

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

**“Alternativa de solución al deslizamiento de tierra en la Av. Arequipa, A.H.
Primavera Alta, Chimbote 2022”**

TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTORES:

Bacilio Manrique, Johana Caroline †
Código ORCID: 0009-0000-5250-2190

Benites Damaso, Jheyson Ronald
Código ORCID: 0009-0005-2683-7516

ASESOR:

Dr. LEON BOBADILLA, Abner Itamar
DNI N°32942184
Código ORCID: 0000-0003-2948-6591

NUEVO CHIMBOTE – PERÚ
2024

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

**“Alternativa de solución al deslizamiento de tierra en la Av. Arequipa, A.H. Primavera
Alta, Chimbote 2022”**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

REVISADO Y APROBADO POR:



Dr. León Bobadilla, Abner Itamar

Asesor

DNI N°32942184

Código ORCID: 0000-0003-2948-6591

NUEVO CHIMBOTE – PERÚ
2024

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

**“Alternativa de solución al deslizamiento de tierra en la Av. Arequipa, A.H. Primavera
Alta, Chimbote 2022”**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

REVISADO Y APROBADO POR:

Ms. Rivasplata Díaz, Julio César

Presidente

DNI N°32770844

Código ORCID: 0000-0002-4180-9362

Dra. Fernández Mantilla, Jenisse del Rocío

Secretaria

DNI N°33264434

Código ORCID: 0000-0003-3336-4786

Dr. León Bobadilla, Abner Itamar

Integrante

DNI N°32942184

Código ORCID: 0000-0003-2948-6591



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela Profesional de Ingeniería Civil
- EPIC -

ACTA DE SUSTENTACIÓN INFORME FINAL DE TESIS

A los 03 días del mes de diciembre del año dos mil veinticuatro, siendo las 10: 00 horas, en el Laboratorio de Topografía del edificio de Ingeniería Civil, se instaló el Jurado Evaluador designado mediante T Resolución N° 596-2024-UNS-CFI, con fecha 16.09.2024, integrado por los siguientes docentes: Ms. Julio César Rivasplata Díaz (Presidente), Dra. Jenisse del Rocío Fernández Mantilla (Secretaria), Dr Abner Itamar León Bobadilla (Integrante), Ms. Luz Esther Álvarez Asto (Accesitaria) en base a la Resolución Decanal N° 792-2024-UNS-FI se da inicio la sustentación de la Tesis titulada: "ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV. AREQUIPA A.H. PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE, 2022", presentado por los Bachilleres: BACILIO MANRIQUE JOHANA CAROLINE + con cód. N° 0201613026 y BENITES DAMASO RONALD JHEYSON con cód. N° 0201613013, quienes fueron asesorados por el docente Dr Abner Itamar León Bobadilla según lo establece la T Resolución Decanal N° 777 - 2021-UNS-FI, de fecha 28.12.2021.

El Jurado Evaluador, después de deliberar sobre aspectos relacionados con el trabajo, contenido y sustentación del mismo, y con las sugerencias pertinentes en concordancia con el Reglamento General para Obtener el Grado Académico de Bachiller y el Título Profesional en la Universidad Nacional del Santa, declaran:

BACHILLER	PROMEDIO VIGESIMAL	PONDERACIÓN
BENITES DAMASO RONALD JHEYSON	18	BUENO

Siendo las 12.00 horas del mismo día, se dio por terminado el acto de sustentación, firmando la presente acta en señal de conformidad.

Nuevo Chimbote, 03 de diciembre de 2024.

Ms. Julio César Rivasplata Díaz
Presidente

Dra. Jenisse del Rocío Fernández Mantilla
Secretaria

Dr. Abner Itamar León Bobadilla
Integrante



Recibo digital

Este recibo confirma que su trabajo ha sido recibido por **Turnitin**. A continuación podrá ver la información del recibo con respecto a su entrega.

La primera página de tus entregas se muestra abajo.

Autor de la entrega: Jheyson Ronald BENITES DÁMASO
Título del ejercicio: INFORME DE TESIS
Título de la entrega: "ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA ...
Nombre del archivo: EN_LA_AV._AREQUIPA,_A.H._LA_PRIMAVERA_ALTA,_CHIMBOTE...
Tamaño del archivo: 7.4M
Total páginas: 144
Total de palabras: 18,103
Total de caracteres: 94,587
Fecha de entrega: 17-jun.-2024 10:04a. m. (UTC-0500)
Identificador de la entrega... 2404195098

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



"ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV.
AREQUIPA, A.H. LA PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE 2022"

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL
TESISTAS:

Bach. BACHIO MANRIQUE, Johana Caroline

Bach. BENITES DÁMASO, Jheyson Ronald

ASESOR:

Dr. ABNER ITAMAR LEON BOBADILLA

NUEVO CHIMBOTE - PERÚ
2023

“ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV. AREQUIPA, A.H. LA PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE 2022”

INFORME DE ORIGINALIDAD

6%

INDICE DE SIMILITUD

6%

FUENTES DE INTERNET

1%

PUBLICACIONES

2%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	www.scielo.org.ve Fuente de Internet	1%
2	repositorio.uns.edu.pe Fuente de Internet	1%
3	hdl.handle.net Fuente de Internet	1%
4	dspace.unl.edu.ec Fuente de Internet	1%
5	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	<1%
6	documents.mx Fuente de Internet	<1%
7	repositorio.ug.edu.ec Fuente de Internet	<1%
8	sigrid.cenepred.gob.pe Fuente de Internet	<1%

DEDICATORIA

En homenaje a la memoria de mi compañera
Johana, este informe de investigación va a
dedicado a su mamá, quien desde un inicio de
la carrera universitaria estuvo a lado de Johana
permanentemente apoyándola en todo
momento y en toda situación.

A su hermano menor, a quien tenía un amor
inmensurable y brindaba apoyo constante en
sus estudios, siempre brindándole ese aliento
de superación profesional.

A sus familiares que siguieron de cerca su
vida universitaria y quienes brindaban un
cobijo familiar en todo momento. A su novio,
por el apoyo constante en todo ámbito y por
estar a lado de Johana en toda circunstancia.

A nuestro asesor, por el apoyo y
asesoramiento en toda la trayectoria de la
realización del informe de investigación.

BACILIO MANRIQUE, Johana Caroline †

DEDICATORIA

A mis padres y mis hermanos, por siempre darme el impulso de ser un profesional con grandes valores y virtudes en todo ámbito laboral, por apoyarme permanentemente en mi formación académica y brindarme la motivación de cumplir mis metas.

A mi abuela, mis tíos y familiares que han sido participe de mi formación constante en el ámbito académico y personal, brindándome consejos y apoyándome en mi carrera universitaria.

A mi señorita enamorada Jhoys y familia por brindarme apoyo constante, consejos de fortaleza y aliento motivacional para culminar mis metas profesionales.

A los ingenieros que me han brindado el apoyo constante compartiendo sus conocimientos y experiencia en la carrera de ingeniería, siendo ellos participe para la culminación de este proyecto.

A nuestro asesor, que me ha brindado el apoyo constante en el arduo camino de la realización del informe.

BENITES DÁMASO, Jheyson Ronald

AGRADECIMIENTO

Expresamos nuestra gratitud a Dios quien siempre nos guía, acompaña, bendice, nos llena de conocimiento y perseverancia en este largo camino de nuestra formación académica.

A nuestros padres por el apoyo continuo en nuestra formación profesional, por sus consejos y apoyo emocional de perseverancia para culminar nuestra carrera.

Agradecer a mi compañera Johana que me acompañó en este arduo trabajo de investigación, y quien me motiva en culminar este informe en memoria de ella, quien no pudo culminar este proyecto; sin embargo, yace acompañado de nuestro padre celestial Dios.

Agradecer a nuestro asesor por transmitirnos sus conocimientos y experiencia que contribuyo a la realización de nuestro trabajo de investigación.

Los autores

Índice general

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTO	iv
RESUMEN	xiv
ABSTRACT	xv
CAPÍTULO I : INTRODUCCIÓN	17
1.1 Antecedentes del problema	17
1.2 Formulación del Problema	19
1.3 Objetivos	20
1.4 Justificación.....	20
1.5 Limitación	21
1.6 Formulación de la Hipótesis.....	21
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	23
2.1 Antecedentes de investigación	23
2.2 Marco conceptual	26
2.3 Estudios complementarios.....	27
2.4 Estudio de mecánica de suelos	28
2.5 Propuestas de deslizamiento de tierras.....	47
CAPÍTULO III METODOLOGÍA	71
3.1 Tipo de investigación	71
3.2 Nivel de investigación.....	71
3.3 Diseño de investigación	71
3.4 Enfoque de Investigación.....	72
3.5 Ubicación	72
3.6 Población, muestra y Muestreo	73
3.7 Características de interés a la problemática por investigar	73
3.8 Variables.....	73
3.9 Instrumentos para recolección de datos.....	77
3.10 Procedimiento.....	78
3.11 Análisis de procesamiento de datos.....	79

CAPÍTULO IV RESULTADOS Y DISCUSIÓN	81
4.1 Resultados	81
4.2 Discusión.....	172
CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	176
5.1 Conclusiones	176
5.2 Recomendaciones.....	178
CAPÍTULO VI Referencias bibliográficas.....	180
CAPÍTULO VII Anexos	187
Anexos 01: Panel Fotográfico Levantamiento topográfico.....	187
Anexos 02: Panel Fotográfico del estudio de mecánica de suelos	194
Anexos 03: Análisis estructural de sistemas de contención	206
Anexos 04: Perfil estratigráfico.....	223
Anexos 05: Resultados de ensayos de laboratorio.....	229
Anexos 06: Registro de auscultaciones – DPL.....	235
Anexos 07: Capacidad portante del suelo y asentamiento	241
Anexos 08: Planos	244

Índice de tablas

Tabla 1 Método A de selección de tamizes	29
Tabla 2 Método B de selección de tamizes	29
Tabla 3 Selección de material de acuerdo al tamaño de muestra	30
Tabla 4 Selección de material para el contenido de humedad.....	35
Tabla 5 Clasificación de materiales para carreteras para A-1 y A-2.....	40
Tabla 6 Clasificación de materiales para carreteras para A-4, A-5, A-6 y A-7.....	40
Tabla 7 Corrección de factores de DPL y SPT según DIN 4094	43
Tabla 8 Cálculo de momento resistente por volteo	56
Tabla 9 Peso según el tipo de roca	62
Tabla 10 Factores de inclinación respecto al talud.....	67
Tabla 11 Matriz de consistencia	75
Tabla 12 Matriz de operacionalización de variables	76
Tabla 13 Análisis granulométrico de calicata C-01.....	81
Tabla 14 Análisis granulométrico de calicata C-02.....	83
Tabla 15 Análisis granulométrico de calicata C-03.....	85
Tabla 16 Análisis granulométrico de calicata C-04.....	87
Tabla 17 Análisis granulométrico de calicata C-05.....	89
Tabla 18 Ensayo de contenido de humedad	91
Tabla 19 Registro de ensayo DPL-1	92
Tabla 20 Registro de ensayo DPL-2.....	92
Tabla 21 Registro de ensayo DPL-3.....	93
Tabla 22 Registro de ensayo DPL-4.....	93
Tabla 23 Registro de ensayo DPL-5.....	94
Tabla 24 Correlación de Terzagui y Peck	94
Tabla 25 Registro de capacidades a diferentes niveles de profundidad	96
Tabla 26 Relación de posion	97
Tabla 27 Módulo de elasticidad.....	97
Tabla 28 Registro del alineamiento	99
Tabla 29 Pendiente de terreno según rasante.....	100

Tabla 30 Cálculo de momentos	106
Tabla 31 Cálculo de momentos	122
Tabla 32 Resumen de cálculos para estabilización interna	147
Tabla 33 Longitud máxima del geotextil.....	149
Tabla 34 Resumen de cálculos para estabilización interna	153
Tabla 35 Longitud máxima del geotextil.....	156
Tabla 36 Factores de seguridad de las propuestas de deslizamiento de tierra.....	166
Tabla 37 Comparaciones de las propuestas	171

Índice de figuras

Figura 1 Cuarteo del material	28
Figura 2 Selección de tamizes	33
Figura 3 Tamizado del material.....	33
Figura 4 Pesado del material retenido en cada tamiz	34
Figura 5 Pesado de muestra	36
Figura 6 Secado de muestra.....	36
Figura 7 Pesado del material pasante por el tamiz #40	38
Figura 8 Ensayo de limite liquido.....	38
Figura 9 Carta de plasticidad	41
Figura 10 Designación de nombres para gravas y arenas.....	42
Figura 11 Peso del yunque.....	44
Figura 12 Altura de caída	44
Figura 13 Índice de golpes a cada 10 cm.....	45
Figura 14 Aplicación del DPL.....	45
Figura 15 Muro por gravedad.....	48
Figura 16 Muros semirrígidos	49
Figura 17 Muros de refuerzos.....	50
Figura 18 Dimensiones a considerar del muro de contención.....	51
Figura 19 Verificación para presión lateral ejercida por tierra.....	52
Figura 20 Comprobación del vuelco	53
Figura 21 Deslizamiento ejercido a lo largo de base.....	57
Figura 22 Propiedades de materiales cohesivos y no cohesivos	60
Figura 23 Falla después de la falla del talud	64
Figura 24 Centro de la superficie cilíndrica	66
Figura 25 Talud infinito sin filtraciones.....	67
Figura 26 Representación de contenido de humedad.....	91
Figura 27 Dimensionamiento total del muro de contención.....	105
Figura 28 Armadura y montaje del muro	111
Figura 29 Representación de los esfuerzos de las zapatas.....	112

Figura 30 Dimensionamiento total del muro de contención.....	121
Figura 31 Armadura y montaje del muro	127
Figura 32 Representación de los esfuerzos de las zapatas.....	128
Figura 33 Para el cálculo del número de dovelas y medición “ α ” para cada dovela.....	158
Figura 34 Para el cálculo del número de dovelas y medición “ α ” para cada dovela.....	162
Figura 35 Representación de las propuestas económicas de deslizamiento de tierra.....	171

Índice de ecuaciones

Ecuación 1 Porcentaje del material pasante por el tamiz # 200	30
Ecuación 2 Porcentaje retenido en el tamiz.....	31
Ecuación 3 Porcentaje que pasa.....	31
Ecuación 4 Cálculo de valores D10, D30 y D60	31
Ecuación 5 Coeficiente de uniformidad	31
Ecuación 6 Coeficiente de curvatura	32
Ecuación 7 Contenido de humedad	35
Ecuación 8 Cálculo de limite liquido	38
Ecuación 9 Limite plástico	39
Ecuación 10 Índice de plasticidad	39
Ecuación 11 Capacidad por Terzagui.....	46
Ecuación 12 Factores de carga	46
Ecuación 13 Factor de castigo para la cohesión	46
Ecuación 14 Capacidad de carga admisible	47
Ecuación 15 Cálculo de ángulo n	52
Ecuación 16 Formula de presión pasiva.....	53
Ecuación 17 Factor de seguridad.....	54
Ecuación 18 Momento de vuelco	54
Ecuación 19 Presión vertical	54
Ecuación 20 Presión vertical en función a la presión activa	55
Ecuación 21 Momento de volteo	55
Ecuación 22 Factor de seguridad.....	55
Ecuación 23 Factor de seguridad por deslizamiento	56
Ecuación 24 Resistencia al corte	56
Ecuación 25 Valor general del factor de seguridad por desplazamiento.....	57
Ecuación 26 Presión pasiva	57
Ecuación 27 Capacidad de carga ultima por Meyerhof y Vesic.....	58
Ecuación 28 Factores de carga	58
Ecuación 29 Factor de seguridad para falla según capacidad de carga.....	58

Ecuación 30 Empuje activo	59
Ecuación 31 Coeficiente de empuje activo.....	59
Ecuación 32 Empuje activo vertical y horizontal.....	61
Ecuación 33 Coeficiente de deslizamiento.....	61
Ecuación 34 Peso específico de los gaviones.....	61
Ecuación 35 Momento de volteo	62
Ecuación 36 Momento resistente.....	62
Ecuación 37 Distancia vertical entre pared vertical y el empuje activo.....	63
Ecuación 38 Distancia horizontal entre pared vertical y el empuje activo.....	63
Ecuación 39 Coeficiente de volteamiento	63
Ecuación 40 Fuerza resultante.....	63
Ecuación 41 Excentricidad	63
Ecuación 42 Factor de seguridad.....	65
Ecuación 43 Resistencia al corte por deslizamiento.....	65
Ecuación 44 Esfuerzo promedio de corte producido por una falla potencial.....	66
Ecuación 45 Tensión normal efectiva	68
Ecuación 46 Esfuerzo al corte	68
Ecuación 47 Esfuerzo cortante promedio.....	68
Ecuación 48 Factor de seguridad sin filtración	69
Ecuación 49 Factor de seguridad con presencia de filtración	69
Ecuación 50 Formula de momento ultimo	102
Ecuación 51 Cuantía mecánica.....	103
Ecuación 52 Peralte efectivo	103
Ecuación 53 Espesor de la garganta del muro con diámetro de 5/8” de varilla	103
Ecuación 54 Fuerza cortante ultima	103
Ecuación 55 Resistencia del concreto al corte.....	104
Ecuación 56 Altura de la zapata	104
Ecuación 57 Altura total del muro.....	104
Ecuación 58 Formula de momento ultimo	119
Ecuación 59 Cuantía mecánica.....	119

Ecuación 60 Peralte efectivo	119
Ecuación 61 Espesor de la garganta del muro con diámetro de 5/8” de varilla	119
Ecuación 62 Fuerza cortante ultima	120
Ecuación 63 Resistencia del concreto al corte.....	120
Ecuación 64 Altura de la zapata	120
Ecuación 65 Altura total del muro.....	120

RESUMEN

El presente estudio denominado: “Alternativa de solución al deslizamiento de tierra en la AV. Arequipa, A.H. La Primavera Alta, Chimbote 2022”, tuvo como objetivo de estudio determinar la alternativa de solución al deslizamiento de tierra en la Av. Arequipa en el A.H. La Primavera Alta, el estudio empleo una metodología de diseño no experimental por que no hubo manipulación de las variables de estudio del tipo aplicada, así mismo se tuvo como población de estudio al Tramo que comprende la avenida Av. Arequipa desde la Mz. A hasta la Mz. K en el A. H. La Primavera Alta, distrito de Chimbote, Ancash, además el estudio determino que en cuanto a las propiedades físicas y mecánicas del suelo respecto a las calicatas C-02, C-03 caracterizaron un tipo de suelo según SUCS como SM y las calicatas C-01, C-04, C-05 caracterizaron un tipo de suelo según SUCS como SP - SM, mientras la capacidad portante fue de 1.33 kg/cm², además en cuanto al relieve topográfico el terreno mostró que las pendientes de los tramos 0+226.46m, 0+462.41m, 0+511.12m superan el 3%, por lo que se optó por una propuesta de 6.00m de altura como máximo para las diferentes propuestas de muro, en cuanto a la propuesta de alternativas de solución todas las alternativas cumplen con las condiciones geotécnicas, al comparar las alternativas de muro reforzado, muro gavión y muro de tierra reforzada, el muro gavión y la propuesta de estabilidad del talud es el más apropiado de utilizar debido al costo económico.

Palabras claves: Deslizamiento de tierra, muro gavión, muro reforzado, tierra reforzada y estabilización del talud.

ABSTRACT

The present study called: “Alternative solution to the landslide in the AV. Arequipa, A.H. “La Primavera Alta, Chimbote 2022”, had the objective of the study to determine the alternative solution to the landslide on Av. Arequipa in the A.H. La Primavera Alta, the study used a non-experimental design methodology because there was no manipulation of the study variables of the type applied, likewise, the section that includes Av. Arequipa avenue from Mz. To until the Mz. K in the A.A. H H. La Primavera Alta, district of Chimbote, Ancash, the study also determined that in terms of the physical and mechanical properties of the soil with respect to pits C-02, C-03, they characterized a type of soil according to SUCS as SM and of the soil with respect to pits C-01,C-04, C-05, they characterized a type of soil according to SUCS as SP - SM, while the bearing capacity was 1.33 kg/cm², in addition, in terms of topographic relief, the terrain showed that the slopes of the sections 0+226.46m, 0+462.41m, 0+511.12m exceed 3%, for Therefore, a proposal of a maximum height of 6.00 m was chosen for the different wall proposals. Regarding the proposal of alternative solutions, all the alternatives meet the geotechnical conditions, when comparing the alternatives of reinforced wall, gabion wall and reinforced earth wall, the gabion wall and the slope stability proposal is the most appropriate to use due to the economic cost.

Keywords: Landslide, gabion wall, reinforced wall, reinforced earth and slope stabilization.

CAPITULO I.

INTRODUCCIÓN

: INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes del problema

Desde el contexto internacional, quedo evidenciado que El Área Metropolitana de Caracas se ve afectada recurrentemente por deslizamientos durante el periodo de lluvias (Singer et al. 1983). Estos procesos de inestabilidad producen siniestros geotécnicos que afectan viviendas y en ocasiones causan pérdidas de vidas humanas, colocando al Área Metropolitana de Caracas entre las regiones del país que presentan una mayor vulnerabilidad a fenómenos de riesgo geológico como los señalados (Singer,1986). De acuerdo con Singer et al. (1983), el Área Metropolitana de Caracas suma alrededor del 30% de todas las víctimas por deslizamientos registradas en Venezuela.

A raíz de las fuertes precipitaciones señaladas, sectores de urbanismo con topografía altamente modificada como La Limonera, Santa Cruz del Este, Los Campitos, Santa Inés, Colinas de Tamanaco, Colina de Bello Monte y Colinas de Santa Mónica, acusaron una alta concentración de deslizamientos de asociados con suelos residuales, materiales de relleno, botes artificiales y cobertura vegetal, en particular a lo largo de los taludes de corte viales y las correspondientes áreas verdes. En el Área Metropolitana de Caracas, se registraron al menos cinco (5) personas muertas (una de las cuales en una vivienda ubicada al pie de un talud en la Limonera) y aproximadamente un millar de familias quedaron afectadas (Ultimas Noticias, 2008). Sin embargo, no se dispone de cifras de los daños materiales provocados por las lluvias del evento referido.

Mientras que desde el punto de vista nacional, el aumento poblacional en el territorio peruano ha generado la necesidad de que muchas familias busquen un área de vivienda en zonas de riesgo, tales como laderas de ríos y faldas de cerros, donde presentan desniveles significativos y relieves accidentados cuya topografía causa dificultad para la ejecución de

construcciones como viviendas. Además, se le incluye factores como los peligros generados por fenómenos de origen natural y la alta sismicidad debido a la ubicación geográfica del Perú.

El proceso de vulnerabilidad, se manifiesta por un crecimiento demográfico urbano marginal, acelerado y caótico que ocupa territorios que no presentan condiciones para el hábitat (Desastre & Sociedad, 1993). Pese a que existen taludes diseñados para mitigar deslizamientos o remociones de tierras, no son lo suficientemente óptimos ante eventos desencadenantes como sobrecargas sísmicas o hidrostáticas, variación en las condiciones hidrometeorológicas o la disminución de los parámetros de la resistencia cortante de un suelo que podrían ocasionar la desestabilización del terreno, la cual representa un peligro inminente para construcciones aledañas y pobladores de la zona.

También se evidencia una situación preocupante en las laderas de los cerros, donde pobladores con el fin de nivelar estos terrenos para edificar una vivienda, construyen muros de piedra conocidos como “pircas” sometiéndose a un riesgo de colapso por la mala práctica de la informalidad e improvisación en la construcción de estructuras de contención.

Además, desde el ámbito regional, existen fenómenos hidrometeorológicos y de geodinámica externa en la región de Ancash, debido a su geografía accidentada y los diversos factores climáticos; la presencia de lluvias genera la activación de quebradas, provocando huaycos, deslizamientos, derrumbes y caídas (SINAGERD, 2021), por ello la región presenta una alta susceptibilidad a movimientos en masa generando pérdidas personales y materiales.

De acuerdo al CENEPRED, junto con el Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMMET) existen 159 distritos y 5827 centros poblados en el departamento de Ancash que estarían expuestos al peligro de movimientos en masa (PREVAED, 2021), debido a los diferentes peligros generados por fenómenos de origen natural, esto demuestra que es de suma importancia la implementación de diversos sistemas de estabilización de taludes que impidan el desprendimiento del suelo y roca.

En la actualidad existen diversos distritos en la región de Ancash afectados por factores de origen natural que dan origen a los movimientos de masas como es el caso del distrito de Chimbote situada en el extremo nor-occidental de la región Ancash. En la ciudad de Chimbote se presenta como movimientos de masa a los procesos de caída de rocas, zonas saturadas con probabilidad de licuación de suelos y procesos erosivos. Las áreas con más riesgo de licuación de suelos están constituidas por componentes como limos y arenas finas en estado saturado. Las zonas afectadas por este fenómeno de licuefacción se encuentran cercanas al cauce del río Lacramarca, vivero forestal en los alrededores del Hotel Chimú, entre muchos otros lugares.

Además, se presenta una depresión superficial de medianas dimensiones a consecuencia del asentamiento de depósitos marinos debido al reagrupamiento de materiales afectados por la licuefacción de suelos (SIGRID, 2020).

A continuación, se presentan investigaciones que servirán de motivación para el presente proyecto:

Arroyo Quiliche, Zoila Isabel & Capuñay Bautista, Sofia Marilyn (2016). “Alternativas de contención en las Mz. D1 y E1 del sector Arica, distrito de Coishco-Santa-Ancash”. La presente investigación se basa en el análisis y comparación de alternativas de contención, orientado a encontrar la estructura de contención adecuada técnica y económicamente factible; que logrará prevenir la inestabilidad de taludes en la zona de deslizamiento, controlando las adversas consecuencias que provocan las fuertes e imprevistas remociones de tierra, con la cual se estaría mejorando la calidad de vida de la población. (Arroyo & Capuñay, 2016, p.25).

1.2 Formulación del Problema

Frente a los factores diversos que podrían causar el fenómeno de deslizamiento de tierras, se opta una solución de contención con la siguiente interrogante:

1.2.1 Problema general

¿Cuál es la alternativa de solución al deslizamiento de tierra en la Av. Arequipa en el A.H. La Primavera Alta?

1.2.2 Problemas específicos

- ¿Cuáles son las características del suelo en el A.H. La Primavera Alta?
- ¿Cuál es el relieve de la zona en el A.H. La Primavera Alta?
- ¿Cuál es la mejor propuesta técnica y económica de alternativa de solución al deslizamiento de tierra?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Determinar la alternativa de solución al deslizamiento de tierra en la Av. Arequipa en el A.H. La Primavera Alta.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Determinar las características del suelo en el A. H. La Primavera Alta.
- Determinar el relieve de la zona en el A. H. La Primavera Alta.
- Determinar la mejor propuesta técnica y económica de alternativa de solución al deslizamiento de tierra entre los diferentes diseños de sistema de contención, muro de concreto armado, banquetas, muros de suelo reforzado y muro de gaviones.

1.4 Justificación

Con el presente proyecto de investigación, se busca mostrar una propuesta de un sistema de contención frente al fenómeno de deslizamiento de tierras y además lograr una estabilidad de talud, para evitar las diversas consecuencias que afectarían las viviendas aledañas y a los pobladores de la zona estudiada.

1.5 Limitación

1.5.1 Limitación espacial

La investigación propuesta fue realizada en el AA. HH La Primavera Alta cuyo tramo de estudio corresponde a la Av. Arequipa, mediante el estudio se concretó la propuesta más eficiente para dar una solución efectiva a los movimientos de tierra por deslizamiento vistas en toda esta parte del tramo, verificando los factores de seguridad en estabilidad y cumpliendo ciertos parámetros normativos, así como geotécnicos.

1.6 Formulación de la Hipótesis

Los muros de gaviones será la alternativa más factible a ejecutar como solución al deslizamiento de tierras en la Av. Arequipa en el A.H. La Primavera Alta por sus factores de seguridad óptimos y su costo de ejecución reducido a comparación de otros sistemas de contención (muro de concreto armado, muro de suelo reforzado y banquetas)

CAPITULO II.

MARCO TEÓRICO

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de investigación

2.1.1 Antecedentes internacionales

Según lo expuesto por García (2022), busco analizar la estabilidad empleando diferente propuesta para evitar ante deslizamiento de tierra, además empleo una metodología que se empleó corresponde al método de investigación deductivo, se empleó un estudio de tipo Cualitativo y la modalidad de investigación será: De Campo, Experimental y Bibliográfica. De los resultados se obtuvo que de la comparación de alternativas se obtiene que la alternativa 1: Reconformación geométrica + revestimiento de hormigón proyectado, corresponde a la opción más viable para ambos taludes en estudio.

Mientras que, Ayabaca y Salazar (2019), realizó un análisis comparativo para optar diferentes propuestas técnicas de muro de contención incorporando el sistema Terramesh, así mismo el determino que la aplicación del muro Terramesh es mucho más económico que otras propuestas de muro de contención armado hasta en un 59.93%, teniendo una serie de ventajas mediante la incorporación de materiales no contaminantes, por lo que funcionalmente se verifico que el factor de seguridad puede verse afectado si el muro tiene una altura mayor a los 6 m, por lo que ya seria necesario medidas como anclases, clavos o refuerzos.

Por otro lado, Woldesenbet y Arefaine (2023), evaluaron la estabilidad numérica mediante el método de elemento finitos en casos de deslizamiento de tierras. El estudio determino que en la zona evaluada más del 50% está compuesto por arena con limo, así mismo el suelo se clasifico según SUCS como un suelo MH. Además vale mencionar que en la investigación al emplearse el ensayo de corte directo se tuvo que en la pendiente del perfil S1BH2 el ϕ fue de 15.12° , mientras que la Cu fue de 40.71 kN/m^2 , además en la pendiente del perfil S1BH3 se tuvo un ϕ de 18.4° y un Cu fue de 45.06 kN/m^2 , mientras en la pendiente del perfil S1BH4 se tuvo un ϕ de 20.28° y una Cu de 67.02 kN/m^2 y el perfil S1BH5 determino un ϕ de 26.62° y una Cu de 48.72 kN/m^2 , cabe mencionar que al tener buena cantidad de finos las particulas del suelo tienden a contraerse y a provocar deslizamiento mediante el proceso de expansión.

2.1.2 Antecedentes Nacionales

Por consiguiente, Llaique (2018), busco realizar un análisis de estabilidad empleando el método ERDOX. El diseño de la investigación fue no experimental del tipo aplicado, se tuvo como resultados que al emplear la propuesta del sistema Terramesh el costo económico será de S/. 316,230.13, mientras que para muros de concreto armado el costo fue de S/. 246,764.52, en cuanto a muro gavión el monto fue de S/. 169,089.56 y el sistema Erdox un monto fue de S/. 112,724.96, por lo que se pudo apreciar que el sistema Erdox presenta un costo más económico más factible al resto de sistemas.

Además, Zúñiga (2018), busco brindar soluciones de estabilidad empleando el sistema gavión en la Carretera Central km 117+800-118+000, el estudio empleo una metodología de diseño no experimental, siendo también del tipo aplicado, por lo que se enfocó a dar diferentes alternativas de solución a sucesos de problemas que ocurren del ámbito vial, de acuerdo a los resultados que se obtuvieron, demostró que el modelamiento en el programa Slide V.5 empleando el sistema de muro gavión, arrojó un factor de seguridad por encima de 1.5, demostrados que al emplear Bishop mediante un análisis global la tierra no tiende a deslizarse, cumpliendo satisfactoriamente con los requerimientos de condiciones de equilibrio y volteo.

Por último, en cuanto a Núñez (2020), determino el comportamiento bajo condiciones geotécnicas del talud para un muro reforzado con voladizo, el estudio desarrollo una investigación de diseño no experimental, el investigador no manipulará deliberadamente o intencionalmente las variables, además es del tipo aplicado por lo que busco brindar soluciones geotécnicas en el comportamiento estructural del muro, el estudio determino que en cuanto a las condiciones geotécnicas, al considerar las alturas de ($H= 4,5,6,7,8$ y 9 m) estas cumplieron satisfactoriamente las condiciones de volteo, desplazamiento así como de capacidad portante, pero a medida que la altura es mayor el factor de seguridad tiende a ser más crítico, logrando un factor de seguridad de $2.27 < 2.00$ para volteo y $1.64 < 1.5$ para desplazamiento.

2.2 Marco conceptual

2.2.1 Deslizamiento de tierras

Aguirre (2020). Menciona que el deslizamiento de tierras es una falla común que se suele dar por el desplazamiento en función de la pendiente del terreno, se produce generalmente por ciertos aspectos que son inducidos por movimientos telúricos o también por el corte inapropiados del talud que conforma al terreno.

2.2.2 Características del suelo

Este tiende a presentar ciertas facciones como pendientes del terreno y la altura generada por el talud, además estos deslizamientos producidos por la fuerza de empuje tienden a generar daños constantes si no hay una propuesta clara, que ayude a resguardar la vida de las personas.

Los deslizamientos ocurren generalmente en aquellas zonas de altas inclinaciones, donde el conjunto de tierra presenta un empuje fuerte debido a las fuerzas laterales que ejerce el terreno sobre la superficie (García, 2018).

Así mismo, estas fuerzas llegan a presentar daños considerables en las pérdidas materiales y vidas humanas, siendo también la altura y pendiente del terreno factores predominante en la clasificación de zonas vulnerables.

De acuerdo a Villalaz (2019). Menciono que los suelos altamente plásticos pueden producir estos daños, entre ellos se encuentran los suelos arcillosos altamente plásticos cuyos límites de frontera superan el 50% del límite líquido y el índice de plasticidad.

2.3 Estudios complementarios

2.3.1 Estudio topográfico

Describe las características del terreno como pendientes y elevaciones, del mismo modo estas elevaciones son generadas por el área comprendida del terreno entre curvas de nivel, generando superficies georreferenciadas según el área que se requiera evaluar.

Nuestra norma DG-2014, muestra una clasificación según orografía del terreno, lo que comprende a terrenos del tipo plano, ondulado y accidentado.

2.3.2 Terreno Plano

Define las condiciones de ser un terreno cuyas pendientes longitudinales son menores al 3% y las transversales menor o igual 10%, por lo que el movimiento de tierra empleado en estas condiciones debe ser lo mínimo.

2.3.3 Terreno ondulado

A diferencia del terreno plano, esta presenta pendientes mayores, cuyo rango de sus pendientes longitudinales se encuentre del 3% al 6%, mientras que las pendientes transversales del 11% al 50%.

2.3.4 Terreno accidentado

La magnitud de sus pendientes longitudinales debe cumplir condiciones del del 6% al 8%, así mismo en cuanto a pendientes transversales las condiciones de rangos deben estar entre el 1% y 100%, por lo que en este tipo de terrenos el reporte de movimiento de tierra debe ser considerable.

2.4 Estudio de mecánica de suelos

2.4.1 Análisis granulométrico

Para el proceso de selección de muestra se empleará el proceso de cuarteo según lo indicado por la normativa NTP.339.089.

El método de cuarteo manual se emplea, por selección de fracciones de igual tamaño dividido en 4 partes igual, donde el material de selección estará comprendido por las 2 porciones tomadas de forma diagonal.

Figura 1

Cuarteo del material



Nota: La Figura representa el cuarteo del material del suelo, tomado de un informe de análisis granulométrico de vivienda unifamiliar, 2019.

Además, según el Manual de ensayos de materiales (2016). Los parámetros de selección de tamices, estará dado por 2 formas de selección entre los cuales llamaremos método A y método B, los tamices a seleccionarse serán los comprendidos en las siguientes tablas.

Tabla 1

Método A de selección de tamices

TAMIZES	ABERTURA (mm)
3”	75,000
2”	50,800
1 ½”	38,100
1”	25,400
¾”	19,000
⅜”	9,500
Nº4	4,760
Nº10	2,000
Nº20	0,840
Nº40	0,425
Nº60	0,260
Nº140	0,106
Nº200	0,075

Nota: La tabla muestra la distribución de los tamices por el método A de recuperada del Manual de ensayos y materiales, 2016, p.44.

Tabla 2

Método B de selección de tamices

TAMIZES	ABERTURA (mm)
3”	75,000
1 ½”	38,100
¾”	19,000
⅜”	9,500
Nº4	4,760
Nº8	2,360
Nº16	1,100
Nº30	0,590
Nº50	0,297
Nº100	0,149
Nº200	0,075

Nota: La tabla muestra la distribución de los tamices por el método B recuperada del Manual de ensayos y materiales, 2016, p.44.

Según Valverde (2019). Especifica que entre las 2 selecciones de tamices, el más recomendado es el método A, ya que este tipo de selección puede clasificar el material según AASHTO y SUCS, por lo que se tendrá una clasificación más completa del material analizado en laboratorio.

Por otro lado, Guevara (2019). Especifica que según el diámetro de las partículas se considerará la cantidad de material a evaluarse en el ensayo, en su investigación el material más predominante fue la arena, así mismo se observa que la mínima cantidad a seleccionarse es de 500g, por lo que al ser poca cantidad de muestra esta tiende a perderse por lo que se recomienda considerar en ciertos casos 1 kilo de muestra adicional para tener una clasificación más completa del ensayo granulométrico.

Tabla 3

Selección de material de acuerdo al tamaño de muestra

Diámetro nominal de las partículas mas grandes mm (pulg)	Peso aproximado de la porción (g)
9,5 (3/8")	500
19,6 (3/4")	1000
25,7 (1")	2000
37,5 (1 1/2")	3000
50,0 (2")	4000
75,0 (3")	5000

Nota: Imagen recuperada del Manual de ensayos y materiales, 2016, p.45.

Expresiones para el cálculo de granulometría

Ecuación 1

Porcentaje del material pasante por el tamiz # 200

$$\% \text{ Que pasa } \#200 = \frac{\text{Peso total} - \text{peso retenido } \#200}{\text{Peso total}}$$

Ecuación 2

Porcentaje retenido en el tamiz

$$\% \text{ retenido} = \frac{\text{Peso retenido en el tamiz}}{\text{Peso total}} * 100$$

Ecuación 3

Porcentaje que pasa

$$\% \text{ Que pasa \#200} = \frac{\text{Peso total} - \text{peso retenido \#200}}{\text{Peso total}}$$

Cabe mencionar que los valores para el cálculo de D10, D30 y D60 estará dados como:

Ecuación 4

Cálculo de valores D10, D30 y D60

$$D_{10} = \left(\frac{\text{Aber1} - \text{Aber2}}{\% \text{Que pasa 2} - \% \text{Que pasa 1}} \right) * (10 - \% \text{Que pasa 1}) + \text{Aber1}$$

$$D_{30} = \left(\frac{\text{Aber1} - \text{Aber2}}{\% \text{Que pasa 2} - \% \text{Que pasa 1}} \right) * (30 - \% \text{Que pasa 1}) + \text{Aber1}$$

$$D_{60} = \left(\frac{\text{Aber1} - \text{Aber2}}{\% \text{Que pasa 2} - \% \text{Que pasa 1}} \right) * (60 - \% \text{Que pasa 1}) + \text{Aber1}$$

Mientras que la expresión para el cálculo de los coeficientes de curvatura y de uniformidad esta dado por:

Ecuación 5

Coeficiente de uniformidad

$$C_u = \frac{D_{10}}{D_{60}}$$

Ecuación 6

Coficiente de curvatura

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} * D_{10}}$$

Para Ccasani (2022). Este tipo de análisis comprende la clasificación por tamaño del material evaluado, donde en el proceso de tamizado, comprende a la clasificación como todo material retenido por el tamiz #4, se clasifica como grava, mientras lo pasante por el tamiz #200 se clasifica como finos, siendo la arena el material sobrante de la resta de ambos parámetros.

2.4.1.1 Proceso de ensayo de granulometría

Figura 2

Selección de tamices



Nota: Imagen recuperada del informe técnico del servicio de educación inicial en la I.E N° 1553 en el A.H. alto Perú del distrito de Chimbote, Games, 2023, p.11

Figura 3

Tamizado del material



Nota: Imagen recuperada del informe técnico del servicio de educación inicial en la I.E N° 1553 en el A.H. alto Perú del distrito de Chimbote, Games, 2023, p.23.

Figura 4

Pesado del material retenido en cada tamiz



Nota: Figura recuperada del informe técnico del servicio de educación inicial en la I.E N° 1553 en el A.H. alto Perú del distrito de Chimbote, Games, 2023, p.11.

2.4.2 Contenido de humedad

Para Rodríguez (2023). Comprende el proceso de secado de la muestra en estado natural, sin forma adicionales de alteración, este proceso se da únicamente cuando se lleva la muestra a un horno a temperatura controlada a 110°C, así mismo la cantidad de material dependerá mucho del diámetro de las partículas del suelo evaluado.

Tabla 4

Selección de material para el contenido de humedad

Maximo tamaño de partícula (pasa al 100%)	Tamaño de malla estándar (g)	Masa mínima recomendada de espécimen de ensayo húmedo para contenidos de humedad reportados	
		a ± 0,1%	a ± 0,1%
9,5 (3/8")	2,00 mm (N°10)	20 g	20 g *
19,6 (3/4")	4,760 mm (N°4)	100 g	20 g *
25,7 (1")	9,525 mm (3/8")	500 g	50 g *
37,5 (1 1/2")	19,050 mm (3/4")	2,5 kg	250 g *
50,0 (2")	38,1 mm (1 1/2")	10 kg	1 kg
75,0 (3")	76,200 mm (3")	50 kg	5 kg

Nota: *Tabla recuperada del Manual de ensayos y materiales, 2016, p.50.*

Tal como se aprecia en la tabla 4, según la cantidad que pase del 100% por el tamiz de selección, se empleara la cantidad de material deseada para dicho ensayó, así mismo la cantidad de selección en ninguno de los casos debe ser inferior a 20 g.

Expresiones empleadas para determinar el contenido de humedad en el laboratorio.

Ecuación 7

Contenido de humedad

$$w = \frac{\text{Peso del agua}}{\text{Peso del suelo seco en horno}} * 100$$

2.4.2.1 Proceso de ensayo de contenido de humedad

Figura 5

Pesado de muestra



Nota: *Figura recuperada del informe técnico con fines de cimentación para una vivienda de 2 niveles en la urbanización Villa del Sur del distrito de Nuevo Chimbote, Games, 2023, p.16.*

Figura 6

Secado de muestra



Nota: *Figura recuperada del informe técnico con fines de cimentación para una vivienda de 2 niveles en la urbanización Villa del Sur del distrito de Nuevo Chimbote, Games, 2023, p.16.*

2.4.3 Límites de consistencia

Según Quiliche y Bautista (2020). El proceso de este ensayo permite conocer el límite líquido y el límite plástico del material de la muestra no alterada, así mismo este proceso al ser sometido en la copa de Casagrande debe cumplir con los rangos establecidos de golpes, por lo general este tipo de ensayo es aplicado para materiales arcillosos, debido que la arena al ser un material cohesivo no cumple con la condición de plasticidad por lo que no es requerido aplicar el ensayo en este tipo de materiales.

2.4.3.1.1 Límite líquido

Mientras Figueroa (2019). Baso su estudio en referencia a la normativa NTP 339.129, así mismo mostro que este ensayo al ser aplicado en el equipo de capa de casa grande, deberá cumplir ciertos parámetros de golpes una vez puesta la muestra en el equipo.

Además, Aro (2020). Menciona este ensayo deberá aplicarse únicamente a materiales que presenten cierta plasticidad entre ellos tenemos a aquellos que son de matriz arcillosa, así mismo el proceso de selección de este ensayo estará representado como el material pasante por el tamiz #40, para el ensayo de limite liquido se recomienda utilizar un mínimo de 100 g.

Criterios de aplicación por cantidad de golpes en la copa de casa grande.

- ✓ 15 a 25 golpes
- ✓ 20 a 30 golpes
- ✓ 25 a 35 goles

Fórmulas para el cálculo de límite líquido según la normativa MTC.

Ecuación 8

Cálculo de límite líquido

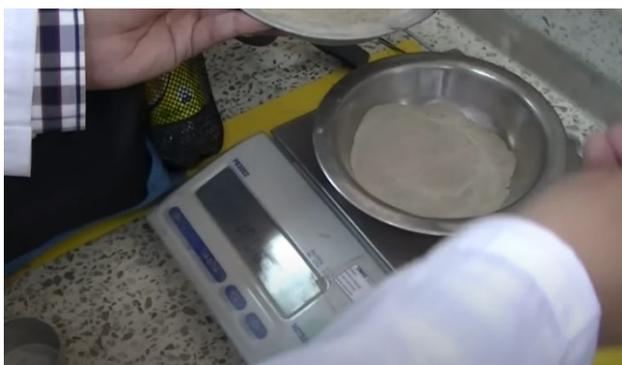
$$LL = W^n \left(\frac{N}{25}\right)^{0.121}$$

$$LL = W^n K$$

Tal como se aprecia en la ecuación 8, el límite líquido se encuentra en función al contenido de humedad y el factor de corrección según el número de golpes registrado en la copa de casa grande.

Figura 7

Pesado del material pasante por el tamiz #40



Nota: Figura recuperada del video de <http://surl.li/tqvxm>, 2015.

Figura 8

Ensayo de limite liquido



Nota: Figura recuperada del video de <http://surl.li/tqvxm>, 2015.

2.4.3.1.2 Límite plástico

Silva (2019). Muestra que la selección de material está representado como el material pasante por el tamiz # 40, pero a su vez la cantidad de material analizado por lo general es de 20g, donde el proceso consta en moldear la plasticidad del material sometiendo a rodajas de por lo menos 10 mm espesor, cuyas características por lo general que tienden a cumplir son de los materiales arcillosos, porque este tipo de ensayo no se puede aplicar a materiales con matriz arenosa debido a la falta de adherencia entre sus partículas.

Ecuación 9

Límite plástico

$$\text{Limite plastico} = \frac{\text{Peso del agua}}{\text{Peso de suelo seco}} * 100$$

Ecuación 10

Índice de plasticidad

$$IP = LL - LP$$

Figura 11

Proceso de límite plástico



Nota: Imagen obtenida de informe de tesis *Efectos del suelo expansivo en las cimentaciones de las viviendas en la Expansión Urbana del Distrito de Nepeña – Propuesta de Solución – 2017, Sernaqué, 2018, p.107*

2.4.3.1.3 Clasificación AAHTO

Según Palomino (2019). Este tipo de clasificación es más utilizado en proyectos con fines viales, por lo que la clasificación AASHTO clasifica al material según la cantidad del material pasante por cada tamiz y según los límites líquidos e índice de plasticidad alcanzado en los análisis de límites de consistencia.

Tabla 5

Clasificación de materiales para carreteras para A-1 y A-2

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)						
	A-1			A-2			
Grupo de clasificación	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis de tamiz (porcentaje de paso)							
Núm. 10	50 máx.						
Núm. 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.				
Núm. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Características de la fracción de paso núm. 40							
Límite líquido				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Limo o grava arcillosa y arena			
Clasificación general de la subrasante	Excelente a bueno						

Nota: Tomado del libro *Fundamentos de ingeniería geotécnica*, Braja M. Das, 2015, p.80

Tabla 6

Clasificación de materiales para carreteras para A-4, A-5, A-6 y A-7

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)			
	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5* A-7-6†
Grupo de clasificación				
Análisis de tamiz (porcentaje de paso)				
Núm. 10				
Núm. 40				
Núm. 200	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción de paso núm. 40				
Límite líquido	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes	Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Clasificación general de la subrasante	Regular a malo			

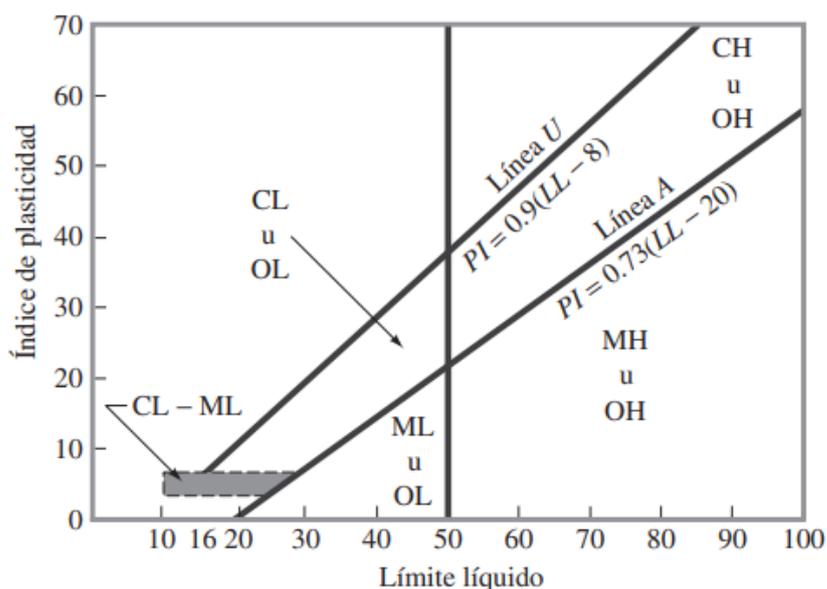
Nota: Tomado del libro *Fundamentos de ingeniería geotécnica*, Braja M. Das, 2015, p.80

2.4.3.1.4 Clasificación SUCS

Machaca (2019). Para determinar este tipo de clasificación se tomará según la cantidad del de finos pasante por el tamiz # 200, siempre y cuando el porcentaje pasante por el tamiz #200 se encuentre del 5% al 12% de finos, por lo que para este tipo de casos se clasificará según la carta de plasticidad.

Figura 9

Carta de plasticidad



Nota: Tomado del libro *Fundamentos de ingeniería geotécnica*, Braja M. Das, 2015, p.84

Tal como se puede apreciar en la carta de plasticidad, cuando la muestra analizada es altamente plástica de condiciones aproximadas a un límite líquido e índice de plasticidad del 50%, se tiende obligatoriamente que evaluar esta condición mediante la aplicación del ensayo de consolidación para descartar las condiciones de asentamiento para materiales altamente plásticos.

Figura 10

Designación de nombres para gravas y arenas

Símbolo de grupo		Nombre de grupo
GW	<15% de arena	Grava bien graduada
	≥15% de arena	Grava bien graduada con arena
GP	<15% de arena	Grava mal graduada
	≥15% de arena	Grava mal graduada con arena
GW-GM	<15% de arena	Grava bien graduada con limo
	≥15% de arena	Grava bien graduada con limo y arena
GW-GC	<15% de arena	Grava bien graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	≥15% de arena	Grava bien graduada con arcilla y arena (o arcilla limosa y arena)
GP-GM	<15% de arena	Grava mal graduada con limo
	≥15% de arena	Grava mal graduada con limo y arena
GP-GC	<15% de arena	Grava mal graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	≥15% de arena	Grava mal graduada con arcilla y arena (o arcilla limosa y arena)
GM	<15% de arena	Grava limosa
	≥15% de arena	Grava limosa con arena
GC	<15% de arena	Grava arcillosa
	≥15% de arena	Grava arcillosa con arena
GC-GM	<15% de arena	Grava limo arcillosa
	≥15% de arena	Grava limo arcillosa con arena
SW	<15% de grava	Arena bien graduada
	≥15% de grava	Arena bien graduada con grava
SP	<15% de grava	Arena mal graduada
	≥15% de grava	Arena mal graduada con grava
SW-SM	<15% de grava	Arena bien graduada con limo
	≥15% de grava	Arena bien graduada con limo y grava
SW-SC	<15% de grava	Arena bien graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	≥15% de grava	Arena bien graduada con arcilla y grava (o arcilla limosa y grava)
SP-SM	<15% de grava	Arena mal graduada con limo
	≥15% de grava	Arena mal graduada con limo y grava
SP-SC	<15% de grava	Arena mal graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	≥15% de grava	Arena mal graduada con arcilla y grava (o arcilla limosa y grava)
SM	<15% de grava	Arena limosa
	≥15% de grava	Arena limosa con grava
SC	<15% de grava	Arena arcillosa
	≥15% de grava	Arena arcillosa con grava
SC-SM	<15% de grava	Arena limo arcillosa
	≥15% de grava	Arena limo arcillosa con grava

Nota: Tomado del libro *Fundamentos de ingeniería geotécnica*, Braja M. Das, 2015, p.85

Tal como se muestra en la denominación de la **Figura 10** para aquellos materiales que se son menores al 5% y aquellos que se encuentran del 5% al 12%, se clasificara al material con un nuevo nombre siempre y cuando el porcentaje de gravas y arenas sea menor o mayor al 15%.

2.4.4 Ensayo de penetración dinámica ligera

Flores (2019). Este ensayo permite conocer el ángulo de fricción del suelo evaluado, como su cohesión, así mismo según la norma E050 de suelo y cimentaciones, indica que la profundidad máxima a evaluar con DPL es hasta 3m de profundidad, por lo que también brinda ciertas restricciones del ensayo como evaluar con DPL dentro de la misma calicata, ya que eso puede originar pérdida por confinamiento del terreno.

El proceso de evaluación de este ensayo consta en alzar y dejar caer el yunque cuyo peso es de 10 kg desde una altura de 50 cm, donde el registro o el apunte se empezada a contabilizar cada 10cm de penetración de la varilla.

Mientras tanto, según la normativa DIN 4094. El factor de corrección del yunque de DPL se puede correlacionar con el factor de corrección de los valores incorporados por el ensayo SPT, tomando como referencia la **tabla 7**.

Tabla 7

Corrección de factores de DPL y SPT según DIN 4094

Ensayos	Nº	W	Altura de caída	Área (cm ²)	e (cm)
	1	63.5	76	20.27	30
	2	9.98	50	9.08	10

Nota: Tomando del libro fundamentos de la ingeniería geotecnia, Villalaz, 2005, p.43.

Tal como se muestra en la Tabla 7, se evidencia las correlaciones para la transformación del factor n obtenido por el ensayo de penetración dinámica a SPT

Figura 11

Peso del yunque



Nota: Figura extraída de la capacitación de Ingeocontrol del curso mecánica de suelos con fines de cimentación, 2022, p.84.

Figura 12

Altura de caída



Nota: Figura extraída de la capacitación de Ingeocontrol del curso mecánica de suelos con fines de cimentación, 2022, p.84.

Figura 13

Índice de golpes a cada 10 cm



Nota: Figura extraída de la capacitación de Ingeo-control del curso mecánica de suelos con fines de cimentación, 2022, p.84

Figura 14

Aplicación del DPL



Nota: Figura recuperada del informe técnico para de cimentación para una vivienda unifamiliar de 2 niveles en la urbanización Villa del Sur del distrito de Nuevo Chimbote, Games, 2023, p.22.

2.4.5 Capacidad portante

Diaz (2020). Este cálculo está en función al ángulo de fricción y la cohesión del material, así como los casos de nivel freático expuestos al nivel de cimentación, en el tiempo se dieron casos donde el nivel freático se encuentra por encima del nivel de cimentación, donde es importante considerar variadas opciones de mejoramiento para anteponer casos donde la capacidad sea mejorada, así mismo esta capacidad obtenida va a depender de los factores de carga y los factores de inclinación según lo presentado en la norma E-050.

Ecuación 11

Capacidad por Terzagui

$$q_{ult} = S_c c N_c + S_\gamma \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma + S_q q N_q$$

Ecuación 12

Factores de carga

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Ecuación 13

Factor de castigo para la cohesión

$$c' = \frac{2}{3} c$$

$$\phi' = \arctan \left(\frac{2}{3} \tan \phi \right)$$

Ecuación 14

Capacidad de carga admisible

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F.S}$$

Para el cálculo de la capacidad admisible se recomienda utilizar un factor de seguridad de 2.5 a 3.

2.5 Propuestas de deslizamiento de tierras

2.5.1 Muros de contención

Yallico (2023). Los muros de contención tienen como principal función el sostenimiento de las cargas originadas por el movimiento de tierra que a su vez ejercen gran presión en las paredes laterales del muro.

Existen 3 tipos de muros entre los cuales tenemos:

2.5.1.1 Muro de contención por gravedad

Mientras que Castillo (2020). Esta clase de muro depende de su peso propio, así mismo entre su elaboración dependen mucho del concreto y la mampostería, a simple vista se puede apreciar que es de mayor volumen en comparación a otros muros debido a sus secciones geométricas, por lo que puede contener grandes volúmenes de tierra, así mismo este tipo de muros son adecuados hasta alturas no mayores a 3m.

Figura 15

Muro por gravedad



Nota: Figura recuperada del libro fundamentos de la ingeniería geotécnica de Braja. M Das, 2015, p.419

2.5.1.2 Muro de contención de semi-gravedad

Además, según lo dicho por Pilco y Medina (2019). Esta clase de muros muestran un comportamiento no tan distinto al muro por gravedad, debido que su funcionamiento no presenta una variación excesiva, por lo que al muro por gravedad con la finalidad de reducir su sección transversal, se le agrega una mínima cantidad de acero de refuerzo para minimizar el tamaño de las paredes del muro, por lo que a su vez cumple con la reducción de volumen y el aumento mínimo de acero tal como se muestra en la figura b.

Figura 16

Muros semirrígidos



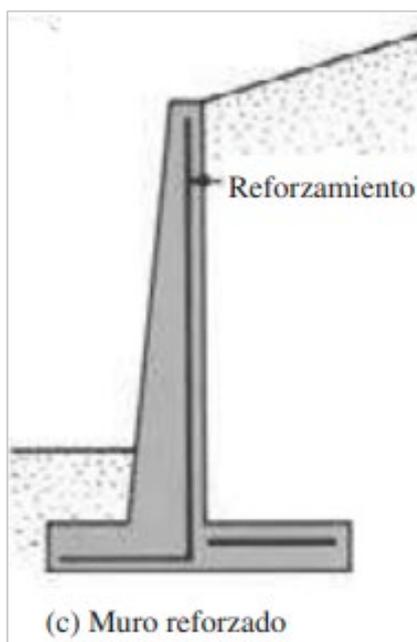
Nota: Figura recuperada del libro fundamentos de la ingeniería geotécnica de Braja. M Das, 2015, p.419

2.5.1.3 Muro de contención reforzado

Mientras que Salas (2023). Mencionan que debido a sus características de refuerzo, permiten que las paredes del muro sean mucho más delgadas, tal como se visualiza en la Figura 3, es mucho más económica por lo que requiere mucho menos concreto y mucho más acero para el refuerzo requerido, este tipo de muros pueden alcanzar alturas hasta de 8 metros en construcciones comunes.

Figura 17

Muros de refuerzos



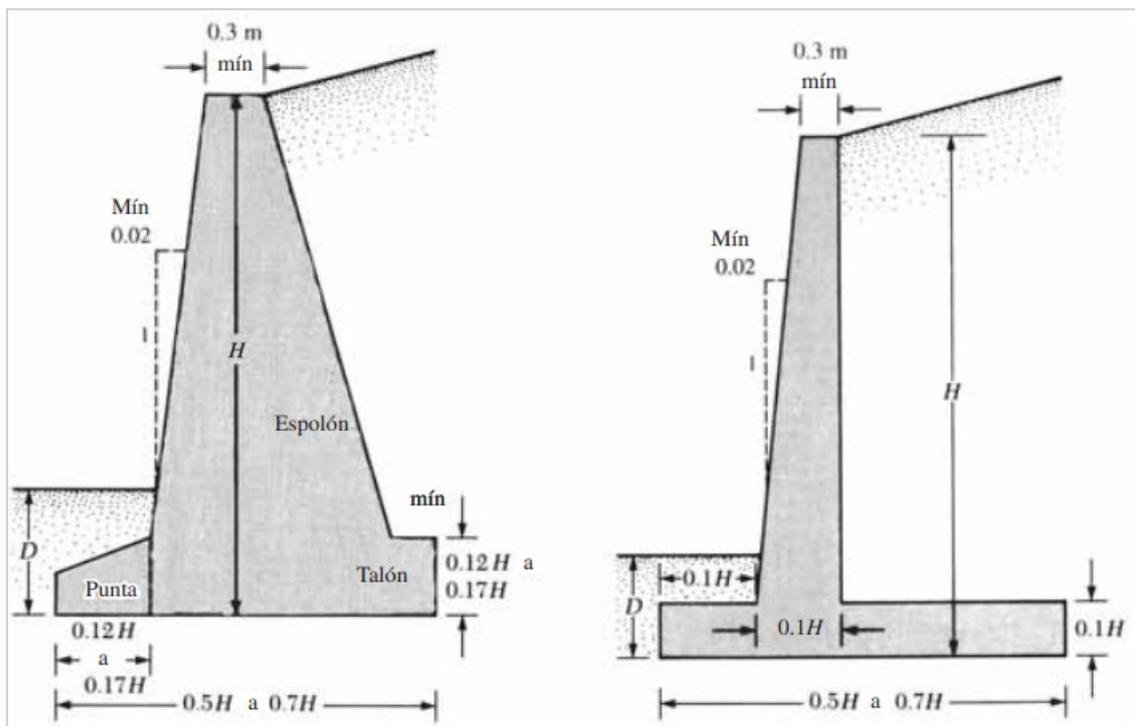
Nota: Figura recuperada del libro fundamentos de la ingeniería geotécnica de Braja. M Das, 2015, p.419

2.5.1.4 Diseño de muros de contención

Del mismo modo López (2019). El diseño de la estructura tiene que ver mucho con la estabilidad de prueba a la que se sometan este tipo de estructuras, así mismo al verificarse que los controles de estabilidad en la prueba deseada no presenta resultados factibles conforme a lo requerido, las secciones tienden a modificarse para volver a someterse a un nuevo análisis de prueba. Si bien el diseño depende de ciertos criterios a tomarse en cuenta como que la parte superior de la corona nunca debe ser menor a 0.30m de ancho, ya que se ese modo se facilitara el llenado del concreto en la estructura, mientras que en la parte de la base se debe cumplir con un mínimo de 0.60 m.

Figura 18

Dimensiones a considerar del muro de contención



Nota: Figura recuperada del libro fundamentos de la ingeniería geotécnica de Braja. M. Das.

Vale mencionar que cuando se trata de muros contrafuertes, la proporción de concreto empleado en la parte del cuerpo del muro o bien llamado espolón resulta ser la misma que la base, así mismo al tratarse de losas contrafuertes lo mínimo requerido de espesor es de 0.30 m en cuanto al largo de la base, este puede variar de $0.5H$ a $0.7H$.

2.5.1.5 Presión lateral de tierra para el diseño

Palomino y Miranda (2022). Para las verificaciones de controles de estabilidad, es necesario emplear la teoría propuesta por Rankine, donde cuyos parámetros tratan con una representación gráfica la forma vertical AB, que llega hasta el punto A, tal como se evidencia en la Figura 5, además Rankine propone la ecuación de presión activa para determinar la presión lateral de las caras laterales AB, si bien como consideraciones para este cálculo se debe tomar la presión activa P_a , el peso del

suelo ubicado encima del talón W_s y el peso del concreto, además el cálculo de n que comprende a los puntos A y C esta dado por la siguiente ecuación.

Ecuación 15

Cálculo de ángulo n

$$n = 45 + \frac{\alpha}{2} - \frac{\phi_1}{2} - \text{sen}^{-1}\left(\frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } \phi_1}\right)$$

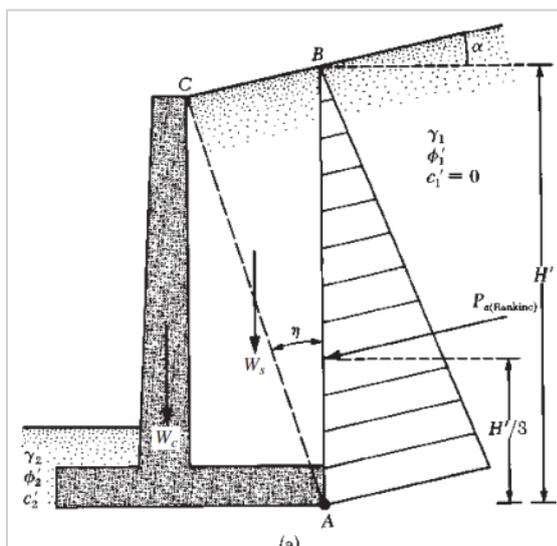
Vale mencionar, que para el análisis de la presión activa en muros de gravedad puede emplearse el método propuesto por Coulomb, por lo que los únicos datos a considerarse son los de la presión activa y el peso ejercido por el muro.

Para la verificación del análisis de estabilidad se deben considerar las siguientes fallas.

- ✓ Falla por vuelco
- ✓ Falla por deslizamiento
- ✓ Falla por capacidad de carga
- ✓ Falla por estabilidad

Figura 19

Verificación para presión lateral ejercida por tierra



Nota: Figura recuperada del libro fundamentos de la ingeniería geotécnica de Braja. M Das, 2015, p.422

2.5.1.5.1 Comprobación por vuelco

Isla y Gamboa (2020). Mencionan que en esta comprobación se verifica las fuerzas actuantes en una estructura de muro por gravedad, donde a su vez la presión activa propuesta por Rankine actúa en posición del plano vertical AB, el cual se presenta a través del talón, así mismo la presión pasiva también propuesta por Rankine muestra la siguiente ecuación:

Ecuación 16

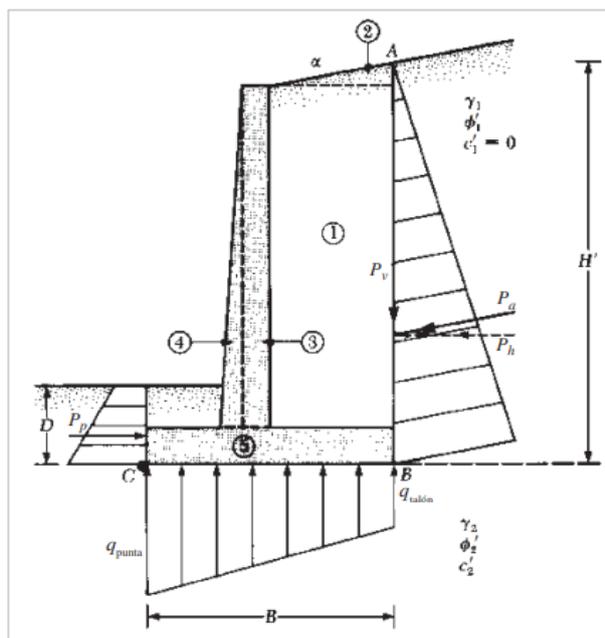
Formula de presión pasiva

$$P_p = \frac{1}{2}K_p\gamma_2D^2 + 2c_2'\sqrt{K_pD}$$

Para los casos en que cuando en la comprobación del vuelco es considerada valida por el método de Rankine, de debe considerar que el actuar de las cargas sea el mostrado en la Figura 5.

Figura 20

Comprobación del vuelco



Nota: Figura recuperada del libro fundamentos de la ingeniería geotécnica de Braja. M Das, 2015, p.424

Interpretación de los factores que componen al muro de contención.

γ_2, γ_1 : Densidad de la tierra

k_p : Coeficiente de presión activa

$c_2 \phi_2$: Angulo de fricción y cohesión del suelo

El factor de seguridad de vuelco está comprendido por la ecuación:

Ecuación 17

Factor de seguridad

$$F_s = \frac{\sum M_R}{\sum M_o}$$

$\sum M_o$ = Sumatoria de momento de vuelco desde el punto C

$\sum M_r$ = Sumatoria de momento a evitar el vuelco desde el punto C

Además, el momento que ejerce el vuelco esta dado por la siguiente expresión:

Ecuación 18

Momento de vuelco

$$\sum M_o = P_h \left(\frac{H'}{3} \right)$$

Además, también la presión vertical está constituida por:

Ecuación 19

Presión vertical

$$P_v = P_a \cos \alpha$$

Si bien el cálculo de las sumatorias de momentos resistentes, están en su conjunto representado por el peso que ejerce el suelo hacia la parte superior del talón y el peso del concreto que ejerce en la estructura, P_v representa la componente que ejerce presión en la fuerza activa por lo que se define como la expresión de la ecuación 16.

Ecuación 20

Presión vertical en función a la presión activa

$$P_v = P_a \operatorname{sen} \alpha$$

Además, el momento de volteo está representada por la fuerza ejercida por P_v por el ancho de losa, la cual está dado por la siguiente expresión.

Ecuación 21

Momento de volteo

$$M_v = P_v B = B P_a \operatorname{sen} \alpha$$

Una vez obtenido la sumatoria del momento resistente, el factor de seguridad será obtenido por la sumatoria de momento alrededor de C.

Ecuación 22

Factor de seguridad

$$F_{s(\text{vuelco})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{P_a \cos \alpha (H'/3)}$$

Cabe mencionar que Mercado y Fonseca (2019). Indican que el valor del factor de seguridad para el diseño en función al vuelco debe estar comprendido entre los valores de 1.5 a 2.0. Del mismo modo al emplear el cálculo de la sumatoria del momento resistente por volteo, se estará representada por las siguientes expresiones según la Tabla 8.

Tabla 8
Cálculo de momento resistente por volteo

Sección (1)	Área (2)	Peso/unidad de longitud del muro (3)	Brazo de momento medido desde C (4)	Momento alrededor de C (5)
1	A_1	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	X_1	M_1
2	A_2	$W_2 = \gamma_1 \times A_2$	X_2	M_2
3	A_3	$W_3 = \gamma_c \times A_3$	X_3	M_3
4	A_4	$W_4 = \gamma_c \times A_4$	X_4	M_4
5	A_5	$W_5 = \gamma_c \times A_5$	X_5	M_5
6	A_6	$W_6 = \gamma_c \times A_6$	X_6	M_6
		P_v	B	M_v
		ΣV		ΣM_R

Nota: Figura recuperada del libro fundamentos de la ingeniería geotécnica de Braja. M Das, 2015, p.425

2.5.1.5.2 Comprobación de deslizamiento en base

Nayra (2019). Para este tipo de comprobación mediante deslizamiento, es necesario considerar el factor de seguridad por deslizamiento, el cual está representado por la siguiente expresión.

Ecuación 23

Factor de seguridad por deslizamiento

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{\sum F_{Rf}}{\sum F_d}$$

Tal como se muestra en la Ecuación 19, el factor de seguridad está en función a las fuerzas de resistencia horizontal denominada como ($\sum FR$) sobre las fuerzas impulsoras denominada como ($\sum Fd$).

Por otro lado, la resistencia de corte ejercida a la muestra de suelo estará representada por la siguiente expresión:

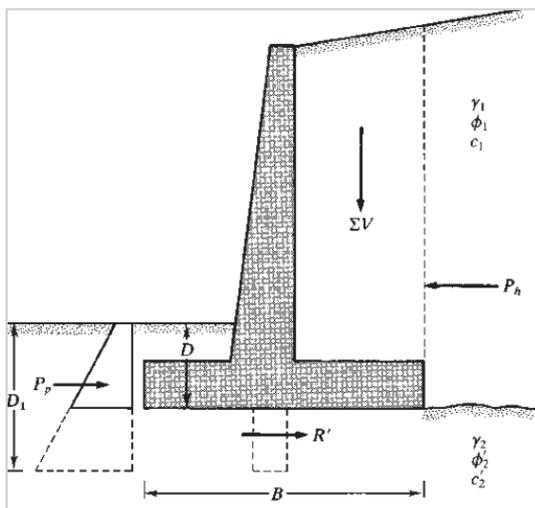
Ecuación 24

Resistencia al corte

$$\tau_f = \sigma' + \tan\phi'_2 + c'_2$$

Figura 21

Deslizamiento ejercido a lo largo de base



Nota: Figura recuperada del libro fundamentos de la ingeniería geotécnica, Braja. M Das, 2015, p.426

Ecuación 25

Valor general del factor de seguridad por desplazamiento

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{(\sum V) \tan(k_1 \phi'_2) + Bk_2 c'_2 + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

Según (Valencia, 2019), la emplear el factor de seguridad por desplazamiento, este debe tener como mínimo un valor 1.5, para ciertos casos de deslizamiento se toma una reducción del valor del ángulo de fricción a los 2/3 del mismo, del mismo modo se aplica para la cohesión, de tal modo el valor puede llegar a reducirse de $0.5 c_2'$ a $0.6c_2'$.

Ecuación 26

Presión pasiva

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D_1^2 K_p + 2c_2' D_1 \sqrt{K_p}$$

La ecuación muestra que la presión pasiva, es la que ejerce el esfuerzo lateral en la parte de la base del espolón.

2.5.1.5.3 Comprobación por capacidad de carga

La capacidad de carga ultima para la comprobación del diseño está representada por la ecuación de este dado por la expresión de:

Ecuación 27

Capacidad de carga ultima por Meyerhof y Vesic

$$q_u = c'_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Ecuación 28

Factores de carga

$$F_{cd} = F_{qd} + \frac{1 + F_{qd}}{N_c \tan \phi_2'}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2' (1 - \sin \phi_2')^2 \frac{D}{B'}$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 + \frac{\psi^\circ}{\phi_2^\circ}\right)^2$$

Por lo tanto, el factor de seguridad está en función a la capacidad de carga ultima y la capacidad de carga máxima tal como se muestra en la ecuación 25.

Ecuación 29

Factor de seguridad para falla según capacidad de carga

$$FS_{(capacidad\ de\ carga)} = \frac{q_u}{q_{max}}$$

2.5.2 Estructura de gaviones

2.5.2.1 Gavión

Mientras tanto García (2019). Lo especifica como un conjunto de estructuras de piedras, cuyo cajón de enmallado tiene características de triple torsión, el material compuesto por este enmallado es de acero reforzado Galfan entre otros, el proceso de ejecución se da mediante el llenado de piedras de diferentes tamaños en las cajas de compuesta por este material.

Así mismo, Perez (2020). Este tipo de estructuras son muy factibles, debido al costo de instalación y mano de obra, las estructuras hechas con gaviones son comúnmente estructuras compuestas por mallas encajonadas, a su vez presenta características de flexibles, debido a su fácil instalación por lo que no requiere un mantenimiento constante, como otras estructuras hechas de concreto, así mismo trabaja bajo 2 condiciones geotécnicas como son los tipos de fallas por deslizamiento y por capacidad de carga ultima.

2.5.2.2 Diseño de muros de gavión

Mientras que Arroyo (2019). Especifica que para la obtención del valor de empuje, uno de los métodos comúnmente utilizados para este cálculo es el método de Coulomb, donde este actúa en función a la presión que ejerce el relleno en la estructura, del mismo modo el valor del ángulo de fricción estará en función al número de golpes obtenido en el ensayo de penetración estándar.

Ecuación 30

Empuje activo

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 - 2K_a^{1/2} CH$$

$$H = [h + (B + a) \tan \alpha] \cos \alpha$$

Además, el coeficiente de empuje activo estará dada por la expresión:

Ecuación 31

Coficiente de empuje activo

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \epsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\beta + \epsilon)}} \right]^2}$$

Figura 22

Propiedades de materiales cohesivos y no cohesivos

		<u>Peso específico</u>		γ_s	<u>Ángulo de fricción</u>		
		Tipo	Material	t/m ³	Material	Grados	
m a c i o s a i v o	n o f i n a	arena	gruesa y seca	1.44	compacta, bien graduada, uniforme	40 – 45	
			fina y húmeda	1.60			
			húmeda	1.84			
			muy húmeda	1.92			
	g r a v a	grava	común mixta	1.76	común mixta	35 – 40	
			fluvial	2.24	grava	40	
			suelta	1.84	compacta arenosa	40 – 45	
			arenosa	1.82	suelta arenosa	35 – 40	
	r o c a	suelta	granito	1.60 – 2.00	pedra partida en fragmentos	35 – 45	
			basalto	1.76 – 2.24	yeso fragmentado	35 – 45	
calcárea			1.28 – 1.92				
yeso			1.00 – 1.28				
m c o h e r i v o	a r c i l l a	arcilla	seca	1.76	bloques de arcilla seca	30	
			húmeda	1.84	bloques de arcilla húmeda	40	
			saturada	1.92	arcilla compacta	10 – 20	
			marga arenosa	1.60	arcilla blanda	5 – 7	
			marga	1.76	calcáreo, zona de deslizamiento	20 – 27	
	c o b e r t u r a	cobertura	suelo superficial	1.36	suelo de cobertura	30 – 35	
			suelo seco	1.44			
			suelo húmedo	1.60			
	m a c i z o	r o c o s a	macizo rocosa	granito	2.61	granito	30 – 50
				cuarcita	2.61	cuarcita	30 – 45
arenisca				1.95	arenisca	30 – 45	
caliza				3.17	caliza	30 – 50	
pórfido				2.58	pórfido	30 – 40	
yeso	1.76	yeso	30 – 40				

Nota: Figura recuperada Manual de Gaviones, Jaime Camargo, 2001, p.117

2.5.2.3 Consideraciones a tomarse en la estabilidad de muros

Becerra (2019). Las consideraciones según el tipo de estructura gavión, deben cumplir ciertas verificaciones para evitar fallas que pueden generar causar gastos innecesarios, entre estas verificaciones están la verificación por deslizamiento, volteamiento, falla por carga ejercida en el terreno, asentamiento y falla general de la estructura.

Además, para cumplir con la reducción del empuje activo K_a , se recomienda utilizar un ángulo de inclinación de 6° a 10° en el muro gavión.

2.5.2.3.1 Falla por deslizamiento

Para el cumplimiento de este criterio las fuerzas desestabilizadoras no deben superar las estabilizadoras, por lo que el coeficiente de seguridad empleado en este punto, debe ser el adecuado para evitar este tipo de fallas.

Ecuación 32

Empuje activo vertical y horizontal

$$E_v = E_a \text{sen}(90^\circ + \delta - \beta)$$

$$E_h = E_a \text{sen}(90^\circ + \delta - \beta)$$

Ev: Empuje activo vertical ejercido de forma vertical (t/m)

Eh: Empuje activo vertical ejercido de forma horizontal (t/m)

Además, el coeficiente de deslizamiento esta dado por:

Ecuación 33

Coeficiente de deslizamiento

$$C_D = \frac{[(W + E_v)\text{cos}\alpha + E_h\text{sen}\alpha]\text{tan}\phi + (w + E_v)\text{sen}\alpha + CB}{E_h\text{cos}\alpha}$$

Mondragón (2020). El peso específico del material de gavión, está definida como el peso compuesto por el material rocoso según sus diferentes características y composición del material, así como la relación del número de vacíos debe cumplir con la condición de ser mínimo del 30%.

Ecuación 34

Peso específico de los gaviones

$$\gamma_g = \gamma_s(1 - n)$$

Mientras que Mayta (2023). Especifica que para suelos cohesivos las características del coeficiente de fricción deben estar entre los valores de 0.7 a 0.75, por lo que al no cumplir con dicha condición los valores de fricción se verán reducidos,

Tabla 9
Peso según el tipo de roca

Tipo de roca	Peso específico γ_s, en t/m³
Basalto	2.9
Granito	2.6
Caliza compacta	2.5
Traquita	2.5
Guijarro de río	2.3
Arenisca	2.3
Caliza tierna	2.2
Toba	2.7

Nota: Tabla 5.2 del Manual de gaviones, Hernández, 2001, p.122

2.5.2.3.2 Falla por volteamiento

Bernal (2019). Para establecer el tipo de falla por volteamiento es necesario considerar las fuerzas cuyo componente actúa en el componente vertical, del sistema gavión, así como el peso del muro que actúa mediante la aplicación de una fuerza ejercida o bien llamada fuerza de empuje activo y como fuerza desestabilizante está la componente horizontal que actúa en función a la fuerza de empuje, la cual está representada como.

Ecuación 35

Momento de volteo

$$M_v = E_h d$$

Ecuación 36

Momento resistente

$$M_r = WS' + E_v S''$$

Ecuación 37

Distancia vertical entre pared vertical y el empuje activo

$$S' = B \cos \alpha - \frac{H}{3} \left[\frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right] \frac{1}{\tan \beta}$$

Ecuación 38

Distancia horizontal entre pared vertical y el empuje activo

$$S' = X_g \cos \alpha + Y_g \sin \alpha$$

Según Ruiz y Ornetá (2023). Establece que según la condición del coeficiente de volteamiento este factor en ninguno de los casos debe ser igual o mayor a 1.5.

Ecuación 39

Coficiente de volteamiento

$$C_v = \frac{M_r}{M_v} \geq 1.5.$$

2.5.2.3.3 Falla por carga sobre el terreno

La distribución de cargas sobre el terreno, es comúnmente conocido como una repartición de cargas que actúan en un centro de gravedad propiciado por un efecto continuo de gravedad, además cuando la fuerza conocida como resultante distorsiona la forma natural del terreno.

Ecuación 40

Fuerza resultante

$$N = (W + E_v) \cos \alpha + E_h \sin \alpha$$

Ecuación 41

Excentricidad

$$e = \frac{B}{2} - \left[\frac{M_r - M_v}{N} \right]$$

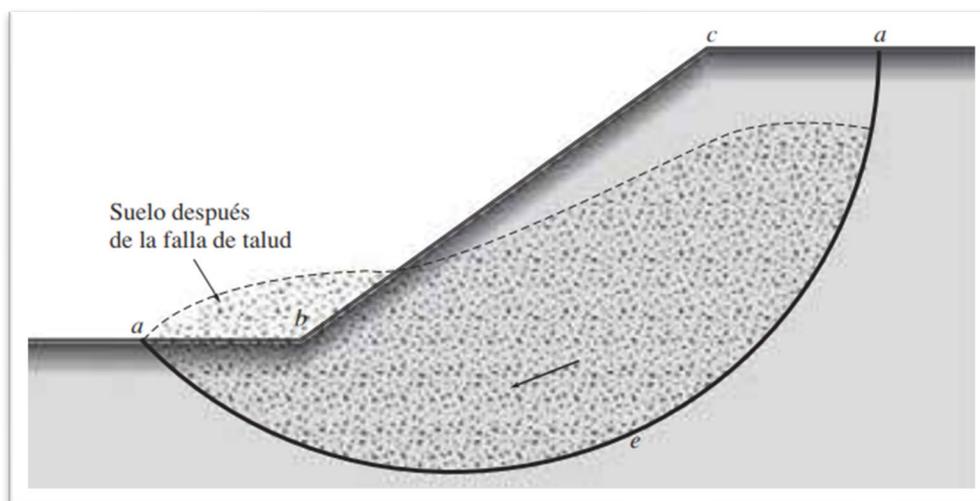
2.5.3 Estabilidad de taludes

Falcon (2022). Esta comprendido como la parte del suelo expuesta superficialmente a un Angulo de inclinación, la cual recibe el nombre de talud cuya condición es semejante a un terreno en desprendimiento lo que puede llegar a producir una falla exponiendo la integridad física de las personas.

Según Malpartida (2023). Demuestra que la ingeniería civil enfocada en la rama de la geotecnia, comprueba si los factores de seguridad empleados en el diseño son lo adecuados mediante el proceso de cálculo, donde los mismos efectos de la naturaleza han ido demostrando que los taludes al no recibir un mejoramiento adecuado de estabilidad entraron en un proceso de ruptura al no cumplir con la condición de ruptura del suelo.

Figura 23

Falla después de la falla del talud



Nota: Figura recuperada del libro fundamentos de la ingeniería geotécnica, Braja. M Das, 2015, p.334

La figura 23, muestra el comportamiento del talud ante un proceso natural de falla, que puede asimilarse como una ruptura por el mismo empuje del terreno, que lleva a conducir a un

deslizamiento debido a la falta de compactación del material y componentes que ayuden a adherir las partículas del suelo.

Para Ñiquen (2019). La estabilidad del talud es un trabajo arduo y de mucha complejidad, por que consta en la evaluación de muchas variables y parámetros resistentes al corte mediante diferentes métodos empleados en el diseño, muy a menudo las filtraciones debido a las lluvias provocadas por intensas precipitaciones han ido ocasionando ciertos problemas geológicos, generando deslizamiento de tierra debido a la disminución de resistencia del suelo.

2.5.3.1 Factor de seguridad

Mientras para Albino (2019). El cálculo de este factor de seguridad predomina 2 valores entre los cuales está la resistencia al corte producido por el deslizamiento y el esfuerzo promedio de corte producido por una falla potencial.

Ecuación 42

Factor de seguridad

$$FS_s = \frac{\tau_f}{\tau_d}$$

Además, para López (2020). Manifiesta que si bien la resistencia al corte por deslizamiento es un factor predominante en el cálculo del factor de seguridad, este a su vez está relacionado con el ángulo de fricción y la cohesión del suelo que dependerá únicamente de una evaluación exhaustiva mediante la aplicación del ensayo de corte directo u otros métodos de alcance, además el esfuerzo efectivo normal dependerá mucho de la falla potencial a la cual este sometida la superficie del terreno originando deslizamiento o rupturas.

Ecuación 43

Resistencia al corte por deslizamiento

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Ecuación 44

Esfuerzo promedio de corte producido por una falla potencial

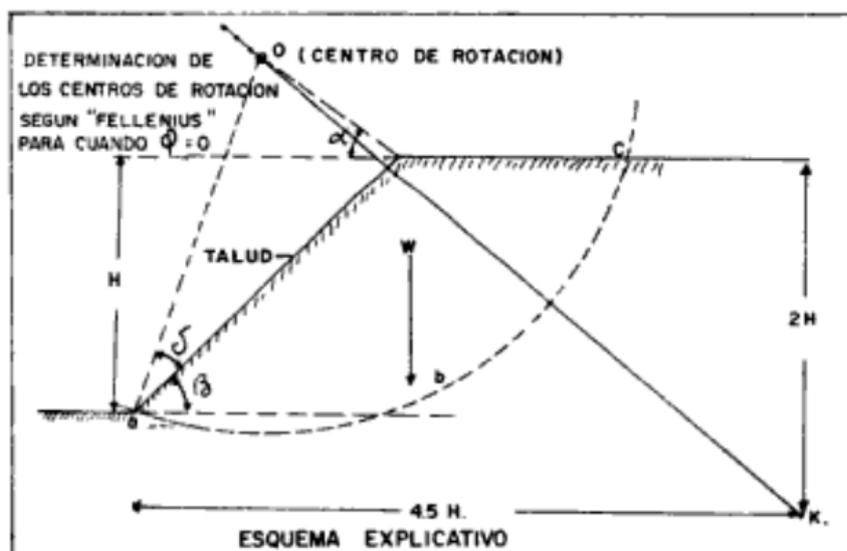
$$\tau_d = c' + \sigma' \tan \phi'$$

2.5.3.2 Método sueco

Según Pérez y Paredes (2021). Manifiestan que la superficie del terreno en proceso de deslizamiento va adquiriendo una forma cilíndrica, por lo que la rotación o su centro de gravedad se encuentra en el punto O tal como se aprecia en la **figura 24**.

Figura 24

Centro de la superficie cilíndrica



Nota: Figura obtenida del libro *Mecánica de suelos y cimentaciones Villalaz, 2004, p.219*

La **figura 24** muestra los ángulos en función al talud y al terreno que conforma la superficie cilíndrica, así mismo estos parámetros de denominación son conocidos como α , β y δ que están en función al punto de rotación O, empezando la deformación en el punto $w=b$ debido al mismo empuje del terreno generando una falla por deslizamiento, las dimensiones del largo del talud está en función a 4.5 veces la altura del talud que parte desde la parte superior hasta el nivel de terreno y la altura hasta el punto k está conformado por 2 veces la altura del talud.

De acuerdo a la **figura 25**, se puede asumir que el elemento W está compuesto por el volumen y el peso unitario del suelo, así mismo el ángulo de inclinación que la fuerza perpendicular que actúa en el plano AB está en función de W que a su vez está definido como $W\cos\beta$, mientras que la misma fuerza paralela AB está definido como $B\sen\beta$.

Huamani (2019). Asume que los valores de la tensión normal efectiva y el esfuerzo al corte, está representado por las ecuaciones 45 y 46.

Ecuación 45

Tensión normal efectiva

$$\sigma' = \frac{N_a}{\text{Área de la base}} = \gamma H \cos^2 \beta$$

Ecuación 46

Esfuerzo al corte

$$\tau = \frac{T_a}{\text{Área de la base}} = \gamma H \cos \beta \sen \beta$$

Además, la resistencia de esfuerzo al corte se desarrolla con la siguiente formula.

Ecuación 47

Esfuerzo cortante promedio

$$\tau_d = c' + \sigma' \tan \phi_d'$$

Reemplazando la ecuación 47 se tiene lo siguiente:

$$\tau_d = c_d' + \gamma H \cos^2 \beta \tan \phi_d'$$

$$\gamma H \sen \beta \cos \beta = c_d' + \gamma H \cos^2 \beta \tan \phi_d'$$

$$\frac{c_d'}{\gamma H} = \sen \beta \cos \beta - \cos^2 \beta \tan \phi_d'$$

Ecuación 48

Factor de seguridad sin filtración

$$FS_s = \frac{c'}{\gamma H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\tan \phi'}{\tan \beta}$$

Ecuación 49

Factor de seguridad con presencia de filtración

$$FS_s = \frac{c'}{\gamma H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\gamma' \tan \phi'}{\gamma_{sat} \tan \beta}$$

CAPITULO III.

METODOLOGÍA

METODOLOGÍA

3.1 Tipo de investigación

Ramírez (2018). Menciona que la investigación aplicada está enfocada en dar soluciones a problemas relacionados a la vida cotidiana, como son el caso de brindar alternativas de solución ante un evento que puede influir de forma negativa en la condición de las personas, viviendas, entre otros.

Como se aprecia la investigación fue del tipo aplicada, debido que mediante las alternativas de solución propuestas en el estudio de buscar dar solución a los problemas de deslizamiento de tierras en el A.H La Primavera Alta.

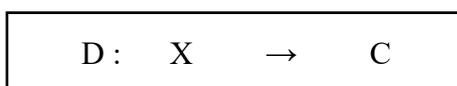
3.2 Nivel de investigación

La investigación fue de nivel propositiva, debido que ante la problemática de las consecuencias de los movimientos de masas originadas por lo fenómenos de origen natural que afectan a las viviendas que se encuentran en terreno de relieves altos, surge el propósito de elaborar un sistema de contención como alternativa de solución al deslizamiento de tierra, que ayude a estabilizar y contener las cargas y fuerzas actuantes sobre el terreno de la zona.

3.3 Diseño de investigación

La investigación fue de diseño no experimental de corte transversal, ya que no se realizarán manipulaciones con las variables. Así también, aplicación de fórmulas y procesamiento de los datos, para luego formular cuadros de resultados.

Representación gráfica:



Donde:

- D : Deslizamiento de tierra
C : Diseño de un sistema de contención como alternativa de solución
X : Parámetros de suelo y relieve del terreno

3.4 Enfoque de Investigación

El tipo de investigación es Cuantitativa.

Es cuantitativa porque permite evaluar la realidad en función de parámetros que son medibles, cuestionable, estudiados, analizados y que estos puedan ser reproducidos con las mismas condiciones en cualquier momento. Añadiendo a ellos, este tipo de investigación permite hacer uso de datos numéricos.

La presente investigación presenta un tipo cuantitativo debido a que está orientada a describir, predecir, explicar, analizar datos medibles y observables.

3.5 Ubicación

La zona de estudio se encuentra en el departamento de Ancash, provincia de Santa, en el distrito de Chimbote.

- **Límites Geográficos**

- Por el norte: Terrenos Eriazos
Por el sur: A.H. La Primavera Alta
Por el este: A.H. La Unión
Por el oeste: A.H. La Unión (AMPLIACION)

3.5.1 Descripción física

El A.H. Primavera Alta es una zona de expansión urbana de uso unifamiliar/multifamiliar con equipamientos urbanos. Delimitada principalmente por el norte con los distritos de Nuevo Chimbote y Nepeña, al este con el distrito de Macate y al oeste con el distrito de Santa.

3.5.2 Descripción climática

El clima es desértico subtropical con precipitaciones casi nulas. La temperatura oscila entre 28°C en verano y 13°C en invierno. (Fuente: SENAMHI PERÚ).

3.5.3 Descripción social

El A.H. La Primavera Alta cuenta con 1,335 habitantes, de los cuales son adultos jóvenes 900. (Rosa, 2016, p.17).

3.6 Población, muestra y Muestreo

3.6.1 Población

La Av. Arequipa en el A.A. H.H. La Primavera Alta, distrito de Chimbote, Ancash

3.6.2 Muestra – Muestreo – No Probabilístico Por Conveniencia

Tramo de la avenida Av. Arequipa desde la Mz. A hasta la Mz. K en el A.A. H.H. La Primavera Alta, distrito de Chimbote, Ancash

3.7 Características de interés a la problemática por investigar

Existe un desconocimiento del peligro y vulnerabilidad que se encuentra el asentamiento humano frente a sismos, fenómenos naturales, agentes externos, etc. Esto conlleva una preocupación por proponer un sistema de contención frente a estos factores que podrían producir pérdidas materiales y un riesgo contra la vida de los pobladores del A.H. La Primavera Alta

3.8 Variables

3.8.1 Variable independiente

Deslizamiento de tierras

3.8.2 Variable dependiente

Alternativa de solución al deslizamiento de tierra en el A.H. La Primavera Alta.

3.8.3 Matriz de consistencia

Tabla 11
Matriz de consistencia

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIÓN DE LA VARIABLE	INDICADORES	HERRAMIENTAS	MÉTODO	
VARIABLE INDEPENDIENTE	Deslizamiento de tierras	Se originan debido a la saturación de los suelos por el agua, el agua se instala en los poros del suelo sobre pasando su capacidad de retención, causando inestabilidad en la estructura, la cual acompañado a otros factores como la pendiente y la deforestación se deslizan en volúmenes de masa de suelo, acompañados muchas veces por rocas y lodos. (SIGRID-CENEPRED, 2010)	Son considerados fenómenos naturales, producidos por fenómenos meteorológicos o por causa natural, producida por la alteración de las propiedades físicas y mecánica del suelo, ocasionando un desprendimiento de masa de rocas y lodo sobre un plano inclinado, por ello una alternativa de solución ante este fenómeno catastrófico son los sistemas de contención que son desarrollados sabiendo los parámetros de diseño que son el relieve y las características del suelo.	Propiedades Físicas	Análisis granulométrico de suelos por tamizado (MTCE107) Clasificación de suelos SUCS AASHTO Contenido de humedad (MTC E108) Límite líquido (MTC E110) Límite plástico (MTC E111) Índice de plasticidad (MTC E111)	Juego de tamices, máquina de los ángeles Material bibliográfico Balanza electrónica, horno eléctrico Copa casa grande, horno eléctrico	Ensayos de laboratorio de suelos
				Relieve del terreno	Curvas de nivel Secciones transversales	Balanza electrónica Estación total Topcon, bastón y prisma	
VARIABLE DEPENDIENTE	Alternativa de solución al deslizamiento de tierra en el A.H. La Primavera Alta.	Utilizado para estructuras de contención de concreto ciclópeo o concreto reforzado, que tienen como función resistir las fuerzas y cargas actuantes que origina el material que retienen. (Ramírez, 2022)	Utilizado para estructuras de contención de concreto ciclópeo o concreto reforzado, diseñados de acuerdo a los tipos de sistema de contención y normativa (Norma Técnica Peruana E. 050 - E. 060 y al manual AASHTO LFRD 2017).	Técnica	Muro de Concreto Armado Banquetas Muro de suelo reforzado Muro de gaviones	Revista, manuales y libros	Manual AASHTO LRFD 2017, NTP E.050 y NTP E.060
Normativa	Manual AASHTO LRFD 2017 Norma Técnica Peruana E.050 Norma Técnica Peruana E.060 American Concrete Institute ACI 350 American Concrete Institute ACI 318	Documentos, libros y manuales					

Fuente: *Elaboración propia, 2024.*

Matriz de operacionalización de variables

Tabla 12

Matriz de operacionalización de variables

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLE		
PROBLEMA GENERAL ¿Cuál es la alternativa de solución al deslizamiento de tierra en la Av. Arequipa en el A.H. La Primavera Alta?	OBJETIVO GENERAL Determinar la alternativa de solución al deslizamiento de tierra en la Av. Arequipa en el A.H. La Primavera Alta.	Los muros de gaviones será la alternativa más factible a ejecutar como solución al deslizamiento de tierras en la Av. Arequipa en el A.H. La Primavera Alta por sus factores de seguridad óptimos y su costo de ejecución reducido a comparación de otros sistemas de contención (muro de concreto armado, muro de suelo reforzado y banquetas)	Variable dependiente	Deslizamiento de tierras	Parámetros físicos del terreno
					Relieve del terreno
			Variable independiente	Alternativa de solución de una propuesta de sistema de contención	
PROBLEMA ESPECIFICO 1 ¿Cuáles son las características del suelo en el A.H La Primavera Alta?	Determinar las características del suelo en el A. H. La Primavera Alta.	Determinando las propiedades físicas y mecánicas del suelo encontraremos las características del suelo en el A.H. La Primavera Alta.	Variable dependiente	Variable dependiente	
				Propiedades a la resistencia cortante	
			Variable independiente	Suelo en el A.A. H.H. La Primavera Alta	
PROBLEMA ESPECIFICO 2 ¿Cuál es el relieve de la zona en el A.H. La Primavera Alta?	Determinar el relieve de la zona en el A.H. La Primavera Alta.	Determinando los desniveles y depresiones en el terreno accidentado encontraremos el relieve del terreno en el A.H. La Primavera Alta	Variable dependiente	Características del relieve del terreno	
			Variable independiente	Terreno en el A.A. H.H. La Primavera Alta	
PROBLEMA ESPECIFICO 3 ¿Cuál es la mejor propuesta técnica y económica de alternativa de solución al deslizamiento de tierra?	Determinar la mejor propuesta técnica y económica de alternativa de solución al deslizamiento de tierra entre los diferentes diseños de sistema de contención, muro de concreto armado, banquetas, muros de suelo reforzado y muro de gaviones.	Determinando los diferentes diseños de sistema de contención encontraremos la mejor propuesta técnica y económica.	Variable dependiente	Diseño estructural de un sistema de contención	
			Variable independiente	Tipos de sistemas de Contención como alternativa de solución	

Fuente: *Elaboración propia, 2024.*

3.9 Instrumentos para recolección de datos

✓ Levantamiento topográfico

Con el levantamiento topográfico se logrará determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre, obteniendo una representación gráfica, el cual permitirá elaborar el mapa del área de estudio, plasmando la topografía del terreno en forma plana y de perfil.

Equipos y herramientas

- Estación Total
- Trípode
- Prisma y porta prisma
- Radios de comunicación
- Chalecos de seguridad y conos protectores

✓ Ensayo de suelos

Se realizará los ensayos de Mecánica de Suelos el cual permitirá obtener las propiedades de los suelos de la Av. Arequipa en el A.H. La Primavera Alta, en tal forma que son representaciones de las reales situaciones in situ. Los ensayos utilizados son:

- Análisis granulométrico
- Limite liquido
- Limite plástico
- Contenido de humedad
- Ensayo de penetración

Equipos

- Juego de tamices
- Horno de secado

- Balanza
- Pipeta, vasijas
- Copa Casagrande
- Equipo de DPL DIN 4094
- Cono metálico de penetración

3.10 Procedimiento

✓ Contenido de humedad: NTP 339.127 (ASTM D 2216)

Se pesa en la balanza electrónica las capsulas a utilizar, esta debe ser previamente calibrada y se registra en la hoja de datos.

Luego se procede a llenar hasta la mitad las capsulas con las muestras obtenidas, y se obtiene sus pesos. La muestra deberá estar en la estufa un tiempo no menos de 18 horas ni mayor de 24 horas, a una temperatura de 105 °C. Después de este tiempo se saca la muestra del horno y se deja enfriar a la temperatura de la habitación.

Luego se vuelve a pesar la muestra y se anota en la hoja de datos.

Por último, se calcula la humedad como la diferencia entre los pesos húmedos y secos dividida por el peso seco.

✓ Análisis granulométrico: NTP 339.128 (ASTM D422)

Consiste en la determinación cuantitativa de la distribución de tamaños de partículas de los suelos. La clasificación de las partículas mayores que 75µm (retenido en el tamiz N°200) se efectúa por tamizado, en tanto que la determinación de las partículas menores que 75µm se realiza mediante un proceso de sedimentación basada en la ley de Stokes utilizando un densímetro adecuado.

✓ **Límite líquido y límite plástico: NTP 339.129 (ASTM D4318)**

De la muestra que ha servido para el L.L. se preparó una porción y tomó la mitad de esa porción.

Con la palma de la mano se fue eliminando la humedad, haciendo rodar la muestra sobre el vidrio empavonado, hasta obtener unos rollitos de aproximadamente 1/8” (3.17mm) de diámetro.

El L.P. se alcanza cuando el bastoncillo se desmigaja en varias piezas al ser rodado. En este momento la muestra se coloca en el horno con la finalidad de determinar su contenido de humedad que es el L.P. de la muestra.

3.11 Análisis de procesamiento de datos

Para realizar el análisis del diseño de las estructuras de contención, se emplearán los siguientes programas:

✓ **AutoCAD 2021**

Para representar de manera exacta y precisa, la configuración del terreno y las alternativas de solución se ha utilizado el AUTOCAD que es un software, asistido por una computadora, el cual facilitara el trabajo ya que por medio del dibujo técnico hemos podido plasmar de manera grafica el proyecto analizado.

CAPITULO IV.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Resultados

4.1.1 Determinar las características del suelo en el A. H. La Primavera Alta.

Análisis granulométrico ASTM D 6913

Calicata C-01

Para el presente análisis se determinó que los porcentajes de gradación en cuanto al análisis granulométrico determino un valor del 91.38% para arena, mientras para grava el porcentaje fue del 1.67% y el porcentaje de finos fue del 6.96%.

Tabla 13

Análisis granulométrico de calicata C-01

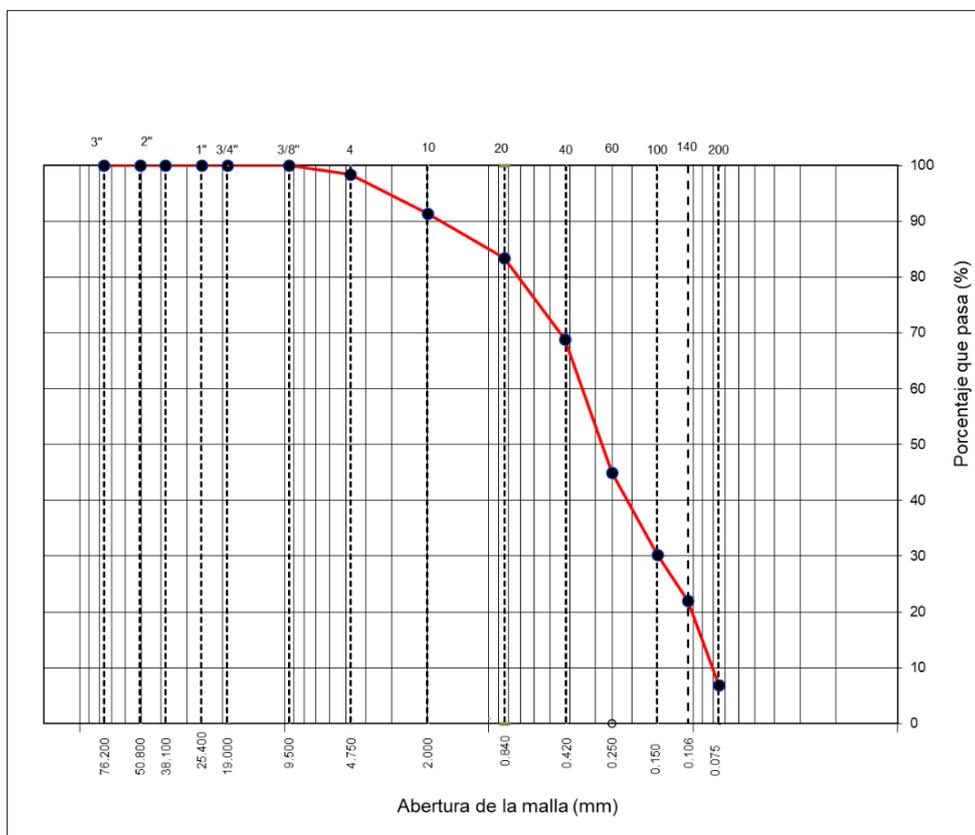
TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	% PARCIAL RETENIDO	% ACUMULADO RETENIDO	PORCENTAJE QUE PASA	ESPECIFICACIONES
						Calicata : C-1
						Estrato : 0.40 a 3.00 m
						Peso Inicial Seco (gr) : 1500
						Peso de Fracción (gr) : 510
						Humedad Natural (%) : 3.74
3"	76.200					Grava (N°4<Diam<3") : 1.67%
2"	50.800					Arena (N°200<Diam<N°4) : 91.38%
1 1/2"	38.100					Finos (Diam<N°200) : 6.96%
1"	25.400					
3/4"	19.000					
3/8"	9.500	0.00	0.00	0.00	100.00	L.L. : N.P.
N° 4	4.750	25.00	1.67	1.67	98.33	I.P. : N.P.
N° 10	2.000	36.41	7.02	8.69	91.31	D60 (mm) : 0.349
N° 20	0.840	41.26	7.96	16.64	83.36	D30 (mm) : 0.148
N° 40	0.425	75.41	14.54	31.18	68.82	D10 (mm) : 0.080
N° 60	0.250	123.62	23.84	55.02	44.98	Cu : 4.343
N° 100	0.150	76.00	14.65	69.67	30.33	Cc : 0.779
N° 140	0.106	42.88	8.27	77.94	22.06	SUCS : SP - SM
N° 200	0.075	78.34	15.10	93.04	6.96	ASHHTO : A-3 (0)

Nota: Elaboración propia, 2024.

Tal como se aprecia en la tabla 13 el valor más predominante en el análisis granulométrico fue la arena con un 91.38%, así mismo al ser mayor al 5% de finos se clasifico por la doble y simbología, además al no cumplir con los coeficientes de curvatura y de uniformidad para arena, se procedió a clasificar la muestra como SP-SM denominado arena pobremente graduada con limo.

Gráfico 1.

Curva granulométrica para C-01



Nota: Elaboración propia, 2024.

Según la curva granulométrica de la Grafica 1, el material empieza a registrar los valores pasantes por cada tamiz desde el material pasante por el tamiz Nro. 4 hasta el material retenido en el tamiz Nro. 200, del mismo modo el coeficiente de uniformidad fue menor a 6 en un 4.343, mientras el coeficiente de curvatura fue menor a 1 en un 0.779, por lo que el material se clasifico como pobremente graduado.

Calicata C-02

Para el presente análisis se determinó que los porcentajes de gradación en cuanto al análisis granulométrico determino un valor del 68.57% para arena, mientras para grava el valor obtenido fue del 1.59% y el porcentaje de finos fue del 29.84%.

Tabla 14

Análisis granulométrico de calicata C-02

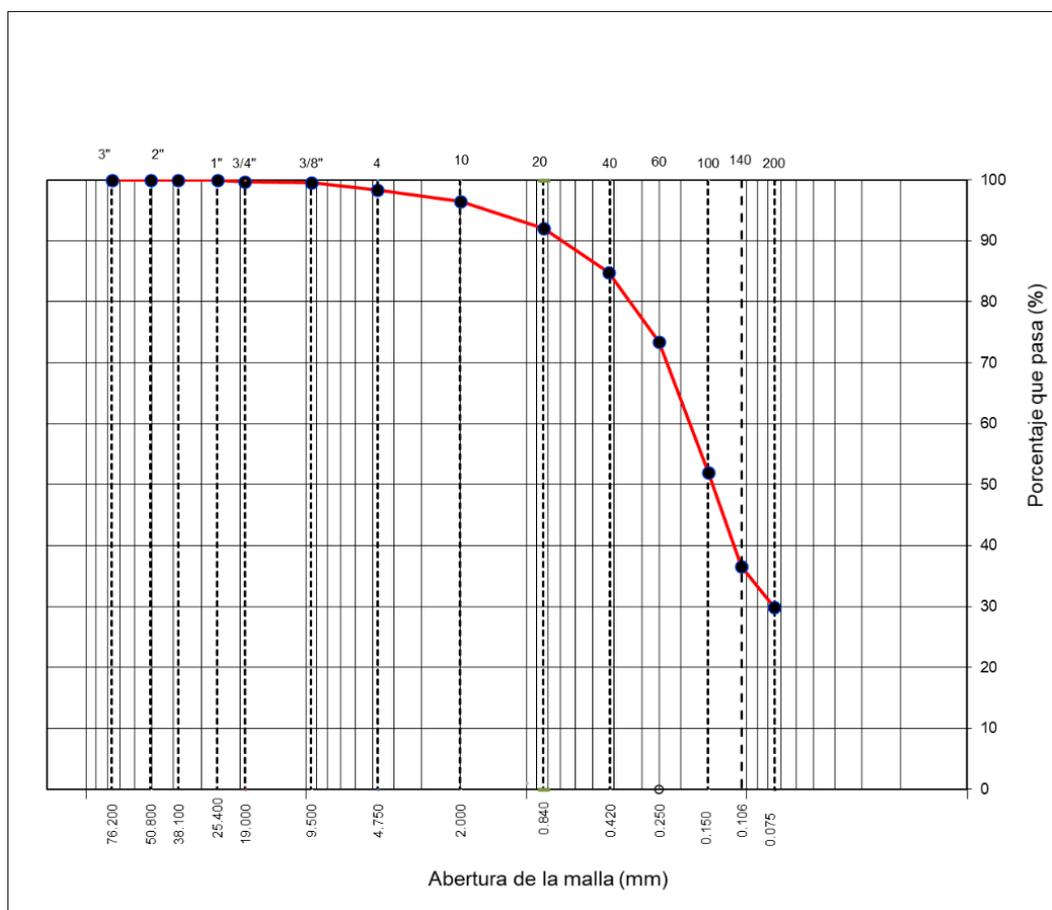
TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	% PARCIAL RETENIDO	% ACUMULADO RETENIDO	PORCENTAJE QUE PASA	ESPECIFICACIONES
						Calicata : C-2
						Estrato : 0.60 a 3.00 m
						Peso Inicial Seco (gr) : 2765.9
						Peso de Fracción (gr) : 500
						Humedad Natural (%) : 3.54
3"	76.200					Grava (N°4<Diam<3") : 1.59%
2"	50.800					Arena (N°200<Diam<N°4) : 68.57%
1 1/2"	38.100					Finos (Diam<N°200) : 29.84%
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	100.00	L.L. : N.P.
3/4"	19.000	9.00	0.33	0.33	99.67	I.P. : N.P.
3/8"	9.500	4.00	0.14	0.47	99.53	D60 (mm) : 0.181
N° 4	4.750	31.00	1.12	1.59	98.41	D30 (mm) : 0.076
N° 10	2.000	10.10	1.99	3.58	96.42	D10 (mm) : 0.008
N° 20	0.840	22.20	4.37	7.95	92.05	Cu : 22.775
N° 40	0.425	37.00	7.28	15.23	84.77	Cc : 3.956
N° 60	0.250	57.50	11.32	26.55	73.45	SUCS : SM
N° 100	0.150	109.00	21.45	48.00	52.00	ASHHTO : A-2-4 (0)
N° 140	0.106	78.70	15.49	63.49	36.51	
N° 200	0.075	33.90	6.67	70.16	29.84	

Nota: Elaboración propia, 2024.

Tal como se aprecia en la tabla 14 el valor más predominante en el análisis granulométrico fue la arena con un 68.57%, así mismo al ser mayor al 12% de finos se clasifico al material por directamente de la carta de plasticidad, así mismo se clasifico a la arena según SUCS como SM denominado arena limosa.

Gráfico 2

Curva granulométrica para C-02



Nota: Elaboración propia, 2024.

Según la curva granulométrica de la Grafica 2, el material empieza a registrar los valores pasantes por cada tamiz desde el material pasante por el tamiz Nro. 4 hasta el material retenido en el tamiz Nro. 200, del mismo modo la granulometría y la carta de plasticidad clasificaron al material como SM.

Calicata C-03

Para el presente análisis se determinó que los porcentajes de gradación en cuanto al análisis granulométrico determino un valor del 85.02% para arena, mientras para grava el valor obtenido fue del 0.12% y el porcentaje de finos fue del 14.86%.

Tabla 15

Análisis granulométrico de calicata C-03

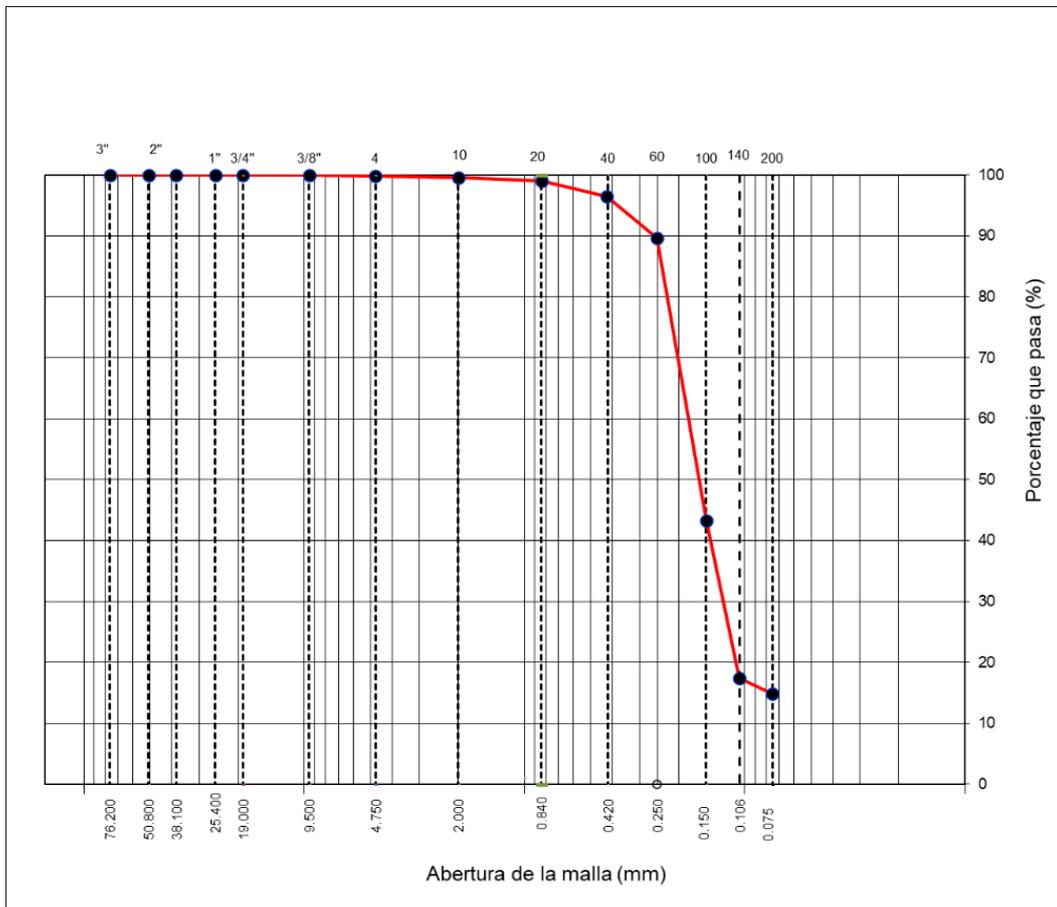
TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	% PARCIAL RETENIDO	% ACUMULADO RETENIDO	PORCENTAJE QUE PASA	ESPECIFICACIONES
						Calicata : C-3
						Estrato : 1.20 a 3.00 m
						Peso Inicial Seco (gr) : 3292.9
3"	76.200					Peso de Fracción (gr) : 500
2"	50.800					Humedad Natural (%) : 2.92
1 1/2"	38.100					Grava (N°4<Diam<3") : 0.12%
1"	25.400					Arena (N°200<Diam<N°4) : 85.02%
3/4"	19.000	0.00	0.00	0.00	100.00	Finos (Diam<N°200) : 14.86%
3/8"	9.500	3.00	0.09	0.09	99.91	L.L. : N.P.
N° 4	4.750	1.00	0.03	0.12	99.88	I.P. : N.P.
N° 10	2.000	1.80	0.36	0.48	99.52	D60 (mm) : 0.180
N° 20	0.840	2.50	0.50	0.98	99.02	D30 (mm) : 0.125
N° 40	0.425	12.50	2.50	3.48	96.52	D10 (mm) : 0.063
N° 60	0.250	34.50	6.89	10.37	89.63	Cu : 2.853
N° 100	0.150	232.00	46.34	56.71	43.29	Cc : 1.382
N° 140	0.106	129.50	25.87	82.58	17.42	SUCS : SM
N° 200	0.075	12.80	2.56	85.14	14.86	ASHHTO : A-2-4 (0)

Nota: Elaboración propia, 2024.

Tal como se aprecia en la tabla 15 el valor más predominante en el análisis granulométrico fue la arena con un 85.02%, así mismo al ser mayor al 12% de finos se clasifico al material por la carta de plasticidad y la granulometría, la muestra se clasifico como SM denominado arena limosa.

Gráfico 3

Curva granulométrica para C-03



Nota: Elaboración propia, 2024.

Según la curva granulométrica de la Grafica 2, el material empieza a registrar los valores pasantes por cada tamiz desde el material pasante por el tamiz Nro. 4 hasta el material retenido en el tamiz Nro. 200, del mismo modo la granulometría y la carta de plasticidad clasificaron al material como SM.

Calicata C-04

Para el presente análisis se determinó que los porcentajes de gradación en cuanto al análisis granulométrico determino un valor del 91.19% para arena, mientras para grava el valor obtenido fue del 0.94% y el porcentaje de finos fue del 7.88%.

Tabla 16

Análisis granulométrico de calicata C-04

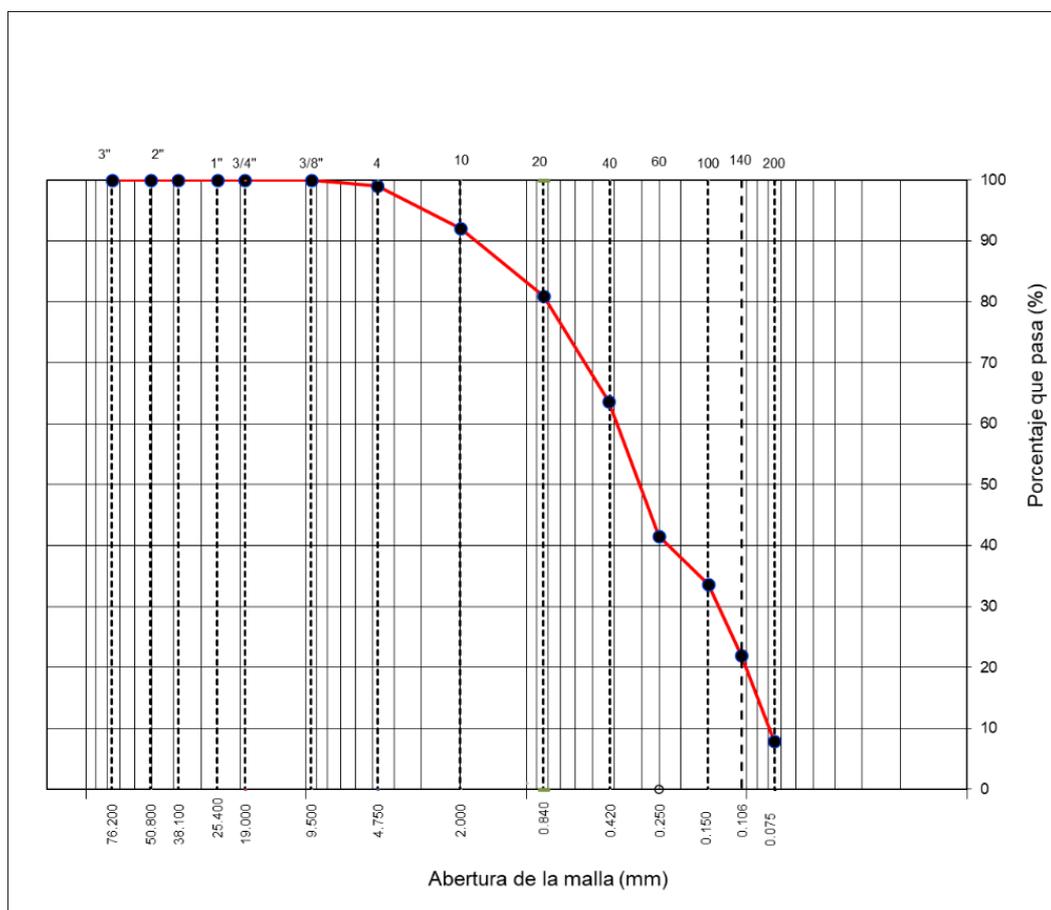
TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	% PARCIAL RETENIDO	% ACUMULADO RETENIDO	PORCENTAJE QUE PASA	ESPECIFICACIONES
						Calicata : C-4
						Estrato : 0.30 a 3.00 m
						Peso Inicial Seco (gr) : 2351.2
3"	76.200					Peso de Fracción (gr) : 500
2"	50.800					Humedad Natural (%) : 4.38
1 1/2"	38.100					Grava (N°4<Diam<3") : 0.94%
1"	25.400					Arena (N°200<Diam<N°4) : 91.19%
3/4"	19.000					Finos (Diam<N°200) : 7.88%
3/8"	9.500	0.00	0.00	0.00	100.00	L.L. : N.P.
N° 4	4.750	22.00	0.94	0.94	99.06	I.P. : N.P.
N° 10	2.000	35.62	7.06	7.99	92.01	D60 (mm) : 0.390
N° 20	0.840	55.62	11.02	19.01	80.99	D30 (mm) : 0.157
N° 40	0.425	87.65	17.37	36.38	63.62	D10 (mm) : 0.079
N° 60	0.250	111.36	22.06	58.44	41.56	Cu : 4.931
N° 100	0.150	40.00	7.93	66.37	33.63	Cc : 0.800
N° 140	0.106	58.77	11.64	78.01	21.99	SUCS : SP - SM
N° 200	0.075	71.22	14.11	92.12	7.88	ASHHTO : A-3 (0)

Nota: Elaboración propia, 2024.

Tal como se aprecia en la tabla 13 el valor más predominante en el análisis granulométrico fue la arena con un 91.19%, así mismo al ser mayor al 5% de finos se clasifico por la doble y simbología, además al no cumplir con los coeficientes de curvatura y de uniformidad para arena, se procedió a clasificar la muestra como SP-SM denominado arena pobremente graduada con limo.

Gráfico 4

Curva granulométrica para C-04



Nota: Elaboración propia, 2024.

Según la curva granulométrica de la Grafica 4, el material empieza a registrar los valores pasantes por cada tamiz desde el material pasante por el tamiz Nro. 4 hasta el material retenido en el tamiz Nro. 200, del mismo modo el coeficiente de uniformidad fue menor a 6 en un 4.931, mientras el coeficiente de curvatura fue menor a 1 en un 0.800, por lo que el material se clasifico como pobremente graduado.

Calicata C-05

Para el presente análisis se determinó que los porcentajes de gradación en cuanto al análisis granulométrico determino un valor del 89.09% para arena, mientras para grava el valor obtenido fue del 2.24% y el porcentaje de finos fue del 8.67%.

Tabla 17

Análisis granulométrico de calicata C-05

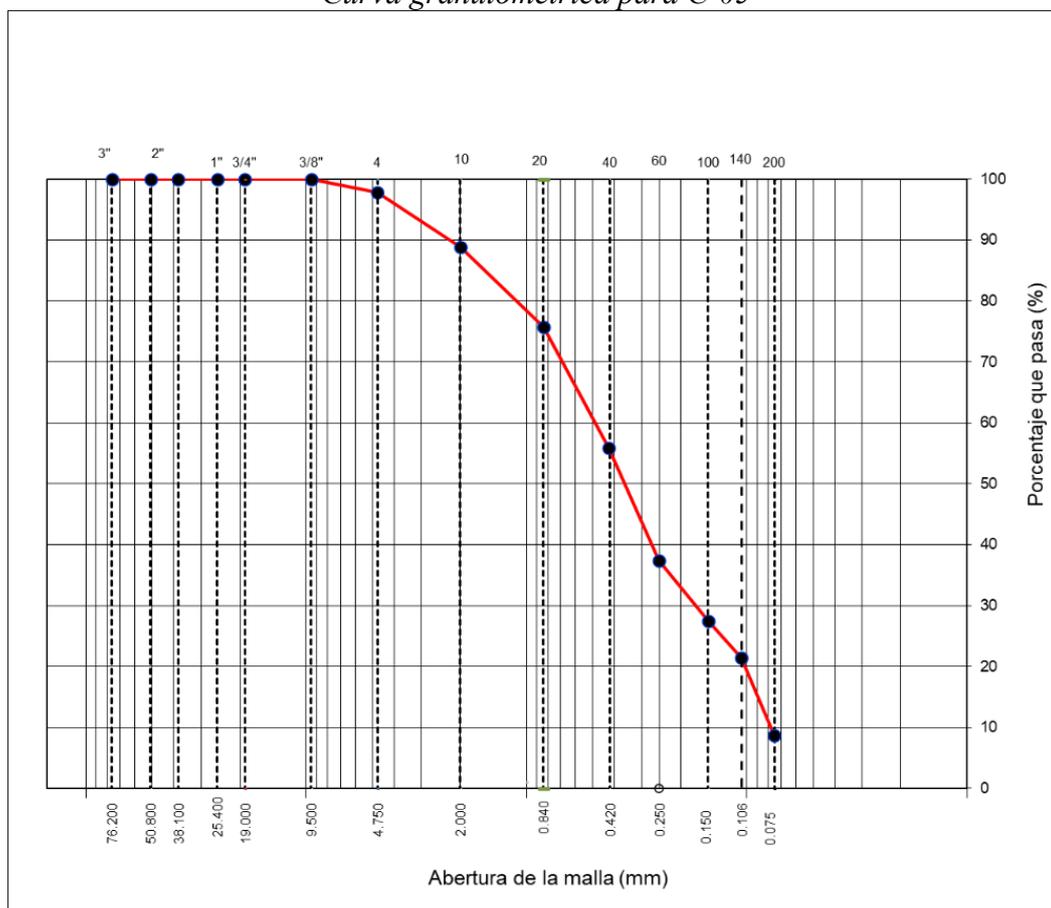
TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	% PARCIAL RETENIDO	% ACUMULADO RETENIDO	PORCENTAJE QUE PASA	ESPECIFICACIONES
						Calicata : C-4
						Estrato : 0.30 a 3.00 m
						Peso Inicial Seco (gr) : 2500
3"	76.200					Peso de Fracción (gr) : 502
2"	50.800					Humedad Natural (%) : 3.25
1 1/2"	38.100					Grava (N°4<Diam<3") : 2.24%
1"	25.400					Arena (N°200<Diam<N°4) : 89.09%
3/4"	19.000					Finos (Diam<N°200) : 8.67%
3/8"	9.500	0.00	0.00	0.00	100.00	L.L. : N.P.
N° 4	4.750	56.00	2.24	2.24	97.76	I.P. : N.P.
N° 10	2.000	45.80	8.92	11.16	88.84	D60 (mm) : 0.490
N° 20	0.840	67.20	13.09	24.25	75.75	D30 (mm) : 0.171
N° 40	0.425	102.40	19.94	44.19	55.81	D10 (mm) : 0.078
N° 60	0.250	94.50	18.40	62.59	37.41	Cu : 6.305
N° 100	0.150	51.00	9.93	72.52	27.48	Cc : 0.765
N° 140	0.106	31.30	6.10	78.62	21.38	SUCS : SP - SM
N° 200	0.075	65.30	12.72	91.33	8.67	ASHHTO : A-3 (0)

Nota: Elaboración propia, 2024.

Tal como se aprecia en la tabla 13 el valor más predominante en el análisis granulométrico fue la arena con un 89.09%, así mismo al ser mayor al 5% de finos se clasifico por la doble y simbología, además al no cumplir con los coeficientes de curvatura y de uniformidad para arena, se procedió a clasificar la muestra como SP-SM denominado arena pobremente graduada con limo.

Gráfico 5

Curva granulométrica para C-05



Nota: Elaboración propia, 2024.

Según la curva granulométrica de la Grafica 4, el material empieza a registrar los valores pasantes por cada tamiz desde el material pasante por el tamiz Nro. 4 hasta el material retenido en el tamiz Nro. 200, del mismo modo el coeficiente de uniformidad fue de 6.305, mientras el coeficiente de curvatura fue menor a 1 en un 0.765, por lo que el material se clasifico como pobremente graduado.

Contenido de humedad según ASTM D 2216

Tabla 18

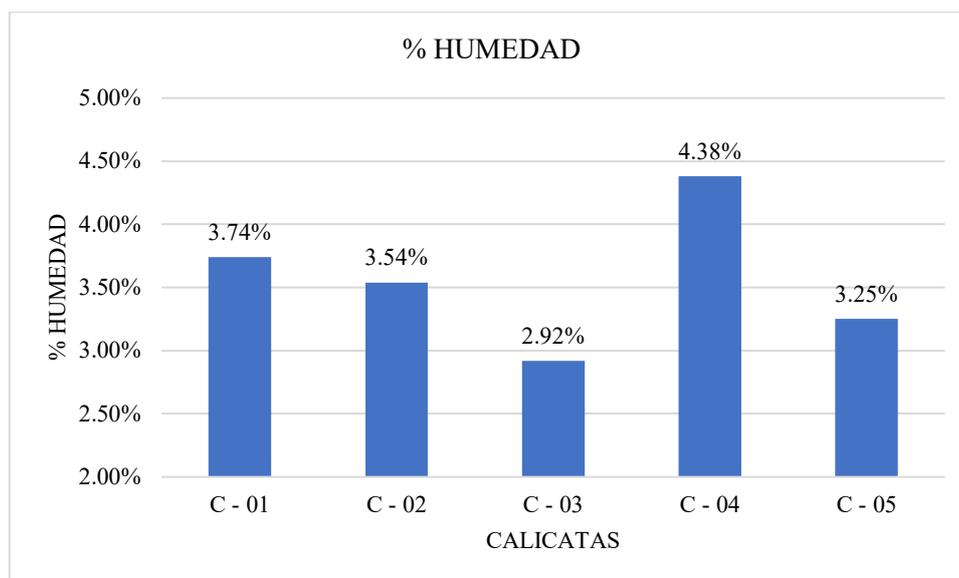
Ensayo de contenido de humedad

DESCRIPCION	M1	M2	PROMEDIO (%)
C-01	3.93	3.54	3.74 %
C-02	3.27	3.81	3.54 %
C-03	2.55	3.24	2.92 %
C-04	4.02	4.74	4.38 %
C-05	3.34	3.16	3.25 %

Fuente: *Elaboración propia, 2024.*

Figura 26

Representación de contenido de humedad



Fuente: *Elaboración propia, 2024.*

Para el registro del ensayo realizado, de opto por el método A, debido que el material evaluado en el estudio fue predominante en arena, por lo que los registro promedios realizados en la calicata 1, 2, 3, 4 y 5 fueron de 3.74%, 3.54%, 2.92%, 4.38% y 3.25% de humedad natural del suelo, siendo C-04 el valor de humedad más alto y C-03 el valor mínimo.

Ensayo de registro de DPL

De acuerdo al ensayo realizado in-situ, se realizaron 5 evaluaciones para el ensayo de auscultación, tal como muestran las siguientes tablas.

Tabla 19

Registro de ensayo DPL-1

Profundidad	N (dpl)	N (SPT)	Dr (%)	ϕ°	DN (gr/cm ³)
50	11	5	25	28.8	1.45
100	16	22	52	32.9	1.56
150	28	34	65	34.8	1.62
200	63	53	81	37.2	1.68
250	50	45	75	36.3	1.65
300	55	56	84	37.5	1.69
350	69	56	84	37.5	1.69

Nota: *Elaboración propia, 2024.*

Tal como se aprecia en la Tabla 19, para el registro 1 de DPL se evaluó a los 3.5 m, el N (SPT) obtenido fue de 56, por lo que se obtuvo un valor de densidad relativa de 84, mientras que el ángulo de fricción fue de 37.5, así mismo al ser arena se estimó una cohesión de 0.

Tabla 20

Registro de ensayo DPL-2

Profundidad	N (dpl)	N (SPT)	Dr (%)	ϕ°	DN (gr/cm ³)
50	17	12	39	30.8	1.51
100	6	5	25	28.8	1.45
150	17	23	54	33.0	1.57
200	35	33	64	34.6	1.61
250	29	29	60	34.0	1.60
300	35	34	65	34.8	1.62
350	34	32	63	34.5	1.61

Nota: *Elaboración propia, 2024.*

De igual manera como se aprecia en la Tabla 20, para el registro del DPL-2 se evaluó a los 3.5 m, el N (SPT) obtenido fue de 32, por lo que el valor de densidad relativa fue de 63, mientras que el ángulo de fricción fue de 34.5, así mismo al ser arena se estimó una cohesión de 0.

Tabla 21

Registro de ensayo DPL-3

Profundidad	N (dpl)	N (SPT)	Dr (%)	ϕ°	DN (gr/cm3)
50	64	19	49	32.3	1.55
100	16	39	70	35.5	1.63
150	83	147	136	45.3	1.90

Nota: Elaboración propia, 2024.

De igual manera como se aprecia en la Tabla 21, para el registro del DPL-3 se evaluó a una profundidad de 1.50 m, por lo que se obtuvo un valor de N (SPT) de 147, por lo que se obtuvo una densidad relativa 136, mientras que el ángulo de fricción fue de 45.3, así mismo al ser arena se estimó una cohesión de 0.

Tabla 22

Registro de ensayo DPL-4

Profundidad	N (dpl)	N (SPT)	Dr (%)	ϕ°	DN (gr/cm3)
50	35	45	75	36.3	1.65
100	97	90	106	40.9	1.78

Nota: Elaboración propia, 2024.

Además, para el registro del DPL-4 se evaluó a una profundidad de 1.00 m, por lo que se obtuvo un valor de N (SPT) de 90, por lo que se obtuvo una densidad relativa 106, mientras que el ángulo de fricción fue de 40.9, así mismo al ser arena se estimó una cohesión de 0.

Tabla 23

Registro de ensayo DPL-5

Profundidad	N (dpl)	N (SPT)	Dr (%)	ϕ°	DN (gr/cm ³)
50	6	6	27	29.1	1.46
100	7	4	22	28.4	1.44
150	70	103	113	42.0	1.81

Nota: *Elaboración propia, 2024.*

Mientras para la Tabla 23, para el registro del DPL-5 al evaluarse a 1.50 m de profundidad, se obtuvo un valor de N (SPT) de 103, mientras que la densidad relativa fue de 113, por lo que se obtuvo un ángulo de fricción fue de 42°, así mismo al ser arena se estimó una cohesión de 0.

Cálculo de capacidad portante aplicando metodología de Terzagui

Para el cálculo se obtuvo el valor más crítico de los DPL evaluados el cual fue el del registro del DPL-2.

Datos propuestos por el registro del DPL-2

$\Phi=33.0$

N (SPT)= 23

Df= 1.50 m

Dr =54

Calculo para densidad seca según correlación de Terzagui y Peck

Tabla 24

Correlación de Terzagui y Peck

Material	Compacidad	Dr	N SPT)	Y seca (g/cm ³)	Relación de vacíos	ϕ
SM:	Densa	75%	45	1.65	0.62	35°
Arenas	Media	50%	25	1.55	0.74	32°
limosas	Suelta	25%	<8	1.49	0.80	29°

Nota: *Tabla obtenida De informe de suelos de KAE Ingeniería, 2021, p.104*

De la Tabla 24, se interpola la densidad del material en función a la compacidad relativa que fue de 43.3%.

Interpolación para arena limosa SM

$$\frac{1.65}{\gamma} = \frac{75\%}{54\%}$$
$$\frac{1.55}{\gamma} = \frac{50\%}{54\%}$$

$$\gamma = 1.55 + \left(\frac{1.65 - 1.55}{75 - 50}\right)(54 - 50)$$

$$\gamma = 1.570 \text{ g/cm}^3$$

Reemplazando ecuación (12) de factores de carga.

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)e^{\pi \tan \phi'}$$

$$N_q = 9.034$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot \phi'$$

$$N_c = 18.557$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \phi'$$

$$N_\gamma = 8.688$$

Reemplazando ecuación (13) de factor de corrección del ángulo de fricción

$$\phi' = \arctan\left(\frac{2}{3} \tan \phi\right)$$

$$\phi' = \arctan\left(\left(\frac{2}{3} \tan (31.5^\circ)\right)\right)$$

$$\phi' = 23.4^\circ$$

Reemplazando capacidad por Terzagui de la ecuación (11)

$$q_{ult} = S_c c N_c + S_\gamma \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma + S_q q N_q$$

$$q_{ult} = 4.00 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando capacidad de carga admisible (14)

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F.S}$$

$$q_{adm} = \frac{2.92}{3}$$

$$q_{adm} = 1.33 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 25

Registro de capacidades a diferentes niveles de profundidad

COTA RELATIVA	DESPLANTE Df (m)	ANCHO B (m)	FACTORES POR N.F.		q _d (kg/cm ²)	q _{adm} (kg/cm ²)	Detalle
			W	W'			
-1.50	1.50	1.0	1.00	1.00	4.00	1.33	Zapata Cuadrada
-1.50	1.50	1.5	1.00	1.00	4.48	1.49	
-1.50	1.50	2.0	1.00	1.00	4.96	1.65	
-2.00	2.00	1.0	1.00	1.00	5.02	1.67	
-2.00	2.00	1.5	1.00	1.00	5.50	1.83	
-2.00	2.00	2.0	1.00	1.00	5.97	1.99	
-2.50	2.50	1.0	1.00	1.00	6.04	2.01	
-2.50	2.50	1.5	1.00	1.00	6.51	2.17	
-2.50	2.50	2.0	1.00	1.00	6.99	2.33	
-3.00	3.00	1.0	1.00	1.00	7.05	2.35	
-3.00	3.00	1.5	1.00	1.00	7.53	2.51	
-3.00	3.00	2.0	1.00	1.00	8.01	2.67	
-3.50	3.50	1.0	1.00	1.00	8.07	2.69	
-3.50	3.50	1.5	1.00	1.00	8.55	2.85	
-3.50	3.50	2.0	1.00	1.00	9.02	3.01	

Nota: Elaboración propia, 2024.

Cálculo de asentamiento

Datos:

Presión de carga admisible q_{adm}=1.33 kg/cm²

Para el cálculo de Poisson se aplicó la tabla 26.

Tabla 26

Relación de Poisson

Tipo de suelo	μ
Limo	0.3-0.35
Arena: Densa	0.2-0.4
De grano grueso	0.15
De grano fino	0.25

Fuente: Tabla obtenida da de la plantilla de Ingeocontrol, 2021, p.1

Para nuestro caso se tomó el valor mínimo de $\mu=0.30$

Para obtener el módulo de elasticidad se aplicó la tabla 27.

Tabla 27

Módulo de elasticidad

Tipo de suelo	E (ton/m ²)
Arena limosa	500-2000
Arena: Suelta	1000-2500
Densa	5000-10000

Fuente: Tabla obtenida da de la plantilla de Ingeocontrol, 2021, p.1

Para este caso se tomó el valor mínimo que fue de **E=500 Ton/m²**

Por lo tenado el asentamiento permisible debe ser como mínimo $S_i= 2.54\text{cm}$

Ancho de cimentación $B=1.00$

Factor de forma $I_f= 0.93$

Asentamiento calculado

$$S_i = \frac{qB(1 - u^2)}{E_s} I_f$$

$$S_i = 0.0025 \text{ m}$$

$$S_i = 0.254 \text{ cm}$$

Presión por carga

Presión por carga de la capacidad real $q_{adm}=1.33 \text{ kg/cm}^2$

$$S_i = \frac{qB(1 - u^2)}{E_s} I_f$$

$S_i = 0.23 \text{ cm}$ ----- No supera el asentamiento permisible por lo que no hay problemas de asentamiento.

Presión por carga de la capacidad real $q_{adm}=1.50 \text{ kg/cm}^2$

$$S_i = \frac{qB(1 - u^2)}{E_s} I_f$$

$S_i = 0.25 \text{ cm}$ ----- No supera el asentamiento permisible por lo que no hay problemas de asentamiento.

4.1.2 Determinar el relieve de la zona en el A. H. La Primavera Alta.

Tabla 28

Registro del alineamiento

Progresivas	Norte	Este	Cota
0+000	8998760.96	765972.29	25.002
0+020	8998772.64	765988.52	25.335
0+040	8998784.33	766004.75	24.493
0+060	8998796.50	766021.66	24.392
0+080	8998805.34	766038.73	24.457
0+100	8998814.53	766056.49	24.064
0+120	8998823.73	766074.25	23.664
0+140	8998832.92	766092.01	23.796
0+160	8998842.37	766109.64	23.558
0+180	8998851.89	766127.22	22.985
0+200	8998862.01	766144.47	22.527
0+220	8998873.61	766160.75	21.823
0+240	8998886.62	766175.93	21.106
0+260	8998900.66	76619.17	21.758
0+280	8998914.66	766204.46	20.688
0+300	8998928.57	766218.83	20.710
0+320	8998942.47	766233.21	21.401
0+340	8998956.38	766247.58	21.836
0+360	8998970.34	766261.90	21.321
0+380	8998985.26	766275.21	22.509
0+400	8999000.32	766288.41	24.079
0+420	8999012.99	766303.88	24.514
0+440	8999024.02	766320.56	24.874
0+460	8999033.73	766338.00	26.902
0+480	8999039.93	766357.01	26.846
0+500	8999046.73	766375.77	27.307
0+520	8999058.68	766391.74	27.536
0+540	8999071.71	766406.91	27.510
0+560	8999084.73	766422.09	27.678
0+580	8999097.79	766437.24	26.681
0+600	8999112.77	766450.47	28.263
0+620	8999128.06	766463.36	28.415
0+640	8999143.35	766476.26	29.173
0+660	8999158.63	766489.16	29.697
0+680	8999173.92	766502.05	30.154
0+683	8999175.98	766503.79	30.216

Fuente: Elaboración propia, 2024.

Pendientes y tipo de terreno según norma DG-2018

Cálculo de pendiente del terreno

$$\text{Pendiente} = \left(\frac{\text{Cota final}}{\text{Cota inicial}} \right) * 100$$

Tabla 29

Pendiente de terreno según rasante

Estación	Progresivas	Cota rasante	Longitud	Pendiente
Inicio	0+001.415m	24.734	0	
1	0+081.415m	23.659	80	-1.34%
2	0+155.298m	23.248	73.88	-0.56%
3	0+226.466m	20.649	71.17	-3.65%
4	0+296.406m	20	69.94	-0.93%
5	0+394.947m	21.584	98.54	1.61%
6	0+461.415m	24.456	66.47	4.32%
7	0+511.128m	26.537	49.71	4.19%
8	0+604.422m	26.622	93.29	0.09%
9	0+649.744m	29.001	45.32	5.25%
Final	0+684.107m	30.216	34.36	3.54%

Fuente: *Elaboración propia, 2024*

Tal como se aprecia en la Tabla 26, La pendiente de la estación 10, supera el 3% por lo que en ciertos tramos se evidencia que el relieve del terreno describe un terreno del tipo ondulado según la clasificación por orografía de la norma DG-2018.

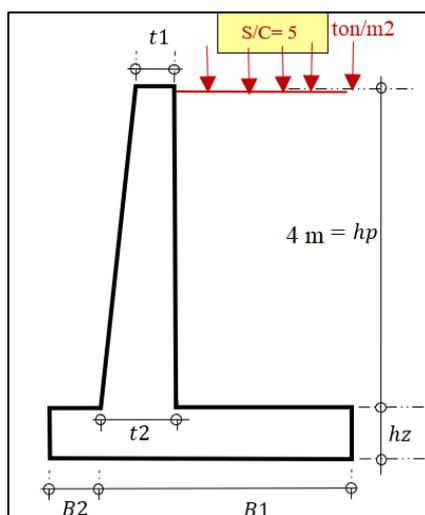
4.1.3 Determinar la mejor propuesta técnica y económica de alternativa de solución al deslizamiento de tierra entre los diferentes diseños de sistema de contención, muro de concreto armado, banquetas, muros de suelo reforzado y muro de gaviones.

4.1.3.1 Diseño de muro de contención

4.1.3.1.1 Para altura h=4m

Resistencia de Concreto	$f'c =$	210	kg/cm ²
Fluencia de acero	$f_y =$	4200	kg/cm ²
Peso específico del suelo de relleno	$\gamma_s =$	1.57	ton/m ³
Peso específico del concreto	$\gamma_c =$	2.4	ton/m ³
Ángulo de fricción interna de suelo	$\Phi_s =$	33.0	°
Capacidad portante del suelo	$\sigma_t =$	3.0	kg/cm ²
TERRENO_ARENOSO		Densa	
Altura del muro	$h_p =$	4.0	m
Factor de seguridad por deslizamiento	FSD:	1.5	
Factor de seguridad por volteo	FSV:	1.75	

Geometría del muro



Fuente: *Elaboración propia, 2024*

CÁLCULO DEL SISTEMA DE MURO DE CONTENCIÓN

Coefficiente de fricción para deslizamiento

$$\mu = tg\Phi$$

Para el cálculo estabilidad contra deslizamiento

$$tg\Phi \leq 0.60$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ + \Phi/2)$$

Condiciones

$$\mu = tg\Phi \quad tg\Phi = 0.6494$$

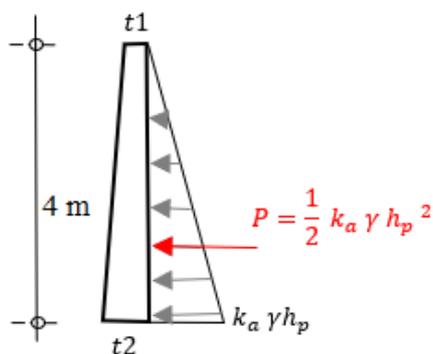
$$tg\Phi \leq 0.60 \quad \mu = 0.60$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ + \Phi/2) \quad k_a = 0.2948$$

Dimensionamiento de la pantalla

Ancho de corona	t1=	0.20	m
$P = 1/2(K_a)(\gamma)(h_p)^2$	P=	3.7026	ton
$Ps/c = (K_a)(h_p)(s/c)$	Ps/c=	5.8960	ton
$M = p(h_p/3) + Ps/c(h_p/3)$	M=	12.7982	ton-m
$Mu = 1.7M$	Mu=	21.7570	ton-m

Geometría de la pantalla del muro



Fuente: *Elaboración propia, 2024*

Dimensionamiento de t2:

Ecuación 50

Fórmula de momento último

$$Mu = \Phi b d^2 f'_{cw} (1 - 0.59w) \dots \dots \dots (50)$$

De la ecuación (50), empleamos los siguientes datos.

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Phi = 0.9$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.004$$

Ecuación 51

Cuantía mecánica

$$W = \rho * F' * y / F' * c$$

$$W = 0.08$$

Ecuación 52

Peralte efectivo

$$d = (M_u / \Phi b f' c w (1 - 0.59 w))^{1/2}$$

$$d = 38.8618$$

Ecuación 53

Espesor de la garganta del muro con diámetro de 5/8" de varilla

$$t_2 = d + r + \Phi_{(acero)} / 2$$

$$t_2 = 43.6556$$

Peralte efectivo de la garganta de muro $t_2 = 45 \text{ cm}$

Peralte efectivo modificado $d = 40.206 \text{ cm}$

CALCULO DEL SISTEMA DE MURO DE CONTENCIÓN

Ecuación 54

Fuerza cortante última

$$V_{du} = 1.7 V_d = 1.7 (1/2) (\gamma_s) (K_a) (h_p - d)^2$$

$$V_{du} = 5.09 \text{ ton}$$

Ecuación 55

Resistencia del concreto al corte

$$\Phi V_c = \Phi 0.53(\sqrt{f'_c}) c \cdot d$$

$$\Phi V_c = 26.24 \text{ ton}$$

Por lo tanto, se cumple que:

$$V_{du} < \Phi V_c$$

$$5.09 \text{ ton} < 26.24 \text{ ton} \dots\dots\dots (\text{conforme})$$

PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Ecuación 56

Altura de la zapata

$$h_z = t_2 + r$$

$$h_z = 50 \text{ cm}$$

Ecuación 57

Altura total del muro

$$h = h_p + h_z$$

$$h = 4.5 \text{ m}$$

Dimensionamiento por estabilidad al deslizamiento

$$B_1/h \geq FDS (K_a \gamma_s) / (2\mu \gamma_m)$$

Se asumió un valor γ_m de 2 ton/m³

$$B_1 \geq 1.30$$

$$B_1 = 1.30 + (t_2 - t_1) / 2$$

Por lo tanto, el ancho del talón definido es: $B_1 = 1.38 \text{ m}$

Dimensionamiento por estabilidad de volteo

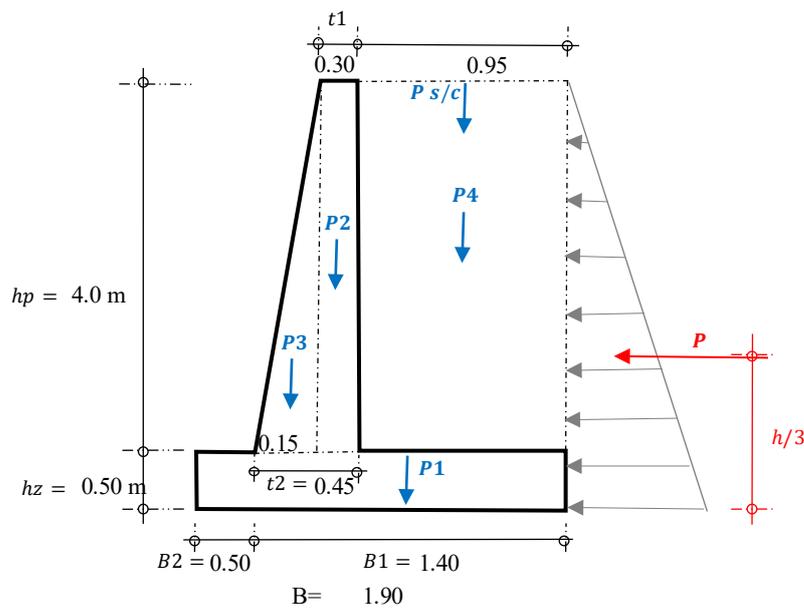
$$B2/h \geq (\mu/3) * (FSV/FDS) - B1/2h$$

$$B2 \geq 0.35$$

$$B2 = 0.50 \text{ m}$$

Figura 27

Dimensionamiento total del muro de contención



Fuente: *Elaboración propia, 2024*

VERIFICACIÓN POR ESTABILIDAD

Tabla 30

Cálculo de momentos

pi		Pesos P (ton)				Brazo de giro X (m)	P*X (T-m)
P1	0.50 m	1.90	1	2.4	= 2.28	0.950	2.166
P2	0.30	4.0	1	2.4	= 2.88	0.800	2.304
P3	0.15	4.0	1	2.4	= 0.72	0.600	0.432
P4	0.95	4.0	1	1.57	= 5.97	1.425	8.502
Ps/c		0.95	1	5.00	= 4.75	1.425	6.769
TOTAL:			N =	16.60		M =	20.172

Fuente: *Elaboración propia, 2024*

Cálculo de fuerza pasiva

$$H_a = \left(\frac{1}{2}\right)(K_a)(\gamma)(h)^2$$

$$H_a = 4.68$$

Verificación por estabilidad al deslizamiento

$$FDS = H_r / H_a = \mu N / H_a$$

$$FDS = 2.125$$

VERIFICACION POR ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

2.125 > 1.50 CONFORME

Cálculo de momento de vuelco

$$M_a = H_a (h/3)$$

$$M_a = 7.02$$

Verificación por estabilidad al volteo

$$FSV = M_r / M_a$$

$$FSV = 2.870$$

VERIFICACIÓN POR ESTABILIDAD AL VOLTEO

2.87 > 1.75 CONFORME

VERIFICACIÓN DE PRESIONES DEL TERRENO ($B/6 > e$)

$$X_o = (M_r - M_a) / P$$

$$X_o = 0.792$$

Cálculo de excentricidad

$$e = B/2 - X_o = 0.16 \text{ m}$$

$$B/6 = (2.38/6) = 0.317$$

VERIFICACIÓN DE EXCENTRICIDAD

$B/6 > e$

0.317 > 0.07 CONFORME

ESFUERZOS DEL TERRENO

$$q_1 = (P/B) (1 + 6e/B)$$

$$q_1 = 13.15 \text{ ton/m}^2$$

$$q_2 = (P/B) (1 - 6e/B)$$

$$q_2 = 4.32 \text{ ton/m}^2$$

VERIFICACIÓN POR CAPACIDAD DE CARGA

$\sigma_t = 17 \text{ ton/m}^2$ (capacidad portante)

$\sigma_t > q_1 = 17 \text{ ton/m}^2 > 13.15 \text{ ton/m}^2$ CONFORME

$\sigma_t > q_2 = 17 \text{ ton/m}^2 > 4.32 \text{ ton/m}^2$ CONFORME

DISEÑO DE LA PANTALLA DEL MURO

Base del refuerzo vertical

$$\Phi = 0.9$$

$$\beta = 0.85$$

$$\text{Acero: } \emptyset 5/8''$$

$$M_u = 21.75 \text{ ton-m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s \emptyset = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$t_2 = 45 \text{ cm}$$

$$d = 40.21 \text{ cm}$$

$$d_b \emptyset = 1.59 \text{ cm}$$

Cuantía y acero mínimo

$$\rho_{\min} = 0.70 \cdot \sqrt{f'_c} / f'_y$$

$$\rho_{\min} = 0.00242$$

$$A_{\min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d$$

$$A_{\min} = 9.71 \text{ cm}^2$$

Cuantía y acero balanceado

$$P_b = \beta_1 \cdot 0.85 \cdot (f'_c / f'_y) \cdot (6000 / (6000 + f'_y))$$

$$P_b = 0.02125$$

$$A_{sb} = \rho_b \cdot b \cdot d$$

$$A_{sb} = 85.44 \text{ cm}^2$$

Cuantía y acero máximo

$$P_{\max} = 0.75 \cdot \rho_b$$

$$P_{\max} = 0.01594$$

$$A_{\max} = \rho_{\max} \cdot b \cdot d$$

$$A_{\max} = 64.08 \text{ cm}^2$$

Cuantía y acero de diseño

$$0.59w^2 - w + Mu/\phi * f'c * b * d^2$$

$$W1 = 1.62043$$

$$W2 = 0.0744$$

$$Pd = w1 * \sqrt{f'c / F'y}$$

$$Pd = 0.00372$$

$$Asd = \rho_d * b * d$$

$$Asd = 14.97 \text{ cm}^2$$

Interacción

$$As = Mu / \phi * f'y * 0.9 * d$$

$$As = 15.906 \text{ cm}$$

$$a = (As * f'y) / (0.85) * f'c * b$$

$$As = Mu / \phi * f'y * (d - a/2)$$

1° Iter.	a=	3.742692	As=	15.014
----------	----	----------	-----	--------

2° Iter.	a=	3.532854	As=	14.973
----------	----	----------	-----	--------

3° Iter.	a=	3.523212	As=	14.9718
----------	----	----------	-----	---------

4° Iter.	a=	3.52277	Asd=	14.9717
----------	----	---------	------	---------

Verificación de área acero

$$Asd > Asmin$$

$$14.9717 > 9.71 \text{ CUMPLE}$$

Numero de varillas

$$N = Asd / As \emptyset$$

$$N = 7.564$$

Espaciamiento de varillas

$$S = A_s \phi / A_{sd}$$

$$S = 0.132$$

Acero en la base (Vertical)

$$7 \quad \varnothing 5/8" \quad @ \quad 0.13 \text{ m}$$

Refuerzo mínimo

$$t_1 = 0.0018 * b * d_1$$

$$t_2 = 0.0018 * b * d_2$$

$$A_{sr}(\text{min}) = 0.0018 * b * (\text{corona} * 100 - 4 - b/2)$$

$$A_{sr}(\text{min}) = 4.5371 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr}(\text{min}) = 0.0018 * b * d$$

$$A_{sr}(\text{min}) = 7.2371 \text{ cm}^2$$

Altura de corte $M_{\text{max}}/2$:

$$M_{\text{max}}/2 = 1.6 * K_a * \gamma * ((h_p - h_c)^3 / 6)$$

$$h_c = -0.45$$

$$L_c = h_c + d$$

$$L_c = 0.60 \text{ m}$$

Refuerzo horizontal

$$A_{st} = P_t * b_t$$

$$P_t = \begin{cases} 0.0020 & \varnothing \leq 5/8" \text{ y } f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.0025 & \text{Otros casos zonas de alto R. S} \end{cases}$$

Si $t_2 \geq 25 \text{ cm}$: usar 2 capas

Arriba:

$A_{st} = 6.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{st} = P_t * b * t_1$

$2/3 A_{st} = 4.00 \text{ cm}^2 \implies \text{Ø } 3/8" \text{ @ } 0.18 \text{ m}$

$1/3 A_{st} = 2.00 \text{ cm}^2 \implies \text{Ø } 3/8" \text{ @ } 0.36 \text{ m}$

$S_{\text{máx}} = 0.45 \text{ m}$

Intermedio

$A_{st} = P_t * b * (t_1 + t_2) / 2$

$A_{st} = 7.50 \text{ cm}^2/\text{m}$

$2/3 A_{st} = 5.00 \text{ cm}^2 \implies \text{Ø } 3/8" \text{ @ } 0.14 \text{ m}$

$1/3 A_{st} = 2.50 \text{ cm}^2 \implies \text{Ø } 3/8" \text{ @ } 0.29 \text{ m}$

Abajo

$A_{st} = P_t * b * t_2$

$A_{st} = 9.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

$2/3 A_{st} = 6.00 \text{ cm}^2 \implies \text{Ø } 1/2" \text{ @ } 0.21 \text{ m}$

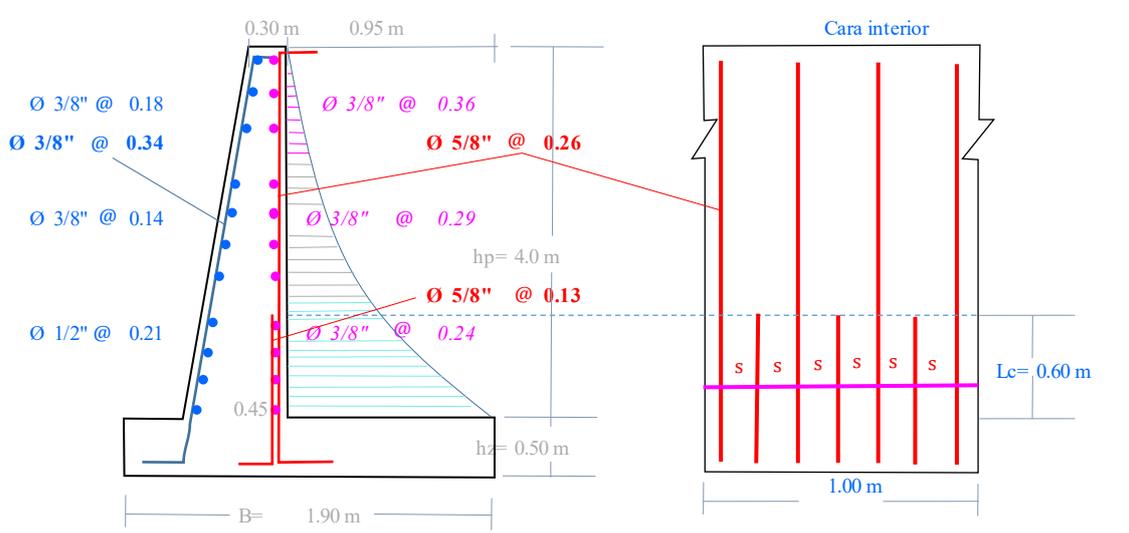
$1/3 A_{st} = 3.00 \text{ cm}^2 \implies \text{Ø } 3/8" \text{ @ } 0.23 \text{ m}$

Armadura de montaje

$S = 36 * \text{Ø } 34.29 \text{ cm}^2 \implies \text{Ø } 3/8" \text{ @ } 0.34 \text{ m}$

Figura 28

Armadura y montaje del muro



Fuente: *Elaboración propia, 2024*

DISEÑO DE LA ZAPATA

Cálculo de la carga por metro de ancho

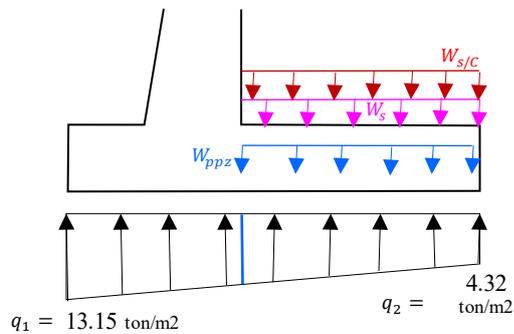
$$W_s = \gamma_s * h_p * b \quad W_s = \quad 6.28 \quad \text{ton/m}$$

$$W_{ppz} = \gamma_c * h_z * b \quad W_{ppz} = \quad 1.20 \quad \text{ton/m}$$

$$W_{s/c} = s/c * b \quad W_{s/c} = \quad 5.00 \quad \text{ton/m}$$

Figura 29

Representación de los esfuerzos de las zapatas



Datos para cálculo de zapata

$f_c =$	210	kg/cm ²
$\Phi =$	0.9	
$\beta =$	0.85	
Acero:	$\varnothing 5/8"$	
$A_s \varnothing =$	1.979	cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²
$b =$	100	cm
$h_z =$	50.00	cm
$d =$	41.71	cm
$D_b \varnothing =$	1.5875	cm

Zapata interior (punta)

$$W_u(\max) = q_1 * 1.7 - W_{ppz} * 0.9$$

$$W_u(\max) = 21.27 \text{ ton/m}$$

$$M_u = W_u(\max) * (B_2)^2 / 2$$

$$M_u = 2.6589$$

Acero de diseño

Usando la formula:

$$0.59w^2 - w + M_u / \phi * f'c * b * d^2$$

$$w_1 = 1.6867$$

$$w_2 = 0.008127$$

$$P_d = w_1 * (F'c / F'y)$$

$$P_d = 0.000406$$

Área de acero mínimo

$$A_{sd} = \rho_d * b * d$$

$$A_{sd} = 1.695 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\min) = 0.0018 * b * d$$

$$A_s(\min) = 7.507 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing 5/8" \quad @ \quad 0.24 \text{ m}$$

Zapata posterior (talon)

$$q'_B = (q_1 - q_2) * (B_1 - t_2) / B_1 + B_2$$

$$q'_B = 4.413 \text{ ton/m}$$

$$q_B = q_2 + q'_B$$

$$q_B = 8.73 \text{ ton/m}$$

Carga última

$$W_u = (W_s + W_{ppz}) * 1.4 + W_s/c * 1.7$$

$$W_u = 18.972 \text{ ton/m}$$

Momento último

$$M_u = (M_u - 1.4 * q_2) * (B_1 - t_2)^2 / 2 - 1.4 * q'_B * (B_1 - t_2)^2 / 6$$

$$M_u = 4.9016 \text{ ton-m}$$

Acero de diseño

Usando la fórmula:

$$0.59w^2 - w + M_u / \phi * f'_c * b * d^2$$

$$w_1 = 1.6798$$

$$w_2 = 0.015044$$

$$P_d = w_1 * (F'_c / F'_y)$$

$$P_d = 0.000752$$

Área de acero mínimo

$$A_{sd} = \rho_d * b * d$$

$$A_{sd} = 3.137 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(\min)} = 0.0018 * b * d$$

$$A_{s(\min)} = 7.5071 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing 5/8" \quad @ \quad 0.26 \text{ m}$$

VERIFICACIÓN POR CORTE

$$q'd = (q_1 - q_2) * (B_1 - t_2 - d) / B_1 + B_2 \quad q'd = 2.47 \text{ ton/m}$$

$$V_{ud} = (W_u - 1.4q_2) (B_1 - t_2 - d) - (q'd * (B_1 - t_2 - d) / 2) \quad V_{ud} = 6.22 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.53 \phi (\sqrt{f_c}) * b * d \quad \phi V_c = 27.22 \text{ ton}$$

Verificación de la cortante

$$V_{ud} < \phi V_c$$

$$6.22 \text{ ton} < 27.22 \text{ ton (CONFORME)}$$

Refuerzo transversal

a) Acero de temperatura: $0.0018 * b * t$

$$A_S (\text{temp}) = 9.00 \text{ m}^2$$

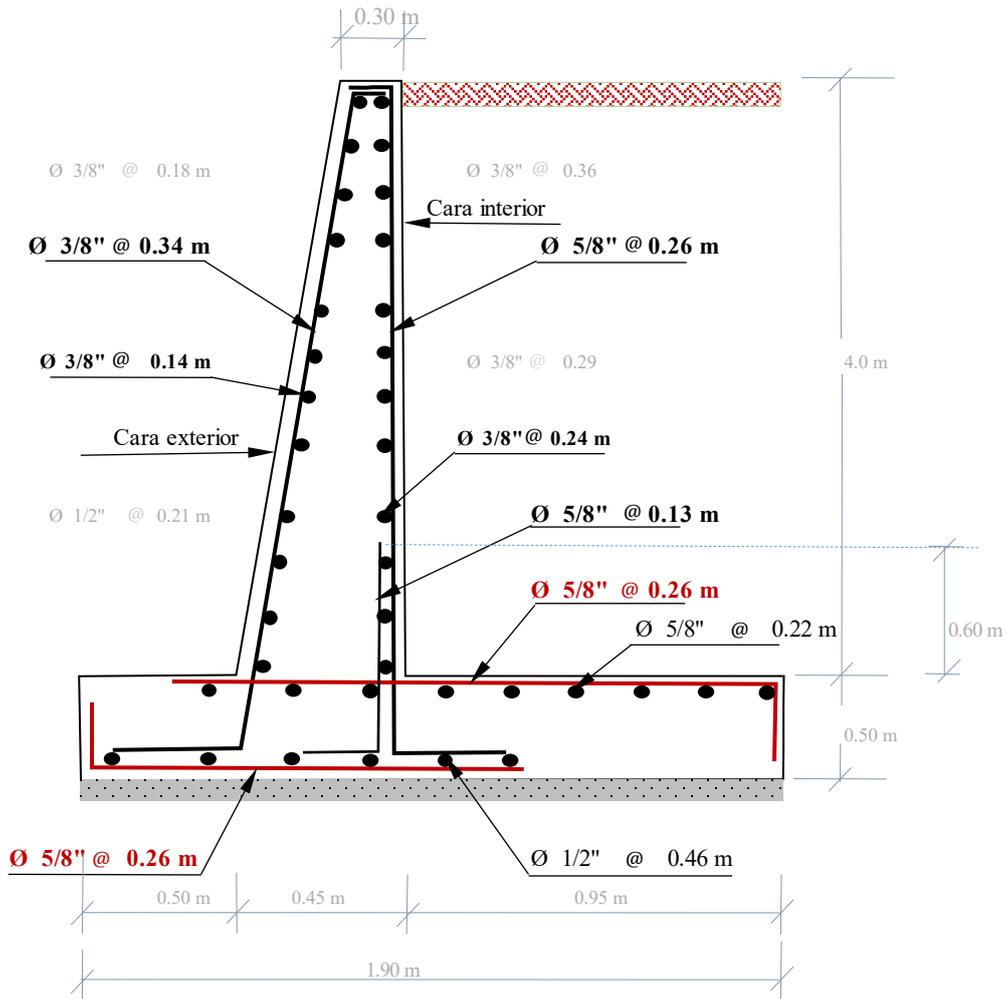
$$\phi 5/8" \quad @ \quad 0.22 \text{ m}$$

b) Acero de montaje: $36 * \phi$

$$A_S (\text{mont}) = 45.72 \text{ cm}^2$$

$$\phi 5/8" \quad @ \quad 0.46 \text{ m}$$

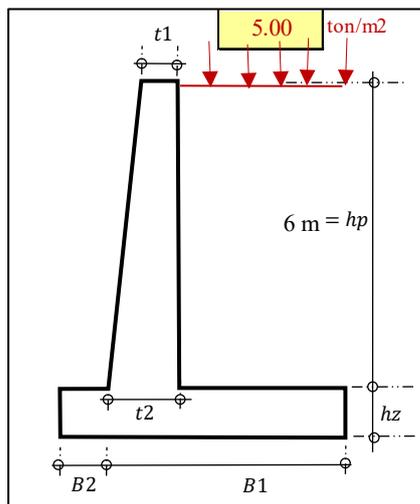
Detalle final del muro



4.1.3.1.2 Para altura h=6m

Resistencia de Concreto	$f_c =$	210 kg/cm ²
Fluencia de acero	$f_y =$	4200 kg/cm ²
Peso específico del suelo de relleno	$\gamma_s =$	1.57 ton/m ³
Peso específico del concreto	$\gamma_c =$	2.4 ton/m ³
Ángulo de fricción interna de suelo	$\Phi_s =$	33.0 °
Capacidad portante del suelo	$\sigma_t =$	3.0 kg/cm ²
TERRENO_ARENOSO	Densa	
Altura del muro	$h_p =$	6.0 m
Factor de seguridad por deslizamiento	FSD:	1.5
Factor de seguridad por volteo	FSV:	1.75

Geometría del muro



Fuente: *Elaboración propia, 2024*

CÁLCULO DEL SISTEMA DE MURO DE CONTENCIÓN

Coefficiente de fricción para deslizamiento

$$\mu = tg\Phi$$

Para el cálculo estabilidad contra deslizamiento

$$tg\Phi \leq 0.60$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ + \Phi/2)$$

Condiciones

$$\mu = tg\Phi \quad tg\Phi = 0.6494$$

$$tg\Phi \leq 0.60 \quad \mu = 0.60$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ + \Phi/2) \quad k_a = 0.2948$$

Dimensionamiento de la pantalla

$$\text{Ancho de corona} \quad t_1 = 0.30 \quad \text{m}$$

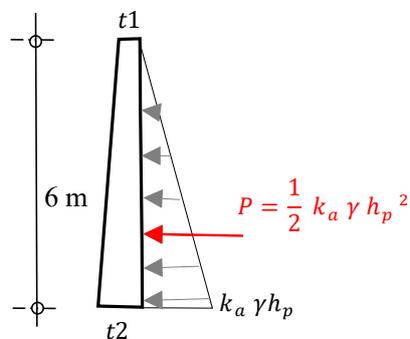
$$P = 1/2(K_a)(\gamma)(h_p)^2 \quad P = 8.33 \quad \text{ton}$$

$$P_s/c = (K_a)(h_p)(s/c) \quad P_s/c = 8.84 \quad \text{ton}$$

$$M = p(h_p/3) + P_s/c(h_p/3) \quad M = 34.35 \quad \text{ton-m}$$

$$M_u = 1.7M \quad M_u = 58.39 \quad \text{ton-m}$$

Geometría de la pantalla del muro



Fuente: *Elaboración propia, 2024*

Dimensionamiento de t2

Ecuación 58

Fórmula de momento último

$$M_u = \Phi b d^2 f_c w (1 - 0.59w) \dots\dots\dots (50)$$

De la ecuación (50), empleamos los siguientes datos.

$$f_c = 210 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\Phi = 0.9$$

$$b = 100 \quad \text{cm}$$

$$\rho = 0.004$$

Ecuación 59

Cuantía mecánica

$$W = \rho * F' y / F' c$$

$$W = 0.08$$

Ecuación 60

Peralte efectivo

$$d = (M_u / \Phi b f_c w (1 - 0.59w))^{1/2}$$

$$d = 63.66$$

Ecuación 61

Espesor de la garganta del muro con diámetro de 5/8" de varilla

$$t_2 = d + r + \Phi_{(\text{acero})} / 2$$

$$t_2 = 68.46$$

Peralte efectivo de la garganta de muro $t_2 = 70 \text{ cm}$

Peralte efectivo modificado $d = 65.206 \text{ cm}$

CÁLCULO DEL SISTEMA DE MURO DE CONTENCIÓN

Ecuación 62

Fuerza cortante última

$$V_{du} = 17V_d = 1.7 (1/2) (\gamma_s) (K_a)(h_p - d)^2$$

$$V_{du} = 11.25 \text{ ton}$$

Ecuación 63

Resistencia del concreto al corte

$$\Phi V_c = \Phi 0.53(\sqrt{f'_c}) c * d$$

$$\Phi V_c = 42.56 \text{ ton}$$

Por lo tanto, se cumple que:

$$V_{du} < \Phi V_c$$

$$11.25 \text{ ton} < 42.56 \text{ ton} \dots\dots\dots (\text{conforme})$$

PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Ecuación 64

Altura de la zapata

$$h_z = t_2 + r$$

$$h_z = 75 \text{ cm}$$

Ecuación 65

Altura total del muro

$$h = h_p + h_z$$

$$h = 6.75 \text{ m}$$

Dimensionamiento por estabilidad al deslizamiento

$$B_1/h \geq FDS (K_a \gamma_s) / (2\mu \gamma_m)$$

Se asumió un valor γ_m de 2 ton/m³

$$B1 \geq 1.95$$

$$B1 = 1.95 + (t_2 - t_1) / 2$$

Por lo tanto, el ancho del talón definido es: $B1 = 1.40$ m

Dimensionamiento por estabilidad de volteo

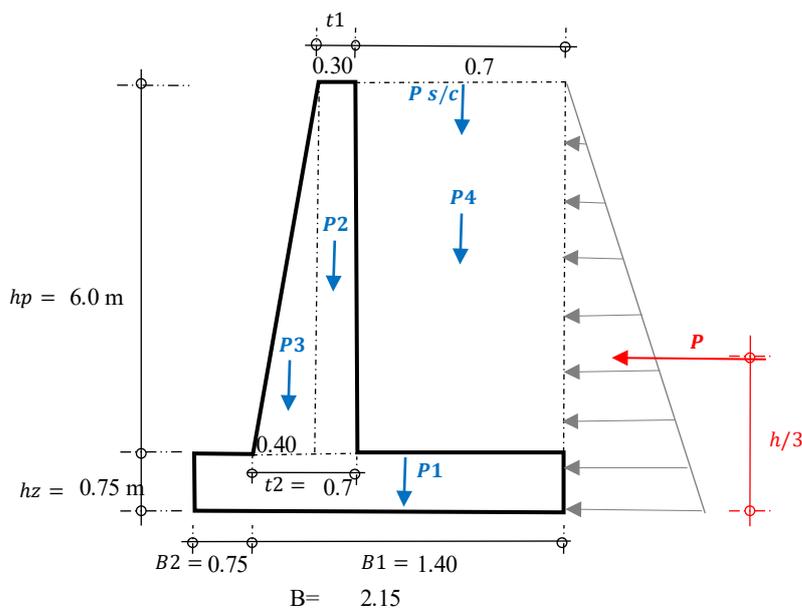
$$B2/h \geq (\mu/3) * (FSV/FDS) - B1/2h$$

$$B2 \geq 0.88$$

$$B2 = 0.75$$
 m

Figura 30

Dimensionamiento total del muro de contención



Fuente: *Elaboración propia, 2024*

VERIFICACIÓN POR ESTABILIDAD

Tabla 31

Cálculo de momentos

pi	Pesos P (ton)					Brazo de giro X (m)	P*X (T-m)
P1	0.75 m	2.15	1	2.4	= 3.87	1.075	4.160
P2	0.30	6.0	1	2.4	= 4.32	1.300	5.616
P3	0.40	6.0	1	2.4	= 2.88	1.017	2.928
P4	0.7	6.0	1	1.57	= 6.59	1.800	11.869
Ps/c		0.7	1	5.00	= 3.50	1.800	6.300
TOTAL:			N =	21.16		M =	30.873

Fuente: *Elaboración propia, 2024*

Cálculo de fuerza pasiva

$$H_a = \left(\frac{1}{2}\right)(K_a)(\gamma)(h)^2$$

$$H_a = 10.54$$

Verificación por estabilidad al deslizamiento

$$FDS = H_r/H_a = \mu N/H_a$$

$$FDS = 2.052$$

VERIFICACIÓN POR ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

2.052 > 1.50 (Conforme)

Cálculo de momento de vuelco

$$M_a = H_a (h/3)$$

$$M_a = 23.72$$

Verificación por estabilidad al volteo

$$FSV = M_r/M_a$$

$$FSV = 3.341$$

VERIFICACIÓN POR ESTABILIDAD AL VOLTEO

3.341 > 1.75 (Conforme)

VERIFICACIÓN DE PRESIONES DEL TERRENO ($B/6 > e$)

$$X_o = (M_r - M_a) / P$$

$$X_o = 0.338$$

Cálculo de excentricidad

$$e = B/2 - X_o = 0.74 \text{ m}$$

$$B/6 = 0.358$$

VERIFICACIÓN DE EXCENTRICIDAD

$$B/6 > e$$

$$0.358 > 0.74 \text{ (No cumple)}$$

ESFUERZOS DEL TERRENO

$$q_1 = (P/B) (1 + 6e/B)$$

$$q_1 = 16.93 \text{ ton/m}^2$$

$$q_2 = (P/B) (1 - 6e/B)$$

$$q_2 = 8.29 \text{ ton/m}^2$$

VERIFICACIÓN POR CAPACIDAD DE CARGA

$$\sigma_t = 17 \text{ ton/m}^2 \text{ (capacidad portante)}$$

$$\sigma_t > q_1 = 17.2 \text{ ton/m}^2 > 16.93 \text{ ton/m}^2 \text{ (Conforme)}$$

$$\sigma_t > q_2 = 17.2 \text{ ton/m}^2 > 8.29 \text{ ton/m}^2 \text{ (Conforme)}$$

DISEÑO DE LA PANTALLA DEL MURO

Base del refuerzo vertical

$$\Phi = 0.9$$

$$\beta = 0.85$$

$$\text{Acero: } \varnothing 5/8''$$

$$M_u = 58.39 \text{ ton-m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s \varnothing = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$t_2 = 70 \text{ cm}$$

$$d = 65.21 \text{ cm}$$

$$d_b \varnothing = 1.59 \text{ cm}$$

Cuantía y acero mínimo

$$\rho_{\min} = 0.70 \cdot \sqrt{f'_c} / f'_y$$

$$\rho_{\min} = 0.002415$$

$$A_{\min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d$$

$$A_{\min} = 15.75 \text{ cm}^2$$

Cuantía y acero balanceado

$$P_b = \beta_1 \cdot 0.85 \cdot (f'_c / f'_y) \cdot (6000 / (6000 + f'_y))$$

$$P_b = 0.02125$$

$$A_{sb} = \rho_b \cdot b \cdot d$$

$$A_{sb} = 138.56 \text{ cm}^2$$

Cuantía y acero máximo

$$P_{\max} = 0.75 \cdot \rho_b$$

$$P_{\max} = 0.0159$$

$$A_{\max} = \rho_{\max} \cdot b \cdot d$$

$$A_{\max} = 103.92 \text{ cm}^2$$

Cuantía y acero de diseño

$$0.59w^2 - w + Mu/\phi * f'c * b * d^2$$

$$W1 = 1.6188$$

$$W2 = 0.0760$$

$$Pd = w1 * \sqrt{f'c / F'y}$$

$$Pd = 0.003874$$

$$Asd = \rho_d * b * d$$

$$Asd = 24.805 \text{ cm}^2$$

Interacción

$$As = Mu / \phi * f'y * 0.9 * d$$

$$As = 26.32 \text{ cm}$$

$$a = (As * f'y) / (0.85) * f'c * b$$

$$As = Mu / \phi * f'y * (d - a/2)$$

1° Iter.	a=	6.1939	As=	24.8731
2° Iter.	a=	5.8524	As=	24.8049
3° Iter.	a=	5.8364	As=	24.8017
4° Iter.	a=	5.8356	Asd=	24.8016

Verificación de área acero

$$Asd > Asmin$$

$$24.80 > 15.75 \text{ CUMPLE}$$

Número de varillas

$$N = Asd / As \emptyset$$

$$N = 12.53$$

Espaciamiento de varillas

$$S = A_s \phi / A_{sd}$$

$$S = 0.080 \text{ m}$$

Acero en la base (Vertical)

$$12 \quad \varnothing 5/8" \quad @ \quad 0.08 \text{ m}$$

Refuerzo mínimo

$$t_1: 0.0018 * b * d_1$$

$$t_2: 0.0018 * b * d_2$$

$$A_{sr}(\text{min}) = 0.0018 * b * (\text{corona} * 100 - 4 - b/2)$$

$$A_{sr}(\text{min}) = 4.5371 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sr}(\text{min}) = 0.0018 * b * d$$

$$A_{sr}(\text{min}) = 11.7371 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Altura de corte $M_{\text{max}}/2$:

$$M_{\text{max}}/2 = 1.6 * K_a * \gamma * ((h_p - h_c)^3 / 6)$$

$$h_c = -0.1846$$

$$L_c = h_c + d$$

$$L_c = 0.60 \text{ m}$$

Refuerzo horizontal

$$A_{st} = P_t * b_t$$

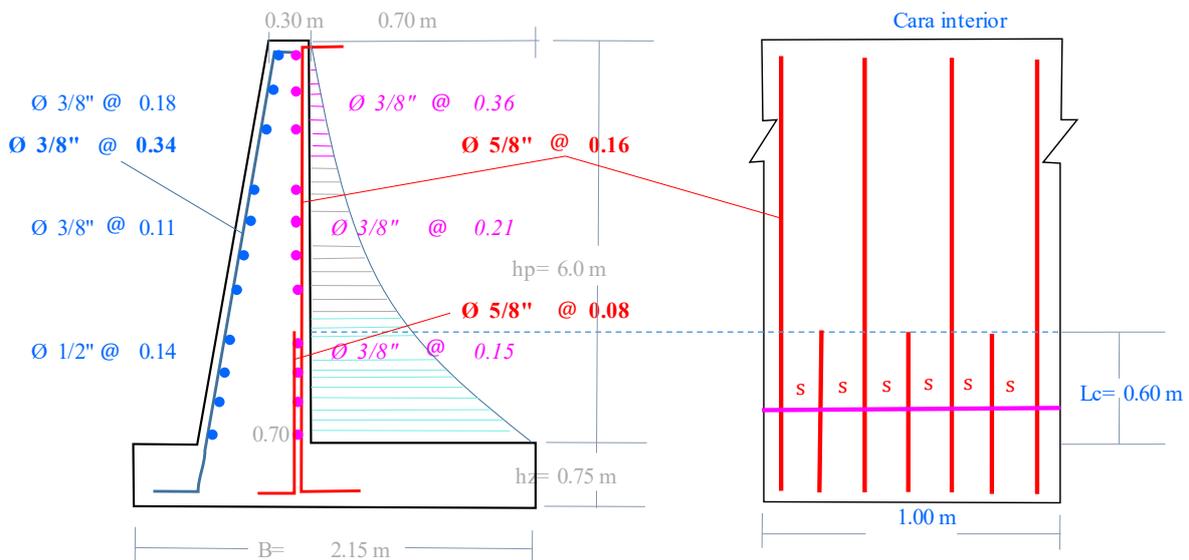
$$P_t = \begin{cases} 0.0020 & \varnothing \leq 5/8" \text{ y } f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.0025 & \text{Otros casos zonas de alto R. S} \end{cases}$$

Si $t_2 \geq 25 \text{ cm}$: usar 2 capas

Arriba:		$A_{st} = Pt \cdot b \cdot t_1$	$A_{st} =$	6.00 cm ² /m
	2/3 $A_{st} =$	4.00 cm ² \implies	\varnothing 3/8" @	0.18 m
	1/3 $A_{st} =$	2.00 cm ² \implies	\varnothing 3/8" @	0.36 m
			$S_{m\acute{a}x} =$	0.45 m
Intermedio		$A_{st} = Pt \cdot b \cdot (t_1 + t_2) / 2$	$A_{st} =$	10.00 cm ² /m
	2/3 $A_{st} =$	6.67 cm ² \implies	\varnothing 3/8" @	0.11 m
	1/3 $A_{st} =$	3.33 cm ² \implies	\varnothing 3/8" @	0.21 m
Abajo		$A_{st} = Pt \cdot b \cdot t_2$	$A_{st} =$	14.00 cm ² /m
	2/3 $A_{st} =$	9.33 cm ² \implies	\varnothing 1/2" @	0.14 m
	1/3 $A_{st} =$	4.67 cm ² \implies	\varnothing 3/8" @	0.15 m
Armadura de montaje		$S = 36 \cdot \varnothing$	34.29 cm ² \implies	\varnothing 3/8" @ 0.34 m

Figura 31

Armadura y montaje del muro



Fuente: *Elaboración propia, 2024*

DISEÑO DE LA ZAPATA

Cálculo de la carga por metro de ancho

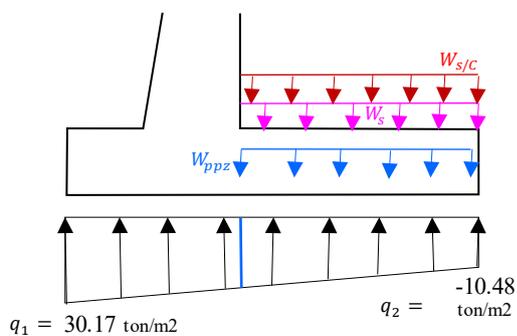
$$W_s = \gamma_s * h_p * b \quad W_s = 9.42 \quad \text{ton/m}$$

$$W_{ppz} = \gamma_c * h_z * b \quad W_{ppz} = 1.80 \quad \text{ton/m}$$

$$W_{s/c} = s/c * b \quad W_{s/c} = 5.00 \quad \text{ton/m}$$

Figura 32

Representación de los esfuerzos de las zapatas



Datos para cálculo de zapata

$f_c =$	210	kg/cm ²
$\Phi =$	0.9	
$\beta =$	0.85	
Acero:	$\varnothing 5/8"$	
$A_s \varnothing =$	1.979	cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²
$b =$	100	cm
$h_z =$	75.00	cm
$d =$	66.71	cm
$D_b \varnothing =$	1.5875	cm

Zapata interior (punta)

$$W_u(\max) = q_1 * 1.7 - W_{ppz} * 0.9$$

$$W_u(\max) = 49.67 \text{ ton/m}$$

$$M_u = W_u(\max) * (B_2)^2 / 2$$

$$M_u = 13.97$$

Acero de diseño

Usando la formula:

$$0.59w^2 - w + M_u / \phi * f'c * b * d^2$$

$$w_1 = 1.6781$$

$$w_2 = 0.0167$$

$$P_d = w_1 * (F'c / F'y)$$

$$P_d = 0.000839$$

Área de acero mínimo

$$A_{sd} = \rho_d * b * d$$

$$A_{sd} = 5.596 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\min) = 0.0018 * b * d$$

$$A_s(\min) = 12.00 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing 5/8" \quad @ \quad 0.16 \text{ m}$$

Zapata posterior (talon)

$$q'_B = (q_1 - q_2) * (B_1 - t_2) / B_1 + B_2$$

$$q'_B = 13.23 \text{ ton/m}$$

$$q_B = q_2 + q'_B$$

$$q_B = 2.75 \text{ ton/m}$$

Carga última

$$W_u = (W_s + W_{ppz}) * 1.4 + W_s/c * 1.7$$

$$W_u = 24.20 \text{ ton/m}$$

Momento último

$$M_u = (M_u - 1.4 * q_2) * (B_1 - t_2)^2 / 2 - 1.4 * q'_B * (B_1 - t_2)^2 / 6$$

$$M_u = 8.013 \text{ ton -m}$$

Acero de diseño

Usando la fórmula:

$$0.59w^2 - w + M_u / \phi * f'_c * b * d^2$$

$$w_1 = 1.6853$$

$$w_2 = 0.009583$$

$$P_d = w_1 * (F'_c / F'_y)$$

$$P_d = 0.000479$$

Área de acero mínimo

$$A_{sd} = \rho_d * b * d$$

$$A_{sd} = 3.196 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(\min)} = 0.0018 * b * d$$

$$A_{s(\min)} = 12.00 \text{ cm}^2$$

$$8 \quad \varnothing 5/8" \quad @ \quad 0.15 \text{ m}$$

VERIFICACIÓN POR CORTE

$$q'd = (q_1 - q_2) * (B_1 - t_2 - d) / B_1 + B_2 \quad q'd = 0.622 \text{ ton/m}$$

$$V_{ud} = (W_u - 1.4q_2) (B_1 - t_2 - d) - (q'd * (B_1 - t_2 - d) / 2) \quad V_{ud} = 1.270 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.53 \phi (\sqrt{f_c}) * b * d \quad \phi V_c = 43.54 \text{ ton}$$

Verificación de la cortante

$$V_{ud} < \phi V_c$$

$$1.270 \text{ ton} < 43.54 \text{ ton (CONFORME)}$$

Refuerzo transversal

c) Acero de temperatura: $0.0018 * b * t$

$$A_S (\text{temp}) = 13.50 \text{ m}^2$$

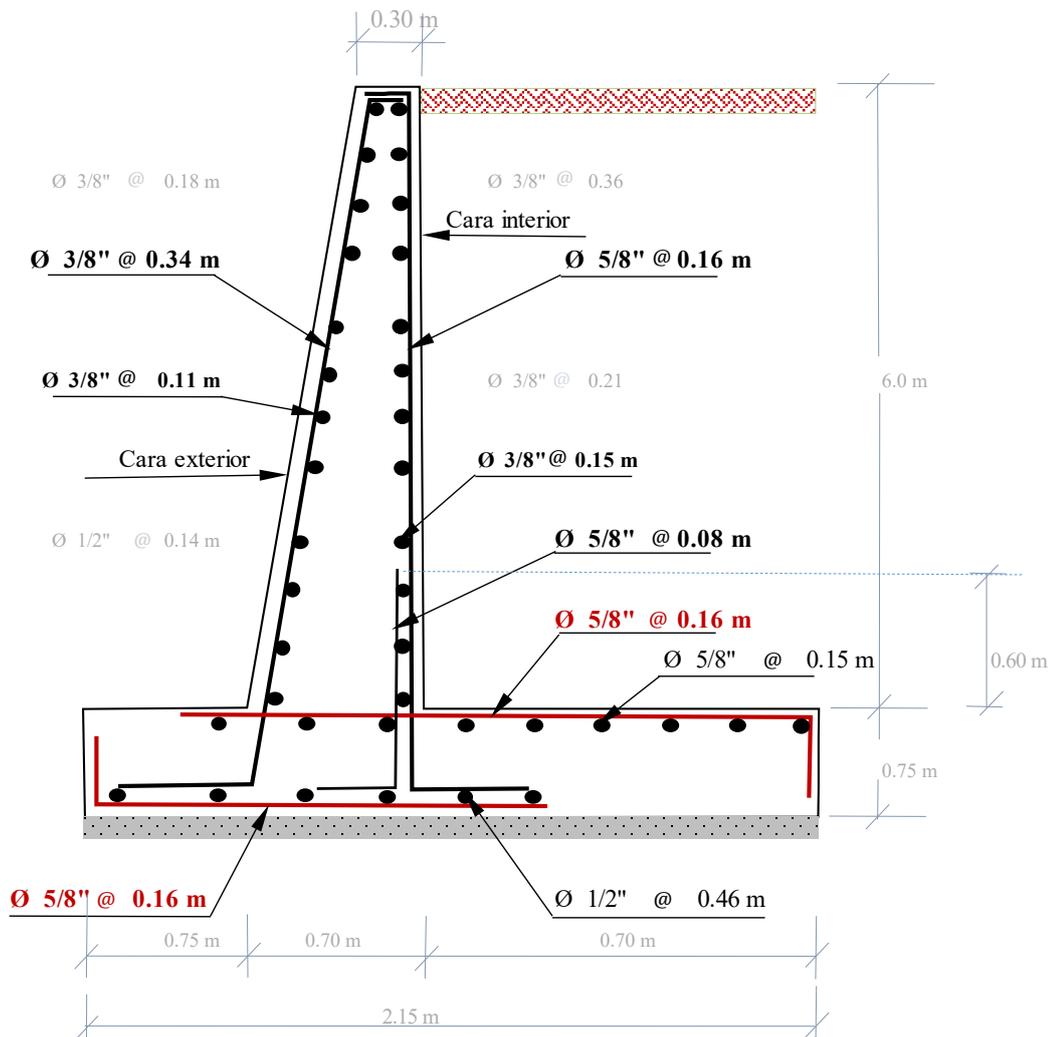
$$\phi 5/8" \quad @ \quad 0.15 \text{ m}$$

d) Acero de montaje: $36 * \phi$

$$A_S (\text{mont}) = 45.72 \text{ cm}$$

$$\phi 1/2" \quad @ \quad 0.46 \text{ m}$$

Detalle final del muro



4.1.3.2 Diseño de muro gavión

4.1.3.2.1 Para altura h=4m

Datos para el diseño

Peso del terreno: $\gamma_s = 1.57 \text{ tn/m}^3$

Peso de la piedra: $\gamma_r = 2.70 \text{ tn/m}^3$

Ángulo de fricción: $\phi = 33.00^\circ$

Ángulo que forma el relleno: $\beta = 10^\circ$

Capacidad portante: $\sigma = 1.33 \text{ kg/cm}^2$

Altura de muro = 4.00 m

Cálculo del empuje activo

Coefficiente de empuje activo:

$$K_a = \cos \beta * \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right)$$

$$K_a = 0.303$$

Cálculo del empuje activo:

$$E_A = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * H_T^2$$

$$E_A = 3.81 \text{ ton}$$

Altura de aplicación del empuje activo:

$$Y = \frac{H_T}{3} = 1.33 \text{ m}$$

Análisis de la estabilidad

Cálculo del peso total y momento resistente

FIG.	TIPO	ÁREA (m ²)	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	BRAZO X (m)	MOMENTO (tn-m)
I	Gavión	2.625	2.70 tn/m ³	7.09 tn/m	0.875	6.2016
II	Gavión	2.625	2.70 tn/m ³	7.09 tn/m	2.625	18.6047
III	Gavión	3.375	2.70 tn/m ³	9.11 tn/m	1.625	14.8078
IV	Gavión	1.750	2.70 tn/m ³	4.73 tn/m	1.875	8.8594
			Σ =	28.01 tn/m	Σ =	48.473

Fuente: Elaboracion propia

P= 28.01 ton

Mr= 48.5 tn-m

Cálculo de las fuerzas actuantes en el muro de contención

$$M_A = E_A * Y$$

MA= 5.089 ton-m

Verificación por deslizamiento

FSD = 1.50

$$\frac{f * P}{E_A} \geq FSD$$

$$f = \text{tg} \phi \leq 0.60$$

$$f = 0.450$$

FDS= 3.30 > 1.50 Conforme

Verificación por volteo

FSD = 2.00

$$\frac{M_r}{M_A} \geq FSV$$

FSV= 9.53 > 2.00 Conforme

Verificación de presiones sobre el terreno

Punto de aplicación de la fuerza resultante:

$$X_0 = \frac{M_r - M_A}{P} = 1.55 \text{ m}$$

Excentricidad de la fuerza resultante:

$$e = \frac{B}{2} - X_0 = 0.2012 \text{ m}$$

Se debe cumplir que:

$$e < \frac{B}{6} = 0.58 \text{ m}$$

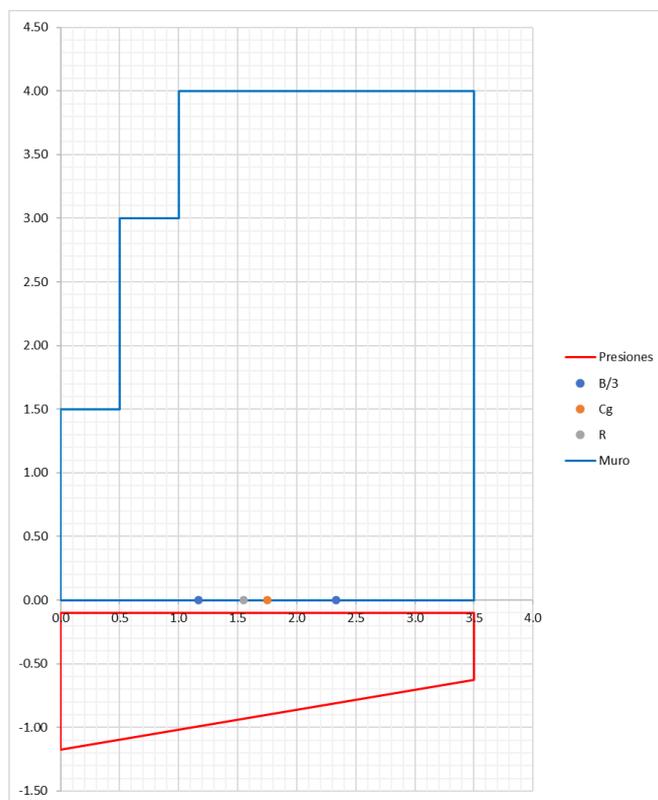
Verificamos las presiones de contacto entre el suelo y el muro

$$\sigma = \frac{P}{B} \left[1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right]$$

$$\sigma_1 = 1.08 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 1.33 \text{ kg/cm}^2 \text{ (conforme)}$$

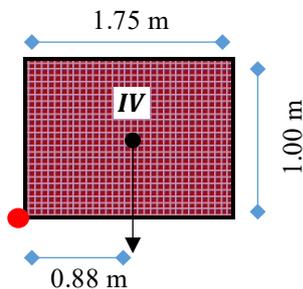
$$\sigma_2 = 0.52 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 1.33 \text{ kg/cm}^2 \text{ (conforme)}$$

Esquema de presiones



Verificación entre bloque y bloque

Primer bloque



Fuerzas estabilizantes

$$\text{Peso (IV)} = 1.75 \times 1.00 \times 2.70 = 4.73 \text{ tn}$$

$$\text{Momento (IV)} = 9.45 \text{ tn} \times 0.88 = 4.13 \text{ tn-m}$$

Fuerzas desestabilizantes

$$E_A = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * H_T^2$$

$$E_A = 0.24 \text{ tn}$$

$$M_A = E_A * Y$$

$$M_A = 0.079 \text{ tn-m}$$

Verificación por deslizamiento

$$FSD = 1.50$$

$$f = 0.50$$

$$\frac{f * P}{E_A} \geq FSD$$

$$FDS = 9.90 > 1.50 \text{ (conforme)}$$

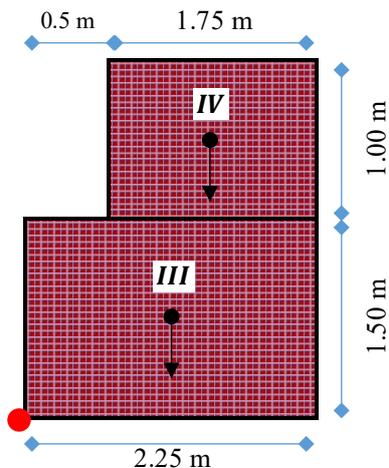
Verificación por volteo

$$FSV = 2.00$$

$$\frac{M_r}{M_A} \geq FSV$$

$$FSV = 52.00 > 2.00 \text{ (conforme)}$$

Segundo bloque



Calculo de pesos y momentos

$$\text{Peso (IV)} = 1.75 \times 1.00 \times 2.70 = 4.73 \text{ tn}$$

$$\text{Peso (II)} = 1.50 \times 2.25 \times 2.70 = \underline{9.11 \text{ tn}}$$

$$\mathbf{13.84 \text{ tn}}$$

$$\text{Momento (IV)} = 4.73 \text{ tn} \times 1.38 = 6.50 \text{ tn-m}$$

$$\text{Momento (III)} = 9.11 \text{ tn} \times 1.13 = \underline{10.25 \text{ tn-m}}$$

$$\mathbf{16.75 \text{ tn-m}}$$

Fuerzas estabilizantes

$$E_A = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_S * H_T^2 = 1.49 \text{ tn}$$

$$M_A = E_A * Y = 1.24 \text{ tn-m}$$

Verificación por deslizamiento:

$$FSD = 1.50$$

$$f = 0.50$$

$$\frac{f * P}{E_A} \geq FSD$$

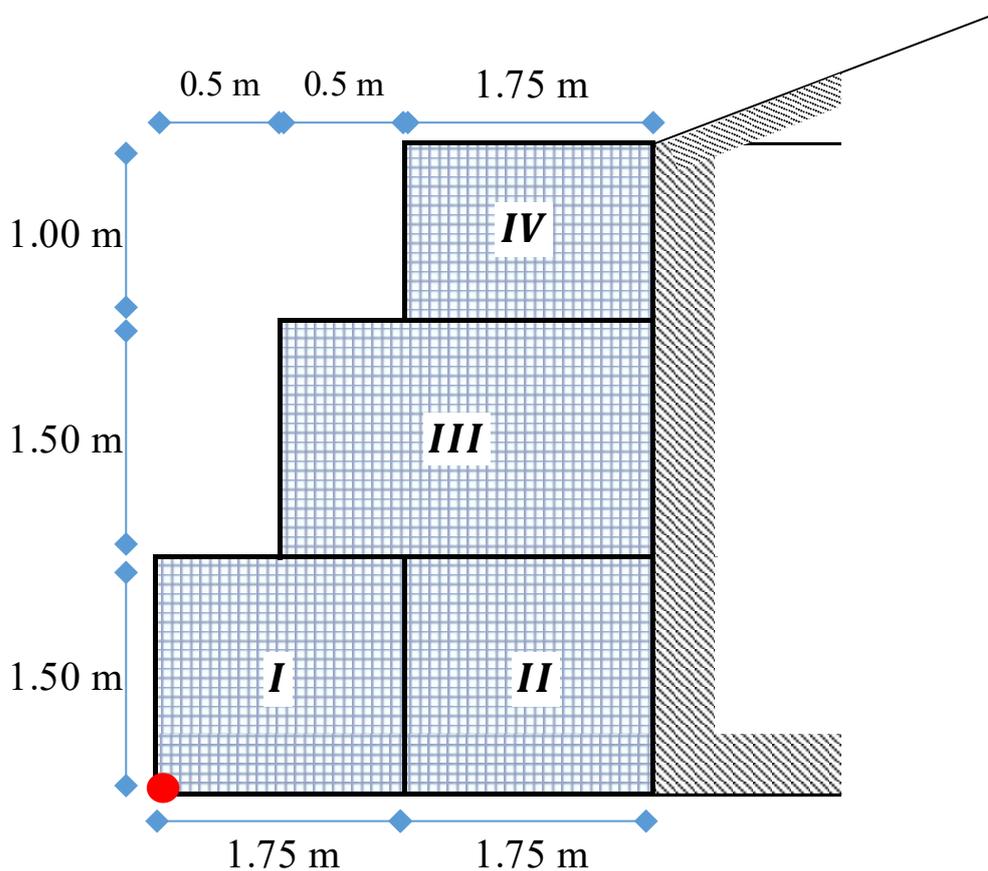
$$FDS = 4.64 > 1.50 \text{ (conforme)}$$

Verificación por volteo

FSV= 2.00

$$\frac{M_r}{M_A} \geq \text{FSV}$$

FSV= 13.48 > 2.00 (conforme)



4.1.3.2.2 Para altura h=6m

Datos para el diseño

Peso del terreno: $\gamma_s = 1.57 \text{ tn/m}^3$

Peso de la piedra: $\gamma_r = 2.70 \text{ tn/m}^3$

Ángulo de fricción: $\phi = 33.00^\circ$

Ángulo que forma el relleno: $\beta = 10^\circ$

Capacidad portante: $\sigma = 1.33 \text{ kg/cm}^2$

Altura de muro = 6.00 m

Cálculo del empuje activo

Coefficiente de empuje activo:

$$K_a = \cos \beta * \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right)$$

$$K_a = 0.303$$

Cálculo del empuje activo:

$$E_A = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * H_T^2$$

$$E_A = 8.58 \text{ ton}$$

Altura de aplicación del empuje activo:

$$Y = \frac{H_T}{3} = 2.00 \text{ m}$$

Análisis de la estabilidad

Cálculo del peso total y momento resistente

FIG.	TIPO	ÁREA (m ²)	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	BRAZO X (m)	MOMENTO (tn-m)
I	Gavión	3.500	2.70 tn/m ³	9.45 tn/m	0.875	8.2688
II	Gavión	3.500	2.70 tn/m ³	9.45 tn/m	2.625	24.8063
III	Gavión	4.500	2.70 tn/m ³	12.15 tn/m	1.625	19.7438
IV	Gavión	3.500	2.70 tn/m ³	9.45 tn/m	1.875	17.7188
			Σ =	40.50 tn/m	Σ =	70.538

Fuente: Elaboracion propia

P= 40.50 ton

Mr= 70.5 tn-m

Cálculo de las fuerzas actuantes en el muro de contención

$$M_A = E_A * Y$$

MA= 17.17 ton-m

Verificación por deslizamiento

FSD = 1.50

$$\frac{f * P}{E_A} \geq FSD$$

$$f = \text{tg} \phi \leq 0.60$$

$$f = 0.450$$

FDS= 2.12 > 1.50 Conforme

Verificación por volteo

FSD = 2.00

$$\frac{M_r}{M_A} \geq FSV$$

FSV= 4.11 > 2.00 Conforme

VERIFICACIÓN DE PRESIONES SOBRE EL TERRENO:

Punto de aplicación de la fuerza resultante:

$$X_0 = \frac{M_r - M_A}{P} = 1.32 \text{ m}$$

Excentricidad de la fuerza resultante:

$$e = \frac{B}{2} - X_0 = 0.4324 \text{ m}$$

Se debe cumplir que:

$$e < \frac{B}{6} = 0.58 \text{ m}$$

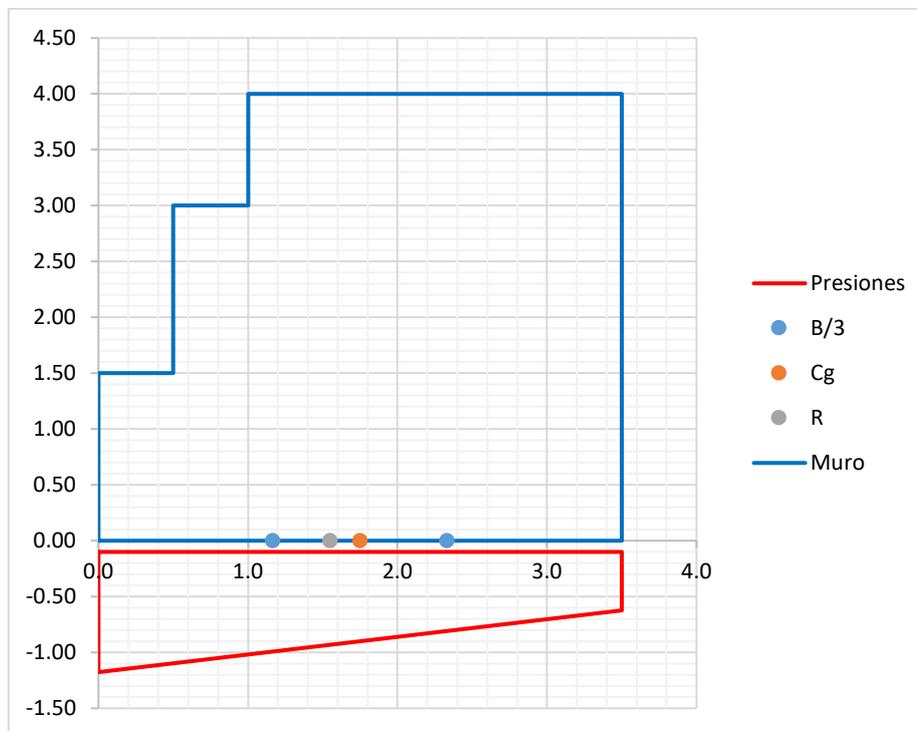
Verificamos las presiones de contacto entre el suelo y el muro

$$\sigma = \frac{P}{B} \left[1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right]$$

$$\sigma_1 = 2.01 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_s = 1.33 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Aumentar B)}$$

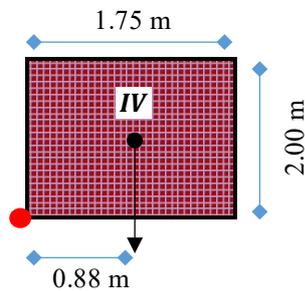
$$\sigma_2 = 0.30 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_s = 1.33 \text{ kg/cm}^2 \text{ (conforme)}$$

Esquema de presiones



Verificación entre bloque y bloque

Primer bloque



Fuerzas estabilizantes

$$\text{Peso (IV)} = 1.75 \times 2.00 \times 2.70 = 9.45 \text{ tn}$$

$$\text{Momento (IV)} = 9.45 \text{ tn} \times 0.88 = 8.27 \text{ tn-m}$$

Fuerzas desestabilizantes

$$E_A = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * H_T^2$$

$$E_A = 0.95 \text{ tn}$$

$$M_A = E_A * Y$$

$$M_A = 0.63 \text{ tn-m}$$

Verificación por deslizamiento

$$FSD = 1.50$$

$$f = 0.50$$

$$\frac{f * P}{E_A} \geq FSD$$

$$FDS = 4.95 > 1.50 \text{ (conforme)}$$

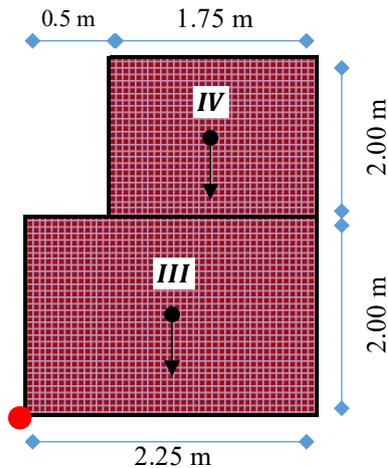
Verificación por volteo

$$FSV = 2.00$$

$$\frac{M_r}{M_A} \geq FSV$$

$$FSV = 13.00 > 2.00 \text{ (conforme)}$$

Segundo bloque



Calculo de pesos y momentos

$$\text{Peso (IV)} = 1.75 \times 2.00 \times 2.70 = 9.45 \text{ tn}$$

$$\text{Peso (II)} = 2.00 \times 2.25 \times 2.70 = \underline{12.15 \text{ tn}}$$

$$\mathbf{21.60 \text{ tn}}$$

$$\text{Momento (IV)} = 9.45 \text{ tn} \times 1.38 = 12.99 \text{ tn-m}$$

$$\text{Momento (III)} = 12.15 \text{ tn} \times 1.13 = \underline{13.67 \text{ tn-m}}$$

$$\mathbf{26.66 \text{ tn-m}}$$

Fuerzas estabilizantes

$$E_A = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_S * H_T^2 = 3.81 \text{ m}$$

$$M_A = E_A * Y = 5.08 \text{ tn-m}$$

Verificación por deslizamiento:

$$\text{FSD} = 1.50$$

$$f = 0.50$$

$$\frac{f * P}{E_A} \geq \text{FSD}$$

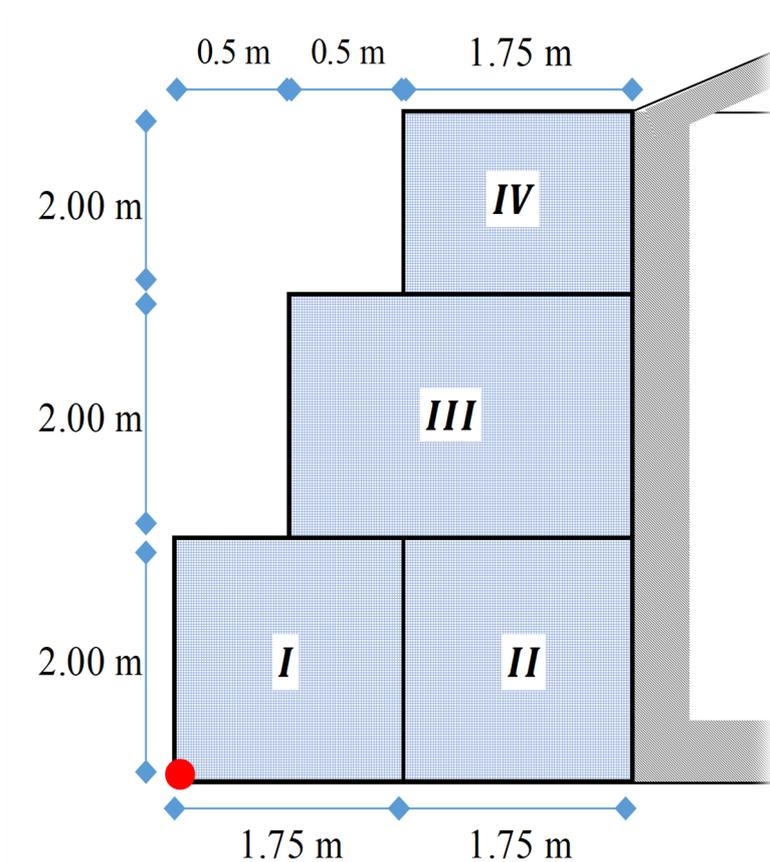
$$\text{FDS} = 2.83 > 1.50 \text{ (conforme)}$$

Verificación por volteo

FSV= 2.00

$$\frac{M_r}{M_A} \geq \text{FSV}$$

FSV= 5.24 > 2.00 (conforme)



4.1.3.3 Diseño de muro reforzado

4.1.3.3.1 Para altura h=4m

Datos del muro de tierra

$$\Phi=33^\circ$$

$$\gamma=15.7 \text{ KN/m}^3$$

$$C=0^\circ$$

$$H=4 \text{ m}$$

Cálculo de la presión activa Rankine

$$k_a = \cos\alpha \cdot \left(\frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\Phi'}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\Phi'}} \right)$$

$$k_a = 0.303$$

Cálculo de fuerza activa

$$\sigma_a = \frac{1}{2} K_a \gamma Z$$

$$\sigma_{a(1m)} = 4.76 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{a(2m)} = 9.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{a(3m)} = 14.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{a(4m)} = 19.03 \text{ KN/m}^2$$

Se utilizará una capa de 0.50 m a una profundidad de 4m para cálculo de separación vertical (σ_a): Para $Z=1.5m$, $Z=2.5m$ y $Z=3.5m$

$$\sigma_{a(1.5m)} = 7.14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{a(2.5m)} = 11.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{a(3.5m)} = 16.65 \text{ KN/m}^2$$

Valores asumidos para el cálculo de la geomalla

$$T_{ult} = 80 \text{ KN/m}$$

$$RF_{ic} = 1.2$$

$$RF_{cr} = 2.5$$

$$RF_{cbd} = 1.25$$

Cálculo de la resistencia permisible a la tensión del geotextil

$$T_{perm} = \frac{T_{ult}}{RF_{id} * RF_{cr} * RF_{cbd}}$$

$$T_{perm} = \frac{80 \text{ KN/m}}{1.2 * 2.5 * 1.25}$$

$$T_{perm} = 21.33 \text{ KN/m}^2$$

Cálculo de la separación vertical del factor Sv

$$S_v = \frac{T_{perm}}{(\gamma_1 z k_a) * (FS_{(B)})}$$

$$S_{v(1m)} = \frac{21.33 \text{ KN/m}}{5.82 * 1.5} = 2.44 \text{ m}$$

$$S_{v(2m)} = \frac{21.33 \text{ KN/m}}{11.64 * 1.5} = 1.22 \text{ m}$$

$$S_{v(3m)} = \frac{21.33 \text{ KN/m}}{17.46 * 1.5} = 0.81 \text{ m}$$

$$S_{v(4m)} = \frac{21.33 \text{ KN/m}}{23.28 * 1.5} = 0.61 \text{ m}$$

Se utilizará una capa de 0.50 m a una profundidad de 6m para cálculo de separación vertical (S_v): Para $Z=1.5m$, $Z=2.5m$ y $Z=3.5m$

$$S_{v(1.5m)} = 1.99 \text{ m}$$

$$S_{v(2.5m)} = 1.20 \text{ m}$$

$$S_{v(3.5m)} = 0.85 \text{ m}$$

Tabla 32

Resumen de cálculos para estabilización interna

Z	Y	Ka	σa	Sv	z	Sv	Numero de capas
1			4.76	2.99	1.00		
1.5			7.14	1.99	1.50	1	6
2			9.51	1.49	2.00	1	5
2.5	15.7	0.303	11.89	1.20	2.50	0.5	4
3			14.27	1.00	3.00	0.5	3
3.5			16.65	0.85	3.50	0.5	2
4			19.03	0.75	4.00	0.5	1

Fuente: Elaboración propia, 2024.

Tal como se muestra en el resumen de la tabla para el cálculo de separaciones de geotextil se emplearán 6 en total 4 capas a cada 0.5m y 2 capas a cada 1m.

Cálculo de Le

$$L_{e(\text{capa } 1)} = \frac{S_v * K_a * FS}{2 * \tan \phi'_F}$$

$$L_{e(\text{capa } 1,2,3 \text{ y } 4)} = 0.56$$

$$L_{e(\text{capa } 5 \text{ y } 6)} = 0.28$$

Cálculo de Lr

$$L_r = \frac{(H-z)}{\tan(45 + \frac{\phi'_1}{2})}$$

$$L_{r(\text{capa } 1)} = \frac{(4-4)}{\tan(45 + \frac{33}{2})} = 0.00$$

$$L_{r(\text{capa } 2)} = \frac{(4-3.5)}{\tan(45 + \frac{33}{2})} = 0.27$$

$$L_{r(\text{capa } 3)} = \frac{(4-3.0)}{\tan(45 + \frac{33}{2})} = 0.54$$

$$L_{r(\text{capa}4)} = \frac{(4-2.5)}{\tan(45 + \frac{33}{2})} = 0.81$$

$$L_{r(\text{capa}5)} = \frac{(4-2.0)}{\tan(45 + \frac{33}{2})} = 1.09$$

$$L_{r(\text{capa}6)} = \frac{(6-1.5)}{\tan(45 + \frac{33}{2})} = 1.36$$

Cálculo de Ll

$$Ll = \frac{S_v * \sigma'_a * (FS_{(P)})}{4 * \sigma'_o * \tan \phi'_F}$$

$$Ll_{(\text{capa } 1,2,3 \text{ y } 4)} = 0.14$$

$$Ll_{(\text{capa } 5 \text{ y } 6)} = 0.28$$

Cálculo de L

$$L = \frac{(H-z)}{\tan(45 + \frac{\phi'_1}{2})} + \frac{S_v * \sigma'_a * (FS_{(P)})}{4 * \sigma'_o * \tan \phi'_F}$$

$$L_{(\text{capa } 1)} = 0.28 \text{ m}$$

$$L_{(\text{capa } 2)} = 0.55 \text{ m}$$

$$L_{(\text{capa } 3)} = 0.82 \text{ m}$$

$$L_{(\text{capa } 4)} = 1.10 \text{ m}$$

$$L_{(\text{capa } 5)} = 1.65 \text{ m}$$

$$L_{(\text{capa } 6)} = 1.92 \text{ m}$$

Tabla 33

Longitud máxima del geotextil

Capas	Z	Le	Lr	Ll	L	Long a usar
6	1.5	0.56	1.36	0.28	1.92	4
5	2	0.56	1.09	0.28	1.65	4
4	2.5	0.28	0.81	0.14	1.10	4
3	3	0.28	0.54	0.14	0.82	2
2	3.5	0.28	0.27	0.14	0.55	2
1	4	0.28	0.00	0.14	0.28	2

Fuente: Elaboración propia, 2024.

Tal como se muestra en la tabla se utilizará una longitud de geomalla de 4m

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD

Verificación por vuelco

$$FS_{(vuelco)} = \frac{W1 * x1}{Pa * \frac{H}{3}}$$

$$W1 = 251.2 \text{ KN/m}^2$$

$$X1 = 4/2 = 2\text{m}$$

Cálculo de presión activa

$$Pa = \frac{1}{2} (H^2) * (\gamma) * (Ka)$$

$$Pa = 38.05 \text{ KN/m}^2$$

$$FS_{(vuelco)} = 9.90 > 3.00$$

Por lo tanto, se cumple con la condición de vuelco

Verificación por deslizamiento

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{W1 * \tan\left(\frac{2}{3} * \phi'_1\right)}{Pa}$$

$$FS_{(deslizamiento)} = 2.67 > 1.5$$

Por lo tanto, se cumple con la condición de deslizamiento

Verificación por capacidad de carga

$$q_u = c'2N_c + \frac{1}{2} * \gamma_2 * L_2 * N_y$$

Datos de cimentación

$\gamma =$	15.7	KN/m ²
$\phi' =$	33	°
$c' =$	0	
$L_2 =$	4	m

Factores de carga

$N_q =$	26.09	
$N_y =$	35.19	
$N_c =$	38.64	
$q_u =$	1104.90	KN/m

$$FS_{(capacidad\ de\ carga)} = 17.59 > 3.0$$

Por lo tanto se cumple con la condición de deslizamiento

4.1.3.3.2 Para altura h=6m

Datos del muro de tierra

$$\Phi=33^\circ$$

$$\gamma=15.7 \text{ KN/m}^3$$

$$C= 0^\circ$$

$$H= 6\text{m}$$

Cálculo de la presión activa Rankine

$$k_a = \cos\alpha * \left(\frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\Phi'}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\Phi'}} \right)$$

$$k_a = 0.303$$

Cálculo de fuerza activa

$$\sigma_a = \frac{1}{2} K_a \gamma Z$$

$$\sigma_{a(1m)} = 4.76 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{a(2m)} = 9.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{a(3m)} = 14.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{a(4m)} = 19.03 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{a(5m)} = 23.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{a(6m)} = 28.54 \text{ KN/m}^2$$

Se utilizará una capa de 0.50 m a una profundidad de 6m para cálculo de separación vertical (σ_a): Para $Z=1.5\text{m}$, $Z=2.5\text{m}$, $Z=3.5\text{m}$, $Z=4.5\text{m}$, $Z=5.5\text{m}$.

$$\sigma_{a(1.5m)} = 7.14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{a(2.5m)} = 11.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{a(3.5m)} = 16.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{a(4.5m)} = 21.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{a(5.5m)} = 26.16 \text{ KN/m}^2$$

Valores asumidos para el cálculo de la geomalla

$$T_{ult} = 80 \text{ KN/m}$$

$$RF_{ic} = 1.2$$

$$RF_{cr} = 2.5$$

$$RF_{cbd} = 1.25$$

Cálculo de la resistencia permisible a la tensión del geotextil

$$T_{perm} = \frac{T_{ult}}{RF_{id} * RF_{cr} * RF_{cbd}}$$

$$T_{perm} = \frac{80 \text{ KN/m}}{1.2 * 2.5 * 1.25}$$

$$T_{perm} = 21.33 \text{ KN/m}^2$$

Cálculo de la separación vertical del factor Sv

$$S_v = \frac{T_{perm}}{(\gamma_1 z k_a) * (FS_{(B)})}$$

$$S_{v(1m)} = \frac{21.33 \text{ KN/m}}{5.82 * 1.5} = 2.99 \text{ m}$$

$$S_{v(2m)} = \frac{21.33 \text{ KN/m}}{11.64 * 1.5} = 1.49 \text{ m}$$

$$S_{v(3m)} = \frac{21.33 \text{ KN/m}}{17.46 * 1.5} = 1.00 \text{ m}$$

$$S_{v(4m)} = \frac{21.33 \text{ KN/m}}{23.28 * 1.5} = 0.75 \text{ m}$$

$$S_{v(5m)} = \frac{21.33 \text{ KN/m}}{29.10 * 1.5} = 0.60 \text{ m}$$

$$S_{v(6m)} = \frac{21.33 \text{ KN/m}}{34.92 * 1.5} = 0.50 \text{ m}$$

Se utilizará una capa de 0.50 m a una profundidad de 6m para cálculo de separación vertical (S_v): Para $Z=1.5m$, $Z=2.5m$, $Z=3.5m$, $Z=4.5m$, $Z=5.5m$.

$$S_{v(1.5m)} = \frac{21.33 \text{ KN/m}}{8.73 * 1.5} = 1.99 \text{ m}$$

$$S_{v(2.5m)} = \frac{21.33 \text{ KN/m}}{14.55 * 1.5} = 1.20 \text{ m}$$

$$S_{v(3.5m)} = \frac{21.33 \text{ KN/m}}{20.37 * 1.5} = 0.85 \text{ m}$$

$$S_{v(4.5m)} = \frac{21.33 \text{ KN/m}}{26.19 * 1.5} = 0.66 \text{ m}$$

$$S_{v(5.5m)} = \frac{21.33 \text{ KN/m}}{34.92 * 1.5} = 0.54 \text{ m}$$

Tabla 34

Resumen de cálculos para estabilización interna

Z	Y	Ka	σ_a	Sv	z	Sv	Numero de capas
1			4.76	2.99	1.00		
1.5			7.14	1.99	1.50	1	10
2			9.51	1.49	2.00	1	9
2.5			11.89	1.20	2.50	0.5	8
3			14.27	1.00	3.00	0.5	7
3.5	15.7	0.303	16.65	0.85	3.50	0.5	6
4			19.03	0.75	4.00	0.5	5
4.5			21.41	0.66	4.50	0.5	4
5			23.79	0.60	5.00	0.5	3
5.5			26.16	0.54	5.50	0.5	2
6			28.54	0.50	6.00	0.5	1

Fuente: Elaboración propia, 2024.

Tal como se muestra en el resumen de la tabla para el cálculo de separaciones de geotextil se emplearán 10 en total 8 capas a cada 0.5m y 2 capas a cada 1m.

Cálculo de L_e

$$L_{e(\text{capa } 1)} = \frac{S_v * K_a * FS}{2 * \tan \phi'_F}$$

$$L_{e(\text{capa } 1,2,3,4,5,6,7 \text{ y } 8)} = 0.14$$

$$L_{e(\text{capa } 9 \text{ y } 10)} = 0.28$$

Cálculo de L_r

$$L_r = \frac{(H-z)}{\tan(45 + \frac{\phi_1}{2})}$$

$$L_{r(\text{capa1})} = \frac{(6.0-6.0)}{\tan(45 + \frac{33}{2})} = 0$$

$$L_{r(\text{capa2})} = \frac{(6.0-5.5)}{\tan(45 + \frac{33}{2})} = 0.27$$

$$L_{r(\text{capa3})} = \frac{(6.0-5.0)}{\tan(45 + \frac{33}{2})} = 0.54$$

$$L_{r(\text{capa4})} = \frac{(6.0-4.5)}{\tan(45 + \frac{33}{2})} = 0.81$$

$$L_{r(\text{capa5})} = \frac{(6.0-4.0)}{\tan(45 + \frac{33}{2})} = 1.09$$

$$L_{r(\text{capa6})} = \frac{(6.0-3.5)}{\tan(45 + \frac{33}{2})} = 1.36$$

$$L_{r(\text{capa7})} = \frac{(6.0-3.0)}{\tan(45 + \frac{33}{2})} = 1.63$$

$$L_{r(\text{capa8})} = \frac{(6.0-2.5)}{\tan(45 + \frac{33}{2})} = 1.90$$

$$L_{r(\text{capa9})} = \frac{(6.0-1.5)}{\tan(45 + \frac{33}{2})} = 2.17$$

$$L_{r(\text{capa9})} = \frac{(6-6)}{\tan(45 + \frac{31.5}{2})} = 2.44$$

Cálculo de Ll

$$Ll = \frac{S_v * \sigma'_a * (FS_{(P)})}{4 * \sigma'_o * \tan \phi'_F}$$

$$Ll_{(\text{capa } 1,2,3,4,5,6,7 \text{ y } 8)} = 0.14$$

$$Ll_{(\text{capa } 9 \text{ y } 10)} = 0.28$$

Cálculo de L

$$L = \frac{(H-z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} + \frac{S_v * \sigma'_a * (FS_{(P)})}{4 * \sigma'_o * \tan \phi'_F}$$

$$L_{(\text{capa } 1)} = 0.28 \text{ m}$$

$$L_{(\text{capa } 2)} = 0.55 \text{ m}$$

$$L_{(\text{capa } 3)} = 0.82 \text{ m}$$

$$L_{(\text{capa } 4)} = 1.10 \text{ m}$$

$$L_{(\text{capa } 5)} = 1.37 \text{ m}$$

$$L_{(\text{capa } 6)} = 1.64 \text{ m}$$

$$L_{(\text{capa } 7)} = 1.91 \text{ m}$$

$$L_{(\text{capa } 8)} = 2.18 \text{ m}$$

$$L_{(\text{capa } 9)} = 2.73 \text{ m}$$

$$L_{(\text{capa } 10)} = 3.01 \text{ m}$$

Tabla 35

Longitud máxima del geotextil

Capas	Z	Le	Lr	Ll	L	Long a usar
10	1.5	0.56	2.44	0.28	3.01	4
9	2	0.56	2.17	0.28	2.73	4
8	2.5	0.28	1.90	0.14	2.18	4
7	3	0.28	1.63	0.14	1.91	2
6	3.5	0.28	1.36	0.14	1.64	2
5	4	0.28	1.09	0.14	1.37	2
4	4.5	0.28	0.81	0.14	1.10	2
3	5	0.28	0.54	0.14	0.82	2
2	5.5	0.28	0.27	0.14	0.55	2
1	6	0.28	0	0.14	0.28	2

Fuente: Elaboración propia, 2024.

Tal como se muestra en la tabla se utilizará una longitud de geomalla de 4m

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD

Verificación por vuelco

$$FS_{(vuelco)} = \frac{W1 * x1}{Pa * \frac{H}{3}}$$

$$W1=376.8 \text{ KN/m}^2$$

$$X1=4/2=2\text{m}$$

Cálculo de presión activa

$$Pa = \frac{1}{2} (H^2) * (Y) * (Ka)$$

$$Pa = 85.62 \text{ KN/m}^2$$

$$FS (vuelco)= 4.40 > 3.00$$

Por lo tanto, se cumple con la condición de vuelco

Verificación por deslizamiento

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{W1 * \tan\left(\frac{2}{3} * \phi'_1\right)}{P_a}$$

$$FS_{(deslizamiento)} = 1.78 > 1.5$$

Por lo tanto, se cumple con la condición de deslizamiento

Verificación por capacidad de carga

$$q_u = c'2Nc + \frac{1}{2} * \gamma_2 * L_2 * N_y$$

Datos de cimentación

$\gamma =$	15.7	KN/m ²
$\phi' =$	33	°
$c' =$	0	
$L_2 =$	4	m

Factores de carga

$N_q =$	26.09	
$N_y =$	35.19	
$N_c =$	38.64	
$q_u =$	1104.90	KN/m

$$FS_{(capacidad\ de\ carga)} = 11.73 > 3.0$$

Por lo tanto, se cumple con la condición de capacidad de carga

4.1.3.4 Estabilidad de talud

4.1.3.4.1 Para altura h=4m

Datos para la estabilidad del talud

$$\Phi=33.0^\circ$$

$$\gamma=15.7 \text{ KN/m}^3$$

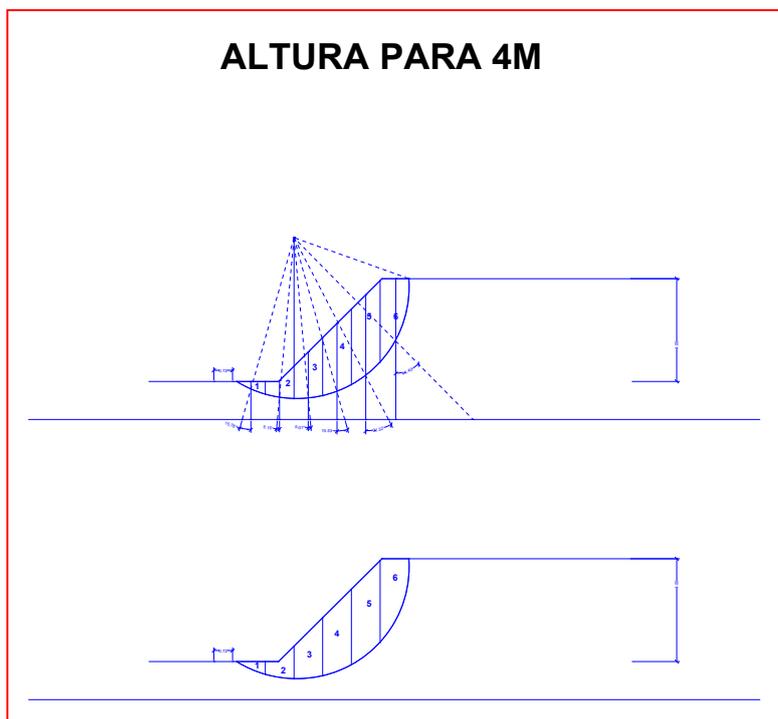
$$H= 4\text{m}$$

$$C= 0 \text{ KN/m}^2$$

Cálculo del factor de seguridad de acuerdo a las condiciones reales del terreno estudiado

Figura 33

Para el cálculo del número de dovelas y medición “ α ” para cada dovela



Fuente: *Elaboración propia, 2024*

Cálculo del peso de cada dovela de acuerdo a la relación de su área y el peso específico del suelo

$$W (\text{dovela n}^{\circ}1) = 0.31 \times 15.70 = 4.91 \text{ KN}$$

$$W (\text{dovela n}^{\circ}2) = 0.86 \times 15.70 = 13.49 \text{ KN}$$

$$W (\text{dovela n}^{\circ}3) = 1.99 \times 15.70 = 31.24 \text{ KN}$$

$$W (\text{dovela n}^{\circ}4) = 2.93 \times 15.70 = 46.00 \text{ KN}$$

$$W (\text{dovela n}^{\circ}5) = 3.46 \times 15.70 = 54.32 \text{ KN}$$

$$W (\text{dovela n}^{\circ}6) = 2.69 \times 15.70 = 42.15 \text{ KN}$$

Cálculo del ángulo alfa “ α ” respecto al punto de superficie de falla

$$W (\alpha \text{ n}^{\circ}1) = -15.78$$

$$W (\alpha \text{ n}^{\circ}2) = -5.15$$

$$W (\alpha \text{ n}^{\circ}3) = 5.07$$

$$W (\alpha \text{ n}^{\circ}4) = -15.53$$

$$W (\alpha \text{ n}^{\circ}5) = 27.32$$

$$W (\alpha \text{ n}^{\circ}6) = 44.40$$

Cálculo del arco formado por el factor vertical del ángulo “ α ” y la horizontal de cada dovela

$$\Delta l (\text{dovela n}^{\circ}1) = b_1 / \cos \alpha_1 = 1.22$$

$$\Delta l (\text{dovela n}^{\circ}2) = b_2 / \cos \alpha_2 = 1.126$$

$$\Delta l (\text{dovela n}^{\circ}3) = b_3 / \cos \alpha_3 = 1.118$$

$$\Delta l (\text{dovela n}^{\circ}4) = b_4 / \cos \alpha_4 = 1.192$$

$$\Delta l (\text{dovela n}^{\circ}5) = b_5 / \cos \alpha_5 = 1.417$$

$$\Delta l (\text{dovela n}^{\circ}6) = b_6 / \cos \alpha_6 = 3.55$$

Cálculo del coseno y seno del ángulo “ α ” asociado a cada dovela

$$\text{Sen } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 1) = -0.272$$

$$\text{Cos } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 1) = 0.962$$

$$\text{Sen } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 2) = -0.090$$

$$\text{Cos } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 2) = 0.996$$

$$\text{Sen } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 3) = -0.088$$

$$\text{Cos } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 3) = 0.996$$

$$\text{Sen } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 4) = -0.268$$

$$\text{Cos } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 4) = 0.963$$

$$\text{Sen } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 5) = -0.459$$

$$\text{Cos } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 5) = 0.888$$

$$\text{Sen } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 6) = -0.700$$

$$\text{Cos } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 6) = 0.714$$

Hallando $W_u(\text{Sen}\alpha)$ (KN/m²)

$$W_u(\text{Sen}\alpha) \text{ (n}^\circ 1) = -1.34$$

$$W_u(\text{Sen}\alpha) \text{ (n}^\circ 2) = -1.21$$

$$W_u(\text{Sen}\alpha) \text{ (n}^\circ 3) = 2.76$$

$$W_u(\text{Sen}\alpha) \text{ (n}^\circ 4) = 12.32$$

$$W_u(\text{Sen}\alpha) \text{ (n}^\circ 5) = 24.93$$

$$W_u(\text{Sen}\alpha) \text{ (n}^\circ 6) = 29.49$$

Hallando $W_u(\text{Cos}\alpha)$ (KN/m²)

$$W_u(\text{Cos}\alpha) \text{ (n}^\circ 1) = 4.73$$

$$W_u(\text{Cos}\alpha) \text{ (n}^\circ 2) = 13.43$$

$$W_u(\text{Cos}\alpha) \text{ (n}^\circ 3) = 31.12$$

$$W_u(\text{Cos}\alpha) \text{ (n}^\circ 4) = 44.32$$

$$W_u(\text{Cos}\alpha) \text{ (n}^\circ 5) = 48.26$$

$$W_u(\text{Cos}\alpha) \text{ (n}^\circ 6) = 30.12$$

**Aplicando la metodología de Fellenius para el análisis de estabilidad para falla
circular - rotacional**

$$FS = M_R / M = \sum [c' \times \Delta l + (W \cos \alpha - u \times \Delta l \times \cos^2 \alpha) \tan \phi'] / \sum W \sin \alpha$$

$$FS = 1.67$$

El factor de seguridad obtenido fue mayor a 1.5, siendo de 1.67, $FS = 1.67 > 1.50$

por lo que cumple la condición de estabilidad.

4.1.3.4.2 Para altura $h=6\text{m}$

Datos para la estabilidad del talud

$$\Phi=33.0^\circ$$

$$\gamma=15.7 \text{ KN/m}^3$$

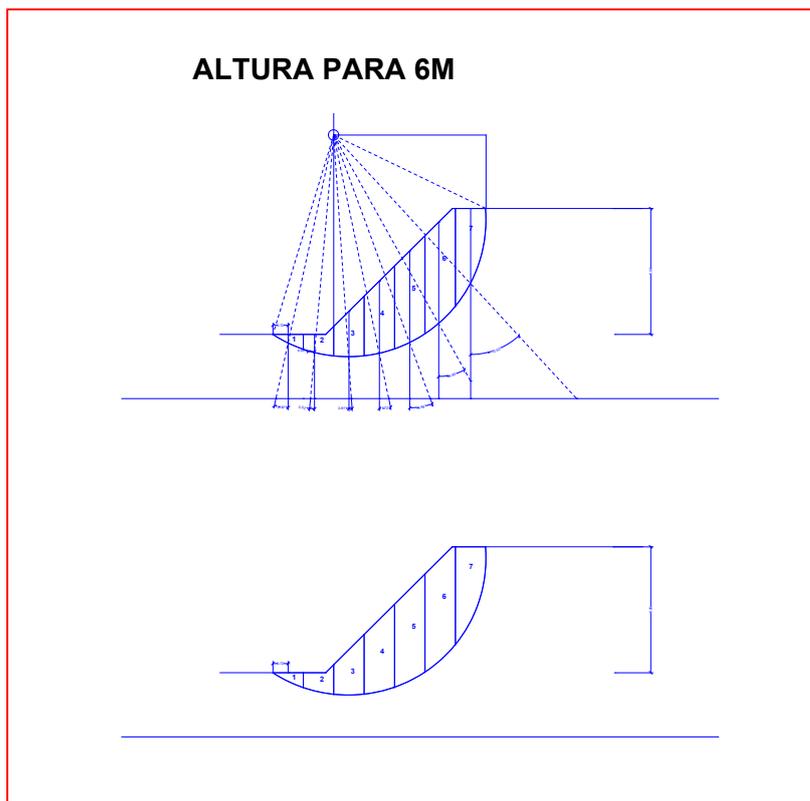
$$H= 6\text{m}$$

$$C= 0 \text{ KN/m}^2$$

Cálculo del factor de seguridad de acuerdo a las condiciones reales del terreno estudiado

Figura 34

Para el cálculo del número de dovelas y medición “ α ” para cada dovela



Fuente: *Elaboración propia, 2024*

Cálculo del peso de cada dovela de acuerdo a la relación de su área y el peso específico del suelo

$$W (\text{dovela n}^{\circ}1) = 0.56 \times 15.70 = 8.85 \text{ KN}$$

$$W (\text{dovela n}^{\circ}2) = 1.37 \times 15.70 = 21.49 \text{ KN}$$

$$W (\text{dovela n}^{\circ}3) = 3.10 \times 15.70 = 48.67 \text{ KN}$$

$$W (\text{dovela n}^{\circ}4) = 4.94 \times 15.70 = 77.56 \text{ KN}$$

$$W (\text{dovela n}^{\circ}5) = 6.27 \times 15.70 = 98.44 \text{ KN}$$

$$W (\text{dovela n}^{\circ}6) = 6.92 \times 15.70 = 108.64 \text{ KN}$$

$$W (\text{dovela n}^{\circ}7) = 4.96 \times 15.70 = 77.79 \text{ KN}$$

Cálculo del ángulo alfa “ α ” respecto al punto de superficie de falla

$$W (\alpha \text{ n}^{\circ}1) = -12.30$$

$$W (\alpha \text{ n}^{\circ}2) = -5.02$$

$$W (\alpha \text{ n}^{\circ}3) = -3.81$$

$$W (\alpha \text{ n}^{\circ}4) = 11.72$$

$$W (\alpha \text{ n}^{\circ}5) = 19.99$$

$$W (\alpha \text{ n}^{\circ}6) = 28.95$$

$$W (\alpha \text{ n}^{\circ}7) = 42.50$$

Cálculo del arco formado por el factor vertical del ángulo “ α ” y la horizontal de cada dovela

$$\Delta l (\text{dovela n}^{\circ}1) = b_1 / \cos \alpha_1 = 1.609$$

$$\Delta l (\text{dovela n}^{\circ}2) = b_2 / \cos \alpha_2 = 1.479$$

$$\Delta l (\text{dovela n}^{\circ}3) = b_3 / \cos \alpha_3 = 1.442$$

$$\Delta l (\text{dovela n}^{\circ}4) = b_4 / \cos \alpha_4 = 1.480$$

$$\Delta l (\text{dovela n}^{\circ}5) = b_5 / \cos \alpha_5 = 1.614$$

$$\Delta l \text{ (dovela n}^\circ 6) = b_6 / \cos \alpha_6 = 1.950$$

$$\Delta l \text{ (dovela n}^\circ 7) = b_7 / \cos \alpha_7 = 5.170$$

Cálculo del coseno y seno del ángulo “ α ” asociado a cada dovela

$$\text{Sen } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 1) = -0.213$$

$$\text{Cos } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 1) = 0.977$$

$$\text{Sen } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 2) = -0.088$$

$$\text{Cos } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 2) = 0.996$$

$$\text{Sen } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 3) = -0.066$$

$$\text{Cos } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 3) = 0.998$$

$$\text{Sen } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 4) = -0.203$$

$$\text{Cos } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 4) = 0.979$$

$$\text{Sen } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 5) = -0.342$$

$$\text{Cos } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 5) = 0.940$$

$$\text{Sen } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 6) = -0.484$$

$$\text{Cos } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 6) = 0.875$$

$$\text{Sen } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 7) = -0.676$$

$$\text{Cos } \alpha \text{ (dovela n}^\circ 7) = 0.737$$

Hallando Wu(Sen α) (KN/m²)

$$\text{Wu(Sen}\alpha) \text{ (n}^\circ 1) = -1.89$$

$$\text{Wu(Sen}\alpha) \text{ (n}^\circ 2) = -1.88$$

$$\text{Wu(Sen}\alpha) \text{ (n}^\circ 3) = -3.23$$

$$\text{Wu(Sen}\alpha) \text{ (n}^\circ 4) = 15.75$$

$$\text{Wu(Sen}\alpha) \text{ (n}^\circ 5) = 33.65$$

$$\text{Wu(Sen}\alpha) \text{ (n}^\circ 6) = 52.59$$

$$\text{Wu(Sen}\alpha) \text{ (n}^\circ 7) = 52.56$$

Hallando Wu(Cos α) (KN/m²)

$$\text{Wu(Cos}\alpha) \text{ (n}^\circ 1) = 8.65$$

$$\text{Wu(Cos}\alpha) \text{ (n}^\circ 2) = 21.41$$

$$\text{Wu(Cos}\alpha) \text{ (n}^\circ 3) = 48.56$$

$$\text{Wu(Cos}\alpha) \text{ (n}^\circ 4) = 75.94$$

$$Wu(\text{Cos}\alpha) (n^{\circ}5) = 92.51$$

$$Wu(\text{Cos}\alpha) (n^{\circ}6) = 95.07$$

$$Wu(\text{Cos}\alpha) (n^{\circ}7) = 57.36$$

**Aplicando la metodología de Fellenius para el análisis de estabilidad para falla
circular - rotacional**

$$FS = M_R / M = \sum [c' \times \Delta l + (W \cos \alpha - u \times \Delta l \times \cos^2 \alpha) \tan \phi'] / \sum W \sin \alpha$$

$$FS = 1.76$$

El factor de seguridad obtenido fue mayor a 1.5, siendo de 1.76, $FS = 1.76 > 1.50$

por lo que cumple la condición de estabilidad.

Tabla 36

Factores de seguridad de las propuestas de deslizamiento de tierra

Alturas	FS (Deslizamiento)	FS (vuelco)	FS (Presiones de carga)
Muro con voladizo			
Altura= 4 m	2.125 > 1.5	2.870 > 1.75	3.03 > 1.315 y 0.432
Altura= 6 m	2.052 > 1.5	3.341 > 1.75	3.03 > 1.690 y 0.829
Muro gavión			
Altura= 4 m	3.30 > 1.5	9.52 > 2.0	0.52 y 1.08 < 3.03
Altura= 6 m	2.12 > 1.5	4.11 > 2.0	0.30 y 2.01 < 3.03
Muro reforzada			
Altura= 4 m	2.67 > 1.5	9.90 > 3.0	17.59 > 3.0
Altura= 6 m	1.78 > 1.5	4.40 > 3.0	11.73 > 3.0
Estabilidad del talud			
Altura= 4 m	1.67 > 1.50	-	-
Altura= 6 m	1.76 > 1.50	-	-

Fuente: Elaboración propia, 2024.

Descripción: Tal como se observa en la Tabla 36, los factores de seguridad empleando los 3 métodos fueron satisfactorios cumpliendo con las condiciones de estabilidad.

4.1.4 Presupuesto de las propuestas para el deslizamiento de tierra

4.1.4.1 Presupuesto de muro gavión

Presupuesto: “Alternativa de solución al deslizamiento de tierra en la AV. Arequipa, AA.HH. la primavera alta, Chimbote 2022”

Subpresupuesto: Muro gavión

Tesistas: Bacilio Manrique, Johana Caroline y Benites Dámaso, Jheyson Ronald

Lugar: AA. HH La Unión en AV. Arequipa

Ítem	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
1	Trabajos preliminares				5613.0
1.01	Movilización y desmovilización de equipos y maquinarias	Glb	1	2500	2500.0
1.02	Limpieza y desbroce de terreno	ha	0.1	2850.25	285.0
1.03	Caseta de almacenamiento	Und	1	1515.5	1515.5
1.04	Trazo y replanteo	m2	350	3.75	1312.5
2	Movimiento de tierras		150		52697.0
2.01	Excavación de zanja para gaviones de protección	m3	180	18.75	3375.0
2.02	Excavación de zanja para colchón antisocavante	m3	350	21.5	7525.0
2.03	Relleno y compactación con material de préstamo	m2	380	95.9	36442.0
2.04	Nivelación y compactación de base de gaviones	m2	350	15.3	5355.0
3	Gaviones de protección				183212.3
3.01	Selección de piedra	m3	65	29.35	1907.8
3.02	Carguio y transporte de piedras para gaviones hasta obra	m3	650	49.1	31915.0
3.03	Suministro e instalación gavión colchón reno 5x2x30m	Und	30	1350.4	40512.0
3.04	Suministro e instalación gavión caja 5x1x1m	Und	50	1000.5	50025.0
3.05	Suministro e instalación gavión caja 5x1.5x1m	Und	5	1120.5	5602.5
3.06	Nivelación y tejido de cierre de gaviones	m	2500	20.3	50750.0
3.07	Suministro e instalación de geotextiles	m2	250	10	2500.0
4	Flete terrestre		1	3500	3500.0
4.01	Flete terrestre	Glb	1	3500	3500.0
	Costo directo (CD)				245022.3
	Gastos generales 10% (CD)				24502.2275
	Utilidad 10% (CD)				24502.2275
					=====
	Costo parcial (CP)				294026.7
	IGV 18 % (CP)				52924.8114
					=====
	Costo de ejecución de obra (CO)				346951.5
	Son: Trescientos cuarenta y seis mil novecientos cincuenta y uno con 50/100 soles				

4.1.4.2 Presupuesto de muro de contención

Presupuesto: “Alternativa de solución al deslizamiento de tierra en la AV. Arequipa, AA.HH. la primavera alta, Chimbote 2022”

Subpresupuesto: Muro de contención

Tesistas: Bacilio Manrique, Johana Caroline y Benites Dámaso, Jheyson Ronald

Lugar: AA. HH La Unión en AV. Arequipa

Ítem	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	Obras provisionales				2269487.3
01.01	Oficina, guardiana, servicios higiénicos y almacén de obra	m2	80	200.5	16040
01.02	Movilización y desmovilización de materiales, equipos y herramientas	Glb	1	1500	1500
01.03	Cartel de identificación de la obra 3.60 x 2.40 m	Und.	1	950.5	950.5
01.04	Cerco metálico con malla 2x2#10	Ml	350	95.25	33337.5
01.05	Limpieza permanente en obra y mantenimiento de tránsito vehicular y peatonal	Glb	1	10000	10000
02	Trabajos preliminares				14833.7
02.01	Trazo, nivelación y replanteo preliminar del terreno	m2	1570.55	2.25	3533.7
03	Seguridad y salud				5650.0
03.01	Elaboración, implementación y administración del plan de seguridad y salud en obra	Glb	1	850	850.0
03.02	Plan de contingencia	Glb	1	4800	4800.0
04	Movimiento de tierras (Reducción de pendientes con banquetas)		150		493612.8
04.01	Excavación con maquinaria y perfilado masivo del terreno natural	m3	1130.26	12.5	14128.3
04.02	Eliminación de material excedente hasta D<1km	m3	13566.41	9.23	125218.0
04.03	Transporte de relleno proveniente de cantera para D<1 km	m3	5010.23	35.74	179065.6
04.04	Compactación de relleno al 95% en capas de 20 cm	m3	6974.56	25.12	175200.9
05	Muros de contención				1755390.7
05.01	Movimiento de tierras				117880.3
05.02	Excavación con maquinaria y perfilado	m2	3500	13.22	46270.0
05.03	Trazo y replanteo de ejes y niveles de la base de zapata	m3	1050.75	30.12	31648.6
05.04	Eliminación de material excedente hasta (1km)	m2	4233.23	9.44	39961.7
06	Obras de concreto simple				50875.5
06.01	Solado Mezcla C:H 1:10 E=3"		1074.23	47.36	50875.5
07	Obras de concreto armado				1586634.9
07.01	Zapatas				437441.0
07.01.01	Concreto F'c= 210 kg/cm2	m3	810.32	450.22	364822.3
07.01.02	Acero corrugado	kg	5700.12	8.23	46912.0
07.01.03	Encofrado y desencofrado de zapatas	m2	400.23	64.23	25706.8
07.02	Pantalla de Muro				1149193.9
07.02.01	Concreto F'c= 210 kg/cm2	m3	800.23	422.36	337985.1
07.02.02	Acero corrugado	kg	59746.45	8.14	486336.1

07.02.03	Encofrado y desencofrado de la pantalla del muro caravista	m2	3341.28	97.23	324872.7
	Costo directo (CD)				2269487.3
	Gastos generales 10% (CD)				226948.726
	Utilidad 10% (CD)				226948.726
					=====
	Costo parcial (CP)				2723384.7
	IGV 18 % (CP)				490209.249
					=====
	Costo de ejecución de obra (CO)				3213594.0
Son: Tres mil doscientos trece mil quinientos noventa y cuatro con 00/100 soles					

4.1.4.3 Presupuesto de muro reforzado

Presupuesto: “Alternativa de solución al deslizamiento de tierra en la AV. Arequipa, AA.HH. la primavera alta, Chimbote 2022”

Subpresupuesto: Muro reforzado

Tesistas: Bacilio Manrique, Johana Caroline y Benites Dámaso, Jheyson Ronald

Lugar: AA. HH La Unión en AV. Arequipa

Ítem	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
1	Trabajos preliminares				5613.0
1.01	Movilización y desmovilización de equipos y maquinarias	Glb	1	2500	2500.0
1.02	Limpieza y desbroce de terreno	ha	0.1	2850.25	285.0
1.03	Caseta de almacenamiento	Und	1	1515.5	1515.5
1.04	Trazo y replanteo	m2	350	3.75	1312.5
2	Movimiento de tierras		150		180397.4
2.01	Excavación en terreno normal	m3	320.23	29.74	9523.6
2.02	Perfilado en terreno normal	m2	332.41	22.3	7412.7
2.03	Relleno con material propio seleccionado	m3	1700.23	87.41	148617.1
2.04	Relleno con material seleccionado	m3	211.36	36.41	7695.6
	Transporte de material excedente	m3	240.36	29.74	7148.3
3	Concreto simple				10653.0
3.01	Solados de concreto en zapatas F'c=210 kg/cm2	m2	300	35.51	10653.0
4	Concreto armado				257005.7
3.03	Concreto F'c= 210 kg/cm2 en zapata y muro	m3	160.41	580.66	93143.7
3.04	Encofrado y desencofrado con paneles	m2	731.36	96.99	70934.6
3.05	Acero corrugado F'y=4200 kg/cm2 grado 60	kg	10956.41	7.4	81077.4
3.06	Juntade construcción con wáter stop	m	150	32.3	4845.0
3.07	Drenaje con grava	m2	150	46.7	7005.0
4	Flete terrestre				7011.0
4.01	Flete terrestre	Glb	1	7011	7011.0
	Costo directo (CD)				460680.1
	Gastos generales 10% (CD)				46068.0148
	Utilidad 10% (CD)				46068.0148
					=====
	Costo parcial (CP)				552816.2
	IGV 18 % (CP)				99506.9119
					=====
	Costo de ejecución de obra (CO)				652323.1
	Son: Seiscientos cincuenta y dos mil trescientos veinte y tres con 10/100 soles				

Tabla 37

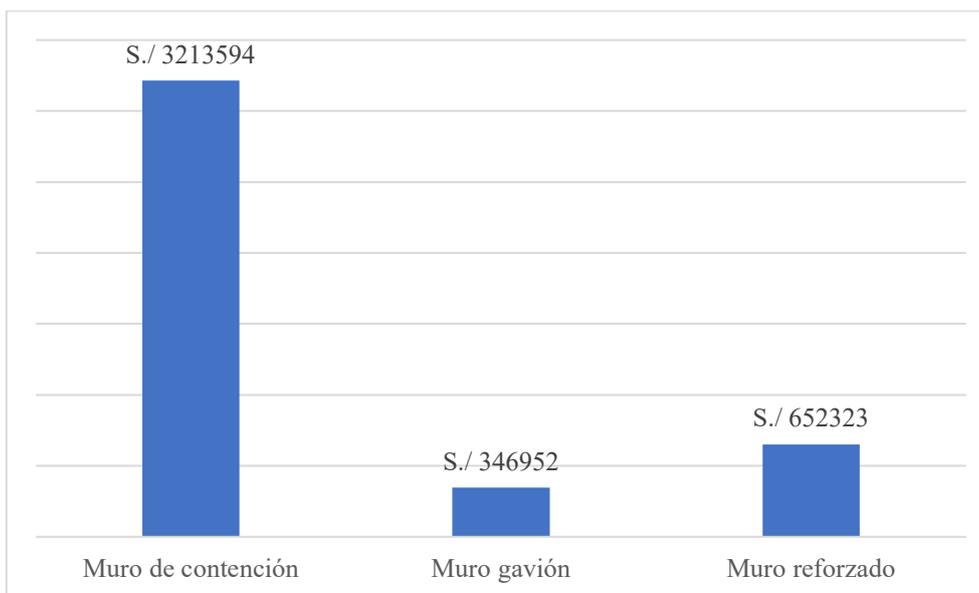
Comparaciones de las propuestas

Presupuesto	Total de presupuesto
Muro de contención	S./ 3213594.0
Muro gavión	S./ 346951.5
Muro reforzado	S./ 652323.1

Fuente: Elaboración propia, 2024.

Figura 35

Representación de las propuestas económicas de deslizamiento de tierra



Fuente: Elaboración propia, 2024.

Nota: Tal como se puede apreciar en la figura 35, la propuesta económica más recomendable de los 3 es la de muro gavión.

4.2 Discusión

En cuanto a la propuesta del estudio se evidencio que los 3 mecanismos empleados para evitar un posible deslizamiento de tierra, presentaron ciertas ventajas y desventajas, debido que el muro propuesto opto por una altura no mayor a 6 m, tomando en cuenta ciertas consideraciones se incluyó acero de refuerzo tomando características más esbeltas.

De acuerdo a los resultados extraídos de esta investigación, se muestra que el punto de exploración más crítico es la calicata C – 02 , se identificó como un suelo arena limoso, con clasificación SUCS, como SM y AASTHO, como A-2-4(0), con un ángulo de fricción ($\Phi=33.0$), una densidad natural ($DN=1.570 \text{ g/cm}^3$) y una capacidad de carga admisible de ($q_{adm}=1.33 \text{ kg/cm}^2$), teniendo el sistema de contención de muro gavión, se obtuvo un factor de seguridad (Deslizamiento= $2.12 > 1.5$, Volteo= $4.11 > 1.5$ y Presiones de carga= $3.03 > 2.01$ y 0.30) con un costo de S/. 346951.5 para un muro de altura de 6 m, lo cual se evidencia que el sistema de contención de muro gavión es el más económico de las demás propuestas de diseños de contención. Frente a lo mencionado, se acepta la hipótesis de investigación, donde evidencia que el sistema de contención de muro gavión es el más económico y cumple con los factores de seguridad de diseño. Estos resultados son corroborados por Zuñiga (2018), donde especifica que el muro de muro gavión presenta factores de seguridad mayores a lo estimado $FS > 1$ y genera menores costos en su proceso constructivo y por Llaique (2022), donde especifica que el muro de muro gavión es el más económico en comparación que el muro de concreto armado y muro de suelo reforzado por el costo del material.

Para el sistema de contención de suelo reforzado un factor de seguridad (Deslizamiento= $1.78 > 1.5$, Volteo= $4.40 > 1.5$ y Presiones de carga= $11.73 > 3.0$) con un costo de S/. 652323.1 para un muro de altura de 6 m y teniendo el sistema de contención de concreto armado un factor de seguridad (Deslizamiento= $2.052 > 1.5$, Volteo= $3.341 > 1.5$ y Presiones de carga= $3.03 > 1.690$ y 0.829) con un costo de S/. 3213594.0 para un muro de altura de 6 m. Estos resultados son corroborados por Ayabaca y Salazar (2019), donde especificaron que los muros de concreto armado por el costo del material son económicamente más caros a comparación con los muros de contención de suelo reforzado (Sistema TERRAMESH), siendo el muro reforzado un 53.93% más económico que el muro de concreto armado.

Para el sistema de contención de muro gavión, se obtuvo un factor de seguridad (Deslizamiento= $2.12 > 1.5$, Volteo= $4.11 > 1.5$ y Presiones de carga= $3.03 > 2.01$ y 0.30) con un costo de S/. 346951.5 para un muro de altura de 6 m, lo cual se evidencia que el sistema de contención de muro gavión es el más económico de las demás propuestas de diseños de contención. Estos resultados coinciden parcialmente con lo sostenido con Llaique (2022), donde especifica que el muro de muro gavión es el más económico en comparación que el muro de concreto armado y muro de suelo reforzado por el costo del material.

Para el sistema de estabilización de talud por el método de Dovelas, se obtuvo un factor de seguridad al Deslizamiento $FS = 1.76 > 1.5$ para un muro de altura de 6 m. Estos resultados coinciden parcialmente con García (2022), en su investigación evidencio que la propuesta de estabilización de talud de la vía de Guaranda, presenta condiciones desfavorables en partes del tramo estudiado, por lo que al emplear la metodología de

Espenser y Bishop, este presento condiciones donde se tuvo un factor de seguridad menor a 1.5, por lo que se tuvo como propuesta la incorporación de clavos u otros mecanismos como anclajes.

Además, al realizar la comparación del estudio, se pudo evidenciar que las propuestas más factibles económicamente, están dentro del muro gavión y el muro reforzado, puesto que el muro de contención económicamente no es tan factible debido a su costo en materiales. Estos resultados coinciden con Llaique (2022), donde evidencia que el sistema de contención de concreto armado resulta ser el más costoso a comparación de otros sistemas de contención de muro gavión, muro reforzado Terramesh y muro con el método Erdox.

CAPITULO V.

CONCLUSIONES Y

RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

De acuerdo al objetivo 1: La muestra de la calicata C-02, C-03 caracterizo un tipo de suelo según SUCS como SM y de la calicata C-01, C-04, C-05 caracterizo un tipo de suelo según SUCS como SP - SM mientras que el valor del ángulo de fricción más críticos de los 5 puntos evaluados fue de la calicata C-2 con un valor de 33.0° y una cohesión de 0, siendo la capacidad portante de 1.33 kg/cm^2 .

De acuerdo al Objetivo 2: El levantamiento de perfil demostró que las pendientes de los tramos $0+226.46\text{m}$, $0+462.41\text{m}$, $0+511.12\text{m}$ con pendientes de 3.65% , 4.32% y 4.19% , por lo que al superar el 3% se optó por una propuesta de 6.00m de altura como máximo para las diferentes propuestas de muro.

De acuerdo al objetivo 3: Se evidencio que para la primera propuesta de un muro de contención con refuerzo, la verificación de seguridad por vuelco determino que el FS (vuelco) = $2.870 > 1.75$, mientras para el deslizamiento se evidencio que el FS (deslizamiento) = $2.125 > 1.5$ y para el FS de capacidad de carga FS(Qadm) = $3.03 > 1.315$ y 0.432 para el muro de altura de 4 m y la verificación de seguridad por vuelco determino que el FS (vuelco) = $3.341 > 1.75$, mientras para el deslizamiento se evidencio que el FS (deslizamiento) = $2.052 > 1.5$ y para el FS de capacidad de carga FS(Qadm) = $3.03 > 1.690$ y 0.829 para el muro de altura de 6 m , cumpliendo satisfactoriamente todos los casos. Para el caso de gaviones el FS(volteo) = $9.52 > 2.00$ y en el caso de deslizamiento el FS(deslizamiento) = $3.30 > 1.50$ y la verificación por carga FS(capacidad de carga) = 0.52 y $1.08 < 3.03$ para el muro de 4 m ; el FS(volteo) = $4.11 > 2.00$ y en el caso de deslizamiento el FS(deslizamiento) = $2.12 > 1.50$ y la verificación por carga FS(capacidad de carga) = 0.30 y $2.01 < 3.03$ para el muro de 6 m , cumpliendo satisfactoriamente todos

los casos. Así mismo la verificación de los factores de seguridad para muro reforzada de tierra fue de $FS(\text{volteo})= 9.90 > 3.00$ y en el caso de deslizamiento el $FS(\text{deslizamiento})=2.67 > 1.50$ y la verificación por carga $FS(\text{capacidad de carga})= 17.59 > 3.00$ para el muro de 4 m; $FS(\text{volteo})= 4.40 > 3.00$ y en el caso de deslizamiento el $FS(\text{deslizamiento})=1.78 > 1.50$ y la verificación por carga $FS(\text{capacidad de carga})= 11.7 > 3.00$ para el muro de 6 m. y para finalizar la estabilidad de talud en el caso de deslizamiento el $FS(\text{deslizamiento})=1.67 > 1.50$ para el muro de 4m y en el caso de deslizamiento el $FS(\text{deslizamiento})=1.76 > 1.50$ para el muro de 6m.

De acuerdo a los resultados obtenidos, se determinó que la propuesta más económica es la de muro de gavión con un costo de S/.346952 . Con factores de seguridad, el $FS(\text{volteo})= 9.52 > 2.00$ y en el caso de deslizamiento el $FS(\text{deslizamiento})=3.30 > 1.50$ y la verificación por carga $FS(\text{capacidad de carga})= 0.52$ y $1.08 < 3.03$ para el muro de 4 m; el $FS(\text{volteo})= 4.11 > 2.00$ y en el caso de deslizamiento el $FS(\text{deslizamiento})=2.12 > 1.50$ y la verificación por carga $FS(\text{capacidad de carga})= 0.30$ y $2.01 < 3.03$ para el muro de 6 m, cumpliendo satisfactoriamente todos los casos. Además, se evidencia que los factores de seguridad para las condiciones de estabilidad, cumplen para los 4 métodos de sistemas de contención.

5.2 Recomendaciones

Se recomienda lo siguiente:

Se recomienda a los estudiantes que estén ejecutando sus tesis e investigaciones, considerar los diferentes sistemas de contención existentes en suelo reforzado y evaluar el más óptimo en factor de seguridad y costo.

Se recomienda a los futuros tesisistas de evaluar las características físicas y mecánicas del suelo, verificar si las condiciones de plasticidad son las apropiadas para descartar los tipos de suelos expansivos sometiéndolos a algún ensayo de consolidación.

Se recomienda a los profesionales de ingeniería civil que, si en la topografía el terreno presenta pendientes accidentadas, diseñar el sistema de contención considerando en la capacidad de carga los factores de inclinación, ya que de esta forma se evita problemas de asentamiento en la cimentación.

Se recomienda a los contratistas que, si el suelo sobre el cual se va a construir cumple con las condiciones de estabilidad, se puede optar por un sistema de costo económico bajo, como es el caso de muros gaviones.

CAPITULO VI.

REFERENCIAS

BIBLIOGRÁFICAS

Referencias bibliográficas

- Albino, J. (2019). *Propuesta de un sistema de estabilización en el km 1+670 al 1+720 de la carretera Huaraz - Paria*. Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo, Áncash, Huaraz.
- Aro, R. (2020). *Efecto de la infiltración del agua en los deslizamientos de las laderas de Quilahuani Provincia de Candarave – Tacna*. Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, Tacna, Tacna.
- Arroyo, J. (2019). *Análisis del deslizamiento el naranjo mediante el método de equilibrio límite con el software slide Magdalena-Cajamarca*. Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Magdalena.
- Ayabaca, I., & Salazar, D. (2019). *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, Quito.
- Becerra, M. (2019). *Evaluación geodinámica de laderas y taludes entre Sunudén - San Miguel - Jangalá, provincia de San Miguel, dpto - Cajamarca*. Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, San Miguel.
- Bernal, H. (2019). *Evaluación geotécnica del deslizamiento producido el 27 de enero del 2019 en la red vial nacional pe3n km 184+500 del tramo San Rafael - Independencia*. Universidad Nacional Hermilio Valdizán de Huánuco, Huánuco, San Rafael.
- Castillo, V. (2020). *Clasificación de tierras según su aptitud para el riego en la cuenca Chirumbia, distrito de Quellouno, provincia la Convención – Cusco*. Universidad Nacional de San Antonio Abad, Cusco, Quellouno.

- Ccasani, A. (2022). *Análisis de estabilidad de taludes para evaluar el riesgo por deslizamiento en la comunidad de Huascata – Chaclacayo 2022*. Universidad César Vallejo, Lima, Ate.
- Diaz, I. (2020). *Análisis sísmico comparado entre dos tipos de muros de contención gaviones, carretera Pallasca Km 1+160*. Universidad San Pedro, Áncash, Chimbote.
- Falcon, S. (2022). *Influencia de los sistemas de protección en la estabilidad de taludes en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de Villa Rica – 2022*. Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión, Cerro de Pasco, Villa Rica.
- Figueroa, A. (2019). *Simulación numérica tridimensional de flujos de escombros mediante el método de volúmenes finitos de un modelo experimental a escala cuasireal*. Universidad Nacional del Santa, Ancash, Nuevo Chimbote.
- Flores, A. (2019). *Estabilización de talud por tres Métodos: Gaviones, Geomalla y Muro de Contención en el Centro Poblado San Juanito Alto Distrito de Guadalupito-Viru- La Liberad*. Universidad San Pedro, Áncash, Chimbote.
- García, A. (2022). *Análisis de estabilidad y propuesta de métodos de estabilización para el talud del km 7+500 al km12+000 de la vía Guaranda – Riobamba*. Universidad Central del Ecuador. Quito: UCE.
- García, I. (2019). *Riesgo geotécnico de deslizamiento en los taludes del terreno del Colegio "San Carlos" - Bambamarca*. Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Bambamarca.
- González, A. (2019). Estabilidad de taludes y laderas. Análisis cuantitativo y cualitativo. *Grupo ETEICO Euroamericano*, 1-47 pp.
- Guevara, K. (2019). *Impacto Ambiental por deslizamiento de suelo en el Sector Campanayocpata del Centro Poblado de Lutto en Chumbivilcas - Cusco 2018*. Universidad César Vallejo, Lima, Lima.

- Huamani, I. (2019). *Análisis retrospectivo y prospectivo secuencial de deslizamiento de laderas en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Huancavelica*. Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelica, Huancavelica.
- Isla, D., & Gamboa, A. (2020). *Diseño de muro de gravedad utilizando bolonería de la zona para mitigar efectos producidos por los Huaycos, Quebrada Santo Domingo, Chosica, 2020*. Universidad César Vallejo, Áncash, Lima.
- Lopez, E. (2020). *Sistema de reforzamiento con gaviones o sistema Terramesh® grid para la estabilidad del talud en la carretera Casma - Huaraz del km 95+540 al 95+600, Ancash – 2017*. Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo, Áncash, Casma.
- Machaca, M. (2019). *Estudio de movimientos en masa en la Quebrada Chucumayo – Matucana – Huarochiri – Lima*. Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, Lima, Huarochiri.
- Malpartida, B. (2023). *Implementación de tecnologías de refuerzo de suelos para la recuperación de plataformas viales dañadas por deslizamientos en la carretera Ninacaca – Huachón en el año 2023*. Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión, Cerro de Pasco, Huachón.
- Mayta, C. (2023). *Incremento del factor de seguridad de estabilidad y reducción del costo para la estabilización de taludes con sistemas no convencionales*. Universidad Nacional Federico Villarreal, Lima, Lima.
- Mendoza, K., & Suárez, A. (2019). *Influencia del represamiento del río Mantaro en el deslizamiento de la ladera del sector de Pilchaca viejo en el distrito de Pichaca - Huancavelica*. Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelica, Pilchaca.
- Mercado, S., & Fonseca, F. (2019). *Análisis de la estabilidad y estimación preliminar de riesgos por deslizamiento para el mejoramiento y ampliación del sistema de agua potable y desagüe en la localidad de Vilcabamba, distrito de Vilcabamba, provincia la*

Convención, departamento de Cusco. Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, Arequipa, San Agustín.

Mondragón, K. (2020). *Evaluación de riesgos por deslizamiento rotacional de tierra mediante el análisis de peligrosidad y vulnerabilidad en el Centro Poblado de Cuenca - Huancavelica*. Universidad Nacional Federico Villarreal, Huancavelica, Centro Poblado de Cuenca.

Nayra, R. (2019). *Muro con sistema terramesh para la estabilización de talud en la progresiva km 0+90 Namballe, la Balza, Cajamarca, 2019*. Universidad César Vallejo, Lima, Lima.

Ñiquen, D. (2019). *Estudio de encauzamiento y diseño de defensas ribereñas en el rio Reque-sector Ciudad Eten*. Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, Cerro de Pasco, Eten.

Palomino, A. (2019). *valuación geológica geotécnica del deslizamiento ubicado entre las progresivas km 41+000 al km41+750 de la línea de conducción Vilachauani, sector Titijahuani, Tarata – Tacna*. Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, Tacna, Tarata.

Palomino, E., & Miranda, S. (2022). *Diseño de muro de contención reforzado, con neumáticos reciclados para la estabilidad de taludes – Bellavista, Cañete – Lima 2022*. Universidad César Vallejo, Áncash, Nuevo Chimbote.

Perez, L., & Paredes, M. (2021). *Diseño de muro de gaviones aplicando metodología Bim para la estabilización del talud inferior de la carretera FBT Km 664+260 al Km 664+490, Picota - 2021*. Universidad César Vallejo, Áncash, Picota.

Perez, M. (2020). *Analisis geodinámico de las zonas inestables en los alrededores del poblado de Jesús*. Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Cajamarca.

- Pilco, M., & Medina, Á. (2019). *Estudio de riesgo geológico por movimientos en masa, para la construcción del puesto de salud de Huayllati, del distrito de Huayllati, provincia de Grau, región Apurímac*. Universidad Nacional de San Antonio Abad, Cusco, Cusco.
- Quiliche, I., & Bautista, M. (2020). *Alternativas de contención en las Mz D1 y E1 del Sector Arica, Distrito de Coishco – Santa – Ancash*. Universidad Nacional del Santa, Ancash, Nuevo Chimbote.
- Rodriguez, A. (2023). *Evaluación de estabilidad de taludes utilizando software de elementos finitos para estimar el riesgo por deslizamiento del distrito de San Sebastián*. Universidad César Vallejo, Lima, Ate.
- Ruiz, D., & Ornetá, A. (2023). *Evaluación del factor de seguridad en taludes utilizando métodos numéricos para la estabilidad del talud ubicado en el tramo Rancho-Panao km 42, Distrito de Panao, Provincia de Pachitea, Huánuco*. Universidad Nacional Hermilio Valdizán de Huánuco, Huánuco, Pachitea.
- Salas, S. (2023). *Estrategias para la Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres en Cachicadán – La Libertad - 2020*. Universidad Nacional del Santa, Ancash, Nuevo Chimbote.
- Silva, F. (2019). *Utilización de métodos experimentales y de simulación numérica para la microzonificación sísmica del distrito de Trujillo*. Universidad Nacional de Trujillo, La Libertad, Trujillo.
- Valencia, J. (2019). *Evaluación geoambiental de los deslizamientos generados entre Misquipuquio y Santa Rosa - Huancavelica*. Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, Huancavelica, Santa Rosa.
- Valverde, R. (2019). *Monitoreo de procesos constructivos para prevenir el deslizamiento de suelo del Edificio Multifamiliar Avendaño, Miraflores, Lima, 2019*. Universidad César Vallejo, Lima, Lima.

Yallico, L. (2023). *Evaluación de zonas susceptibles a deslizamientos en suelos volcanoclásticos en el sector de “Cerro Cruz del Siglo” en la localidad de Torata – Moquegua*. Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, Cusco, Cusco.

CAPITULO VII.

ANEXOS

Anexos 01: Panel Fotográfico

Levantamiento topográfico



Fotografía N°01.- Ubicación de Estación E - 01



Fotografía N°02.- Levantamiento desde E - 01



Fotografía N°03.- Ubicación de Estación E - 02



Fotografía N°04.- Levantamiento desde E – 02



Fotografía N°05.- Ubicación de Estación E - 03



Fotografía N°06.- Levantamiento desde E – 03



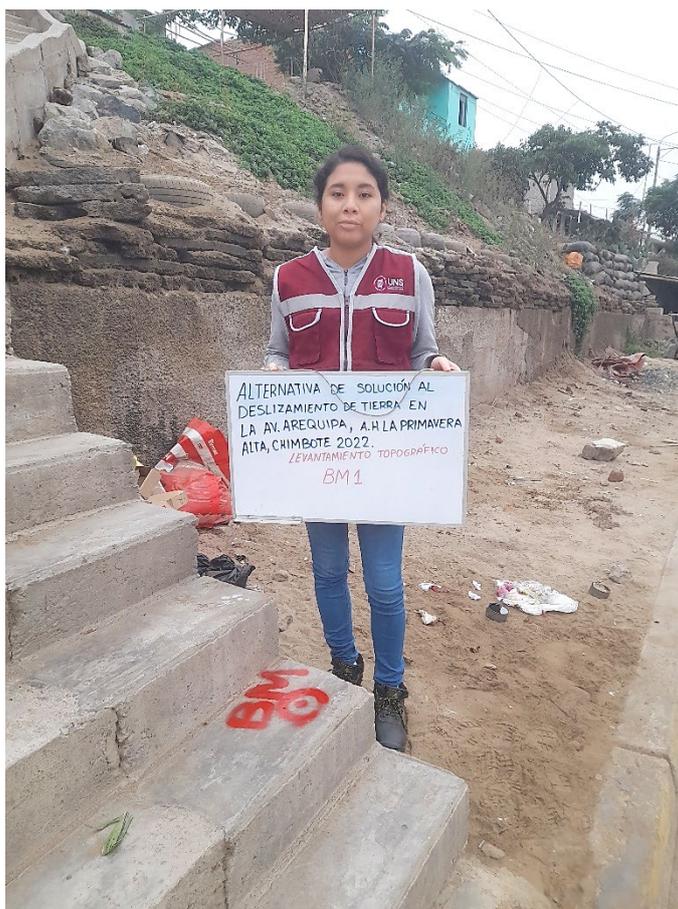
Fotografía N°07.- Ubicación de Estación E - 04



Fotografía N°08.- Ubicación de Estación E – 05



Fotografía N°09.- Ubicación de Estación E – 06



Fotografía N°010.- Ubicación de BM – 01



Fotografía N°11.- Ubicación de BM – 02



Fotografía N°12.- Ubicación de BM – 03

Anexos 02: Panel Fotográfico del estudio de mecánica de suelos



Fotografía N°13.- Excavación de calicata 1



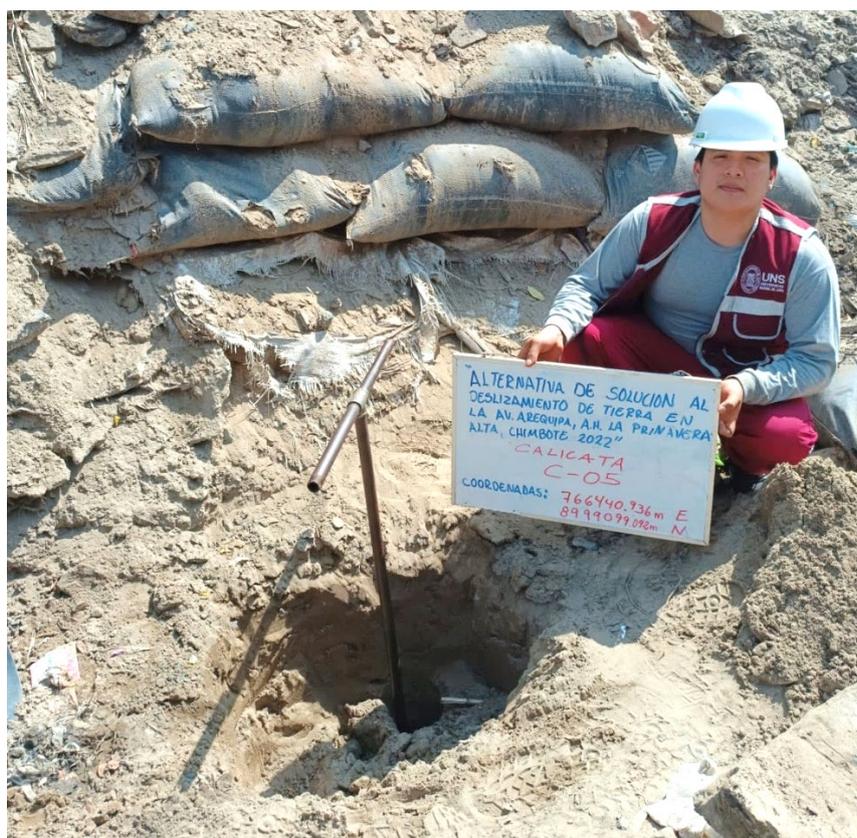
Fotografía N°14.- Excavación de calicata 2



Fotografía N°15.- Excavación de calicata 3



Fotografía N°16.- Excavación de calicata 4



Fotografía N°17.- Excavación de calicata 5



Fotografía N°18.- Análisis granulométrico de muestra C-01 (0.40 – 3.00)



Fotografía N°19.- Análisis granulométrico de muestra C-02 (0.60 – 3.00)



Fotografía N°20.- Análisis granulométrico de muestra C-03 (1.20 – 3.00)



Fotografía N°21.- Análisis granulométrico de muestra C-04 (0.30 – 3.00)



Fotografía N°22.- Análisis granulométrico de muestra C-05 (0.30 – 3.00)



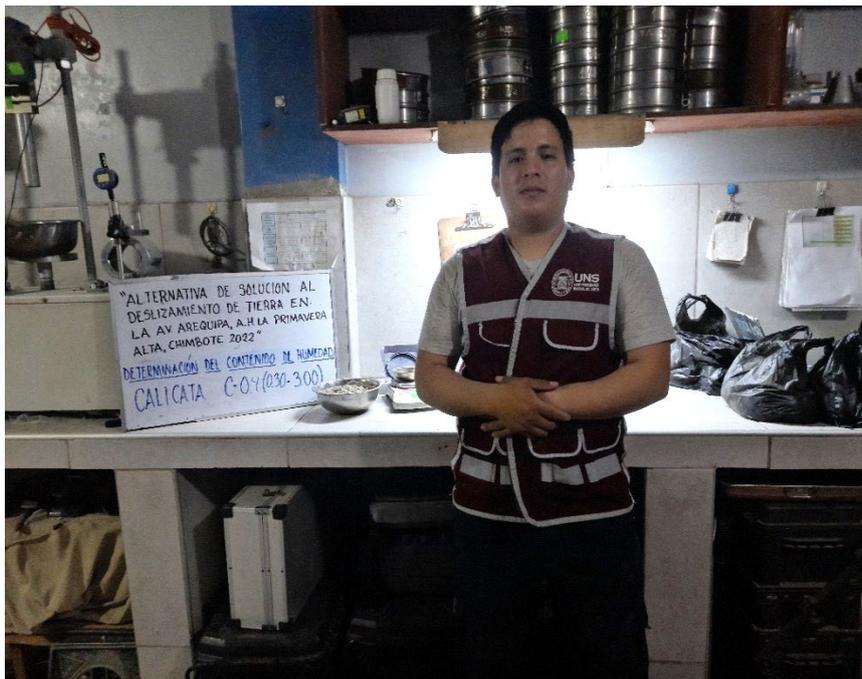
Fotografía N°23.- Contenido de humedad de muestra C-01 (0.40 – 3.00)



Fotografía N°24.- Contenido de humedad de muestra C-02 (0.60 – 3.00)



Fotografía N°25.- Contenido de humedad de muestra C-03 (1.20 – 3.00)



Fotografía N°26.- Contenido de humedad de muestra C-04 (0.30 – 3.00)



Fotografía N°27.- Contenido de humedad de muestra C-05 (0.30 – 3.00)



Fotografía N°28.- DPL - 1 Evaluado hasta los 3.90 m



Fotografía N°29.- DPL - 2 Evaluado hasta los 3.80 m



Fotografía N°30.- DPL - 3 Evaluado hasta los 1.70 m



Fotografía N°31.- DPL - 4 Evaluado hasta los 2.80 m



Fotografía N°32.- DPL - 5 Evaluado hasta los 3.20 m

Anexos 03: Análisis estructural de sistemas de contención

PROPUESTA DE CONTENCIÓN:

Muro de voladizo en concreto armado

DISEÑO DE MURO DE CONTENSION EN VOLADIZO (REFERENCIA BRAJA.M DAS)

$F_y =$	4200 kg/cm ²		
$F_c =$	210 kg/cm ²		
γ (relleno) =	18.00 KN/m ³	γ (suelo) =	17.80 KN/m ³
$\phi =$	31.5 °	$\phi =$	31.5 °
$\alpha =$	10.0 °	$c_2 =$	0.0 KN/m ²
$c_1 =$	0.0 KN/m ²		
γ (concreto) =	24 KN/m		

PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EN VOLADIZO

Altura de muro

$H = 6.00 \text{ m}$

Ancho mínimo de corona

$t_1 = 0.50 \text{ m}$

Peralte de zapata

$h_z = 0.60 \text{ m}$

Ancho de muro

$t_2 = 0.60 \text{ m}$

Base de muro

$B(\text{muro}) = 4.20 \text{ m}$

1.CALCULO DE ALTURA TOTAL DEL MURO

$H' = H_1 + H_2 + H_3$

$H' = 7.13 \text{ m}$

2.CALCULO DE FUERZA ACTIVA RANKINE

$P_a = 1/2(\gamma_1)(H^2)(K_a)$

$P_a = 150.03 \text{ KN/m}$

Diseño a flexion

$M_u = \phi b^2 F_c (1 - 0.59w)$ Falla por fluencia

$d = \sqrt{M_u / \phi b F_c w (1 - 0.59w)}$ Peralte efectivo

$b = 100 \text{ cm}$

$\rho = 0.004$

$M_u = 596.87 \text{ KN-m}$

$M_u = 60.86 \text{ ton-m}$

Calculo de peralte efectivo

$d = 64.996 \text{ cm} \longrightarrow$ Peralte efectivo

Diametro de varilla = $\phi 5/8''$

$t_2 = 69.79 \text{ cm} \longrightarrow$ Espesor de gargante del muro

$t_2 = 60.20 \text{ cm} \longrightarrow$ Peralte modificado

Calculo de cuantía mecánica

$w = 0.08$

VERIFICACION POR CORTE

$\gamma(\text{suelo}) = 1.78 \text{ ton/m}^3$ Peso específico del suelo

$V_{du} = 1.7V_d = 1.7(1/2)\gamma_s K_a (H-d)^2$ Fuerza cortante mínimo

$V_{du} = 20.83 \text{ ton}$

$\phi V_c = \phi * 0.53(\sqrt{F_c}) * b * d$ Resistencia al corte

$\phi Vc=42.43$ ton

Cumplimiento de la verificación por corte

$$Vdu < \phi Vc$$

$$20.83 \text{ ton} < 42.43 \text{ ton}$$

Se cumple con la siguiente condición

Tabla 14.2. (Braja. M.Das)

Tabla 14.2 Valores de K_a [ecuación (14.44)]

α (grados)	ϕ (grados) →												
↓	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0	0.3610	0.3470	0.3333	0.3201	0.3073	0.2948	0.2827	0.2710	0.2596	0.2486	0.2379	0.2275	0.2174
1	0.3612	0.3471	0.3335	0.3202	0.3074	0.2949	0.2828	0.2711	0.2597	0.2487	0.2380	0.2276	0.2175
2	0.3618	0.3476	0.3339	0.3207	0.3078	0.2953	0.2832	0.2714	0.2600	0.2489	0.2382	0.2278	0.2177
3	0.3627	0.3485	0.3347	0.3214	0.3084	0.2959	0.2837	0.2719	0.2605	0.2494	0.2386	0.2282	0.2181
4	0.3639	0.3496	0.3358	0.3224	0.3094	0.2967	0.2845	0.2726	0.2611	0.2500	0.2392	0.2287	0.2186
5	0.3656	0.3512	0.3372	0.3237	0.3105	0.2978	0.2855	0.2736	0.2620	0.2508	0.2399	0.2294	0.2192
6	0.3676	0.3531	0.3389	0.3253	0.3120	0.2992	0.2868	0.2747	0.2631	0.2518	0.2409	0.2303	0.2200
7	0.3701	0.3553	0.3410	0.3272	0.3138	0.3008	0.2883	0.2761	0.2644	0.2530	0.2420	0.2313	0.2209
8	0.3730	0.3580	0.3435	0.3294	0.3159	0.3027	0.2900	0.2778	0.2659	0.2544	0.2432	0.2325	0.2220
9	0.3764	0.3611	0.3463	0.3320	0.3182	0.3049	0.2921	0.2796	0.2676	0.2560	0.2447	0.2338	0.2233
10	0.3802	0.3646	0.3495	0.3350	0.3210	0.3074	0.2944	0.2818	0.2696	0.2578	0.2464	0.2354	0.2247
11	0.3846	0.3686	0.3532	0.3383	0.3241	0.3103	0.2970	0.2841	0.2718	0.2598	0.2482	0.2371	0.2263
12	0.3896	0.3731	0.3573	0.3421	0.3275	0.3134	0.2999	0.2868	0.2742	0.2621	0.2503	0.2390	0.2281
13	0.3952	0.3782	0.3620	0.3464	0.3314	0.3170	0.3031	0.2898	0.2770	0.2646	0.2527	0.2412	0.2301
14	0.4015	0.3839	0.3671	0.3511	0.3357	0.3209	0.3068	0.2931	0.2800	0.2674	0.2552	0.2435	0.2322
15	0.4086	0.3903	0.3729	0.3564	0.3405	0.3253	0.3108	0.2968	0.2834	0.2705	0.2581	0.2461	0.2346
16	0.4165	0.3975	0.3794	0.3622	0.3458	0.3302	0.3152	0.3008	0.2871	0.2739	0.2612	0.2490	0.2373
17	0.4255	0.4056	0.3867	0.3688	0.3518	0.3356	0.3201	0.3053	0.2911	0.2776	0.2646	0.2521	0.2401
18	0.4357	0.4146	0.3948	0.3761	0.3584	0.3415	0.3255	0.3102	0.2956	0.2817	0.2683	0.2555	0.2433
19	0.4473	0.4249	0.4039	0.3842	0.3657	0.3481	0.3315	0.3156	0.3006	0.2862	0.2724	0.2593	0.2467
20	0.4605	0.4365	0.4142	0.3934	0.3739	0.3555	0.3381	0.3216	0.3060	0.2911	0.2769	0.2634	0.2504
21	0.4758	0.4498	0.4259	0.4037	0.3830	0.3637	0.3455	0.3283	0.3120	0.2965	0.2818	0.2678	0.2545
22	0.4936	0.4651	0.4392	0.4154	0.3934	0.3729	0.3537	0.3356	0.3186	0.3025	0.2872	0.2727	0.2590
23	0.5147	0.4829	0.4545	0.4287	0.4050	0.3832	0.3628	0.3438	0.3259	0.3091	0.2932	0.2781	0.2638
24	0.5404	0.5041	0.4724	0.4440	0.4183	0.3948	0.3731	0.3529	0.3341	0.3164	0.2997	0.2840	0.2692
25	0.5727	0.5299	0.4936	0.4619	0.4336	0.4081	0.3847	0.3631	0.3431	0.3245	0.3070	0.2905	0.2750

Interpolación de ϕ desde 31° a 32° para el cálculo de K_a

$$31.0^\circ \quad 0.335$$

$$31.5^\circ \quad K_a$$

$$32.0^\circ \quad 0.321$$

$$K_a = 0.328$$

Descomposición de fuerzas activas en P_v y P_h

$$P_v = P_a \sin(\alpha)$$

$$P_v = 26.05 \text{ KN/m} \quad \longleftrightarrow \quad \text{Componente de fuerza vertical}$$

$$P_h = P_a \cos(\alpha)$$

$$P_h = 147.75 \text{ KN/m} \quad \longleftrightarrow \quad \text{Componente de fuerza horizontal}$$

3.CALCULO DEL FACTOR SE SEGURIDAD POR VUELCO

Seccion	Area (m ²)	Peso/ Unidad de longitud (KN/m)	Brazo de momento del punto C (m)	Momento (KN-m/m)
1	3.00	72.00	0.94	67.68
2	0.30	7.20	0.67	4.80
3	2.52	60.48	2.10	127.01
4	17.40	313.20	2.63	823.72
5	0.77	13.81	3.11	42.98
$P_v =$		26.05	4.20	109.419
$\Sigma V =$		492.74		$\Sigma M_R = 1175.606$

$$M = P \left(\frac{H'}{2} \right) = 158.05 \left(\frac{7.158}{2} \right) = 270$$

4. CALCULO DE MOMENTO DE VUELCO

$$M_o = Ph(H/3)$$

$$M_o = 351.10 \text{ KN-m/m}$$

Verificación de factor de seguridad para vuelco

$$FS(\text{vuelco}) = (\Sigma MR/M_o)$$

$$FS(\text{vuelco}) = \frac{3.35}{2.00} \quad \text{OK}$$

Se cumple con la siguiente condición

$$M_o = Ph \left(\frac{H}{3} \right) = 156.93 \left(\frac{3}{3} \right) = 313.86$$

Para comprobar la estabilidad de un muro de contención, se

1. Verificar si hay *vuelco* sobre su punta.
2. Verificar si hay *fallas de deslizamiento* a lo largo de su base.
3. Verificar si hay *fallas en la capacidad de carga* de la base.
4. Verificar si hay *asentamiento*.
5. Verificar la *estabilidad general*.

5. CALCULO DE FACTOR DE SEGURIDAD POR DESLIZAMIENTO

$$FS(\text{deslizamiento}) = (\Sigma V) \tan(k_1 \phi'_1) + Bk_2 c'_2 + P_p / (P_a \cos \alpha) \quad \longrightarrow \quad \text{Factor de seguridad por deslizamiento}$$

Formulas del factor de deslizamiento

$$P_p = (1/2) * (K_p \gamma_2 D^2) + 2c'_2 \sqrt{K_p} D \quad \longrightarrow \quad \text{Fuerza pasiva}$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi_2/2) \quad \longrightarrow \quad \text{Coeficiente de presión activa de Rankine}$$

$$K_p = 3.18$$

Profundidad de desplante

$$D = 1.50 \text{ m}$$

Calculo de fuerza pasiva

$$P_p = 63.69 \text{ KN/m}$$

Factor de seguridad de deslizamiento

$$FS(\text{deslizamiento}) = 1.71 > 1.50 \quad \text{OK}$$

Se cumple con la siguiente condición

6. CALCULO DE FACTOR DE SEGURIDAD CON FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

Calculo de excentricidad

$$e = (B/2) - (\Sigma MR - M_o) / (\Sigma V)$$

$$\frac{0.427}{0.427} < \frac{B/6}{0.7} \quad \text{OK}$$

Se cumple con la siguiente condición

Calculo de fuerzas máximas y mínimas de la punta y el talón

$$q_{(\text{punta y talón})} = (\Sigma V/B) * (1 \pm 6e/B)$$

$$q_{(\text{max de punta})} = (\Sigma V/B) * (1 + 6e/B) \quad \longrightarrow \quad \text{Fuerza máxima en la punta}$$

$$q_{(\text{min de talón})} = (\Sigma V/B) * (1 - 6e/B) \quad \longrightarrow \quad \text{Fuerza mínima de talón}$$

$$q_{(\text{max de punta})} = 188.83 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad 19.25 \text{ ton-m}^2$$

$$q_{(\text{min de talón})} = 45.81 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad 4.67 \text{ ton-m}^2$$

Calculo de capacidad portante

$$FS = 3$$

$$c = 0.00 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 31.50^\circ$$

$$\gamma (\text{suelo}) = 17.80 \text{ KN/m}^3$$

$$B = 1.50 \text{ m}$$

$$D_f = 1.50 \text{ m}$$

Factores de carga

$$Fcs = 1 + (B / L) \cdot (Nq / Nc)$$

$$Fcs = 1.642$$

$$Fqs = 1 + (B / L) \cdot \tan(\varphi)$$

$$Fqs = 1.613$$

$$Fys = Fds = 1 - (0.4) \cdot (B / L)$$

$$Fys = 0.600$$

Factores de profundidad

$$Fqd = 1 + 2 \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot (Df / B)$$

$$Fqd = 1.279$$

$$Fcd = Fqd - (1 - Fqd) / (Nc \cdot \tan(\varphi))$$

$$Fcd = 1.292$$

$$Fyd = 1$$

Factores de inclinación

$$Fci = (1 - \beta/90)^2$$

$$Fci = 1.000$$

$$Fqi = Fci$$

$$Fqi = 1.000$$

$$Fyi = (1 - \beta/\varphi)$$

$$Fyi = 1.000$$

Cálculo de esfuerzo q

$$q = \gamma \cdot Df$$

$$q = 26.700 \text{ KN/m}^2$$

Cálculo de Carga Última

Ecuación General de Meyerhof:

$$qu = c \cdot Nc \cdot Fcs \cdot Fcd \cdot Fci + q \cdot Nq \cdot Fqs \cdot Fqd \cdot Fqi + (1/2) \cdot \gamma \cdot B \cdot Ny \cdot Fys \cdot Fyd \cdot Fui$$

$$qu = 1,428.590 \text{ KN/m}^2$$

Carga Admisible

$$q(\text{adm}) = qu / FS$$

$$q(\text{adm}) = 476.197 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = 476.20 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Capacidad portante por Meyerhof}$$

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = qu / q_{\text{punta}} > 3.00$$

$$3.03 > 3.00 \quad \text{OK}$$

Se cumple con la siguiente condición

DISEÑO DE PANTALLA

Refuerzo de acero vertical

$$\varphi = 0.90$$

$$\beta = 0.85$$

$$\varphi(\text{varilla}) = \varnothing 5/8''$$

$$\varphi(\text{varilla}) = 1.5875$$

$$As = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$t2 = 60.00 \text{ cm}$$

$$d = 55.21 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Peralte efectivo}$$

Tabla de varillas del acero

Varilla	As	Ø (cm)
Ø 6mm	0.2827	1.524
Ø 12mm	1.1310	3.048
Ø 8mm	0.5027	2.032
Ø 1/4"	0.3167	0.635
Ø 3/8"	0.7126	0.9525
Ø 1/2"	1.2668	1.27
Ø 5/8"	1.9793	1.5875
Ø 3/4"	2.8502	1.905
Ø 1"	5.0671	2.54
Ø 1 1/4"	7.9173	3.175
Ø 1 1/2"	11.4009	3.81

a) Cuantía y acero mínimo

$$\rho_{(min)} = 0.70 * (V F'c) / F'y$$

$$\rho_{(min)} = 0.00242$$

$$A_{(min)} = \rho_{(min)} * b * d$$

$$A_{(min)} = 13.33 \text{ cm}^2$$

b) Cuantía y acero balanceado

$$\rho_{(b)} = \beta 1 * 0.85 * F'c / F'y * (6000 / 6000 + F'y)$$

$$\rho_{(b)} = 0.02125$$

$$A_{(sb)} = \rho_{(max)} * b * d$$

$$A_{(sb)} = 117.31 \text{ cm}^2$$

c) Cuantía y acero maximo

$$\rho_{(max)} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_{(max)} = 0.0159375$$

$$A_{(max)} = \rho_{max} * b * d$$

$$A_{(sb)} = 87.98 \text{ cm}^2$$

d) Cuantía y acero de diseño

a= 0.59

b= 1.00

c= (Mu/φ * F'c * b * d²)

0.59w² - w + (Mu/φ * F'c * b * d²)

w1= 1.96

w2= 0.04

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

Calculo de cuantía 1

Calculo de cuantía 2

Cuantía para el diseño del acero

$$\rho_d = w * (F'c / F'y)$$

pd= 0.0019

$$Asd = \rho_d * b * d$$

As= 10.35 cm²

Metodo de interacciones

$$As = (Mu / \phi * F'y * 0.9 * d)$$

Area de acero

$A_s = 32.40 \text{ cm}^2$
 $a = (A_s \cdot F_y) / (0.85 \cdot F'_c \cdot b)$ Profundidad del bloque equivalente a compresion del concreto
 $a = 7.625$

Iteraciones

1° Iter.	$a = 7.625$	$A_s = 31.328$
2° Iter.	$a = 7.371$	$A_s = 31.251$
3° Iter.	$a = 7.353$	$A_s = 31.245$
4° Iter.	$a = 7.352$	$A_s = 31.245$

Verificamos que: $A_{sd} \geq A_{smin}$

$N = A_{sd} / A_s \phi$ $N = 15.79 \text{ var}$ Numero de varillas
 $S = A_s \phi / A_{sd}$ $S = 0.125 \text{ m}$ Espaciamiento de varillas

El acero en la base sera: **15 ϕ '5/8" @ 0.13**

Refuerzo minimo

$t_1: 0.0018 \cdot d_b \cdot d_1$ $A_s(\text{min}) = 8.14 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $t_2: 0.0018 \cdot d_b \cdot d_2$ $A_s(\text{min}) = 9.94 \text{ cm}^2/\text{m}$

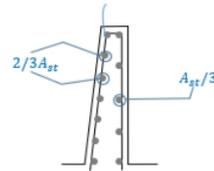
Altura de corte para $M_{max}/2$

$M(\text{max})/2 = (1.6 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot ((h_p - h_c)/6))^3$
 $h_c = 4.13$
 $L_c = h_c + d$
 $L_c = 4.73$

Refuerzo horizontal

$A_{st} = P_t \cdot b \cdot t$

$P_t = \begin{cases} 0.002 & \phi \leq 5/8" \text{ y } f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.0025 & \text{Otros casos zonas de alto R.S} \end{cases}$



si $t_2 \geq 25\text{cm}$: usar refuerzo en 2 capas

Arriba:

	$A_{st} = P_t \cdot b \cdot t_1$	$A_s = 10 \text{ cm}^2/\text{m}$
$2/3 A_{st} = 6.67 \text{ cm}^2$	$\phi \ 3/8"$	@ 0.107 m
$1/3 A_{st} = 3.33 \text{ cm}^2$	$\phi \ 3/8"$	@ 0.214 m

Intermedio:

	$A_{st} = P_t \cdot b \cdot (t_1 + t_2) / 2$	$A_s = 11 \text{ cm}^2/\text{m}$
$2/3 A_{st} = 7.33 \text{ cm}^2$	$\phi \ 3/8"$	@ 0.097 m
$1/3 A_{st} = 3.67 \text{ cm}^2$	$\phi \ 3/8"$	@ 0.194 m

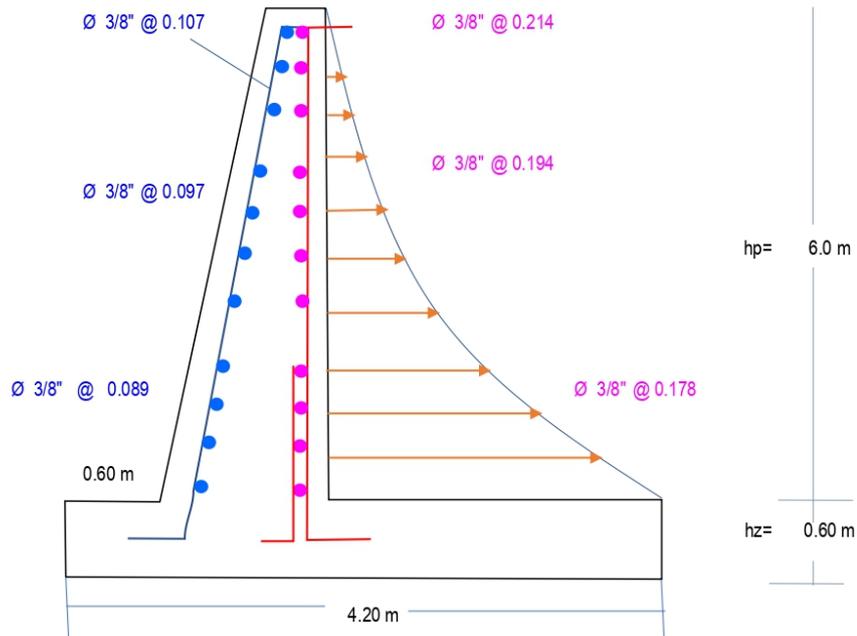
Abajo:

	$A_{st} = P_t \cdot b \cdot t_2$	$A_s = 12 \text{ cm}^2/\text{m}$
$2/3 A_{st} = 8.00 \text{ cm}^2$	$\phi \ 3/8"$	@ 0.089 m
$1/3 A_{st} = 4.00 \text{ cm}^2$	$\phi \ 3/8"$	@ 0.178 m

Armadura de montaje :

$S = 36 \cdot \phi = 34.29 \text{ cm}$	$\phi \ 3/8"$	@ 0.3429 m
--	---------------	------------------

$t_1 = 0.50 \text{ m}$



DISEÑO DE LA ZAPATA

$$W_s = \gamma_s \cdot h_p \cdot b$$

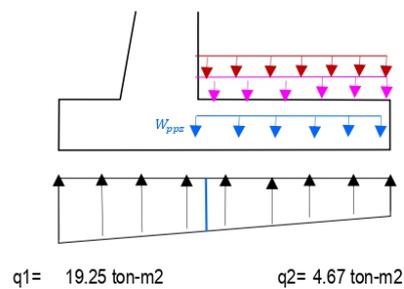
$$W_s = 10.68 \text{ ton/m}$$

$$W_{ppz} = \gamma_s \cdot h_z \cdot b$$

$$W_{ppz} = 1.07 \text{ ton/m}$$

Datos

F'c=	210 kg/cm ²
φ=	0.9
β=	0.85
Acero:	Ø 5/8"
Asφ=	1.979 cm ²
F'y=	4200 kg/cm ²
b=	100 cm
hz=	60 cm
d=	51.71 cm
dbφ=	1.588 cm ²



a) Zapata interior (punta)

$$W_{umax} = q_1 \cdot 1.7 - W_{pps} - 0.9$$

$$W_{umax} = 30.76 \text{ ton/m}$$

$$M_u = W_{umax} \cdot (B_2^2) / 2$$

$$M_u = 5.53626$$

Acero de diseño

Empleando la formula de: $0.59w_2 - w + (Mu/\phi^*F_c^*b^*d^2)$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$a = 0.59$
 $b = 1.00$
 $c = (Mu/\phi^*F_c^*b^*d^2)$

$\rho d = w^*F_c/F_y$
 $A_{s,d} = \rho d^*b^*d$
 $A_{s,min} = 0.0018^*b^*d$

w1=	1.68388708	w2=	0.011028174
$\rho d =$	0.000551409	$A_{s,d} =$	2.85 cm ²
Area de acero minimo		$A_{s,min} =$	9.31 cm ²
	\emptyset 5/8"	@	0.17 m

Zapata posterior (talon)

Datos del muro

B1=	3.60 m
B2=	0.60 m
t1=	0.50 m
t2=	0.60 m

$q'B = (q_1 - q_2)(B_1 - t_2 - d)/(B_1 + B_2)$
 $q'B =$ 12.48 ton/m²
 $qB = q_2 + q'B$
 $q'B =$ 17.15 ton/m²

Carga ultima

$W_u = (W_s + W_{ppz})^*1.4 + W_s/c^*1.7$
 $W_u =$ 16.45 ton/m²

Momento ultimo

$M_u = (W_u - 1.4q_2)^*(B_1 - t_2)^2/2 - 1.4^*q'B^*(B_1 - t_2)^2/6$
 $M_u =$ 18.39 ton-m

Acero de diseño

Empleando la formula de: $0.59w_2 - w + (Mu/\phi^*F_c^*b^*d^2)$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$a = 0.59$
 $b = 1.00$
 $c = (Mu/\phi^*F_c^*b^*d^2)$

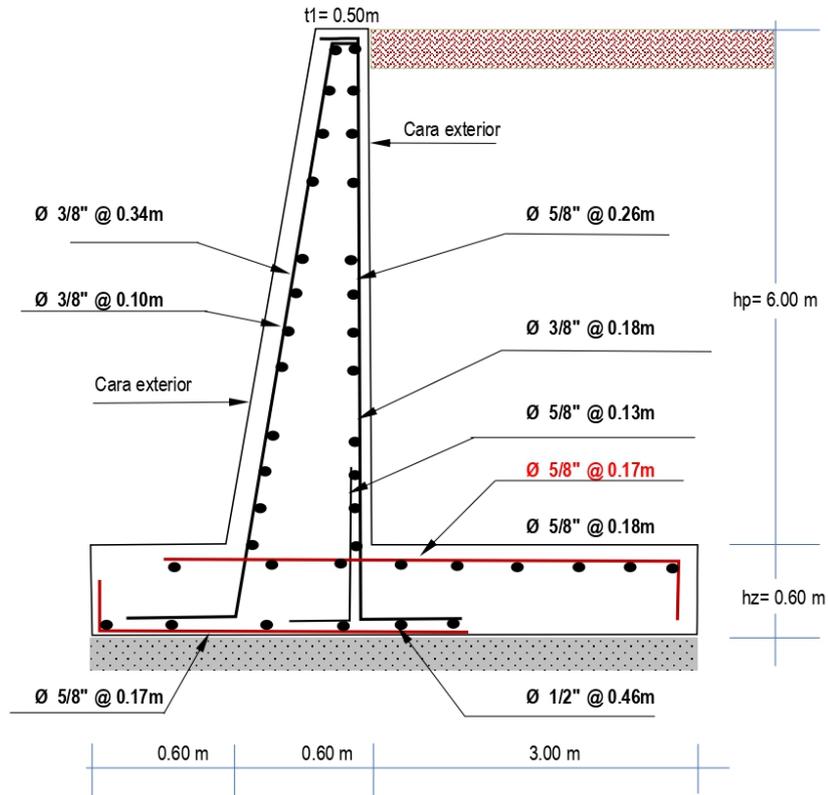
$\rho d = w^*F_c/F_y$
 $A_{s,d} = \rho d^*b^*d$
 $A_{s,min} = 0.0018^*b^*d$

	1.6833		
w1=	1.68388708	w2=	0.037213661
$\rho d =$	0.001860683	$A_{s,d} =$	9.62 cm ²
Area de acero minimo		$A_{s,min} =$	9.31 cm ²
	\emptyset 5/8"	@	0.17 m

Verificación de refuerzo transversal

a) Acero de temperatura: $0.0018 \cdot b \cdot t$	As(temp)=	10.80 cm ²
Ø 5/8"	@	0.18 m
b) Acero montaje: 36 φ	As(mont)=	45.72 cm
Ø 1/2"		0.46 m

Detalle final del acero de muro



PROPUESTA DE CONTENCIÓN:

Muro gavión

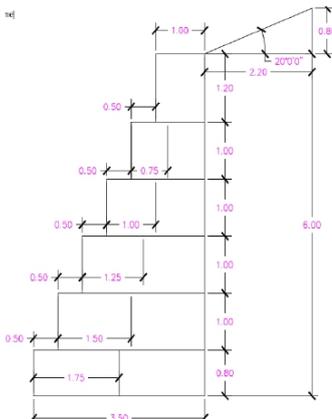
DISEÑO DE GAVION

Datos:

$\gamma(\text{Suelo}) = 1.780 \text{ t/m}^3$
 $\gamma(\text{Piedra}) = 2.3 \text{ t/m}^3$
 $\phi = 31.5$
 $c = 0$
 $\beta = 20$
 $H_t = 6 \text{ m}$
 $B = 3.5 \text{ m}$

Datos del relleno:

$\gamma(\text{Relleno}) = 1.750 \text{ t/m}^3$
 $\phi = 30.7$
 $c = 0$



Coefficiente de presión coeficiente activa de Rankine

$$K_a = \cos \beta \cdot \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right)$$

$k_a = 0.383489296$

$K_a =$ coeficiente de presión activa de Rankine

$$= \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}$$

Empuje activo

$E_a = 1/2 * K_a * \gamma * H^2$

$E_a = 12.08 \text{ Ton}$

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

Ubicación del empuje activo

$Y = H/3$

$Y = 2 \text{ m}$

Calculo de momento resistente

Punto	Material	Peso Unitario (Tn/m ³)	Área (m ²)	Peso (Tn/m)	Brazo (m)	Momento (Tn-m)
1	Gavion	2.30	2.80	6.44	1.75	11.27
2	Gavion	2.30	2.50	5.75	2.00	11.50
3	Gavion	2.30	2.00	4.60	2.25	10.35
4	Gavion	2.30	1.50	3.45	2.50	8.63
5	Gavion	2.30	1.00	2.30	2.75	6.33
6	Gavion	2.30	1.20	2.76	3.00	8.28
7	Relleno	1.75	13.2	23.10	1.10	25.41
8	Relleno	1.75	1.47	2.57	4.97	12.75
Pt=50.97 Tn/m						Mr= 94.51 Tn-m

Calculo del momento activo

$M_a = E_a * Y$

$M_a = 24.16 \text{ ton-m}$

Verificación por desplazamiento

$(f.P/Ea) \geq FSD$

1.7323

Donde : $f = \tan(\varphi) \leq 0.60$

f = 0.612800788

f = 0.410576528

FDS = 1.73 \geq

1.50 **Conforme**

Verificación por volteo

$FDv = (MR/Mact) \geq 1.50$

3.9118

FDv = 3.91 \geq

2.00 **Conforme**

Verificación de presiones del terreno

$Xo = (MR - Mact) / Pt$

Xo = 1.38027375

Excentricidad resultante

$e = (B/2) * Xo$

e = 0.37

Se debe cumplir con lo siguiente:

$e < B/6$

0.58

0.37 < 0.58

Conforme

Verificación de las presiones de carga

$\sigma = (P/B) * ((1 \pm (\delta * e) / B))$

$\sigma_1 = 23.79 \text{ ton/m}^2$

$\sigma_2 = 5.33 \text{ ton/m}^2$

Convertir de Tn/m2 a kg/cm2

$\sigma_1 = 2.425227241 \text{ kg/cm}^2$ ----- < 3.03 kg/cm2 **Conforme**

$\sigma_2 = 0.543560681 \text{ kg/cm}^2$ ----- < 3.03 kg/cm2 **Conforme**

PROPUESTA DE CONTENCIÓN: Muro reforzado de tierra armada con geotextil

$\phi'1=$ 31.5 °
 $\phi'F=$ 21 °
 $\gamma=$ 17.8 KN/m²
Calculo de geomalla
 $T(ult)=$ 80 KN/m²
 $RFic=$ 1.2
 $RFcr=$ 2.5
 $RFcbd=$ 1.25
 $T(perm)=$ **21.33**
 $FS=$ 1.5

 $Ka=$ 0.327

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_o = K_a \gamma z$$

$$S_v = \frac{T_{per}}{\sigma'_a FS_{(t)}} = \frac{T_{per}}{(\gamma z K_a) FS_{(t)}}$$

Z	Y	Ka	σ_a	Sv	z	Sv	Numero de capas
1	17.8	0.327	5.82	2.44	1.00		
1.5			8.73	1.63	1.50	1	10
2			11.64	1.22	2.00	1	9
2.5			14.55	0.98	2.50	0.5	8
3			17.46	0.81	3.00	0.5	7
3.5			20.37	0.70	3.50	0.5	6
4			23.28	0.61	4.00	0.5	5
4.5			26.19	0.54	4.50	0.5	4
5			29.10	0.49	5.00	0.5	3
5.5			32.01	0.44	5.50	0.5	2
6			34.92	0.41	6.00	0.5	1

$$L_e = \frac{S_v K_a FS_{(p)}}{2 \tan \phi'_p}$$

$$L_r = \frac{(H-z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)}$$

$$L_l = \frac{S_v \sigma'_a FS_{(t)}}{4 \sigma'_a \tan \phi'_t} \quad \sigma'_a = \gamma z - \phi' = |h|$$

$$L = \frac{(H-z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} + \frac{S_v K_a FS_{(t)}}{2 \tan \phi'_t}$$

Capas	Z	Le	Lr	Ll	L	Long a usar
10	1.5	0.64	2.52	0.32	3.16	4
9	2	0.64	2.24	0.32	2.88	4
8	2.5	0.32	1.96	0.16	2.28	4
7	3	0.32	1.68	0.16	2.00	2
6	3.5	0.32	1.40	0.16	1.72	2
5	4	0.32	1.12	0.16	1.44	2
4	4.5	0.32	0.84	0.16	1.16	2
3	5	0.32	0.56	0.16	0.88	2
2	5.5	0.32	0.28	0.16	0.60	2
1	6	0.32	0	0.16	0.32	2

Verificación de estabilidad

Verificación por vuelco

$$FS_{(\text{vuelco})} = \frac{W_1 x_1}{(P_a) \left(\frac{H}{3} \right)}$$

$$W_1 = \gamma \cdot \text{Ancho de anclaje} \cdot H$$

$$W_1 = 427.2 \text{ KN/m}$$

$$X_1 = 2 \text{ m}$$

Calculo de presión activa

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$P_a = 104.7708 \text{ KN/m}^2$$

$$FS_{(\text{Vuelco})} = 16.31 > 3.00$$

**vuelco no es necesario
aumentar la longitud del
geotextil**

Verificación por deslizamiento

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{W_1 \tan \left(\frac{2}{3} \phi'_1 \right)}{P_a}$$

$$FS_{(\text{Vuelco})} = 1.57 > 1.5$$

**Cumple con la condición de
desplazamiento**

Verificación por capacidad de carga

$$q_u = c'_2 N_c + \frac{1}{2} \gamma_2 L_2 N_\gamma; \text{ (Nota: suponiendo } L'_2 \approx L)$$

Datos de cimentación

$$\gamma_2 = 18.3 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi'_2 = 25^\circ$$

$$c'_2 = 0$$

$$L_2 = 4 \text{ m}$$

Factores de carga

$$N_q = 11.48$$

$$N_\gamma = 12.01$$

$$N_c = 21.78$$

$$q_u = 439.566 \text{ KN/m}$$

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = 4.12 > 3$$

Cumple con la condición de

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{\sigma'_{\alpha(H)}} = \frac{633}{\gamma_1 H}$$

d de carga

Anexos 04: Perfil estratigráfico



INFORME DE ENSAYO		Código	PE-UNS-01
PERFIL ESTRATIGRÁFICO - ASTM D2488 - NTP 339.150		Versión	01
		Fecha	Julio 2024
		Página	1 de 1

Proyecto : ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV. AREQUIPA, A. H. LA PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE 2022 Informe N°: 1

Tesistas : Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique - Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso Muestreado por : Tesistas

Asesor : Dr. Abner Itamar León Bobadilla Ensayado por : Tesistas

Ubicación de Proyecto : Distrito: Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash Fecha de Muestreo: Agosto 2023

Sondaje / Calicata : C-1 Profundidad Total: 3.00 m

N° de Muestras : M-1

REGISTRO DE SONDAJES

PROF. (m)	TIPO DE EXCAVACIÓN	MUESTRAS OBTENIDAS	HUMEDAD NATURAL (%)	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	CLASIFICACIÓN	
						SUCS	AASHTO
0.10	CALICATA	-	-		Relleno compuesto por conchuelas, arena y material cementicio	-	-
0.20							
0.30							
0.40							
0.50							
0.60							
0.70							
0.80							
0.90							
1.00							
1.10							
1.20							
1.30							
1.40							
1.50							
1.60							
1.70		M - 01	3.74		Arena pobremente gradada con limo (SP-SM): 1.67% de gravas finas, subangulosas; 91.38% de arena gruesa a fina y 8.96% de finos no plásticos. Condición in situ: Compacidad densa, ligeramente húmeda y color beige claro.	SP - SM	A-3 (0)
1.80							
1.90							
2.00	BARRENO						
2.10							
2.20							
2.30							
2.40							
2.50							
2.60							
2.70							
2.80							
2.90							
3.00					***** Fin de excavación *****		

TESISTAS

Nombre y firma:

Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique

Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso

JEFE DE LABORATORIO

Nombre y firma:

Ms. Julio César Rivasplata Díaz

ASESOR

Nombre y firma:

Dr. Abner Itamar León Bobadilla



INFORME DE ENSAYO		Código	PE-UNS-02
PERFIL ESTRATIGRÁFICO - ASTM D2488 - NTP 339.150		Versión	01
		Fecha	Julio 2024
		Página	1 de 1

Proyecto : ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV. AREQUIPA, A. H. LA PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE 2022 **Informe N°** 2
Tesistas : Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique - Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso **Muestreado por** : Tesistas
Aesor : Dr. Abner Itamar León Bobadilla **Ensayado por** : Tesistas
Ubicación de Proyecto : Distrito: Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash **Fecha de Muestreo**: Agosto 2023

Sondaje / Calicata : C-2 **Profundidad Total**: 3.00 m
N° de Muestras : M-1

REGISTRO DE SONDAJES							
PROF. (m)	TIPO DE EXCAVACIÓN	MUESTRAS OBTENIDAS	HUMEDAD NATURAL (%)	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	CLASIFICACIÓN	
						SUCS	AASHTO

0.10	CALICATA	-	-		Relleno compuesto por conchuelas, arena y material cementicio	---	---																					
0.20		0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00	2.10	2.20	2.30	2.40	2.50	2.60	2.70	2.80	2.90
1.80	BARRENO	M - 01	3.54		Arena limosa (SM): 1.59% de gravas finas, subangulosas; 68.57% de arena gruesa a fina y 29.84% de finos no plásticos. Condicion in situ: Compacidad parcialmente densa, ligeramente húmeda y color beige claro.	SM	A-2-4 (0)																					
2.90		3.00	***** Fin de excavación *****																									

TESISTAS

Nombre y firma:

Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique

Nombre y firma:

Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso

JEFE DE LABORATORIO

Nombre y firma:

Ms. Julio César Rivasplata Díaz

ASESOR

Nombre y firma:

Dr. Abner Itamar León Bobadilla



INFORME DE ENSAYO

Código	PE-UNS-03
Versión	01
Fecha	Julio 2024
Página	1 de 1

PERFIL ESTRATIGRÁFICO - ASTM D2488 - NTP 339.150

Proyecto : ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV. AREQUIPA, A. H. LA PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE 2022
 Tesistas : Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique - Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso
 Asesor : Dr. Abner Itamar León Bobadilla
 Ubicación de Proyecto : Distrito: Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash

Informe N° : 3
 Muestreado por : Tesistas
 Ensayado por : Tesistas
 Fecha de Muestreo: Agosto 2023

Sondaje / Calicata : C-3
 N° de Muestras : M-1
 Profundidad Total: 3.00 m

REGISTRO DE SONDAJES

PROF. (m)	TIPO DE EXCAVACIÓN	MUESTRAS OBTENIDAS	HUMEDAD NATURAL (%)	SIMBOLO	DESCRIPCION DEL SUELO	CLASIFICACIÓN	
						SUCS	AASHTO
0.10 - 0.30	CALICATA	--	--		Relleno compuesto por conchuelas, arena y material cementicio	--	--
0.30 - 0.80		--	--		Arena limosa color beige claro en condición parcialmente húmeda, finos no plásticos y de consistencia medianamente densa	--	--
0.80 - 2.20	BARRENO	M-01	2.92		Arena limosa (SM): 0.12% de gravas finas, subangulosas; 85.02% de arena gruesa a fina y 14.86% de finos no plásticos. Condición in situ: Compacidad parcialmente densa, ligeramente húmeda y color beige claro.	SM	A-2-4 (0)
2.20 - 3.00					**** Fin de excavación ****		

TESISTAS
 Nombre y firma:
 Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique
 Nombre y firma:
 Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso

JEFE DE LABORATORIO
 Nombre y firma:
 Ms. Julio César Rivasplata Díaz

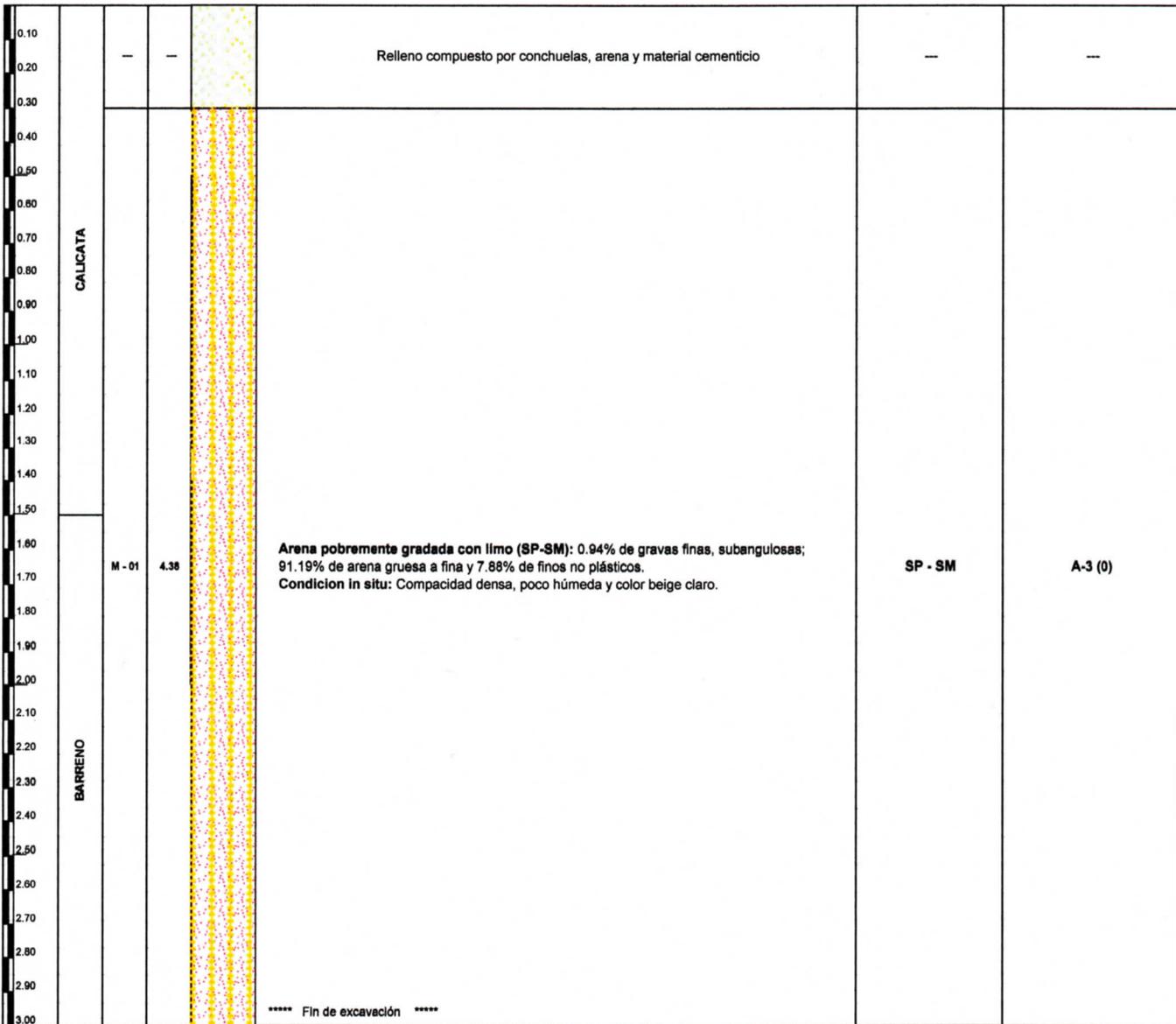
ASESOR
 Nombre y firma:
 Dr. Abner Itamar León Bobadilla

	INFORME DE ENSAYO	Código	PE-UNS-04
	PERFIL ESTRATIGRÁFICO - ASTM D2488 - NTP 339.150	Versión	01
		Fecha	Julio 2024
		Página	1 de 1

Proyecto : ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV. AREQUIPA, A. H. LA PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE 2022 **Informe N°** 4
Tesistas Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique - Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso **Muestreado por** Tesistas
Asesor Dr. Abner Itamar León Bobadilla **Ensayado por** Tesistas
Ubicación de Proyecto Distrito: Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash **Fecha de Muestreo:** Agosto 2023

Sondaje / Calicata C-4 **Profundidad Total:** 3.00 m
N° de Muestras M-1

REGISTRO DE SONDAJES							
PROF. (m)	TIPO DE EXCAVACIÓN	MUESTRAS OBTENIDAS	HUMEDAD NATURAL (%)	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	CLASIFICACIÓN	
						SUCS	AASHTO



TESISTAS

Nombre y firma: 
 Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique

Nombre y firma: 
 Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso

JEFE DE LABORATORIO

Nombre y firma: 
 Ms. Julio César Rivasplata Díaz

ASESOR

Nombre y firma: 
 Dr. Abner Itamar León Bobadilla

Anexos 05: Resultados de ensayos de laboratorio

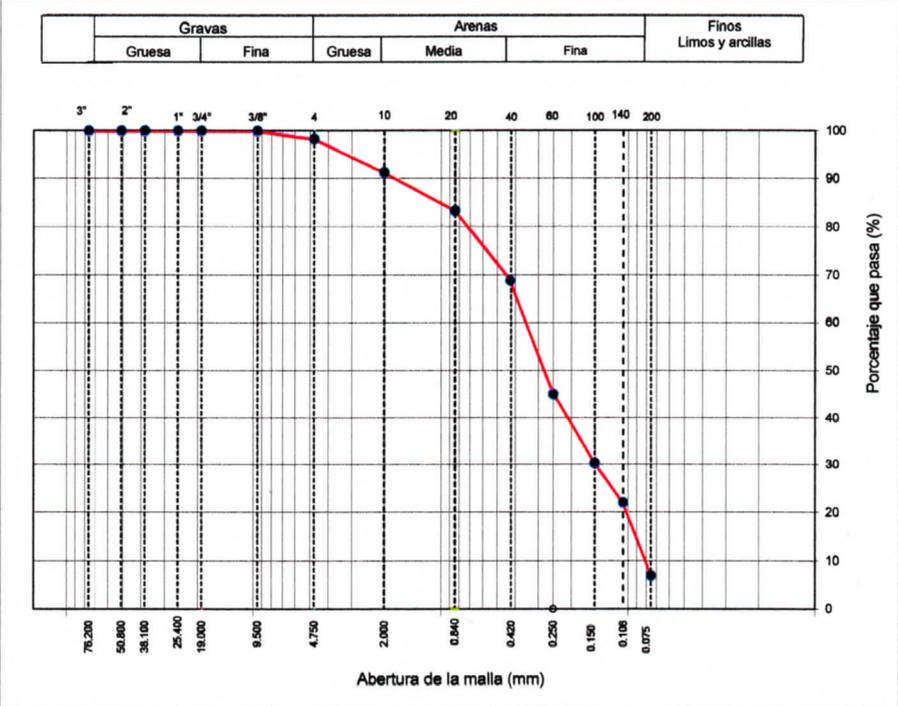
	INFORME DE ENSAYO	Código	AG-UNS-01
	ENSAYOS PARA LA CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS	Versión	01
	CONTENIDO DE HUMEDAD - ASTM D2216 - MTC E 108 - NTP 339.127 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D6913 - MTC E 107 - NTP 339.129 LIMITES DE CONSISTENCIA - ASTM D4318 - MTC E 110 - MTC E 111 - NTP 339.133	Fecha	Julio 2024
		Página	1 de 1

Proyecto : ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV. AREQUIPA, A. H. LA PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE 2022 Registro N°: 1
Tesistas : Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique - Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso Muestreado por : Tesistas
Asesor : Dr. Abner Itamar León Bobadilla Ensayado por : Tesistas
Ubicación de Proyecto : Distrito: Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash Fecha: Agosto 2023

Sondaje / Calicata : C-1 Profundidad: 0.40 a 3.00 m
N° de Muestra : M-1

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D6913			
TAMIZ	ABERTURA (mm)	PORCENTAJE RETENIDO	PORCENTAJE QUE PASA
3"	76.200		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.000		
3/8"	9.500	0.0	100.00
N° 4	4.750	1.7	98.33
N° 10	2.000	8.7	91.31
N° 20	0.840	16.8	83.36
N° 40	0.425	31.2	68.82
N° 60	0.250	55.0	44.98
N° 100	0.150	69.7	30.33
N° 140	0.106	77.9	22.06
N° 200	0.075	93.0	6.96

COEF. UNIFORMIDAD Y CURVATURA	
D60 (mm)	0.349
D30 (mm)	0.148
D10 (mm)	0.080



PROCEDIMIENTO DE OBTENCIÓN DE MUESTRA	"Secada al horno a 110 +/- 5°C"
PROCEDIMIENTO DE TAMIZADO	Tamizado compuesto
TAMIZ SEPARADOR	N°4

CLASIFICACIÓN VISUAL - MANUAL	SP - Arena mal gradada con limo de color beige en condición parcialmente húmeda y densa.
NOTAS SOBRE LA MUESTRA	Sin presencia de materiales ajenos al suelo.

CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D2216			
DESCRIPCIÓN	UND.	M - 01	M - 02
Peso del Recipiente	gr.	52.30	41.20
Peso del Recipiente + muestra húmeda	gr.	845.20	658.20
Peso del Recipiente + muestra seca	gr.	815.20	637.10
Contenido de humedad	%	3.93	3.54
Contenido de humedad promedio	%	3.74	



LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
LÍMITE LÍQUIDO	N.P.
LÍMITE PLÁSTICO	N.P.
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	N.P.
ÍNDICE DE CONSISTENCIA (Ic)	---
ÍNDICE DE LIQUEZ (IL)	---
MÉTODO DE ENSAYO DE LÍMITE LÍQUIDO	Multipunto

CLASIFICACIÓN DEL SUELO	
CLASIFICACIÓN SUCS (ASTM D2487)	SP - SM
CLASIFICACIÓN AASHTO (ASTM D3282)	A-3 (0)
NOMBRE DEL GRUPO	Arena pobremente gradada con limo

COMPOSICIÓN FÍSICA DEL SUELO EN FUNCIÓN AL TAMAÑO DE PARTÍCULAS	
CONTENIDO DE GRAVA PRESENTE EN EL SUELO %	1.67
CONTENIDO DE ARENA PRESENTE EN EL SUELO %	91.38
CONTENIDO DE FINOS PRESENTES EN EL SUELO %	6.96

TESISTAS

Nombre y firma:

Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique

Nombre y firma:

Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso

JEFE DE LABORATORIO

Nombre y firma:

Ms. Julio César Rivaspiata Díaz

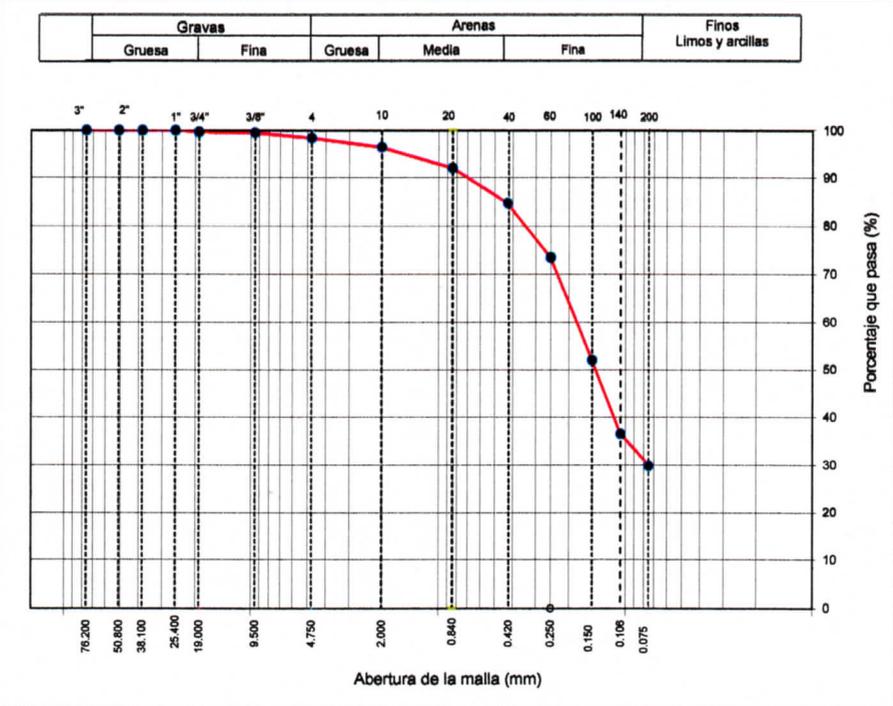
ASESOR

Nombre y firma:

Dr. Abner Itamar León Bobadilla

Proyecto : ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV. AREQUIPA, A. H. LA PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE 2022 **Registro N°:** 2
Tesistas : Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique - Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso **Muestreado por :** Tesistas
Asesor : Dr. Abner Itamar León Bobadilla **Ensayado por :** Tesistas
Ubicación de Proyecto : Distrito: Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash **Fecha:** Agosto 2023
Sondaje / Calicata : C-2 **Profundidad:** 0.60 a 3.00 m
N° de Muestra : M-1

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D6913			
TAMIZ	ABERTURA (mm)	PORCENTAJE RETENIDO	PORCENTAJE QUE PASA
3"	76.200		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400	0.0	100.00
3/4"	19.000	0.3	99.67
3/8"	9.500	0.5	99.53
N° 4	4.750	1.6	98.41
N° 10	2.000	3.6	96.42
N° 20	0.840	7.9	92.05
N° 40	0.425	15.2	84.77
N° 60	0.250	26.6	73.45
N° 100	0.150	48.0	52.00
N° 140	0.106	63.5	36.51
N° 200	0.075	70.2	29.84



COEF. UNIFORMIDAD Y CURVATURA	
D60 (mm)	0.181
D30 (mm)	0.076
D10 (mm)	0.008

PROCEDIMIENTO DE OBTENCIÓN DE MUESTRA	"Secada al horno a 110 +/- 5°C"
PROCEDIMIENTO DE TAMIZADO	Tamizado compuesto
TAMIZ SEPARADOR	N°4

CLASIFICACIÓN VISUAL - MANUAL	SP - Arena mal gradada con limo de color beige claro en condición parcialmente húmeda y densa.
NOTAS SOBRE LA MUESTRA	Sin presencia de materiales ajenos al suelo.

CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D2216			
DESCRIPCIÓN	UND.	M - 01	M - 02
Peso del Recipiente	gr.	62.50	58.40
Peso del Recipiente + muestra húmeda	gr.	425.60	521.30
Peso del Recipiente + muestra seca	gr.	414.10	504.30
Contenido de humedad	%	3.27	3.81
Contenido de humedad promedio	%	3.54	



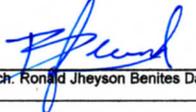
LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
LÍMITE LÍQUIDO	N.P.
LÍMITE PLÁSTICO	N.P.
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	N.P.
ÍNDICE DE CONSISTENCIA (Ic)	---
ÍNDICE DE LIQUEZ (IL)	---
MÉTODO DE ENSAYO DE LÍMITE LÍQUIDO	Multipunto

COMPOSICIÓN FÍSICA DEL SUELO EN FUNCIÓN AL TAMAÑO DE PARTÍCULAS	
CONTENIDO DE GRAVA PRESENTE EN EL SUELO %	1.69
CONTENIDO DE ARENA PRESENTE EN EL SUELO %	68.67
CONTENIDO DE FINOS PRESENTES EN EL SUELO %	29.84

CLASIFICACIÓN DEL SUELO	
CLASIFICACIÓN SUCS (ASTM D2487)	SM
CLASIFICACIÓN AASHTO (ASTM D3282)	A-2-4 (0)
NOMBRE DEL GRUPO	Arena limosa

TESISTAS

Nombre y firma: 
 Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique


 Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso

JEFE DE LABORATORIO

Nombre y firma: 
 Ms. Julio César Rivaspiata Díaz

ASESOR

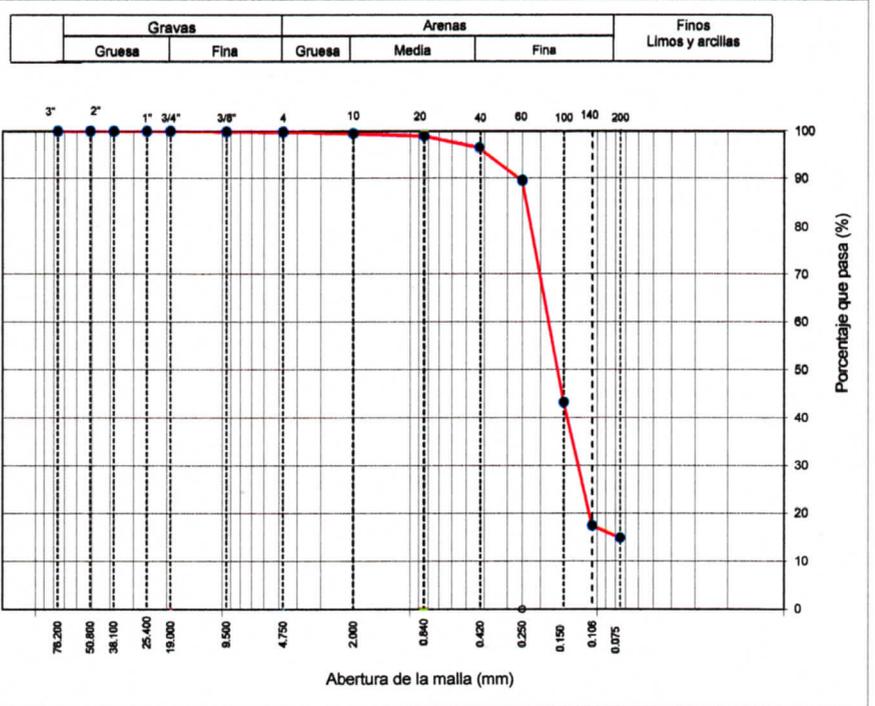
Nombre y firma: 
 Dr. Abner Itamar León Bobadilla

Proyecto : ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV. AREQUIPA, A. H. LA PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE 2022 Registro N°: 3
 Tesistas : Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso Muestreado por : Tesistas
 Asesor : Dr. Abner Itamar León Bobadilla Ensayado por : Tesistas
 Ubicación de Proyecto : Distrito: Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash Fecha: Agosto 2023

Sondaje / Calicata : C-3 Profundidad: 1.20 a 3.00 m
 N° de Muestra : M-1

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D6913			
TAMIZ	ABERTURA (mm)	PORCENTAJE RETENIDO	PORCENTAJE QUE PASA
3"	76.200		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.000	0.0	100.00
3/8"	9.500	0.1	99.91
N° 4	4.750	0.1	99.88
N° 10	2.000	0.5	99.52
N° 20	0.840	1.0	99.02
N° 40	0.425	3.5	96.52
N° 60	0.250	10.4	89.63
N° 100	0.150	56.7	43.29
N° 140	0.106	82.6	17.42
N° 200	0.075	85.1	14.86

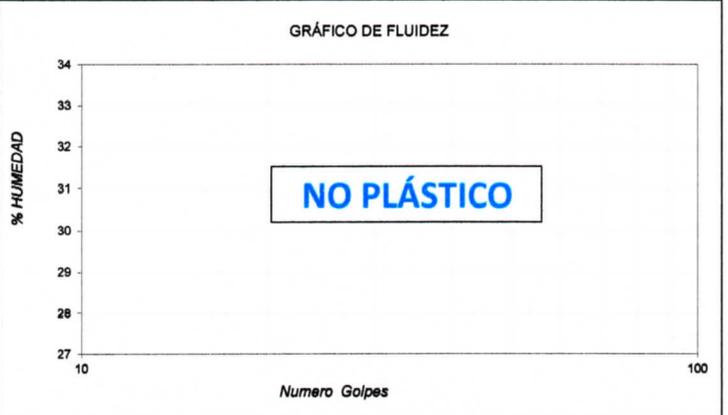
COEF. UNIFORMIDAD Y CURVATURA	
D60 (mm)	0.180
D30 (mm)	0.125
D10 (mm)	0.063



PROCEDIMIENTO DE OBTENCIÓN DE MUESTRA	"Secada al horno a 110 +/- 5°C"
PROCEDIMIENTO DE TAMIZADO	Tamizado compuesto
TAMIZ SEPARADOR	N°4

CLASIFICACIÓN VISUAL MANUAL	SP - Arena mal gradada con limo de color beige claro en condición parcialmente húmeda y densa.
NOTAS SOBRE LA MUESTRA	Sin presencia de materiales ajenos al suelo.

CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D2216			
DESCRIPCIÓN	UND.	M - 01	M - 02
Peso del Recipiente	gr.	61.70	52.60
Peso del Recipiente + muestra húmeda	gr.	452.20	596.30
Peso del Recipiente + muestra seca	gr.	442.50	579.00
Contenido de humedad	%	2.55	3.29
Contenido de humedad promedio	%	2.92	



LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
LÍMITE LÍQUIDO	N.P.
LÍMITE PLÁSTICO	N.P.
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	N.P.
ÍNDICE DE CONSISTENCIA (Ic)	---
ÍNDICE DE LIQUEDEZ (IL)	---
MÉTODO DE ENSAYO DE LÍMITE LÍQUIDO	Multipunto

COMPOSICIÓN FÍSICA DEL SUELO EN FUNCIÓN AL TAMAÑO DE PARTÍCULAS	
CONTENIDO DE GRAVA PRESENTE EN EL SUELO %	0.12
CONTENIDO DE ARENA PRESENTE EN EL SUELO %	85.02
CONTENIDO DE FINOS PRESENTES EN EL SUELO %	14.86

CLASIFICACIÓN DEL SUELO	
CLASIFICACIÓN SUCS (ASTM D2487)	SM
CLASIFICACIÓN AASHTO (ASTM D3282)	A-2-4 (0)
NOMBRE DEL GRUPO	Arena limosa

TESISTAS

Nombre y firma:

Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique

Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso

JEFE DE LABORATORIO

Nombre y firma:

Ms. Julio César Rivasplata Díaz

ASESOR

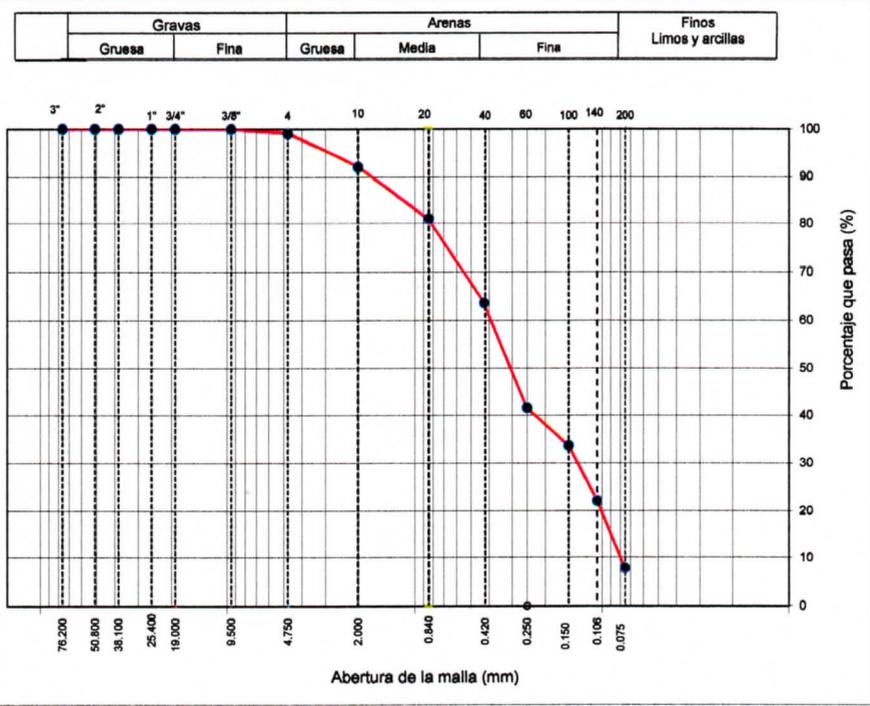
Nombre y firma:

Dr. Abner Itamar León Bobadilla

Proyecto Tesistas Asesor Ubicación de Proyecto	: ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV. AREQUIPA, A. H. LA PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE 2022 : Bach. Johana Caroline Bacillo Manrique - Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso : Dr. Abner Itamar León Bobadilla Distrito: Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash	Registro N°: 4 Muestreado por: Tesistas Ensayado por: Tesistas Fecha: Agosto 2023 Profundidad: 0.30 a 3.00 m
Sondaje / Calicata N° de Muestra	C-4 M-1	

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D6913			
TAMIZ	ABERTURA (mm)	PORCENTAJE RETENIDO	PORCENTAJE QUE PASA
3"	76.200		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.000		
3/8"	9.500	0.0	100.00
N° 4	4.750	0.9	99.06
N° 10	2.000	8.0	92.01
N° 20	0.840	19.0	80.99
N° 40	0.425	36.4	63.62
N° 60	0.250	58.4	41.56
N° 100	0.150	66.4	33.63
N° 140	0.106	78.0	21.99
N° 200	0.075	92.1	7.88

COEF. UNIFORMIDAD Y CURVATURA	
D60 (mm)	0.390
D30 (mm)	0.167
D10 (mm)	0.079



PROCEDIMIENTO DE OBTENCIÓN DE MUESTRA	"Secada al horno a 110 +/- 5°C"
PROCEDIMIENTO DE TAMIZADO	Tamizado compuesto
TAMIZ SEPARADOR	N°4

CLASIFICACIÓN VISUAL - MANUAL	SP - Arena mal gradada con limo de color beige claro en condición poco húmeda y bien denso.
NOTAS SOBRE LA MUESTRA	Sin presencia de materiales ajenos al suelo.

CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D2216			
DESCRIPCIÓN	UND.	M - 01	M - 02
Peso del Recipiente	gr.	58.50	61.20
Peso del Recipiente + muestra húmeda	gr.	762.30	814.10
Peso del Recipiente + muestra seca	gr.	735.10	780.00
Contenido de humedad	%	4.02	4.74
Contenido de humedad promedio	%	4.38	



LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
LÍMITE LÍQUIDO	N.P.
LÍMITE PLÁSTICO	N.P.
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	N.P.
ÍNDICE DE CONSISTENCIA (Ic)	---
ÍNDICE DE LIQUIDEZ (IL)	---
MÉTODO DE ENSAYO DE LÍMITE LÍQUIDO	Multipunto

CLASIFICACIÓN DEL SUELO	
CLASIFICACIÓN SUCS (ASTM D2487)	SP - SM
CLASIFICACIÓN AASHTO (ASTM D3282)	A-3 (0)
NOMBRE DEL GRUPO	Arena pobremente gradada con limo

COMPOSICIÓN FÍSICA DEL SUELO EN FUNCIÓN AL TAMAÑO DE PARTÍCULAS	
CONTENIDO DE GRAVA PRESENTE EN EL SUELO %	0.94
CONTENIDO DE ARENA PRESENTE EN EL SUELO %	91.19
CONTENIDO DE FINOS PRESENTES EN EL SUELO %	7.88

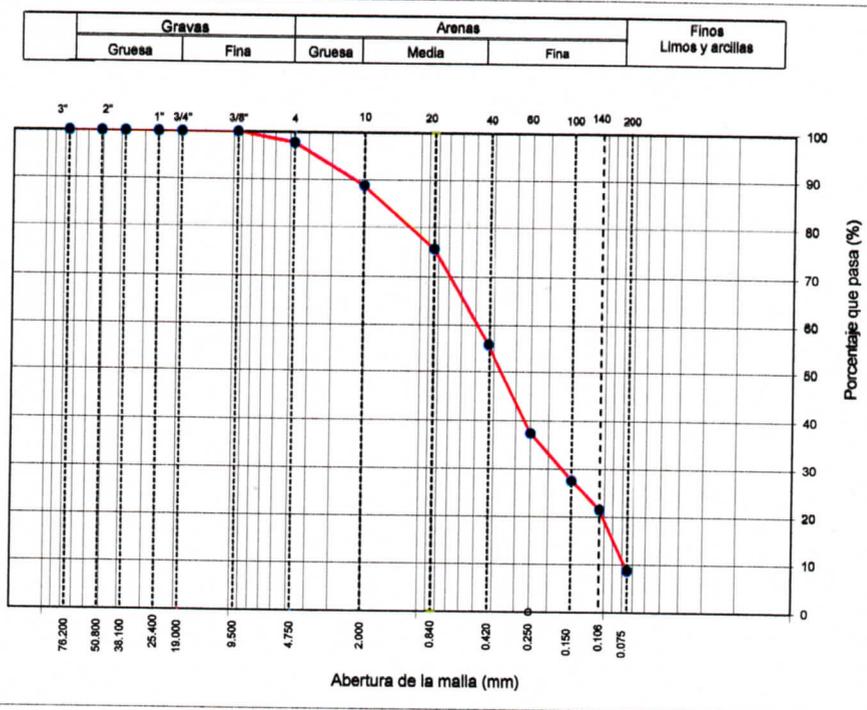
TESISTAS
Nombre y firma:
Bach. Johana Caroline Bacillo Manrique
Nombre y firma:
Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso

JEFE DE LABORATORIO
Nombre y firma:
Ms. Julio César Rivasplata Díaz

ASESOR
Nombre y firma:
Dr. Abner Itamar León Bobadilla

Proyecto	: ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV. AREQUIPA, A. H. LA PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE 2022	Registro N°:	5
Tesistas	: Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique - Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso	Muestreado por :	Tesistas
Asesor	: Dr. Abner Itamar León Bobadilla	Ensayado por :	Tesistas
Ubicación de Proyecto	: Distrito: Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash	Fecha:	Agosto 2023
Sondaje / Calicata	: C-5	Profundidad:	0.30 a 3.00 m
N° de Muestra	: M-1		

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D6913			
TAMIZ	ABERTURA (mm)	PORCENTAJE RETENIDO	PORCENTAJE QUE PASA
3"	76.200		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.000		
3/8"	9.500	0.0	100.00
N° 4	4.750	2.2	97.76
N° 10	2.000	11.2	88.84
N° 20	0.840	24.2	75.75
N° 40	0.425	44.2	55.81
N° 60	0.250	62.6	37.41
N° 100	0.150	72.5	27.48
N° 140	0.106	78.6	21.38
N° 200	0.075	91.3	8.67

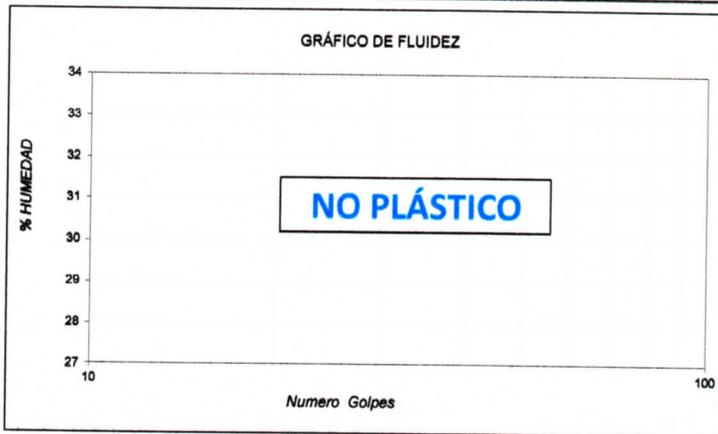


COEF. UNIFORMIDAD Y CURVATURA	
D60 (mm)	0.490
D30 (mm)	0.171
D10 (mm)	0.078

PROCEDIMIENTO DE OBTENCIÓN DE MUESTRA	"Secada al horno a 110 +/- 5°C"
PROCEDIMIENTO DE TAMIZADO	Tamizado compuesto
TAMIZ SEPARADOR	N°4

CLASIFICACIÓN VISUAL - MANUAL	SP - Arena mal gradada con limo de color beige en condición húmeda y denso.
NOTAS SOBRE LA MUESTRA	Sin presencia de materiales ajenos al suelo.

CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D2216			
DESCRIPCIÓN	UND.	M - 01	M - 02
Peso del Recipiente	gr.	60.30	58.10
Peso del Recipiente + muestra húmeda	gr.	812.30	746.90
Peso del Recipiente + muestra seca	gr.	788.00	725.80
Contenido de humedad	%	3.34	3.16
Contenido de humedad promedio	%	3.25	



LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
LÍMITE LÍQUIDO	N.P.
LÍMITE PLÁSTICO	N.P.
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	N.P.
ÍNDICE DE CONSISTENCIA (Ic)	---
ÍNDICE DE LIQUIDEZ (IL)	---
MÉTODO DE ENSAYO DE LÍMITE LÍQUIDO	Multipunto

COMPOSICIÓN FÍSICA DEL SUELO EN FUNCIÓN AL TAMAÑO DE PARTÍCULAS	
CONTENIDO DE GRAVA PRESENTE EN EL SUELO %	2.24
CONTENIDO DE ARENA PRESENTE EN EL SUELO %	89.09
CONTENIDO DE FINOS PRESENTES EN EL SUELO %	8.67

CLASIFICACIÓN DEL SUELO	
CLASIFICACIÓN SUCS (ASTM D2487)	SP - SM
CLASIFICACIÓN AASHTO (ASTM D3282)	A-3 (0)
NOMBRE DEL GRUPO	Arena pobremente gradada con limo

TESISTAS
Nombre y firma:  Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique
 Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso

JEFE DE LABORATORIO
Nombre y firma:  Ms. Julio César Rivasplata Díaz

ASESOR
Nombre y firma:  Dr. Abner Itamar León Bobadilla

Anexos 06: Registro de auscultaciones – DPL

PROYECTO : ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV. AREQUIPA, A. H. LA PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE 2022

SOLICITA: : Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique - Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso

UBICACIÓN Distrito: Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash

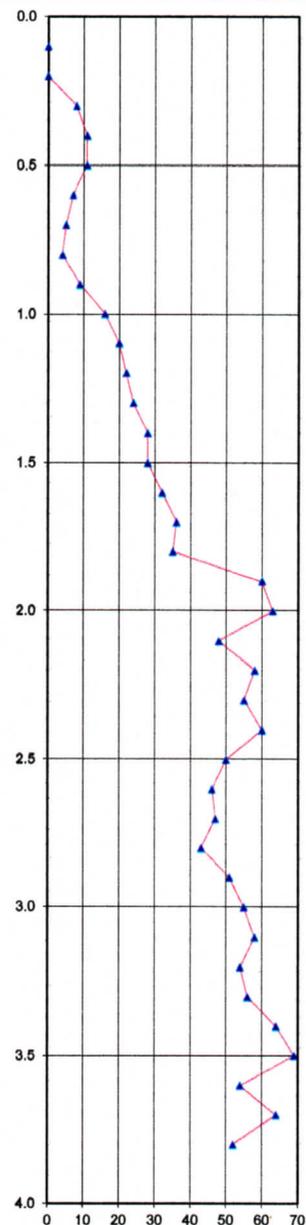
FECHA : Agosto 2023

PROFUNDIDAD : 3.00 m

NIVEL FREÁTICO : N.P

AUSCULTACION : DPL-1

PROF. (m)	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	SUCS	DN gr/cm3	N _{dpl}	CORRELACIONES			c (Kg/cm ²) suelo cohesivo	ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA		
					N _{SPT}	DR (%)	φ°		N _{DPL} =	N° de golpes / 10 cm	
0.10				0							
0.20				0							
0.30				8							
0.40				11							
0.50	Arena pobremente gradada con limo (SP-SM): 1.67% de gravas finas, subangulosas; 91.38% de arena gruesa a fina y 6.96% de finos no plásticos. Condicion in situ: Compacidad densa, ligeramente húmeda y color beige claro.			1.45	11	5	25	28.8			
0.60					7						
0.70					5						
0.80					4						
0.90					9						
1.00					1.56	16	22	52	32.9		
1.10					20						
1.20					22						
1.30					24						
1.40					28						
1.50					1.62	28	34	65	34.8		
1.60					32						
1.70					36						
1.80					35						
1.90					60						
2.00					1.68	63	53	81	37.2		
2.10				48							
2.20				58							
2.30				55							
2.40				60							
2.50				1.65	50	45	75	36.3			
2.60				46							
2.70				47							
2.80				43							
2.90				51							
3.00				1.69	55	56	84	37.5			
3.10				58							
3.20				54							
3.30				56							
3.40				64							
3.50				1.69	69	56	84	37.5			
3.60				54							
3.70				64							
3.80				52							
3.90											
4.00											



TESISTAS

Nombre y firma:

Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique

Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso

JEFE DE LABORATORIO

Nombre y firma:

Ms. Julio César Rivasplata Díaz

ASESOR

Nombre y firma:

Dr. Abner Itamar León Bobadilla

PROYECTO : ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV. AREQUIPA, A. H. LA PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE 2022

SOLICITA: : Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique - Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso

UBICACIÓN : Distrito: Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash

FECHA : Agosto 2023

PROFUNDIDAD : 3.00 m

NIVEL FREÁTICO : N.P

AUSCULTACION : DPL-2

PROF. (m)	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	S U C S	DN gr/cm ³	N _{dpl}	CORRELACIONES				ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA Nº de golpes 10 cm
					N _{SPT}	DR (%)	φ°	c (Kg/cm ²) suelo cohesivo	
0.10				0					
0.20				0					
0.30				33					
0.40				30					
0.50			1.51	17	12	39	30.8		
0.60				15					
0.70				12					
0.80				10					
0.90				10					
1.00			1.45	6	5	25	28.8		
1.10				4					
1.20				4					
1.30				7					
1.40				12					
1.50			1.57	17	23	54	33.0		
1.60				18					
1.70				22					
1.80	Arena limosa (SM): 1.59% de gravas finas, subangulosas; 68.57% de arena gruesa a fina y 29.84% de finos no plásticos. Condición in situ: Compacidad parcialmente densa, ligeramente húmeda y color beige claro.			30					
1.90				37					
2.00		1.61	35	33	64	34.6			
2.10					32				
2.20					35				
2.30				32					
2.40				28					
2.50			1.60	29	29	60	34.0		
2.60				29					
2.70				29					
2.80				29					
2.90				40					
3.00			1.62	35	34	65	34.8		
3.10				31					
3.20				35					
3.30				36					
3.40				35					
3.50			1.61	35	32	63	34.5		
3.60				33					
3.70				30					
3.80				35					
3.90									
4.00									

TESISTAS

Nombre y firma:

Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique

Nombre y firma:

Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso

JEFE DE LABORATORIO

Nombre y firma:

Ms. Julio Cesar Rivasplata Diaz

ASESOR

Nombre y firma:

Dr. Abner Itamar León Bobadilla

	INFORME DE ENSAYO		Código	DPL-UNS-03
	REGISTRO DE AUSCULTACIÓN PENETRACIÓN DINÁMICA LIGERA - DPL - NPT 339.159		Versión	01
			Fecha	Julio del 2024
			Página	1 de 1

PROYECTO : ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV. AREQUIPA, A. H. LA PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE 2022

SOLICITA: : Bach. Johana Caroline Bacillo Manrique - Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso

UBICACIÓN : Distrito: Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash

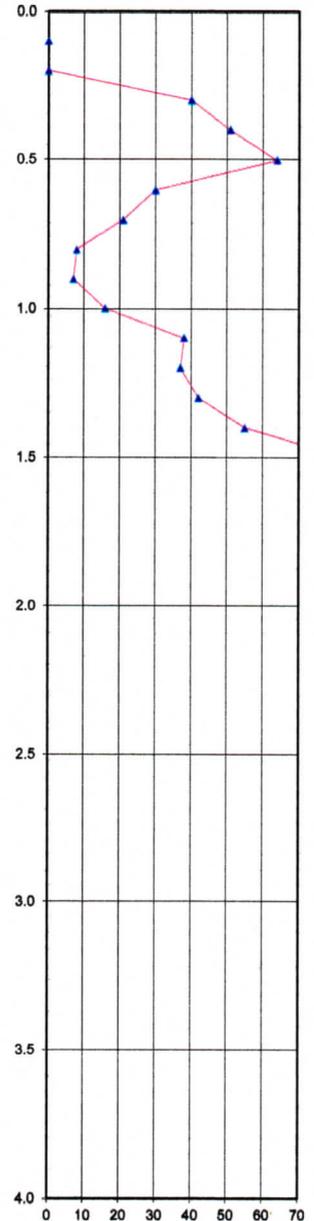
FECHA : Agosto 2023

PROFUNDIDAD : 3.00 m

NIVEL FREÁTICO : N.P

AUSCULTACION : DPL-3

PROF. (m)	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	SUCS	DN gr/cm ³	N _{dpl}	CORRELACIONES			c (Kg/cm ²) suelo cohesivo	ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA	
					N _{SPT}	DR (%)	φ°		N _{DPL} =	N° de golpes / 10 cm
0.10				0						
0.20				0						
0.30				40						
0.40				51						
0.50			1.55	64	19	49	32.3			
0.60				30						
0.70				21						
0.80				8						
0.90				7						
1.00			1.63	16	39	70	35.5	-		
1.10				38						
1.20				37						
1.30				42						
1.40				55						
1.50			1.90	83	147	136	45.3			
1.60				103						
1.70				170						
1.80										
1.90										
2.00	Arena limosa (SM): 0.12% de gravas finas, subangulosas; 85.02% de arena gruesa a fina y 14.86% de finos no plásticos. Condición in situ: Compacidad parcialmente densa, ligeramente húmeda y color beige claro.									
2.10										
2.20										
2.30										
2.40										
2.50										
2.60										
2.70										
2.80										
2.90										
3.00										
3.10										
3.20										
3.30										
3.40										
3.50										
3.60										
3.70										
3.80										
3.90										
4.00										



TESISTAS
Nombre y firma:
Bach. Johana Caroline Bacillo Manrique
Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso

JEFE DE LABORATORIO
Nombre y firma:
Ms. Julio César Rivasplata Díaz

ASESOR
Nombre y firma:
Dr. Abner Itamar León Bobadilla

	INFORME DE ENSAYO		Código	DPL-UNS-04
	REGISTRO DE AUSCULTACIÓN PENETRACIÓN DINÁMICA LIGERA - DPL - NPT 339.159		Versión	01
			Fecha	Julio del 2024
			Página	1 de 1

PROYECTO : ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV. AREQUIPA, A. H. LA PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE 2022

SOLICITA: : Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique - Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso

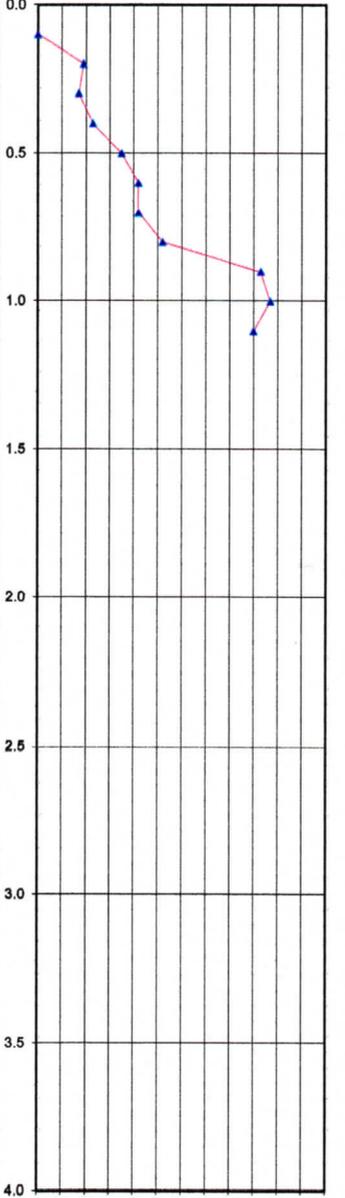
UBICACIÓN Distrito: Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash

FECHA : Agosto 2023

PROFUNDIDAD : 3.00 m

NIVEL FREÁTICO : N.P

AUSCULTACION : DPL-4

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	DN gr/cm ³	N _{dpl}	CORRELACIONES				ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA Nº de golpes 10 cm
					N SPT	DR (%)	φ°	c (Kg/cm ²) suelo cohesivo	
0.10				0					
0.20			19						
0.30			17						
0.40			23						
0.50			1.65	35	45	75	36.3		
0.60				42					
0.70				42					
0.80				52					
0.90				93					
1.00			1.78	97	90	106	40.9		
1.10				90					
1.20									
1.30									
1.40									
1.50	Arena pobremente gradada con limo (SP-SM): 0.94% de gravas finas, subangulosas; 91.19% de arena gruesa a fina y 7.88% de finos no plásticos. Condicion in situ: Compacidad densa, poco húmeda y color beige claro.								
1.60									
1.70									
1.80									
1.90									
2.00									
2.10									
2.20									
2.30									
2.40									
2.50									
2.60									
2.70									
2.80									
2.90									
3.00									
3.10									
3.20									
3.30									
3.40									
3.50									
3.60									
3.70									
3.80									
3.90									
4.00									

TESISTAS
Nombre y firma:  Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique
 Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso

JEFE DE LABORATORIO
Nombre y firma:  Ms. Julio César Rivasplata Díaz

ASESOR
Nombre y firma:  Dr. Abner Itamar León Bobadilla

PROYECTO ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV. AREQUIPA, A. H. LA PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE 2022

SOLICITA: : Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique - Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso

UBICACIÓN Distrito: Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash

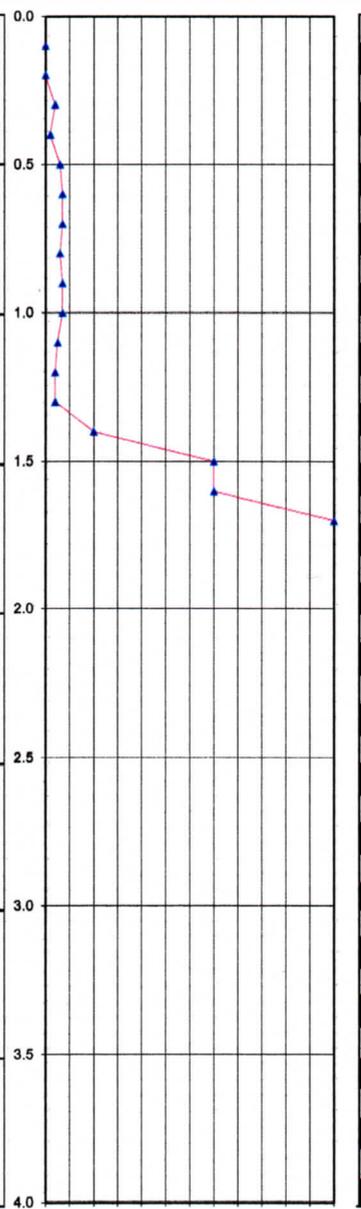
FECHA : Agosto 2023

PROFUNDIDAD : 3.00 m

NIVEL FREÁTICO : N.P

AUSCULTACION : **DPL-5**

PROF. (m)	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	SUCS	DN gr/cm ³	N _{dpl}	CORRELACIONES			c (Kg/cm ²) suelo cohesivo	ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA	
					N _{SPT}	DR (%)	φ°		N _{DPL}	N° de golpes / 10 cm
0.10				0						
0.20				0						
0.30				4						
0.40				2						
0.50			1.46	6	6	27	29.1			
0.60				7						
0.70				7						
0.80				6						
0.90				7						
1.00			1.44	7	4	22	28.4			
1.10				5						
1.20				4						
1.30				4						
1.40				20						
1.50	Arena pobremente gradada con limo (SP-SM): 2.24% de gravas finas, subangulosas; 89.09% de arena gruesa a fina y 8.67% de finos no plásticos. Condición in situ: Compacidad densa, condición húmeda y color beige claro.		1.81	70	103	113	42.0			
1.60				70						
1.70					120					
1.80										
1.90										
2.00										
2.10										
2.20										
2.30										
2.40										
2.50										
2.60										
2.70										
2.80										
2.90										
3.00										
3.10										
3.20										
3.30										
3.40										
3.50										
3.60										
3.70										
3.80										
3.90										
4.00										



TESISTAS

Nombre y firma:

Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique

Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso

JEFE DE LABORATORIO

Nombre y firma:

Ms. Julio César Rivasplata Díaz

ASESOR

Nombre y firma:

Dr. Abner Itamar León Bobadilla

Anexos 07: Capacidad portante del suelo y asentamiento

	INFORME DE ENSAYO	Código	CCA-UNS-01
	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE	Versión	01
		Fecha	Julio 2024
		Página	1 de 1

Proyecto : ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV. AREQUIPA, A. H. LA PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE 2022 **Informe N°:** 0
Tesistas : Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique - Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso **Hecho por** Tesistas
Asesor : Dr. Abner Itamar León Bobadilla
Ubicación de Proyecto : Distrito: Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash

A.- DATOS GENERALES

Ángulo de Fricción Interna (ϕ)	33.00	grados
Cohesión (c)	0.00	kg/cm ²
Tipo de falla por corte	Local	
Ángulo de Fricción Interna corregido (ϕ_c)	23.4	grados
Cohesión corregida (c) _c	0.00	kg/cm ²
Peso Unitario de Sobre Carga (γ_1)	1.57	g/cm ³
Peso Unitario del Suelo de Cimentación (γ_2)	1.57	g/cm ³
Relación Ancho / Largo (B/L)	1.00	(1.0 si es circular o cuadrada)
Ancho (diámetro) Inicial de la Cimentación	1.00	m
Incremento de base (Δb)	0.50	m
Cota de Terreno bajo piso terminado	0.00	m
Profundidad de Desplante (Df)	1.50	m (0.0 si es indeterminado)
Incremento de profundidad (ΔDf)	0.50	m
Factor de Seguridad (F.S. assume 3.0)	3.00	
Clasificación SUCS del suelo de cimentación	SM	
Cimentación sugerida	Zapata Cuadrada	

B.- FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

$$N_c = 18.557 \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_q = 9.034 \quad N_q = \gamma_g^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{9.8 \phi}$$

$$N_y = 8.688 \quad N_y = 2(N_q + 1) \gamma_g \phi$$

C.- FACTORES DE FORMA

$$S_c = 1.487 \quad S_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}$$

$$S_q = 1.433 \quad S_q = 1 + 0.4 \frac{B}{L}$$

$$S_y = 1.400 \quad S_y = 1 + \frac{B}{L} \gamma_g \phi$$

D.- FACTORES DE INCLINACIÓN

$$i_c = 1.000 \quad i_c = i_q = \left(1 - \frac{\beta}{90} \right)^2$$

$$i_q = 1.000$$

$$i_r = 1.000 \quad i_r = \left(1 + \frac{\beta}{\phi} \right)^2$$

E.- COEFICIENTES DE PRESION LATERAL

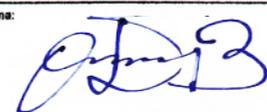
Ka = 0.431
 Kp = 2.318
 Ko = 0.603

NOTA: Coeficientes de empuje encontrados según Rankine.

F.- CAPACIDAD ADMISIBLE

Cimentación sugerida Zapata Cuadrada

COTA RELATIVA	DESPLANTE Df (m)	ANCHO B (m)	FACTORES POR N.F.		qa (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)	Detalle
			W	W'			
-1.50	1.50	1.0	1.00	1.00	4.00	1.33	Zapata Cuadrada
-1.50	1.50	1.5	1.00	1.00	4.48	1.49	
-1.50	1.50	2.0	1.00	1.00	4.96	1.65	
-2.00	2.00	1.0	1.00	1.00	5.02	1.67	
-2.00	2.00	1.5	1.00	1.00	5.50	1.83	
-2.00	2.00	2.0	1.00	1.00	5.97	1.99	
-2.50	2.50	1.0	1.00	1.00	6.04	2.01	
-2.50	2.50	1.5	1.00	1.00	6.51	2.17	
-2.50	2.50	2.0	1.00	1.00	6.99	2.33	
-3.00	3.00	1.0	1.00	1.00	7.05	2.35	
-3.00	3.00	1.5	1.00	1.00	7.53	2.51	
-3.00	3.00	2.0	1.00	1.00	8.01	2.67	
-3.50	3.50	1.0	1.00	1.00	8.07	2.69	
-3.50	3.50	1.5	1.00	1.00	8.55	2.85	
-3.50	3.50	2.0	1.00	1.00	9.02	3.01	

TESISTAS	JEFE DE LABORATORIO	ASESOR
Nombre y firma:  Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique  Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso	Nombre y firma:  Ms. Julio César Rivasplata Díaz 	Nombre y firma:  Dr. Abner Itamar León Bobadilla

	INFORME DE ENSAYO	Código	AME-UNS-01
	ASENTAMIENTO - MÉTODO ELÁSTICO	Versión	01
		Fecha	Julio 2024
		Página	1 de 1

Proyecto : ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV. AREQUIPA, A. H. LA PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE 2022 **Informe N°:** 0
Tesistas Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique - Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso **Hecho por** Tesistas
Asesor Dr. Abner Itamar León Bobadilla
Ubicación de Proyecto Distrito: Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash

G.- ASENTAMIENTO (S_i)

Presión por carga admisible	q_{adm}	=	1.33	Kg/cm ²	
Relación de Poisson	μ	=	0.30		
Módulo de Elasticidad	E_n	=	500	Kg/cm ²	
Asentamiento permisible	$S_i (max)$	=	2.54	cm	
Ancho de la cimentación	B	=	1.00	m	
Factor de forma	I_f	=	0.93	m/m	
Asentamiento	S_i	=	0.0025	m	
Asentamiento	S_i	=	0.254	cm	
Presión por carga	q_{adm}	=	1.33	Kg/cm ²	
Presión de carga asumida por asentamiento	q_{adm}	=	1.50	Kg/cm ²	
	S_i	=	0.23	cm	OK !
	S_i	=	0.25	cm	OK !

TESISTAS

Nombre y firma:


 Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique


 Bach. Ronald Jheyson Benites Damaso

JEFE DE LABORATORIO

Nombre y firma:


 Ms. Julio César Rivasplata Díaz

ASESOR

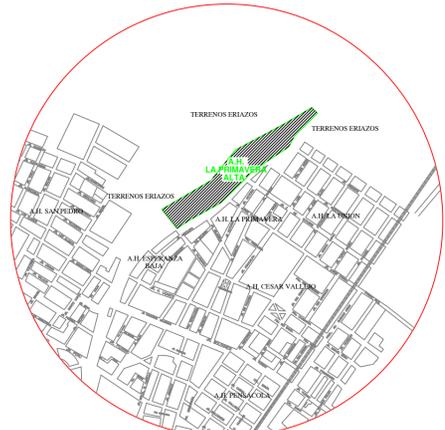
Nombre y firma:


 Dr. Abner Itamar León Bobadilla

Anexos 08: Planos

8999700
8999600
8999500
8999400
8999300
8999200
8999100
8999000

Manzana	Lote	Area m ²
A	1	140.00
A	2	140.00
A	3	140.00
A	4	140.00
A	5	140.00
A	6	140.00
A	7	140.00
A	8	140.00
A	9	140.00
A	10	140.00
A	11	140.00
A	12	140.00
A	13	140.00
A	14	140.00
A	15	140.00
A	16	140.00
A	17	140.00
A	18	140.00
A	19	140.00
A	20	140.00
A	21	140.00
A	22	140.00
A	23	140.00
A	24	140.00
A	25	140.00
A	26	140.00
A	27	140.00
A	28	140.00
A	29	140.00
A	30	140.00
A	31	140.00
A	32	140.00
A	33	140.00
A	34	140.00
A	35	140.00
A	36	140.00
A	37	140.00
A	38	140.00
A	39	140.00
A	40	140.00
A	41	140.00
A	42	140.00
A	43	140.00
A	44	140.00
A	45	140.00
A	46	140.00
A	47	140.00
A	48	140.00
A	49	140.00
A	50	140.00
A	51	140.00
A	52	140.00
A	53	140.00
A	54	140.00
A	55	140.00
A	56	140.00
A	57	140.00
A	58	140.00
A	59	140.00
A	60	140.00
A	61	140.00
A	62	140.00
A	63	140.00
A	64	140.00
A	65	140.00
A	66	140.00
A	67	140.00
A	68	140.00
A	69	140.00
A	70	140.00
A	71	140.00
A	72	140.00
A	73	140.00
A	74	140.00
A	75	140.00
A	76	140.00
A	77	140.00
A	78	140.00
A	79	140.00
A	80	140.00
A	81	140.00
A	82	140.00
A	83	140.00
A	84	140.00
A	85	140.00
A	86	140.00
A	87	140.00
A	88	140.00
A	89	140.00
A	90	140.00
A	91	140.00
A	92	140.00
A	93	140.00
A	94	140.00
A	95	140.00
A	96	140.00
A	97	140.00
A	98	140.00
A	99	140.00
A	100	140.00
TOTAL	11 Lotes	1557.40



PLANO DE UBICACION
ESCALA 1/10,000

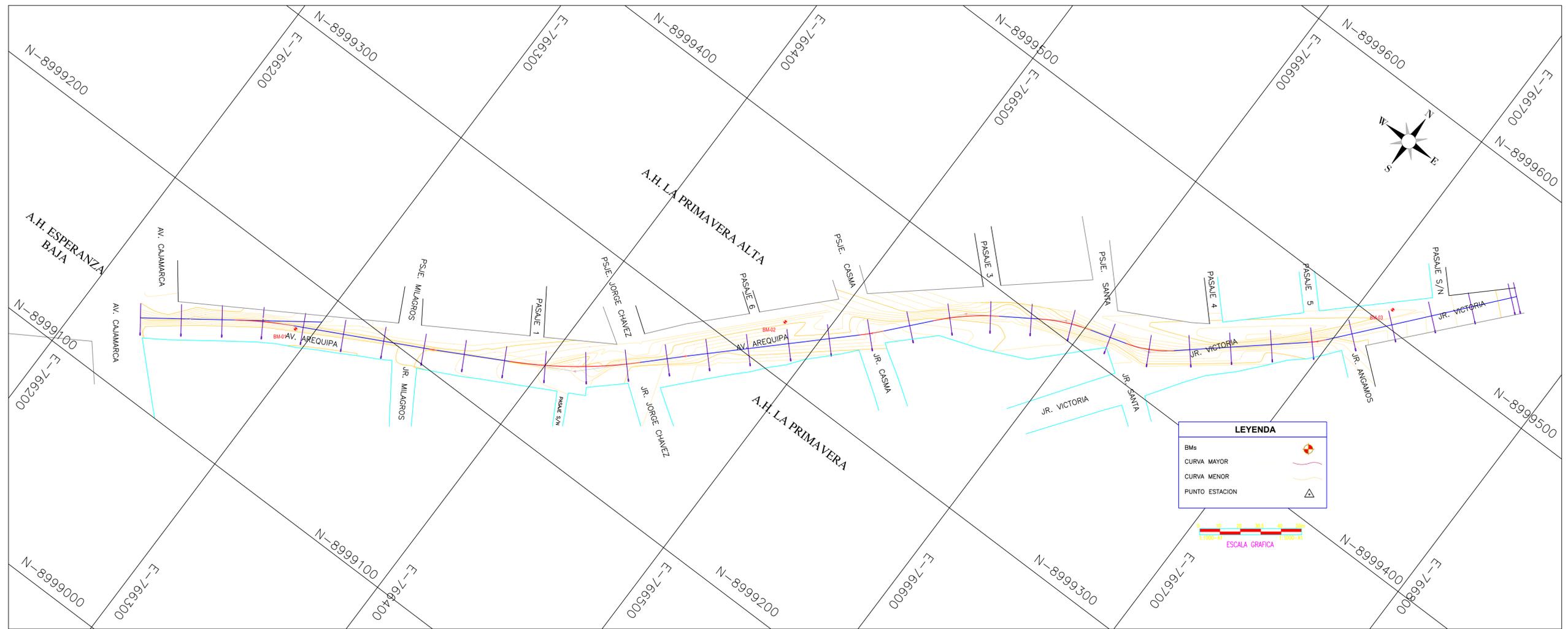
Manzana	Lote	Area m ²
B	1	118.00
B	2	139.50
B	3	239.80
B	4	244.00
B	5	185.30
B	6	85.80
B	7	139.10
B	8	200.70
B	9	201.50
B	10	136.90
B	11	150.70
B	12	132.20
B	13	194.90
B	14	155.30
B	15	139.10
B	16	138.60
B	17	158.80
B	18	132.10
B	19	132.10
B	20	132.10
B	21	132.10
B	22	132.10
B	23	132.10
B	24	132.10
B	25	132.10
B	26	132.10
B	27	132.10
B	28	132.10
B	29	132.10
B	30	132.10
B	31	132.10
B	32	132.10
B	33	132.10
B	34	132.10
B	35	132.10
B	36	132.10
B	37	132.10
B	38	132.10
B	39	132.10
B	40	132.10
B	41	132.10
B	42	132.10
B	43	132.10
B	44	132.10
B	45	132.10
B	46	132.10
B	47	132.10
B	48	132.10
B	49	132.10
B	50	132.10
B	51	132.10
B	52	132.10
B	53	132.10
B	54	132.10
B	55	132.10
B	56	132.10
B	57	132.10
B	58	132.10
B	59	132.10
B	60	132.10
B	61	132.10
B	62	132.10
B	63	132.10
B	64	132.10
B	65	132.10
B	66	132.10
B	67	132.10
B	68	132.10
B	69	132.10
B	70	132.10
B	71	132.10
B	72	132.10
B	73	132.10
B	74	132.10
B	75	132.10
B	76	132.10
B	77	132.10
B	78	132.10
B	79	132.10
B	80	132.10
B	81	132.10
B	82	132.10
B	83	132.10
B	84	132.10
B	85	132.10
B	86	132.10
B	87	132.10
B	88	132.10
B	89	132.10
B	90	132.10
B	91	132.10
B	92	132.10
B	93	132.10
B	94	132.10
B	95	132.10
B	96	132.10
B	97	132.10
B	98	132.10
B	99	132.10
B	100	132.10
TOTAL	116 Lotes	3601.40

Manzana	Lote	Area m ²
C	1	186.30
C	2	186.30
C	3	186.30
C	4	186.30
C	5	186.30
C	6	186.30
C	7	186.30
C	8	186.30
C	9	186.30
C	10	186.30
C	11	186.30
C	12	186.30
C	13	186.30
C	14	186.30
C	15	186.30
C	16	186.30
C	17	186.30
C	18	186.30
C	19	186.30
C	20	186.30
C	21	186.30
C	22	186.30
C	23	186.30
C	24	186.30
C	25	186.30
C	26	186.30
C	27	186.30
C	28	186.30
C	29	186.30
C	30	186.30
C	31	186.30
C	32	186.30
C	33	186.30
C	34	186.30
C	35	186.30
C	36	186.30
C	37	186.30
C	38	186.30
C	39	186.30
C	40	186.30
C	41	186.30
C	42	186.30
C	43	186.30
C	44	186.30
C	45	186.30
C	46	186.30
C	47	186.30
C	48	186.30
C	49	186.30
C	50	186.30
C	51	186.30
C	52	186.30
C	53	186.30
C	54	186.30
C	55	186.30
C	56	186.30
C	57	186.30
C	58	186.30
C	59	186.30
C	60	186.30
C	61	186.30
C	62	186.30
C	63	186.30
C	64	186.30
C	65	186.30
C	66	186.30
C	67	186.30
C	68	186.30
C	69	186.30
C	70	186.30
C	71	186.30
C	72	186.30
C	73	186.30
C	74	186.30
C	75	186.30
C	76	186.30
C	77	186.30
C	78	186.30
C	79	186.30
C	80	186.30
C	81	186.30
C	82	186.30
C	83	186.30
C	84	186.30
C	85	186.30
C	86	186.30
C	87	186.30
C	88	186.30
C	89	186.30
C	90	186.30
C	91	186.30
C	92	186.30
C	93	186.30
C	94	186.30
C	95	186.30
C	96	186.30
C	97	186.30
C	98	186.30
C	99	186.30
C	100	186.30
TOTAL	116 Lotes	2954.50

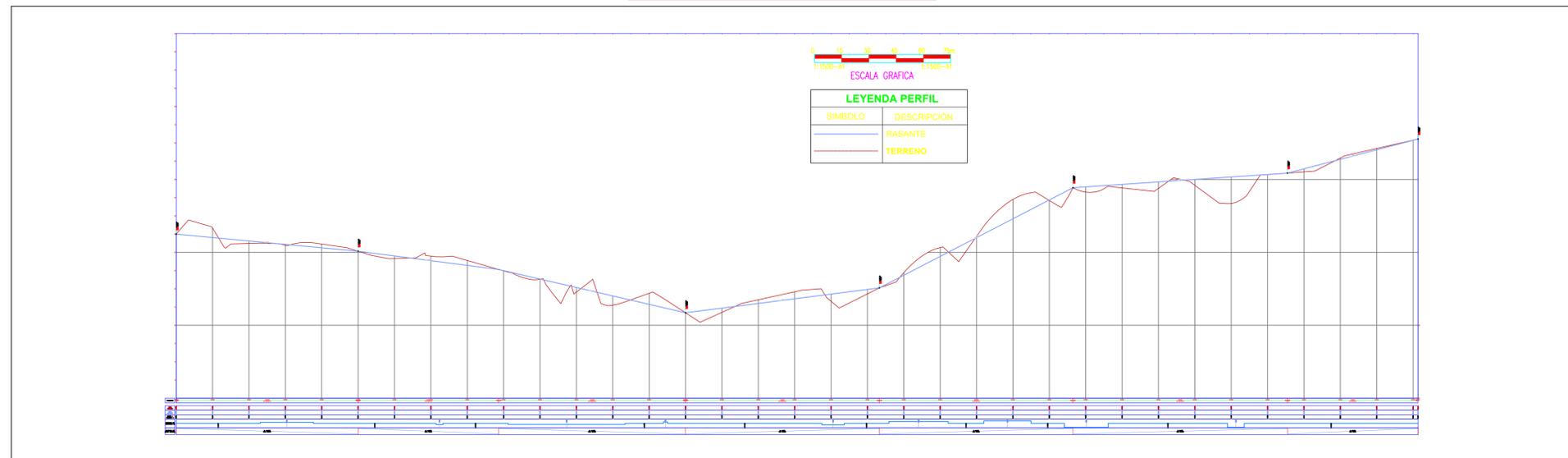
Manzana	Lote	Area m ²
D	1	174.70
D	2	188.80
D	3	185.20
D	4	197.20
D	5	165.30
D	6	205.30
D	7	228.00
D	8	177.60
D	9	167.30
D	10	136.30
D	11	169.30
D	12	197.20
D	13	197.20
D	14	143.00
D	15	143.00
D	16	143.00
D	17	143.00
D	18	143.00
D	19	143.00
D	20	143.00
D	21	143.00
D	22	143.00
D	23	143.00
D	24	143.00
D	25	143.00
D	26	143.00
D	27	143.00
D	28	143.00
D	29	143.00
D	30	143.00
D	31	143.00
D	32	143.00
D	33	143.00
D	34	143.00
D	35	143.00
D	36	143.00
D	37	143.00
D	38	143.00
D	39	143.00
D	40	143.00
D	41	143.00
D	42	143.00
D	43	143.00
D	44	143.00
D	45	143.00
D	46	143.00
D	47	143.00
D	48	143.00
D	49	143.00
D	50	143.00
D	51	143.00
D	52	143.00
D	53	143.00
D	54	143.00
D	55	143.00
D	56	143.00
D	57	143.00
D	58	143.00
D	59	143.00
D	60	143.00
D	61	143.00
D	62	143.00
D	63	143.00
D	64	143.00
D	65	143.00
D	66	143.00
D	67	143.00
D	68	143.00
D	69	143.00
D	70	143.00
D	71	143.00
D	72	143.00
D	73	143.00
D	74	143.00
D	75	143.00
D	76	143.00
D	77	143.00
D	78	143.00
D	79	143.00
D	80	143.00
D	81	143.00
D	82	143.00
D	83	143.00
D	84	143.00
D	85	143.00
D	86	143.00
D	87	143.00
D	88	143.00
D	89	143.00
D	90	143.00
D	91	143.00
D	92	143.00
D	93	143.00
D	94	143.00
D	95	143.00
D	96	143.00
D	97	143.00
D	98	143.00
D	99	143.00
D	100	143.00
TOTAL	113 Lotes	1820.00

Manzana	Lote	Area m ²
E	1	111.00
E	2	231.50
E	3	230.30
E	4	230.30
E	5	230.30
E	6	230.30
E	7	230.30
E	8	230.30
E	9	230.30
E	10	230.30
E	11	230.30
E	12	230.30
E	13	230.30
E	14	230.30
E	15	230.30
E	16	230.30
E	17	230.30
E</		

PLANTA TOPOGRÁFICA "0+000 - 0+683"
Esc.: 1:1000



PERFIL LONGITUDINAL "0+000 - 0+683"
Esc. H: 1:1500
Esc. V: 1:150



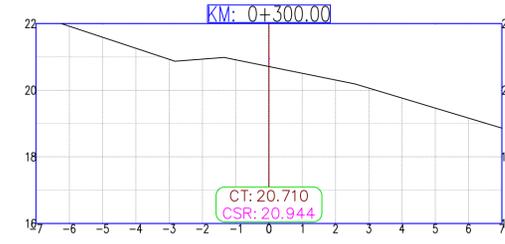
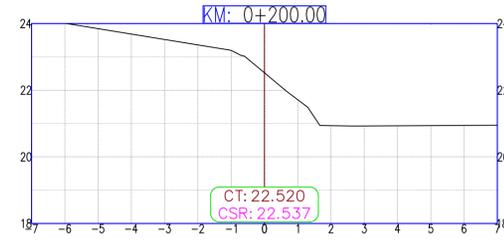
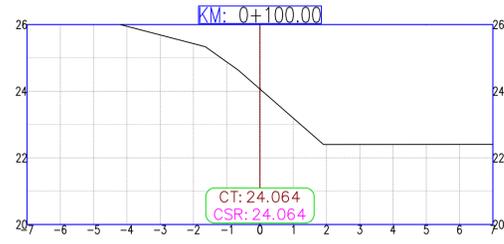
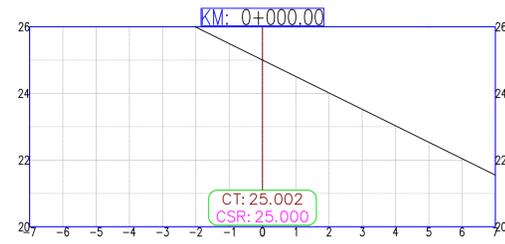
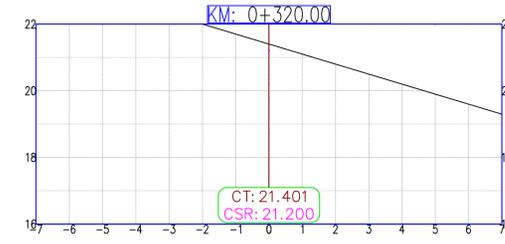
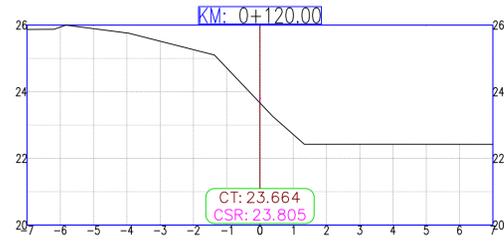
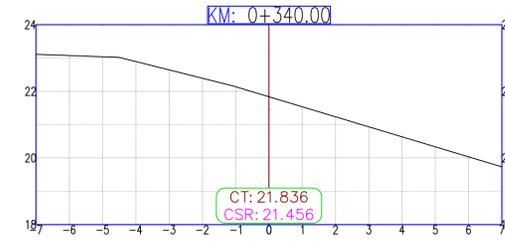
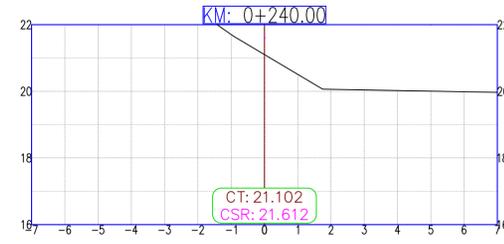
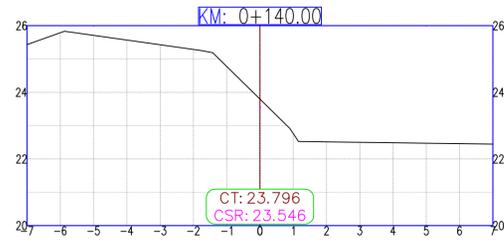
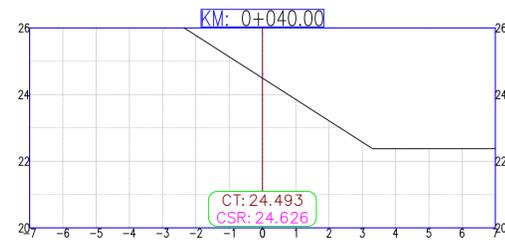
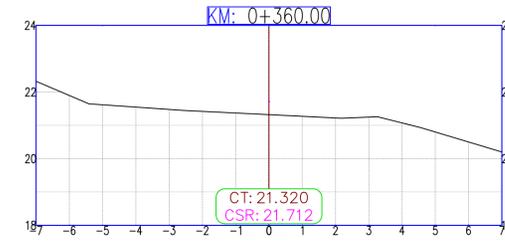
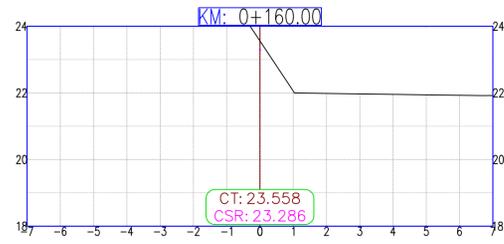
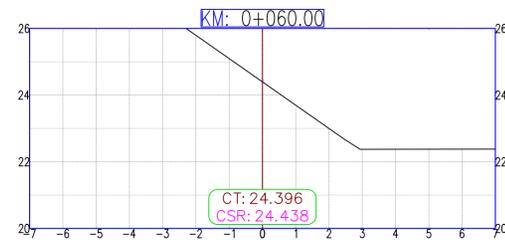
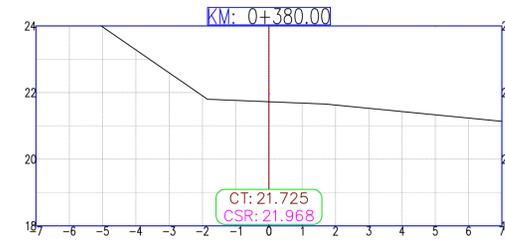
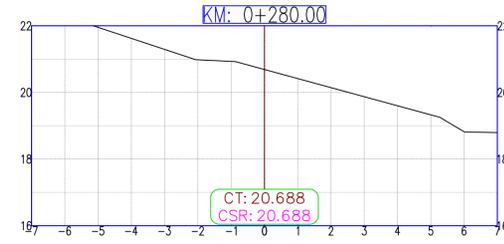
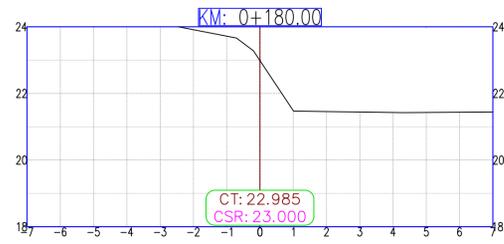
PENDIENTE DEL TERRENO SEGÚN RASANTE				
ESTACION	PROGRESIVA	COTA RASANTE	LONGITUD	PENDIENTE
INICIO	0 + 001 m	24.734	0.00	
1	0 + 081 m	23.659	80.00	-1.34%
2	0 + 155 m	23.248	73.88	-0.56%
3	0 + 227 m	20.649	71.17	-3.65%
4	0 + 297 m	20.000	69.94	-0.93%
5	0 + 395 m	21.584	98.54	1.61%
6	0 + 461 m	24.456	66.47	4.32%
7	0 + 511 m	26.537	49.71	4.19%
8	0 + 604 m	26.622	93.29	0.01%
9	0 + 650 m	29.001	45.32	5.25%
FINAL	0 + 683 m	30.216	34.36	3.54%

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Proyecto : ALTERNATIVA DE SOLUCION AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV. AREQUIPA, A.H. LA PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE 2022

Plano : **PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL**

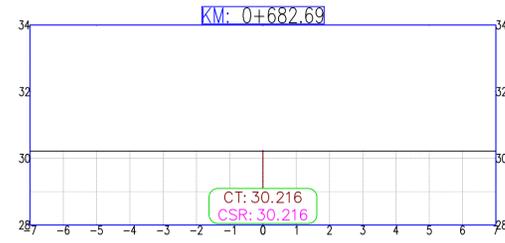
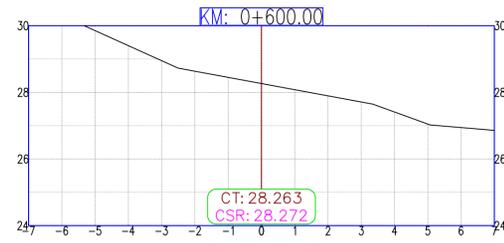
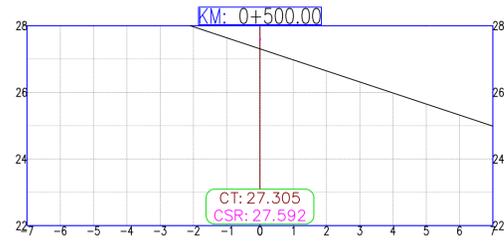
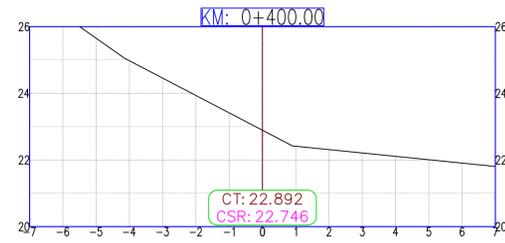
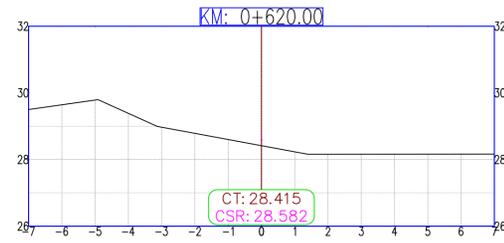
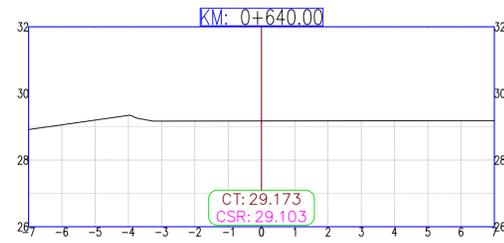
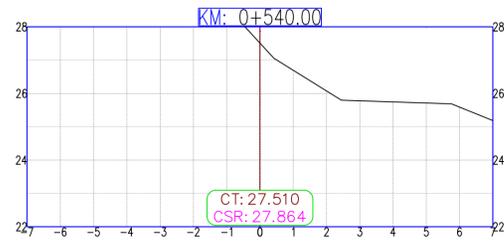
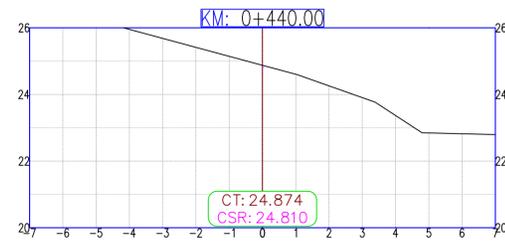
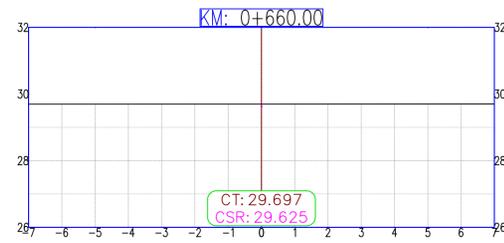
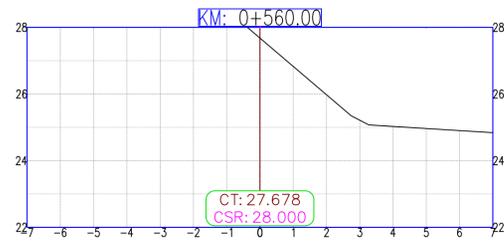
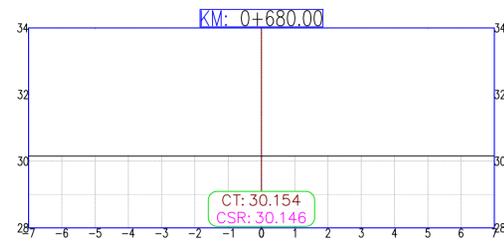
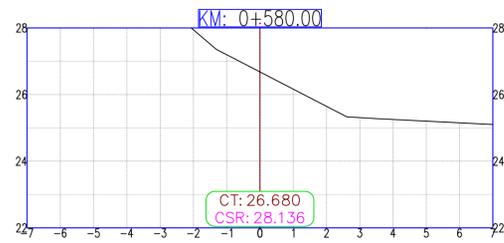
Tesisistas:	Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique Bach. Ronald Jheyson Benites Dámazo	Dpto:	ANCASH	Lamina :	PP-01
Asesor:	Dr. Abner Itamar León Bobadilla	Prov:	SANTA		
Dibujo:	Tesisistas	Fecha:	Julio 2024	Dist:	



LEYENDA SECCIONES	
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
	SUB RASANTE
	TERRENO

SECCIONES TRANSVERSALES Km 0+000 - Km 0+380
Esc. : 1:100

		UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
Proyecto : ALTERNATIVA DE SOLUCION AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV. AREQUIPA, A.H. LA PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE 2022			
Plano : SECCIONES TRANSVERSALES Km 0+000 - Km 0+380			
Tesisistas:	Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique Bach. Ronald Jheyson Benites Dámazo	Dpto:	ANCASH
Asesor:	Dr. Abner Itamar León Bobadilla	Prov:	SANTA
Dibujo:	Tesisistas	Dist:	CHIMBOTE
Fecha:	Julio 2024	Lamina : ST-01	



LEYENDA SECCIONES	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	SUB RASANTE
	TERRENO

SECCIONES TRANSVERSALES Km 0+400 - Km 0+683
Esc. : 1:100

	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
	Proyecto : ALTERNATIVA DE SOLUCION AL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA AV. AREQUIPA, A.H. LA PRIMAVERA ALTA, CHIMBOTE 2022	
Plano : SECCIONES TRANSVERSALES Km 0+400 - Km 0+683		
Tesisistas: Bach. Johana Caroline Bacilio Manrique Bach. Ronald Jheyson Benites Dámaso	Dpto: ANCASH	Lamina : ST-02
Asesor: Dr. Abner Itamar León Bobadilla	Prov: SANTA	
Dibujo: Tesisistas	Fecha: Julio 2024	
	Dist: CHIMBOTE	