SUMINISTRO Y ACARREO DE PIEDRAS (Diam. = 1/2")				
		UNIDAD		RENDIMIENTO/día		TOTAL (\$/ m3)
		m3/día		1000		12.63
1.- MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	1.00	0.008	25.81	0.21
	Peon	hh	4.00	0.032	16.78	0.54
		Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)				0.75
2.- MATERIALES						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD		CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Suministro de piedras	und		1.00	3.34	3.34
	Carguio y transporte de piedras	m3		1.00	8.50	8.5
		Precio Unitario Materiales (\$/.)				11.84
3.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Herramientas	%		5	0.75	0.04
		Precio Unitario Equipos (\$/.)				0.04
Partida	01.03.02	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TERRAMESH SYSTEM (2.00 x 0.50 x 3.50 m.)				
		UNIDAD		RENDIMIENTO/día		TOTAL (\$/ uni d)
		und/día		20		463.12
1.- MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.25	0.10	25.81	2.58
	Oficial	hh	3.00	1.20	18.56	22.27
	Peon	hh	9.00	3.60	16.78	60.41
		Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)				85.26
2.- MATERIALES						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD		CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Elemento Terramesh System 3.50 x 1.00 x 0	und		1.00	345.84	345.84
	Piedra Chancada 1/2"	m3		1.11	25.01	27.76
		Precio Unitario Materiales (\$/.)				373.6
3.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Herramientas	%		5	85.26	4.26
		Precio Unitario Equipos (\$/.)				4.26

Partida	01.04.01	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GEOTEXTIL MACTEX N 80.1				TOTAL (\$ / m2)
		UNIDAD	RENDIMIENTO/día			
		m ² /día	400			4.86
1.- MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.10	0.002	25.81	0.05
	Oficial	hh	1.00	0.02	18.56	0.37
	Peón	hh	1.00	0.02	16.78	0.34
Precio Unitario Mano de Obra (\$/)						0.76
2.- MATERIALES						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO		TOTAL
	Geotextil MACTEX N 80.1	m ²		1.00	4.06	4.06
Precio Unitario Materiales (\$/)						4.06
3.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Herramientas	%		5	0.76	0.04
Precio Unitario Equipos (\$/)						0.04
Partida	01.04.02	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GEOCOMPUESTO MacDrain 1L 20.2				TOTAL (\$ / m2)
		UNIDAD	RENDIMIENTO/día			
		m ² /día	200			31.18
1.- MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.10	0.004	25.81	0.1
	Operario	hh	1.00	0.04	23.46	0.94
	Peón	hh	4.00	0.16	16.78	2.68
Precio Unitario Mano de Obra (\$/)						3.72
2.- MATERIALES						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO		TOTAL
	Geocompuesto MacDrain 1L 20.2	m ²		1.00	27.27	27.27
Precio Unitario Materiales (\$/)						27.27
3.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Herramientas	%		5	3.72	0.19
Precio Unitario Equipos (\$/)						0.19
Partida	01.05.01	TUBERIA PVC-OPN12.5 DN=90 mm.				TOTAL (\$ / m)
		UNIDAD	RENDIMIENTO/día			
		m/día	100			19.97
1.- MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.10	0.008	25.81	0.21
	Operario	hh	1.00	0.08	23.46	1.88
	Peón	hh	1.00	0.08	16.78	1.34
Precio Unitario Mano de Obra (\$/)						3.43
2.- MATERIALES						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO		TOTAL
	TUBERIA PVC - U DN=90mm	m		0.17	95.44	16.22
	LUBRICANTE PARA PVC			0.005	30.55	0.15
Precio Unitario Materiales (\$/)						16.37
3.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Herramientas	%		5	3.43	0.17
Precio Unitario Equipos (\$/)						0.17

Anexo 7.2. Costos unitarios del muro de gaviones

Partida	01.01.01	TRAZO Y REPLANTEO				
		UNIDAD	RENDIMIENTO/día	TOTAL (\$/ / m2)		
		m2/día	500	2.02		
1.-MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.5	0.0080	25.81	0.21
	Operario Topógrafo	hh	1	0.0160	24.63	0.39
	Oficial	hh	1	0.0160	18.56	0.3
	Peon	hh	2	0.0320	16.78	0.54
Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)						1.44
2.- MATERIALES						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL	
	Yeso bolsa 18 kg	bol	0.025	7.42	0.19	
	Madera tornillo	p2	0.02	4.1	0.08	
Precio Unitario Materiales (\$/.)						0.27
3.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Estación total	hm	1	0.0160	17.01	0.27
	Herramientas manuales	%		3.0000	1.44	0.04
Precio Unitario Equipos (\$/.)						0.31

Partida	01.02.01	EXCAVACION EN TERRENO COLUVIAL				
		UNIDAD	RENDIMIENTO/día	TOTAL (\$/ / m3)		
		m3/día	150	7.42		
1.-MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.10	0.0053	25.81	0.14
	Peon	hh	2.00	0.1067	16.78	1.79
Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)						1.93
2.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Herramientas manuales	%		4.0000	1.93	0.08
	Retroexcavadora sobre llantas de 80-110	hm	1.00	0.0533	101.41	5.41
Precio Unitario Equipos (\$/.)						5.49

Partida	01.02.02	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO				
		UNIDAD	RENDIMIENTO/día	TOTAL (\$/ / m3)		
		m3/día	1000	6.58		
1.-MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.10	0.0008	25.81	0.02
	Peon	hh	3.00	0.0240	16.78	0.4
Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)						0.42
2.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Herramientas manuales	%		5.0000	0.42	0.02
	Tractor sobre orugas de 270-295 HP	hm	0.50	0.0040	442.02	1.77
	Rodillo vib. Liso autopulsado 101-13	hm	1.00	0.0080	161.75	1.29
	Camión cisterna 4x2 (agua), 178-210 HP	hm	1.00	0.0080	199.44	1.60
	Motoniveladora de 130-135 HP	hm	1.00	0.0080	184.97	1.48
Precio Unitario Equipos (\$/.)						6.16

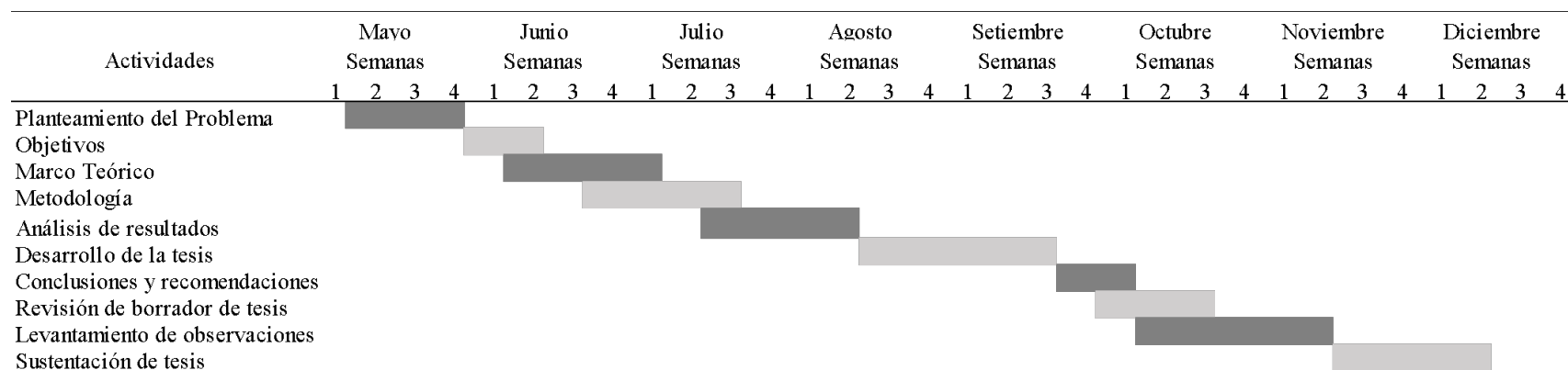
Partida	01.02.03	BANQUETAS DE ESTABILIZACIÓN				
		UNIDAD		RENDIMIENTO/día	TOTAL (\$/ m3)	
		m3/día		900	7.30	
1.- MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.10	0.0009	25.81	0.02
	Peon	hh	3.00	0.0267	16.78	0.45
					Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)	0.47
2.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Herramientas manuales	%		5.0000	0.47	0.02
	Tractor sobre orugas de 270-295 HP	hm	0.50	0.0044	442.02	1.94
	Rodillo vib. Liso autopropulsado 101-13	hm	1.00	0.0089	161.75	1.44
	Camión cisterna 4x2 (agua), 178-210 HP	hm	1.00	0.0089	199.44	1.78
	Motoniiveladora de 130-135 HP	hm	1.00	0.0089	184.97	1.65
					Precio Unitario Equipos (\$/.)	6.83
Partida	01.02.04	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE PRÉSTAMO				
		UNIDAD		RENDIMIENTO/día	TOTAL (\$/ m3)	
		m3/día		1000	7.85	
1.- MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.10	0.0008	25.81	0.02
	Operario	hh	1.00	0.0080	23.46	0.19
	Peon	hh	2.00	0.0160	16.78	0.27
					Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)	0.48
2.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Herramientas manuales	%		5.0000	0.48	0.02
	Compactador vib. Tipo plancha de 5.8 H	hm	1.00	0.0010	34.89	0.03
					Precio Unitario Equipos (\$/.)	0.05
3.- SUBPARTIDAS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Zarandeo estático para material de relleno m3			1.20	6.10	7.32
Partida	01.02.05	TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR				
		UNIDAD		RENDIMIENTO/día	TOTAL (\$/ m3)	
		m3/día		850	2.13	
1.- MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.10	0.0009	25.81	0.02
	Oficial	hh	1.00	0.0094	18.56	0.17
					Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)	0.19
2.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Cargador sobre llantas de 160-195 HP	hm	0.50	0.0047	222.00	1.04
	Camión volquete 6x4 de 330 HP, 15 m3	hm	3.00	0.0035	255.08	0.90
					Precio Unitario Equipos (\$/.)	1.94
Partida	01.02.06	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE DISTANCIA PROMEDIO				
		UNIDAD		RENDIMIENTO/día	TOTAL (\$/ m3)	
		m3/día		425	1.51	
1.- MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.10	0.0002	25.81	0.01
	Oficial	hh	1.00	0.0024	18.56	0.04
					Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)	0.05
2.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Cargador sobre llantas de 160-195 HP	hm	0.50	0.0012	222	0.26
	Camión volquete 6x4 de 330 HP, 15 m3	hm	2.00	0.0047	255.08	1.20
					Precio Unitario Equipos (\$/.)	1.46

Partida	01.03.01	SUMINISTRO Y ACARREO DE PIEDRAS (Di am. = 1/2')				
		UNIDAD		RENDIMIENTO/día		TOTAL (\$/ m3)
		m3/día		1000		12.63
1.- MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	1.00	0.008	25.81	0.21
	Peon	hh	4.00	0.032	16.78	0.54
		Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)				0.75
2.- MATERIALES						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD		CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Suministro de piedra chancada	und		1.00	3.34	3.34
	Cargui y transporte de piedras	m3		1.00	8.5	8.5
		Precio Unitario Materiales (\$/.)				11.84
3.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Herramientas	%		5	0.75	0.04
		Precio Unitario Equipos (\$/.)				0.04
Partida	01.03.02	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GAVIONES CAJA (5.00 x 1.00 x 1.				
		UNIDAD		RENDIMIENTO/día		TOTAL (\$/ uni d)
		und/día		10		822.4
1.- MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.25	0.20	25.81	5.16
	Oficial	hh	2.00	1.60	18.56	29.7
	Peon	hh	6.00	4.80	16.78	80.54
		Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)				115.4
2.- MATERIALES						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD		CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Elemento Gavión Caja 5x1x1	und		1.00	513.65	513.65
	Piedra Chancada 1/2'	m3		7.50	25.01	187.58
		Precio Unitario Materiales (\$/.)				701.23
3.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Herramientas	%		5	115.4	5.77
		Precio Unitario Equipos (\$/.)				5.77
Partida	01.03.03	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GAVIONES CAJA (5.00 x 1.50 x 1.				
		UNIDAD		RENDIMIENTO/día		TOTAL (\$/ uni d)
		und/día		5		1114.78
1.- MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.25	0.40	25.81	10.32
	Oficial	hh	2.00	3.20	18.56	59.39
	Peon	hh	6.00	9.60	16.78	161.09
		Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)				230.8
2.- MATERIALES						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD		CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Elemento Gavión Caja 5x1.5x1	und		1.00	684.86	684.86
	Piedra Chancada 1/2'	m3		7.50	25.01	187.58
		Precio Unitario Materiales (\$/.)				872.44
3.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Herramientas	%		5	230.8	11.54
		Precio Unitario Equipos (\$/.)				11.54

Partida	01.03.04	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GAVIONES CAJA (5.00 x 1.00 x 0.50 m.)				
		UNIDAD		RENDIMIENTO/día		TOTAL (\$/ / unid)
		und/día		15		764.84
1.- MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.25	0.13	25.81	3.44
	Oficial	hh	2.00	1.07	18.56	19.8
	Peon	hh	6.00	3.20	16.78	53.7
		Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)				76.94
2.- MATERIALES						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD		CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Elemento Gavión Caja 5x1x0.5	und		1.00	496.47	496.47
	Piedra Chancada 1/2"	m3		7.50	25.01	187.58
		Precio Unitario Materiales (\$/.)				684.05
3.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Herramientas	%		5	76.94	3.85
		Precio Unitario Equipos (\$/.)				3.85
Partida	01.04.01	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GEOTEXTIL MACTEX N40.1				
		UNIDAD		RENDIMIENTO/día		TOTAL (\$/ / m2)
		m²/día		400		4.86
1.- MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.10	0.002	25.81	0.05
	Oficial	hh	1.00	0.02	18.56	0.37
	Peón	hh	1.00	0.02	16.78	0.34
		Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)				0.76
2.- MATERIALES						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD		CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Geotextil MACTEX N40.1	m²		1.00	4.06	4.06
		Precio Unitario Materiales (\$/.)				4.06
3.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Herramientas	%		5	0.76	0.04
		Precio Unitario Equipos (\$/.)				0.04
Partida	01.05.01	TUBERIA PVC-O PN12.5 DN=90 mm.				
		UNIDAD		RENDIMIENTO/día		TOTAL (\$/ / m)
		m/día		100		19.97
1.- MANO DE OBRA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Capataz	hh	0.10	0.008	25.81	0.21
	Operario	hh	1.00	0.08	23.46	1.88
	Peón	hh	1.00	0.08	16.78	1.34
		Precio Unitario Mano de Obra (\$/.)				3.43
2.- MATERIALES						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD		CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	TUBERIA PVC - U DN=90mm	m		0.17	95.44	16.22
	LUBRICANTE PARA PVC			0.005	30.55	0.15
		Precio Unitario Materiales (\$/.)				16.37
3.- EQUIPOS						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
	Herramientas	%		5	3.43	0.17
		Precio Unitario Equipos (\$/.)				0.17

Anexo 8. Aspectos administrativos

Anexo 8.1. Duración de la investigación



Anexo 8.2. Inversión de la investigación

Presupuesto Provento de Investigación				
1. Recursos Humanos				
2 bachiller	6 meses	0.2	1350	3240
				3240
2. Servicios				
Internet	6 meses	6	120	720
Luz	6 meses	2	80	960
Impresión	30 hojas	1	0,2 por hoja	6
Empastado		1	30	30
				1716
			COSTO	S/4.956.00

Anexo 9. Permisos

	GOBIERNO REGIONAL DE APURIMAC GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA <i>"Año del Bicentenario del Perú: 200 años de Independencia"</i>	 GOBIERNO REGIONAL DE APURIMAC
<p>Abancay, 09 de Setiembre del 2021</p>		
<p>Carta N° 59 -2021-GRAP/GRI-13</p>		
<p>Señorita: WENDY NAYSHA QUISPE SARMIENTO Bachiller de la Universidad Ricardo Palma -Lima</p>		
<p>Celular.- 942062727</p>		
<p>ASUNTO: Remito Autorización para acceso de información de expediente técnico.</p>		
<p>REF. : Solicitud S/N SIGE: 15221</p>		
<p>Tengo el agrado de dirigirme a usted, con la finalidad de manifestarle en atención a su solicitud con el cual solicita Autorización para el acceso de la información al expediente técnico del proyecto "MEJORAMIENTO Y CONSTRUCCIÓN DE LA CARRETERA YANAKILLCA SANTA ROSA CERRO TETA DISTRITO DE JUAN ESPINOZA MEDRANO ANTABAMBA, REGION APURIMAC", información que se requiere para fines de realizar investigación en la Universidad Ricardo Palma – Lima, en este contexto este despacho Autoriza el acceso a la información del expediente técnico.</p>		
<p>Sin otro particular, sea propicia la ocasión para testimoniarle las consideraciones más distinguidas y deferencia personal.</p>		
<p>Atentamente</p>		
<p>Incluye lo indicado C.c. Archivo Gloria CS</p>	  Ing. Erick Alarcón Camacho Gerente Regional de Infraestructura	
<p>Jr. Puno 107 - Abancay - Apurímac - Perú Teléfono Central 083-321022 Anexo 148 / 083-3225316 www.regionapurimac.gob.pe Facebook: Gobierno Regional de Apurímac</p>		
 APURIMAC Año del Bicentenario		



GOBIERNO REGIONAL DE APURIMAC
GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA

"Año del Bicentenario del Perú: 200 años de Independencia"



Abancay, 09 de Setiembre del 2021

Carta N° 58 -2021-GRAP/GRI-13

Señor:

MAURICIO JOSE REYES SAENZ

Bachiller de la Universidad Ricardo Palma -Lima

Celular.-975668191

ASUNTO: Remito Autorización para acceso de información de expediente técnico.

REF. : Solicitud S/N SIGE: 15221

Tengo el agrado de dirigirme a usted, con la finalidad de manifestarle en atención a su solicitud con el cual solicita Autorización para el acceso de la información al expediente técnico del proyecto "MEJORAMIENTO Y CONSTRUCCIÓN DE LA CARRETERA YANAKILLCA SANTA ROSA CERRO TETA DISTRITO DE JUAN ESPINOZA MEDRANO ANTABAMBA, REGION APURIMAC", información que se requiere para fines de realizar investigación en la Universidad Ricardo Palma – Lima, en este contexto este despacho Autoriza el acceso a la información del expediente técnico.

Sin otro particular, sea propicia la ocasión para testimoniarte las consideraciones más distinguidas y deferencia personal.

Atentamente

Incluye lo indicado

C.c.

Archivo




Gloria OS

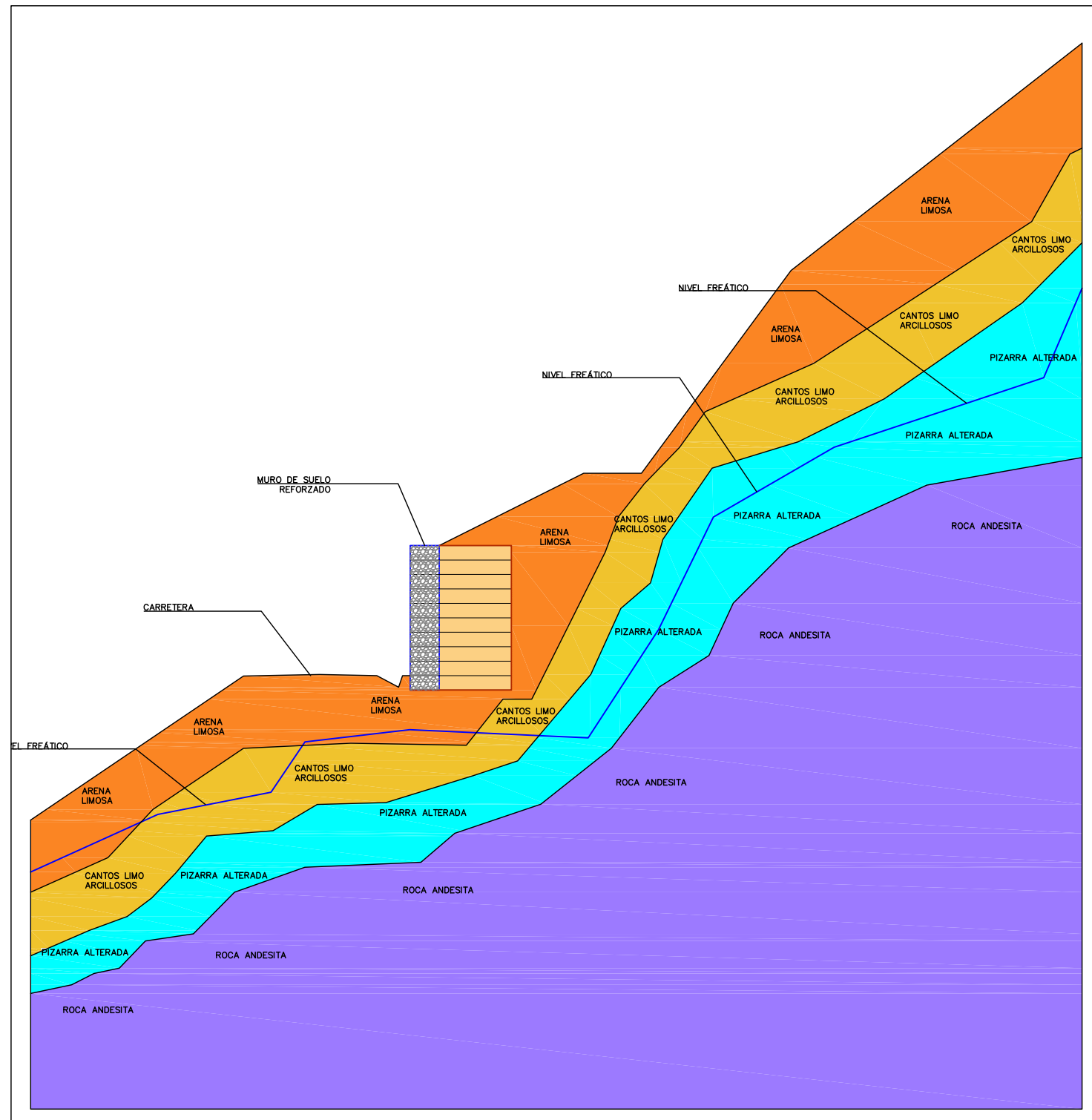

GOBIERNO REGIONAL APURIMAC
Ing. Erick Alarcón Camacho
GERENTE REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA (M)



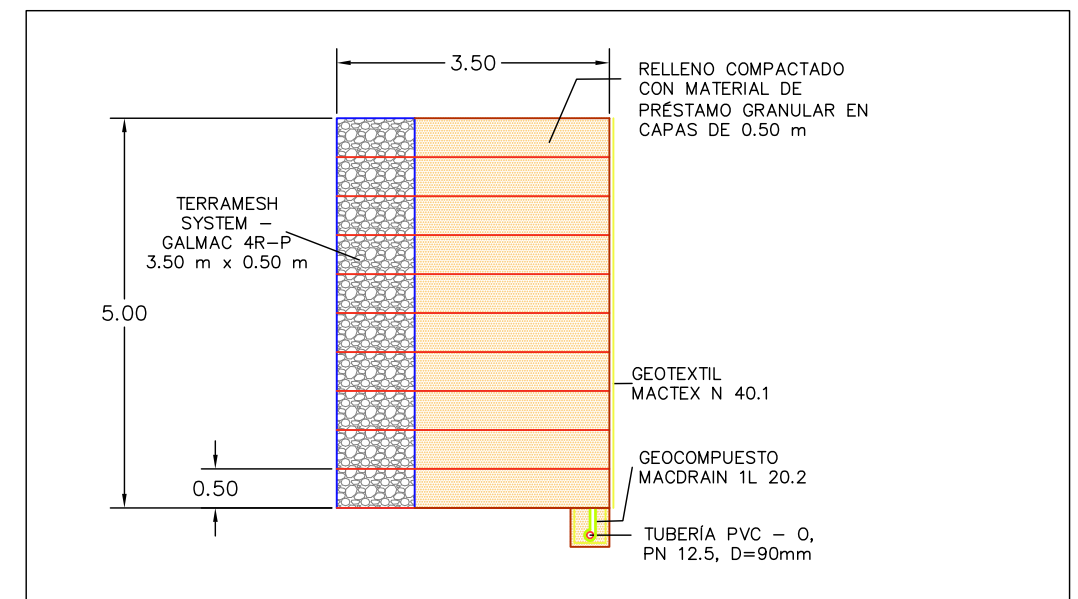
Anexo 10. Planos

LEYENDA

-  ARENA LIMOSA
-  CANTOS ARCILLO LIMOSOS
-  PIZARRA ALTERADA
-  ROCA ANDESITA
-  GAVIONES
-  NIVEL FREÁTICO



ESC: 1/200



ESC: 1/100

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Gavión	Características geométricas			Resistencia a la tracción de la KN/m	Tipo de malla	Diámetro de malla mm
	Largo m	Ancho m	Altura m			
Terramesh System - Galmac 4R-P	2.00	1.00	0.50	50.00	8X10	2.70

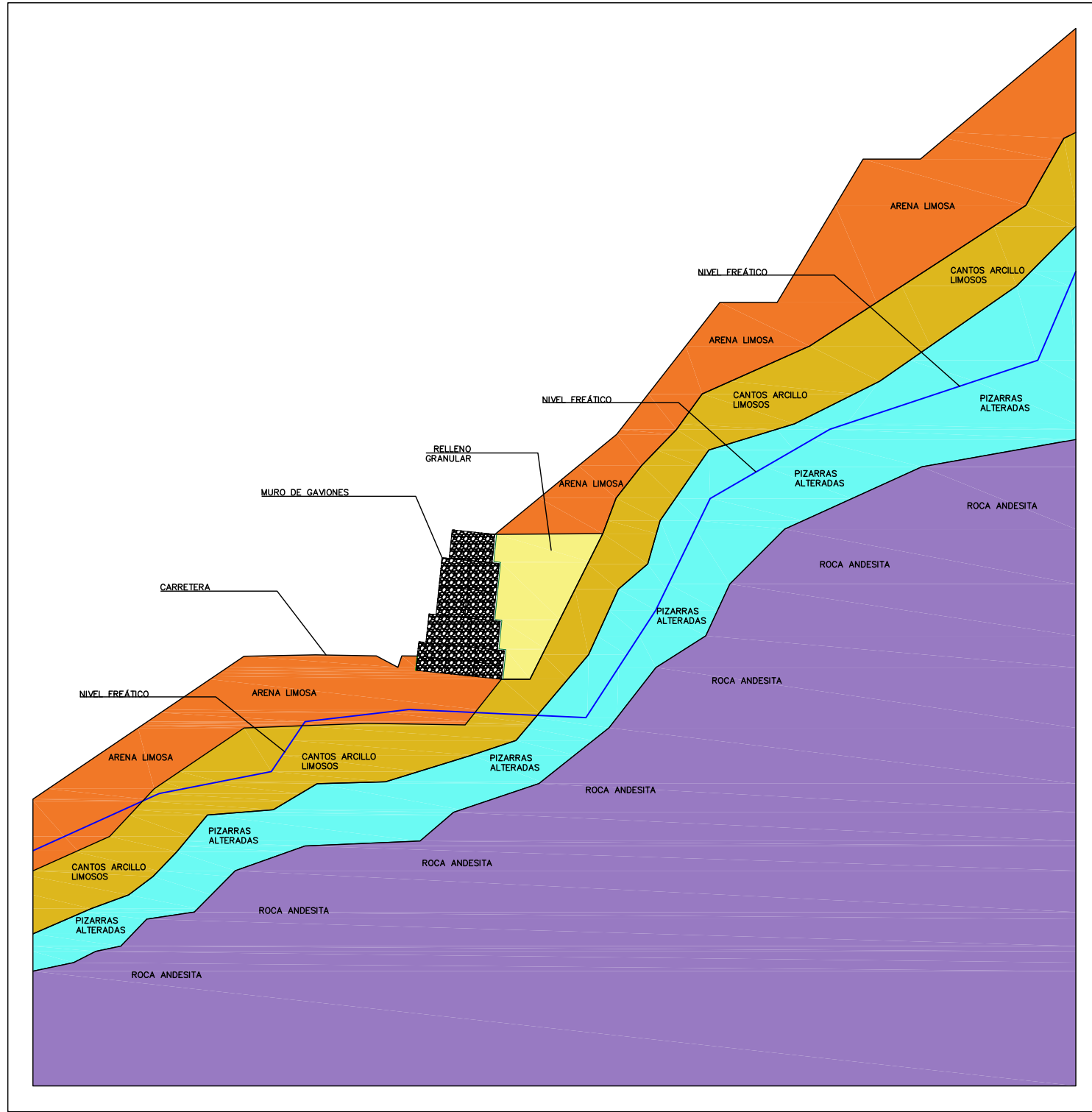
Propiedades	Unidad	Geosintéticos	
		Geotextil MACTEX N40.1	Geocompuesto 1L 20.2
Resistencia a la Tracción	N	711	4
Elongación a la Tracción	%	50	-
Resistencia al Punzonamiento	Kn	1.82	4
Resistencia al desgarre Trapezoidal	N	267	-
Permeabilidad	cm/s	-	0.3
Permitividad	s ⁻¹	1.5	3
Tamaño de Abertura Aparente	mm	0.21	0.16
Adhesión de geotextil y núcleo	kgf	-	20
Flujo de Agua	l/min	4480	-

DATOS DE TESISTAS Y ASESOR	
TESISTA	Bach. QUISPE SARMIENTO WENDY NAYSHA
TESISTA	Bach. REYES SAENZ MAURICIO JOSÉ
ASESOR	Mag. Ing. TORRES CHUNG CESAR ROBERTO

COMPARACIÓN TÉCNICA – ECONÓMICA ENTRE MURO DE SUELO REFORZADO Y MURO DE GAVIONES PARA LA CARRETERA YANAKILLCA – SANTA ROSA – CERRO TETA, JUAN ESPINOZA MEDRANO –ANTABAMBA – APURÍMAC

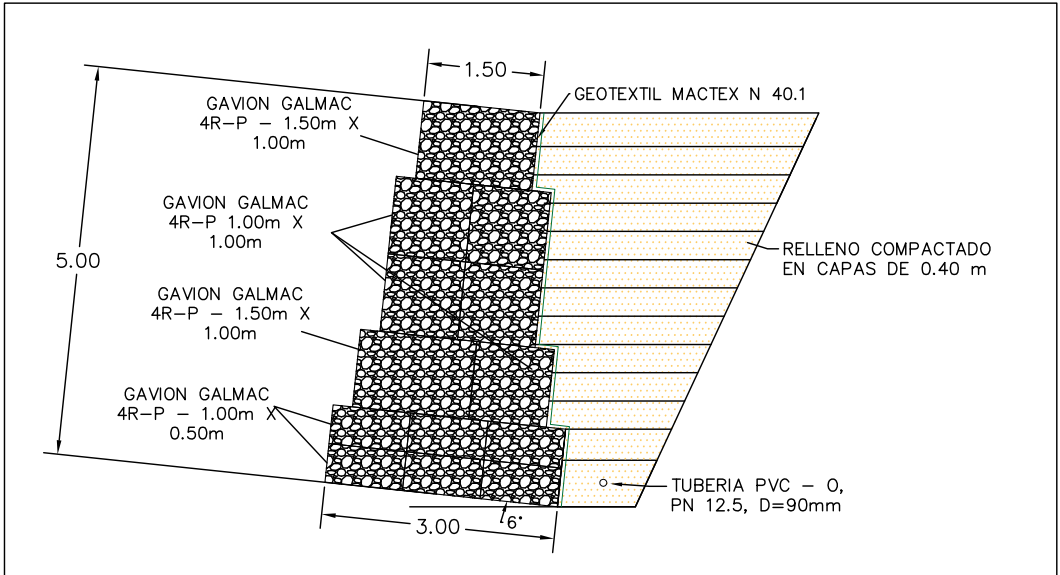
DISEÑO DE MURO DE SUELO REFORZADO – SECCIÓN Y DETALLE

ESCALA:	INDICADAS
FECHA:	SEPTIEMBRE 2021
PLANO:	01



ESC: 1/200

LEYENDA	
	ARENA LIMOSA
	CANTOS ARCILLO LIMOSOS
	PIZARRA ALTERADA
	ROCA ANDESITA
	GAVIONES
	NIVEL FREÁTICO



ESC: 1/100

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Gavión	Características geométricas			Resistencia a la tracción de la KN/m	Tipo de malla	Diámetro de malla mm
	Largo m	Ancho m	Altura m			
Gavión Caja - Galmac 4R-P	5.00	1.00	0.50	50.00	8x10	2.70
Gavión Caja - Galmac 4R-P	5.00	1.00	1.00	50.00	8x10	2.70
Gavión Caja Fuerte - Galmac 4R-P	5.00	1.50	1.00	50.00	8X10	2.70

Propiedades	Unidad	Geosintéticos Geotextil MACTEX N40.1
Resistencia a la Tracción	N	711
Elongación a la Tracción	%	50
Resistencia al Punzonamiento	Kn	1.82
Resistencia al desgarre Trapezoidal	N	267
Permeabilidad	cm/s	-
Permitividad	s ⁻¹	1.5
Tamaño de Abertura Aparente	mm	0.21
Adhesión de geotextil y núcleo	kgf	-
Flujo de Agua	l/min	4480

DATOS DE TESISTAS Y ASESOR	
TESISTA	Bach. QUISPE SARMIENTO WENDY NAYSHA
TESISTA	Bach. REYES SAENZ MAURICIO JOSÉ
ASESOR	Mag. Ing. TORRES CHUNG CESAR ROBERTO

COMPARACIÓN TÉCNICA – ECONÓMICA ENTRE MURO DE SUELO REFORZADO Y MURO DE GAVIONES PARA LA CARRETERA YANAKILLCA – SANTA ROSA – CERRO TETA, JUAN ESPINOZA MEDRANO –ANTABAMBA – APURÍMAC

DISEÑO DE MURO DE GAVIONES – SECCIÓN Y DETALLE

ESCALA:	INDICADAS
FECHA:	SEPTIEMBRE 2021
PLANO:	02