

UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC
FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA DE MINAS



TESIS

Determinación de la capacidad portante del suelo para construcción del botadero de desmonte noreste, de la Unidad Minera Anama 2018.

Presentado por:

Juan Rossmel Catalán Mendoza

Para optar el título profesional de Ingeniero de Minas

Abancay, Perú

2021



UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA DE MINAS



TESIS

“DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO PARA
CONSTRUCCION DEL BOTADERO DE DESMONTE NORESTE, DE LA UNIDAD
MINERA ANAMA 2018”

Presentado por **Juan Rossmel Catalan Mendoza**, para optar el Título de:

INGENIERO DE MINAS

Sustentado y aprobado el 29 de marzo del 2021, ante el jurado evaluador:

Presidente:


Mg. *Walquer Huacani Calsin*


Primer Miembro:


Ing. *Darwin Duhamel Loayza Encalada*

Segundo Miembro:


Ing. *Crisologo Conza Ancaypuro*

Asesor:


MSc. *Jose Adolfo Cárdenas Catalan*

Agradecimiento

A la Universidad Micaela Bastidas de Apurímac, a la facultad de ingeniería, en especial a la Escuela Académico Profesional de Ingeniería de Minas por darme la oportunidad de formarme profesionalmente y asimismo a mi asesor Jose A. Cárdenas Catalán y la plana de docentes quienes fueron mis formadores en mi alma mater.

Finalmente, a mis padres y hermanos de todo corazón por apoyarme en cada decisión y proyecto, que dios bendiga a todos.



Dedicatoria

Con mucho cariño y amor, a mis padres Juan y Eulalia gracias por el apoyo incondicional e incansable en todas las etapas de mi formación personal y profesional.

A mis hermanos: Cristhian Yovani, David Francisco, Sadit Guizela, José Luis, Liz Merida y Giovanni Leonid, por el apoyo moral y exigencia constante para culminar esta tesis, que dios los bendiga a todos.



“Determinación de la capacidad portante del suelo para construcción del botadero de desmonte noreste, de la Unidad Minera Anama 2018”

Línea de investigación: Geología, geotecnia y medio ambiente.

Esta publicación está bajo una Licencia Creative Commons



ÍNDICE

	Pág.
INTRODUCCIÓN	1
RESUMEN	3
ABSTRACT	4
CAPÍTULO I	5
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	5
1.1. Descripción del problema	5
1.2. Enunciado del Problema	6
1.2.1. Problema general.....	6
1.2.2. Problemas específicos	6
1.3 Justificación de la investigación	6
CAPÍTULO II	8
OBJETIVOS E HIPÓTESIS	8
2.1. Objetivos de la investigación	8
2.1.1. Objetivo General	8
2.1.2. Objetivos específicos	8
2.2. Hipótesis de la investigación	8
2.2.1 Hipótesis general.....	8
2.2.2 Hipótesis específicas	8
2.3. Operacionalización de variables	8
2.3.1. Variable independiente.....	8
2.3.2. Variable dependiente.....	9
CAPÍTULO III	12
MARCO TEÓRICO REFERENCIAL	12
3.1. Antecedentes	12
3.1.1. A nivel internacional	12
3.1.2. A nivel nacional	14
3.1.3. A nivel regional.....	16
3.2. Marco teórico	17
3.2.1. Botadero	17



3.2.2.	Tipos de botaderos	17
3.2.2.1.	Relleno de valles	17
3.2.2.2.	Relleno a través de valles	18
3.2.2.3.	Relleno de media ladera	19
3.2.2.4.	Relleno desde la cresta de la montaña.....	19
3.2.2.5.	Relleno de acopios	20
3.2.3.	Definición de términos.....	21
3.3.	Marco conceptual.....	21
3.3.1.	Aspectos fundamentales de la investigación.....	21
3.3.2.	Capacidad de carga ultima(q_u)	27
3.3.2.1.	Capacidad de carga ultima según Karl Terzaghi (1943).....	27
3.3.2.2.	Carga ultima aplicando la metodología de G.G. Meyerhof	31
3.3.3.	Factores de capacidad de carga N_c , N_q , N_y	33
3.3.4.	Factor de seguridad	35
3.3.4.1.	Método de talud infinito.....	36
3.3.5.	Capacidad de carga admisible del suelo (q_{ad})	38
3.3.6.	Influencia del agua en el suelo	38
3.3.7.	Condiciones que debe cumplir la cimentación.....	39
3.3.7.1.	Global.....	39
3.3.7.2.	Frente al hundimiento	39
3.3.7.3.	Frente al Deslizamiento.....	39
3.3.7.4.	Frente al vuelco	39
3.3.7.5.	Capacidad estructural del cimiento	39
3.3.8.	Cálculo de Tonelaje del botadero.....	39
3.3.8.1.	Disponibilidad del terreno.....	41
3.3.9.	Control geotécnico de botaderos.....	42



3.3.9.1. Elección del área	42
3.3.9.2. Detalles de campo	42
3.3.9.3. Proyección de corto y largo plazo	42
3.3.9.4. Consideraciones técnicas	42
3.3.9.5. Estimaciones económicas.....	43
3.3.9.6. Aspectos sociales	43
3.3.10. Estandarización de botaderos	44
3.3.11. Planificación de descargas	44
CAPÍTULO IV.....	46
METODOLOGÍA.....	46
4.1. Tipo y nivel de investigación	46
4.1.1. Método de investigación	46
4.1.2. Nivel de investigación.....	46
4.2. Diseño de investigación	47
4.3. Descripción ética de la investigación.....	47
4.4. Población y muestra	47
4.5. Procedimiento de la investigación	47
4.5.1. Ubicación	47
4.5.2. Diseño de revisión bibliográfica	48
4.5.3. Reconocimiento de campo	48
4.5.4. Levantamiento topográfico	48
4.5.5. Prospección del suelo	48
4.5.6. Colección de información de Campo.....	49
4.5.6.1. Calicata o pozo de exploración	49
4.5.6.2. Muestreo y Registros de Exploración	49
4.5.7. Ensayos de laboratorio	49
4.5.8. Gabinete	49
4.5.9. Instrumentos y técnicas	50
4.5.10. Capacidad portante para calicata C-1	51
4.5.10.1. Determinación de la carga ultima	51
4.5.10.2. Determinación del Factor de Seguridad	55
4.5.11. Capacidad portante para calicata C-2.....	57
4.5.11.1. Determinación de la carga ultima	57

4.5.11.2. Determinación del Factor de Seguridad	62
4.5.12. Capacidad de carga a soportar (tonelaje)	63
4.5.12.1. Capacidad de carga en calicata C-1	63
4.5.12.2. Capacidad de carga en calicata C-2	64
4.5.13. Análisis estadístico	65
CAPÍTULO V	66
RESULTADOS Y DISCUSIONES	66
5.1. Análisis de resultados	66
5.2. Contrastación de Hipótesis	67
5.2.1. Discusiones	67
CAPITULO VI.....	70
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	70
6.1. Conclusiones	70
6.2. Recomendaciones.....	71
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	73
ANEXOS.....	76



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Variables e indicadores	10
Tabla 2. Resultados de factor de seguridad	10
Tabla 3. Factores de capacidad de carga según Terzaghi	30
Tabla 4. Comparativo de los factores de capacidad de carga	34
Tabla 5. Factores de capacidad de carga según Terzaghi	52
Tabla 6. Resultados para calicata C-1	56
Tabla 7. Factores de capacidad de carga según Terzaghi	58
Tabla 8. Resultados para calicata C-2.....	62
Tabla 9. Comparación de resultados de calicata C-1 y C-2.	63
Tabla 10. Resumen de los datos obtenidos del análisis en el laboratorio	66
Tabla 11. Resumen de datos obtenidos de la carga ultima	66

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Relleno de valles	18
Figura 2. Relleno a través de valles	18
Figura 3. Relleno de valles	19
Figura 4. Relleno desde la cresta de una montaña.....	20
Figura 5. Relleno en acopios	20
Figura 6. Esquema de representación de un suelo, las tres fases de una muestra.....	23
Figura 7. Falla por capacidad de carga-Modelo de Terzaghi	28
Figura 8. Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación corrida	28
Figura 9. Factores de capacidad de carga dados por Terzaghi	30
Figura 10. Factores de la cimentación superficial inclinada.....	33
Figura 11. Factores de capacidad de carga según Terzaghi, Meyerhof y Hansen.....	35
Figura 12. Análisis del método de talud infinito (diagrama de fuerzas)	37
Figura 13. Adecuación de depósitos.....	41
Figura 14. Acopio de material en el botadero.....	41
Figura 15. Esquema hidráulico	45
Figura 16. Perfil topográfico del terreno	50
Figura 17. Capacidad de carga admisible	65
Figura 18. Medición de la estratigrafía del suelo.....	78
Figura 19. Estratigrafía típica del terreno	78
Figura 20. Actual botadero-área de estudio realizado	79
Figura 21. Botadero de desmonte-Anama	79



INTRODUCCIÓN

La minería en el mundo se ha desarrollado en la última década con el uso de la tecnología, con la finalidad de incrementar la producción del recurso mineral, a esta refleja la producción del material desmonte, está desafiando sobre todo la disposición de área, como la capacidad de almacenamiento, la lixiviación, los suelos a almacenar, factores de ocasionar posibles sobre consolidación de suelos y entre otros. Las empresas mineras del mundo en el sector de minería acogiendo a las exigencias del cuidado del medio ambiente optaron en utilizar tecnologías y otras medidas ingenieriles para su disposición almacenamiento seguro del material excedente (desmonte), las minas en Europa empezaron a utilizar como material de relleno en las represas de la relavera, en el relleno de diques y entre otros elementos.

En el Perú no ha sido ajeno al involucramiento y la tecnificación en sus operaciones mineras como son en referencia las minas del norte como Yanacocha, cerro verde, Morococha, uchucchacua, las minas del sur las bambas, cuajone, san Rafael, etc. Todas las minas al incrementar la producción se enfrentaron los desafíos en el almacenamiento de desmontes. Ameritando su ubicación, disposición, y entre otros que ameritaron hacer los estudios apropiados y nuestro país la inspección y supervisión del cumplimiento de la legislación minera vigente es la OSINERMINING.

El problema que se viene ocurriendo en la **unidad minera anama**, en la disposición de material de desmonte presentan problemas esta por no contar que la comunidad le permite en otorgarle el espacio a pesar de que la comunidad no da el uso por encontrarse a una altitud sobre 4500 m.s.n.m. la comunidad no accede más áreas solo por disecciones de sus pobladores, estas áreas no se da uso para pastoreo ni mucho menos para la agricultura esta por lo que se encuentra a una altitud de puna. La unidad minera se obliga en optimizar espacios para la disposición de desmonte material estéril procedente del corte de material de la mina, razón de la investigación es aplicar los conocimientos teóricos y contribuir en las labores en ejecución.

Con respecto a la variable 1, construcción del botadero de desmonte noreste se tendrá como dimensiones a las condiciones de pendiente y alguno de talud.



Con respecto a la variable 2, determinar la capacidad portante del suelo se tiene como dimensiones; la cohesión, el ángulo de fricción, peso unitario y saturado del suelo.

Analizando la realidad problemática “Determinar la capacidad portante del suelo”. Es preciso la formulación del problema, considerando como problema general: ¿Cómo se determina la capacidad portante del suelo para la construcción del botadero de desmonte noreste, de la Unidad Minera Anama-2018?, adicionalmente como problemas específicos: ¿Cómo se determina la carga ultima para la construcción del botadero de desmonte noreste, de la Unidad Minera Anama-2018; ¿Cómo se determina el factor de seguridad para la construcción del botadero de desmonte noreste, de la Unidad Minera Anama-2018? ¿Cuál será la Carga Total de desmonte para la construcción del botadero de desmonte noreste, de la Unidad Minera Anama-2018?

Del mismo modo, la presente tesis posee justificación práctica, porque al concluir la podremos conocer, la capacidad portante de dicho suelo para la construcción del botadero de desmonte, asimismo se tiene explicación teórica y al final de la indagación se realizará la equiparación de resultados de las metodologías aplicadas.

Posteriormente se establece como objetivo general: determinar la capacidad portante del suelo para la construcción del botadero de desmonte noreste de la Unidad Minera Anama-2018 y como objetivos específicos: Determinar la carga ultima para la construcción del botadero de desmonte noreste, de la Unidad Minera Anama-2018; Determinar el factor de seguridad para la construcción del botadero de desmonte noreste, de la Unidad Minera Anama-2018; Calcular Carga Total de desmonte para la construcción del botadero de desmonte noreste, de la Unidad Minera Anama-2018.

Finalmente, habiendo planteado los problemas y los objetivos, formulamos la hipótesis general: la capacidad portante del suelo para la construcción del botadero de desmonte noreste es buena, de la Unidad Minera Anama-2018 y presentamos como hipótesis específicas: La carga ultima para la construcción del botadero de desmonte noreste, es regular, de la Unidad Minera Anama-2018; El factor de seguridad para la construcción del botadero de desmonte noreste es bueno, de la Unidad Minera Anama-2018 y finalmente La carga total de desmonte para la construcción del botadero de desmonte noreste es admisible, de la Unidad Minera Anama-2018



RESUMEN

En la investigación presentada, titulada: “Determinación de la capacidad portante del suelo para construcción del botadero de desmonte noreste, de la Unidad Minera Anama 2018”, tuvo como objetivo: Determinar la capacidad portante del suelo para la construcción del botadero de desmonte noreste de la Unidad Minera Anama-2018, en este estudio como metodología, se aplicó el método científico, de tipo aplicada, nivel; descriptivo – explicativo, cuyos resultados obtenidos fueron; la carga ultima para la calicata C-1, aplicando la teoría de Terzaghi 6.188 kg/cm² y aplicando la teoría de Meyerhof 1.975 kg/cm², para la calicata C-2 la carga ultima aplicando la teoría de Terzaghi fue 7.535 kg/cm² y aplicando la teoría de Meyerhof 1.758 kg/cm², y el factor de seguridad se obtuvo para cada calicata teniendo como resultado para la calicata C-1 un FS=1.093 y para la calicata C-2 un FS=1.257, del mismo se considera que es estable y no corre riesgo de inestabilidad, asimismo el capacidad de carga(tonelaje) para el área de influencia de cada calicata es para C-1 es de 33050.50 TN y para la calicata C-2 fue 34275.50 TN, considerando la similitud de las características físico mecánicas del suelo se obtuvo para el total del área del botadero de desmonte 39200m² un carga total de 537 040.00TN, finalmente se obtuvo la carga admisible para la calicata C-1, $q_{adm} = 1.349$ y para la calicata C-2, $q_{adm} = 1.399$.

La investigación muestra una conclusión; de acuerdo a los resultados obtenidos se aplicó para la determinación de carga admisible los cálculos obtenidos mediante la teoría de Meyerhof en dicha teoría se considera los factores de forma, profundidad e inclinación a diferencia de la teoría de Terzaghi asimismo el factor de seguridad obtenido garantiza la estabilidad.

Palabras clave: capacidad portante, factor de seguridad, botadero de desmonte, estabilidad, subdrenaje, suelo.



ABSTRACT

This research is entitled: “Determination of the bearing capacity of the soil for the construction of the northeast waste dump, of the Anama Mining Unit 2018”, aimed to: Determine the bearing capacity of the soil for the construction of the northeast waste dum of the Anama Mining Unit-2018, in this study as a methodology, the scientific method was applied, applied type, level; descriptive-explanatory, the results obtained were, the last load for the C-1 test pit, applying the Terzaghi methodology 6.188 kg/cm² and applying the Meyerhof methodology 1.975 kg/cm², for pit C-2 the final load applying the Terzaghi methodology was 7.535 kg/cm² and applying the Meyerhof methodology 1.758 kg/cm², and the safety factor was obtained for each pit, resulting in $F_s=1.257$ for pit C-2, it is considered stable and does not run the risk of instability, likewise the load capacity (tonnage) for the area of influence of each pit is for C-1 it is 33050.50 TN an for the C-2 pit it was 34275.50 TN, considering the similarity of the physical-mechanical characteristics of the soil, a total load of 537 040.00 TN was obtained for the total area of the waste dump 39200.00 m², finally the admissible load was obtained for lit C-1, $q_{adm} = 1.349$ and for pit C-2 $q_{adm} = 1.399$.

Research shows a conclusion; according to the results obtained, the calculations obtained using the Meyerhof methodology were applied to determine the admissible load, being the one that considers the shape, depth and inclination factors, unlike the Terzaghi methodology, the safety factor obtained also guarantees stability.

Keywords: bearing capacity, safety factor, waste dump, stability, sub-drainage, grou.



CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción del problema

Debido a las construcción de los componentes en la Unidad Minera Anama, yace la importancia de estudiar las características mecánicas y físicas del terreno sobre el que se construye y por considerarse componentes de duración más del tiempo de vida de la mina, es de suma importancia realizar estudios de capacidad portante de los suelos, ello implica a realizar los estudios mediante el análisis de propiedades físicas, químicas y mecánicas del suelo en que se ubicara el botadero de desmonte, dicha información servirá de herramienta para el proyecto minero, para aportar mejoras necesarias del terreno de fundación.

Según (Hernandez, Fernandez, & Baptista, 2014), en el proceso de análisis siempre se debe tener en mente el planteamiento principal del problema de que se está investigando, no para “poner una camisa de fuerza” al análisis que se esté realizando, sino con la finalidad de que no se nos olvide encontrar las respuestas que buscamos. También, recordemos que en dicho planteamiento puede generarse cambios o ajustes conforme se avance la investigación. Los cambios que se realicen en el planteamiento se tendrán que justificarse.

Según, (Ortiz, 2016), las labores mineras realizadas en el estatus mundial a considerado el mejor análisis de asegurarse la estabilidad física y química a corto, mediano y largo plazo es utilizando métodos prácticos utilizado para el diseño de botaderos de material estéril, asimismo se debe orientar a que se tenga un buen manejo del medio ambiente en el que se va interactuar para mantener el desarrollo de la flora y fauna.

Según, (Paucar, 2015), el problema, arraiga en la disposición de mineral de baja ley a la intemperie y/o acumulado en cursos más cercanos de agua, el propósito de la localización sobre el curso más cercano de agua, fue que estos desechos fuesen arrastrados por las corrientes sin medir las consecuencias como, riesgo a la salud de las persona y daños relacionados a las actividades de la zona de influencia.



Según, (Valenzuela, 2015), los materiales estériles extraídos de la mina, deben estar dispuestos en áreas bien diseñadas para tal fin, en tal cual tendremos que seleccionar las características con lo que debe cumplir el botadero de desmonte. El adecuado espacio para el botadero será seleccionado el área que cumpla las condiciones para su construcción y que cumpla las condiciones económicas y técnicas.

Determinar la carga a soportar, propiedades propias del suelo y el tipo de terreno de fundación con la que se va trabajar, nos ayudara a reconocer los posibles problemas que se pueden generar, sino se realiza estos estudios estaríamos incurriendo en posibles colapsamientos de botaderos.

1.2. Enunciado del Problema

Como consecuencia de la generación de desmonte en la explotación del tajo anama, es de prioridad la construcción de botaderos de desmonte y para garantizar la funcionalidad de dichos botaderos es de importante conocer el comportamiento mecánico de los suelos es por tal motivo se ha planteado problemas específicos y general.

1.2.1. Problema general

¿Cómo se determina la capacidad portante del suelo para la construcción del botadero de desmonte noreste, de la Unidad Minera Anama-2018?

1.2.2. Problemas específicos

- ¿Cómo se determina la carga ultima para la construcción del botadero de desmonte noreste, de la Unidad Minera Anama-2018?
- ¿Cómo se determina el factor de seguridad para la construcción del botadero de desmonte noreste, de la Unidad Minera Anama-2018?
- ¿Cuál será la carga total de desmonte para la construcción del botadero de desmonte noreste, de la Unidad Minera Anama-2018?

1.3 Justificación de la investigación

La Unidad Minera Anama, actualmente se encuentra explotando minerales procedentes del tajo, localizado dentro del área de concesión minera, en el transcurso de la operación surgió la necesidad de realizar cambios modificaciones y/o mejorar tecnológicas que no fueron previstas en la etapa de proyecto, por lo que se requiere actualizar los componentes y/o diseño de ingeniería para mejorar y optimizar los recursos disponibles de la Unidad Minera.



Con el propósito de construir el botadero de desmonte noreste se realizan estudios de análisis de suelos y estabilidad de taludes, en los resultados nos indicara si el suelo sobre el cual se va depositar el desmonte va soportar todo el volumen de desmonte o podría fallar, para mantener la producción de manera eficiente y segura previniendo los colapsamientos y la estabilidad de taludes de los trabajos que se realizan.

En la presente investigación se ha analizado las metodologías de Terzaghi, Meyerhof y otros autores que ejecutaron cientos de ensayos de mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones, justificando mediante fórmulas y ecuaciones que también se han utilizado a nivel internacional.



CAPÍTULO II

OBJETIVOS E HIPÓTESIS

2.1. Objetivos de la investigación

2.1.1. Objetivo General

Determinar la capacidad portante del suelo para la construcción del botadero de desmonte noreste de la Unidad Minera Anama-2018.

2.1.2. Objetivos específicos

- Determinar la carga ultima para la construcción del botadero de desmonte noreste de la Unidad Minera Anama-2018.
- Determinar el factor de seguridad para la construcción del botadero de desmonte noreste de la Unidad Minera Anama-2018.
- Calcular la carga total de desmonte para la construcción del botadero de desmonte noreste de la Unidad Minera Anama-2018

2.2. Hipótesis de la investigación

2.2.1 Hipótesis general

La capacidad portante del suelo para la construcción del botadero de desmonte noreste es buena, de la Unidad Minera Anama-2018.

2.2.2 Hipótesis específicas

- La carga ultima para la construcción del botadero de desmonte noreste influye significativamente, en la Unidad Minera Anama-2018.
- El factor de seguridad para la construcción del botadero de desmonte noreste es admisible, de la Unidad Minera Anama-2018.
- La carga total de desmonte para la construcción del botadero de desmonte noreste es admisible, de la Unidad Minera Anama-2018.

2.3. Operacionalización de variables

2.3.1. Variable independiente

Determinar la capacidad portante del suelo



Definición Conceptual. Calcular la capacidad de carga permisible bruta de cimentaciones poco profundas requiere la aplicación de un factor de seguridad a la capacidad última de carga bruta. (Braja, 2015).

Definición Operacional. Es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno de modo no se produzca una falla por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo.

2.3.2. Variable dependiente

Construcción del botadero de desmonte noreste.

Definición conceptual. El botadero es una instalación construida en la superficie para depositar los materiales de baja ley o sin mineralización (Glosario minero, 1993).

Definición Operacional. El material que se va destinar al botadero se obtiene del proceso operacional de explotación netamente.



Tabla 1 — Variables e Indicadores

Variab les	Definición de Variables	Indicadores	Unidades de Medición
X Independiente	Determinar la capacidad portante del suelo	Cohesión Angulo de fricción Peso unitario del suelo Factores de capacidad de carga Carga admisible Área total	Kpa ° Gr/cm3 Adimensional Kg/cm2 M2
Y Dependiente	Construcción del botadero de desmonte noreste	Pendiente Rasante Talud Peso específico Granulometría	% ° Adimensional KN/m3 %

CAPÍTULO III

MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

3.1. Antecedentes

3.1.1. A nivel internacional

Según, (Leon, 2010) en su tesis titulada “Modelación hidrogeológica de depósitos de estériles” fijo como **objetivos**: determinar un estándar hidrogeológico que posibilite valorar los flujos en el interior de un depósito de estériles, en términos cuantitativos en función de los distintos patrones de diseño del sistema que se aplica y los procesos que intervienen, aplicando una metodología: definida como una investigación científica, obtuvo como **resultados**: muestran que la tasa de evaporación evaluada resulto de un 50-53% de la precipitación sobre el depósito y la infiltración neta es próximo al 50%. Durante los primeros 15 años, se tiene una infiltración y posteriormente la evaporación tiene una tendencia a ser mayor, con excepción en los periodos donde se presentan mayores niveles de precipitaciones. Finalmente, fija como **conclusión**: presagiar el flujo a través de un depósito de estériles es una fase fundamental si se desea estimar y minimizar los efectos medioambientales que estos sistemas artificiales puedan originar. Por una parte, responde directamente a la pregunta de cómo influye en la disposición del recurso, también de ser esencial para una valoración en términos de calidad, asumiendo que en estos sistemas existe la posibilidad de generar drenaje ácido, en el cual está directamente relacionado a las características del flujo de agua a través del botadero.

Según, (Leon & Gonzales, 2013), en su tesis “Análisis cuantitativo de la estabilidad en taludes y laderas” fijo como **objetivos**: dar a conocer información actualizada sobre el análisis de la estabilidad en taludes y laderas, con énfasis en los métodos de cálculo más utilizados, aplicando la **metodología**: la investigación tiene una metodología descriptiva- explicativa, y obtuvo como **resultados**: aunque el análisis que se realizó por los tres métodos al mismo talud, el factor de seguridad resultante no fue muy diferente uno del otro, se puede decir que el método de Bishop y Fellenius tienen pequeñas diferencias, pero ambos tienen la gran similitud al dividir el talud en dovelas, lo cual el equilibrio global del Dr. Aldo Oliva no hace, este calcula la superficie de rotura en una ecuación y no hace sumatorias como los otros métodos, llego a la **conclusión**: nuestra apreciación durante la comparativa entre el mismo talud analizado por diferentes métodos los



cuales son el de equilibrio limite y el tenso-deformacional el método convencional de equilibrio limite nos dice que el talud es estable porque nos arroja un valor de F.S. de 1.20, el método tenso- deformacional nos indica que el talud no es estable debido a que hay un asentamiento máximo de 18 cm y en otros puntos el esfuerzo cortante es superior al esfuerzo resistente del suelo, lo cual nos indica un probable deslizamiento y corrobora la importancia de la utilización de estos métodos para el análisis de estabilidad de taludes y laderas.

Asimismo, (Espinoza & Tapia, 2013), en su proyecto de tesis para la obtención de título de Ingeniero Civil “Análisis comparativo entre los métodos de estabilidad de taludes aplicados a las presas de tierra del proyecto PACALORI”, tiene de **objetivo**: utilizar diferentes métodos existentes para el análisis de estabilidad de taludes de las presas del proyecto PACALORI para determinar la influencia de los diferentes parámetros tomados en cuenta para dicha comparativa, aplicando la **metodología**: definida como una investigación aplicada y tuvo como **resultados**: el factor de seguridad mínimo determinado se muestra a continuación.

Tabla 2 — Resultados de factor de seguridad

F.S. (FACTOR DE SEGURIDAD)		
Final de construcción	Operación	Metodo
2.245	1.323	Fellenius
2.269	1.376	Bishop simplificado
2.104	1.279	Janbu
2.263	1.371	Spencer
2.263	1.370	Morgenstern-Price

Y llegando a una **conclusión**: la cantidad de agua contenida en dicho suelo aporta en la reducción de que el talud sea estable, los suelos disminuyen su grado de cohesión al saturarse. Esto se muestra en la marcada diferencia de factor de seguridad entre el estado de carga final de construcción y operación, donde no hay incremento de humedad en el cuerpo del terraplén se tiene taludes más estables debido a que la cohesión del cuerpo de la presa no se ve afectada. Para la presa estudiada el método de Janbu nos entrega el factor de seguridad más conservador, se tomará en cuenta para un diseño seguro en la etapa de factibilidad. Para las siguientes etapas, donde se requiera mayor precisión en los cálculos se puede

realizar el análisis mediante métodos de Spencer y Morgenstern-Price, de la experiencia adquirida en otras presas se supo que estos son los que más se aproximan a la realidad.

3.1.2. A nivel nacional

Según, (Beltran & Diaz, 2018) de acuerdo tesis titulada “Análisis de la capacidad de carga admisible de los suelos de cimentación del Complejo Arqueológico Chan Chan debido al ascenso del nivel freático” fijo como **objetivo principal**: examinar los cambios de carga admisible del suelo, sobre la fuerza actuante del muro perimétrico del palacio Tschudi como secuela del aumento del nivel freático, aplicando una **metodología**: el estudio es experimental y tuvo como **resultados**: existen diversas teorías para determinar la cantidad de carga que puede ejercer sobre un suelo, fundamentándose en hipótesis simplificadoras de las teorías de elasticidad y plasticidad, utilizando las metodologías de Terzaghi, Meyerhof y Hansen, dichas teorías están afirmadas mediante pruebas experimentales. En cambio, se llegaron a tener respuestas distintas, esto se debió a que cada autor tiene aplicaciones distintas, los valores obtenidos son; para una profundidad de 1.40m aplicando la metodología de Terzaghi 1.24kg/cm^2 y aplicando la metodología de Meyerhof 0.87kg/cm^2 y así llegando a una **conclusión**: se identificaron características como: peso específico natural, contenido de humedad, ángulo de fricción, cohesión, gravedad específica de los sólidos, límite líquido y plástico. Donde se calculó, $\phi = 32.73^\circ$ y $c = 0.03\text{kg/cm}^2$, los cuales se consideran importantes con los cuales se calculan la capacidad de carga del suelo. También, cuando se realizó la excavación se visualizó de que este terreno este compuesto mayormente por arenas, limos y arcillas. Desde la experiencia y determinación el nuevo resultado de F.S. = 2.00. Asimismo, determino la carga admisible a una profundidad de 1.40m aplicando la metodología de Terzaghi obtuvo 1.24 kg/cm^2 y aplicando la metodología de Meyerhof obtuvo 0.87 kg/cm^2 en tal sentido la capacidad portante del suelo no es apto para establecer estructuras sin antes haber mejorado.

Según (Ortiz, 2016), en su tesis titulada “Diseño de botaderos de desmonte en open pit usando Minesight 7.0 E.E. pirámide CIS cuajone” fijo como **objetivo**: aplicación del software Minesight para el diseño de botaderos de desmonte y accesos para el transporte en una mina superficial con los respectivos detalles de



cálculo de volúmenes, aplicando una **metodología**: la metodología aplicada es descriptiva, teniendo como **resultados**: el desmonte está clasificado con contenido de gravas y arcillas de compacidad suelta a regularmente densas y poco húmedas (según SUCS). Según a la obtención del material de la calicata TP-DTCON-1, la conformación de desmonte es mediante bloques de forma angulosa, tamaño máximo de 12” en un 4% del total. Según clasificación SUCS(GC) la matriz está contenida por gravas arcillosas de coloración gris, contenido de grava de 53.6% arenas 23.80% y finos 14.5 %, asimismo el límite líquido 27.4 y un índice plástico de 14.5, ligera humedad, de compacidad suelta a media, finalmente llegando a una **conclusión**: el depósito de desmonte de Cuajone y Cocotea Oeste, si se lleva en el periodo comprendido entre 2016-2018 se está ahorrando un total de 10.46 millones de dólares, en total son 336 millones de toneladas de la fase 8 hasta llegar a la cota de mineral. Mediante los resultados obtenidos en laboratorio, el desmonte no es generador de drenaje ácido. En los ensayos de compresión triaxial el ángulo de fricción interna para el depósito de desmonte Cuajone es 37° y Cocotea Oeste de 39°.

Según, (Luque & Molina, 2018) en su tesis titulada “Utilización de elementos finitos y análisis numérico para la obtención de los factores de seguridad en el talud de Sigwas (entre km.920-km.921), distrito de Majes-Caylloma y Distrito San Juan de Sigwas-Arequipa ” fijo como **objetivo**; analizar la estabilidad por elementos finitos y análisis numérico para la obtención de los factores de seguridad en el talud de Sigwas (entre km.920-km.921), distrito de Majes-Caylloma y distrito de San Juan de Sigwas-Arequipa, aplicando una **metodología**; la metodología aplicada es descriptiva, obteniendo lo siguientes **resultados**: el método que mayor FS brinda es el de Morgenstem-Price con un $FS=0.378$ (para la superficie de falla I) y el menor valor es el de Janbu con un $FS=0.312$, estos resultados son bajos, en consecuencia corroboramos la inestabilidad de la parte superior del talud. Sin embargo, para la superficie de falla II el método que mayor FS brinda es el de Morgenstem-Price con un $FS=2.232$ y el de menor valor es el de Janbu con un $FS=2.006$. Finalmente, para la superficie de falla III el método que mayor FS brinda es el de Bishop con un $FS=1.993$ y el de menor valor es el de Janbu con un $FS=1.971$. por lo cual podemos deducir que la parte inferior y media del talud son estables y no se encuentran en riesgo, asimismo llegando a la **conclusión**; FS más inestable se ubica en el talud (parte superior) con lo cual se



llega a la conclusión que es inestable para tiempos de ahora, la metodología de Morgenstern-Price es más complicado porque incluye en su análisis el equilibrio y el factor de seguridad.

Según, (Bances & Jimenez, 2017) de tesis titulada “Diseño de la capacidad portante del suelo del distrito de Saramiriza provincia del daten región Loreto” fijo como **objetivos:** calcular la capacidad portante concede realizar el mapa de zonificación del terreno en el distrito de Saramiriza, aplicando una **metodología:** definida como una investigación descriptiva, teniendo como **resultado:** para el análisis de las calicatas, se aplicó el teorema de Boussines para el cálculo y para una profundidad de 3.00 m la carga incrementa en orden menor al 10%. Por tal motivo la excavación se realizó a una profundidad de 3.00m, considerando el Df mínimo de 1.50m (según norma E050), para una cimentación superficial a esa profundidad un suelo presenta la resistencia mínima requerida, cuyos resultados de humedad contenida están entre 33.72% a 61.48%, los cuales son de la calicata N°16 y N°17 respectivamente. Los resultados de humedad contenida varían entre 33.73% a 61.49% que se encuentra en la calicata N°16 y N°13 respectivamente, llegando a una **conclusión:** los estudios se realizaron mediante el método SUCS, en el que se obtuvieron los siguientes tipos de suelos: limos inorgánicos de plasticidad alta considerados como húmedos expansivos, arcilla inorgánica de plasticidad baja considerados también expansivos, dichos suelos son considerados como malo o pobre en el valor general de cimiento. Normalmente estos suelos tienen como característica fundamental experimentar cambios de volúmenes.

3.1.3. A nivel regional

Según (Lopez & Ortiz, 2018) en su tesis titulada “Estabilización de suelos arcillosos con cal para el tratamiento de la subrasante en las calles de la urbanización San Luis de la ciudad de Abancay” fijo como **objetivo:** estabilizar el suelo existente de los jirones Molinopata y Santo Domingo de la urbanización San Luis, adicionando un porcentaje de cal y que este posteriormente pueda ser usado como capa de subrasante de un pavimento según las especificaciones y normas vigentes en nuestro país, aplicando una **metodología:** definida como una investigación aplicada, obtuvo como **resultados:** según los ensayos de mecánica de suelos, mediante el ensayo de EADES & GRIM(ASTM D-6276) lo cual trata de la elaboración de especímenes de suelo en distintos porcentajes de cal con la finalidad de aumentar el ph del suelo, de tal manera que el contenido de cal se



aproxime a un ph de 12.4, siendo esta cantidad lo necesario para la estabilización química del suelo. Llegando a la **conclusión:** se estima que el contenido necesario de cal para mejorar el índice de CBR es de 8% del peso del suelo, además se verifico al realizar el ensay de EADES & GRIM y al añadirle cal al suelo el pH del suelo aumenta por encima de los 10.5, lo cual permite desintegrar las partículas de arcillas y así formar productos cementantes que contribuyan la resistencia del suelo.

3.2. Marco teórico

3.2.1. Botadero

Un botadero es una acumulación de mineral de baja ley, los cuales son apilados en lugares estratégicamente diseñados por un equipo de ingenieros cuya acumulación se realiza de acuerdo a un previo diseño. Es fundamental llevar un control geotécnico y estudiar los factores de riesgo que puede implicar en su fase de construcción.

Se considera el stripping la relación entre el volumen de desmonte y mineral, por ejemplo, así se trata de Stripping 3:1, lo cual representa 3TM de desmonte por 1 TM de mineral, dicha nomenclatura es la que se utiliza en la industria, el destino del mineral es a un área de procesamiento a diferencia del desmonte que se lleva a un botadero y si es factible se puede dar otro uso como relleno de alguna estructura que se esté ejecutando en las cercanías.

Lo cual acondiciona que las distancias de transporte y la ubicación de los botaderos sean especialmente acondicionados para ello, viendo las estrategias de seguridad de estabilidad de los taludes y el medio ambiente.

3.2.2. Tipos de botaderos

3.2.2.1. Relleno de valles

En este tipo de botaderos su ejecución es parcial o totalmente rellenando los valles, las prevenciones de embalse de agua en la parte superior del valle es la característica más relevante en este tipo de trabajos. La caracteriza más resaltante de este tipo de botaderos es prevenir los embalses de agua en la cabecera de valles para lo cual la superficie del botadero deberá ser gradual. De acuerdo a las especificaciones técnicas, sin antes haber realizado la instalación de sistema de subdrenaje no se puede continuar con la construcción del botadero.



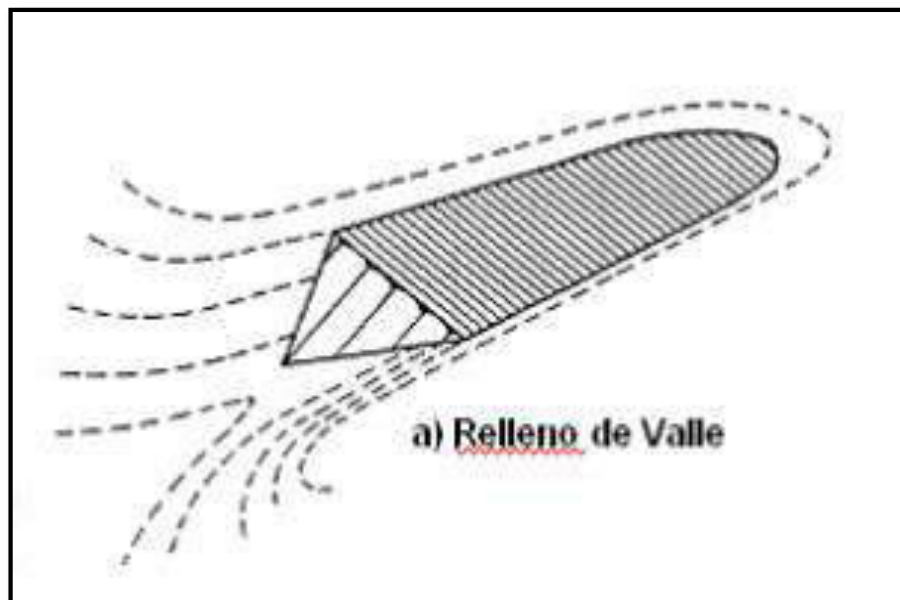


Figura 1 — Relleno de valles

Fuente diseño de botaderos de desmonte (Ortiz, 2016)

3.2.2.2. Relleno a través de valles

Este tipo de botaderos es una variante del relleno de valles. Se caracteriza porque la construcción que se realiza atraviesa el valle y el drenaje reposando en la ladera frontal, en la zona alta del valle por lo general no se encuentra rellena por tal motivo es de importancia considerar el tratamiento de agua, como colocar los drenajes en el fondo (drenes franceses) para facilitar el sistema de filtrado también se puede utilizar material grueso como filtro.

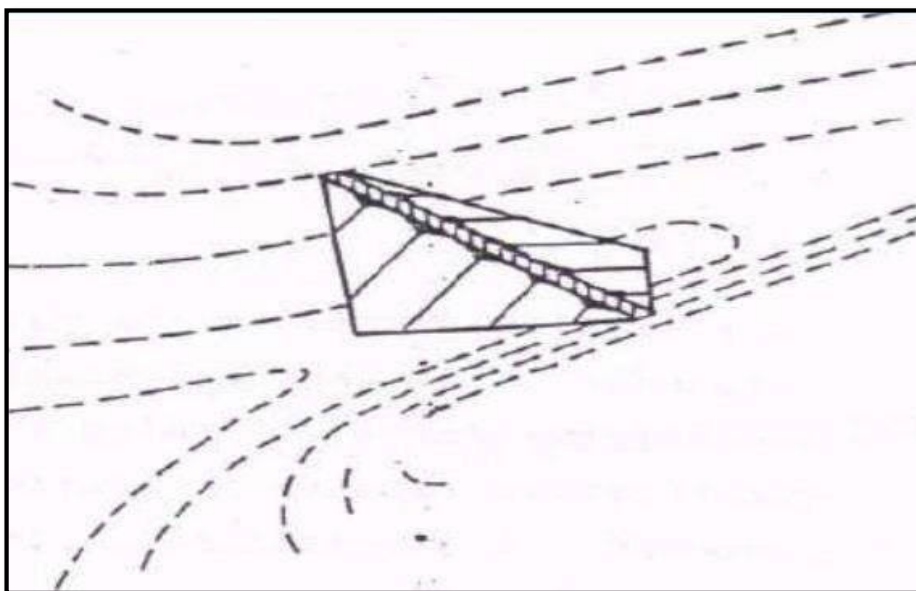


Figura 2 — Relleno a través de valles

Fuente diseño de botaderos de desmonte (Ortiz, 2016)

3.2.2.3. Relleno de media ladera

Estructuras construidas teniendo como fundación terrenos inclinados que no causan obstrucción en el cauce de las escorrentías de agua. Dicha construcción deberá estar sobre la superficie del plano de fundación y el pie es prioridad que este apoyada sobre el talud natural o en terrazas inferiores que no comprenden causas de aguas.

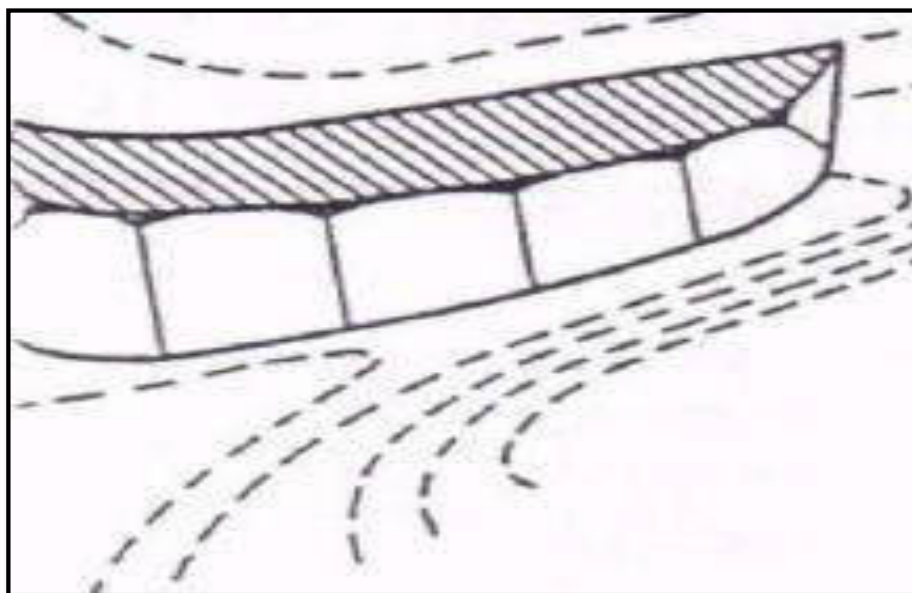


Figura 3 — Relleno de valles

Fuente diseño de botaderos de desmonte (Ortiz, 2016)

3.2.2.4. Relleno desde la cresta de la montaña

Se trata de ejecutar el relleno a media ladera, la acumulación de desmonte se realiza desde los bordes superior e inferior en ambas direcciones terminando como un trapecio.

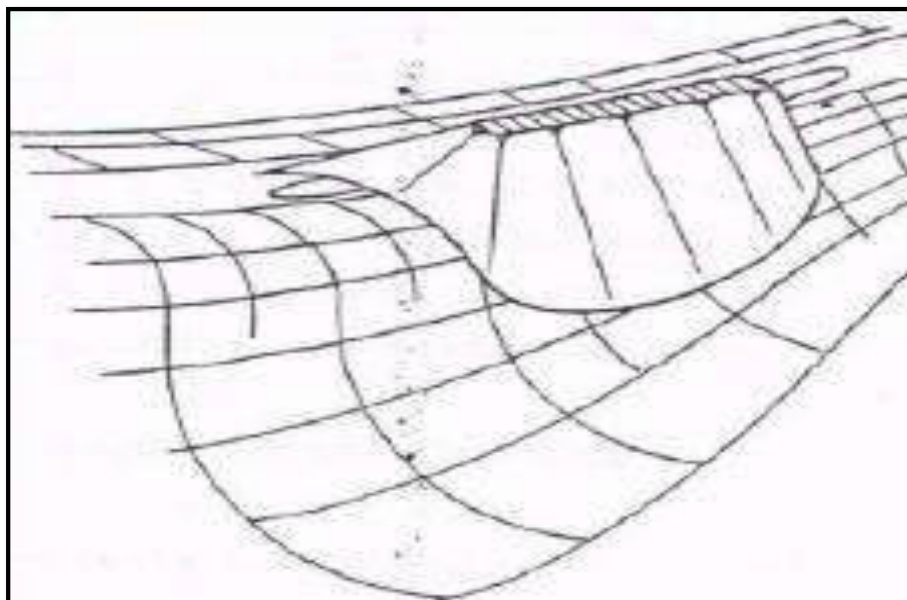


Figura 4 — Relleno desde la cresta de una montaña

Fuente diseño de botaderos de desmonte (Ortiz, 2016)

3.2.2.5. Relleno de acopios

También denominas pilas, lo cual consiste en el amontonamiento de desmonte formando taludes para su estabilidad de sí misma en todas las direcciones. Son construidos en morfologías planares y las fundaciones son planas o ligeramente inclinadas.

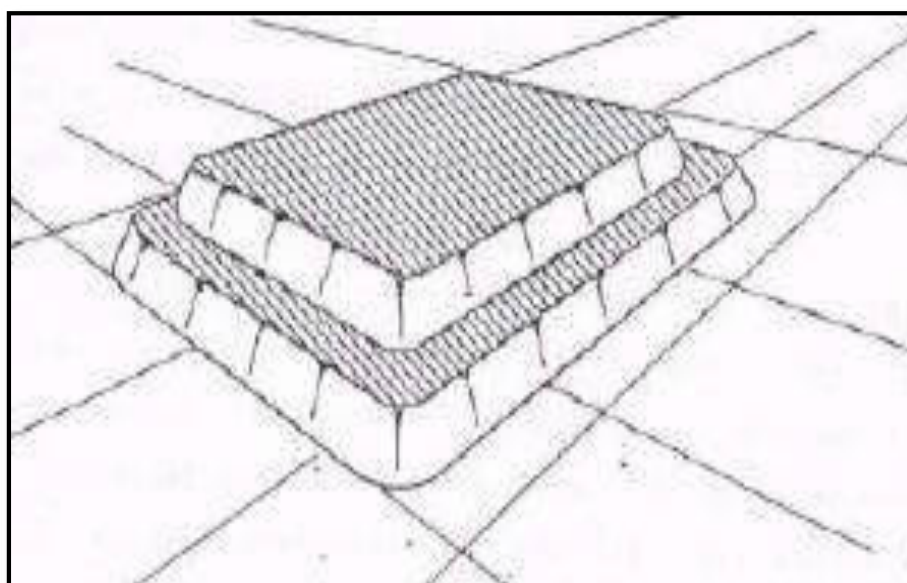


Figura 5 — Relleno en acopios

Fuente diseño de botaderos de desmonte (Ortiz, 2016)

3.2.3. Definición de términos

- a) **Arcillas.** Son partículas con granulometría finita, lo cuales presentan características de adhesión y plasticidad, son también denominados minerales arcillosos, lo cual se genera por la meteorización química de las rocas, aunque en más proporción se encuentran los silicatos de aluminio hidratados.
- b) **Caolinitas.** Son minerales de arcilla que forma parte del grupo de minerales industriales, cuyos enlaces iónicos de hidrogeno conforman un esquema relativamente estable donde no ingresa el agua con mucha facilidad.
- c) **Capacidad portante.** Es la capacidad del terreno reducido por efecto de la sobrecarga, el peso del suelo y el de las construcciones que yacen sobre él. La capacidad portante o capacidad de carga admisible es aplicar una determinada presión en el terreno de modo que no genere ningún fallamiento o alteración.
- d) **Suelo.** Son a consecuencia de la erosión de las rocas de la corteza terrestre, debido a los diferentes procesos físico-químicos que ocurren en la naturaleza.
- e) **Roca.** Es un agregado de uno o más minerales dicha proveniencia es de la consolidación del magma y diagénesis de los materiales producto de la erosión y recristalización de las rocas pre-existentes.
- f) **Factor de seguridad.** Es el cociente entre fuerzas resistentes y las fuerzas desestabilizadoras, es decir entre la resistencia disponible del terreno y la necesaria. Cuanto mayor sea este coeficiente mayor será la seguridad, asimismo será el coste necesario para garantizar dicha seguridad

3.3. Marco conceptual

3.3.1. Aspectos fundamentales de la investigación

- a) **Pendiente.** La pendiente de un terreno es la inclinación con respecto a un plano horizontal, lo cual puede ser negativo o positivo dependerá del punto de observación. Si es horizontal el terreno la pendiente será cero. La pendiente obtenemos al dividir la diferencia de nivel entre dos puntos y la distancia horizontal entre dichos puntos. La manera más genérica de expresar es en %, mencionando el número, el desnivel existente por cada 100 unidades, en la práctica está generalizada indicarla en tanto por uno, para cuestiones de cálculo se considera el desnivel por cada unidad horizontal, (Gamez, 2015).

Expresión porcentual de la pendiente(P):

$$P = \frac{DN}{DH} * 100$$



Donde:

P: Pendiente (%)

DN: Diferencia de nivel (m)

DH: Distancia horizontal (m)

100: Expresión en porcentaje

Expresión porcentual de la pendiente en tanto por uno o gradiente de pendiente (GP)

$$GP = \frac{DN}{DH}$$

Donde:

GP: Pendiente o bien gradiente de pendiente (m/m)

DN: Diferencia de nivel (m)

DH: Distancia horizontal (m)

- b) **Rasante.** Es la línea que configura el trabajo ejecutado como lo diseñamos. Durante la proyección de la rasante en todo trabajo es muy importante tener en cuenta la pendiente que se le va dar, tomando el criterio de generar menor volumen de movimiento de tierras para reducir los costes y el tiempo. En la construcción de canales la rasante hace que sea posible la conductividad del agua mediante la gravedad, en tal sentido se proyecta como puntos dependientes para los desniveles que existen, (Gamez, 2015).
- c) **Talud.** Se entiende por talud a cualquier superficie inclinada respecto de la horizontal que adoptan las construcciones. El análisis de un talud puede ser compleja debido a que en su estudio también están incluidos las dificultades de mecánica de suelos y rocas, asimismo no se debe olvidar que la morfología del terreno juega un rol importante al momento de diseñar nuestros componentes. Se denomina ladera natural cuando se ha formado sin la intervención humana, asimismo se tiene taludes artificiales como terraplenes que se generan con la intervención del hombre, para lo cual se tiene que realizar un análisis técnico de la estabilidad. La estabilidad es la condición a tener en cuenta, como podemos percibir en construcciones hechas a base de tierra, en el que un cálculo errático puede hacer que quiebre la obra, las consecuencias del deslizamiento de un talud podría ser catastrófico, llevando como efecto considerables pérdidas de bienes y hasta vidas humanas, asimismo el costo de reducir un talud

para alcanzar la estabilidad suele ser grande, es por esto que la estabilidad se debe asegurar, (Matteis, 2003).

- d) **Composición mineralógica.** La actividad minera en las últimas décadas a impactando en los suelos, tanto por la propia ocupación de los suelos fértiles, la extracción de minerales, desmonteras, recuperación de metales, etc., asimismo los depósitos sedimentarios originadas por los ríos, aguas de lluvia y drenaje de las mineras. Los depósitos sedimentarios de carácter físico-químicos, ocasionaron impactos alterados al medio ambiente reduciendo el flujo normal del ciclo de vida, en la actualidad se están modificando leyes y se han creado otras nuevas para la protección del ecosistema.
- e) **Peso específico seco y saturado.** La densidad en la gran mayoría de los suelos aumenta cuando aumenta la profundidad del muestreo, esto es debido al peso del material sobre yacente y al manejo que tenga el suelo, por ejemplo, la compactación provocada por el trabajo que se realice sobre el suelo (tránsito de maquinarias), lo que provoca una disminución del espacio poroso (Terzaghi y Peck 1963 y Taylor 1969, citados por MONREAL, 1992).

Los componentes de las tres fases del suelo están en función de la masa y volumen, son utilizadas habitualmente para definir parámetros básicos que son útiles en la caracterización física del suelo (Huanca, 2013).

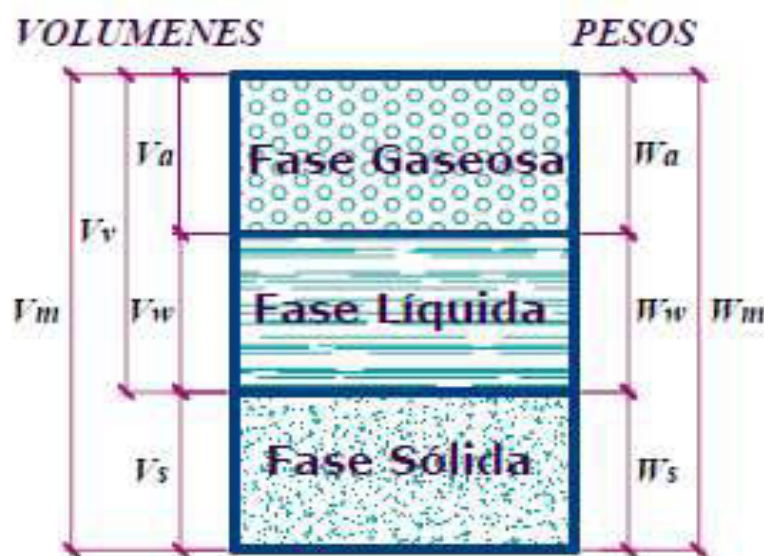


Figura 6 — Esquema de representación de un suelo, las tres fases de una muestra

Fuente mecánica de suelos y cimentaciones (Huanca, 2013)

Donde:

V_m : Volumen total de la muestra del suelo (Volumen de masa)

V_s : Volumen de la fase sólida de la muestra (Volumen de sólidos)

V_v : Volumen de vacíos de la muestra de suelo (Volumen de vacíos)

V_w : Volumen de la fase líquida contenida en la muestra (Volumen de agua)

V_a : Volumen de la fase gaseosa de la muestra (Volumen de aire)

W_m : Peso total de la muestra de suelo

W_s : Peso total de la fase sólida de la muestra de suelo (Peso de sólidos)

W_w : Peso total de la fase líquida de la muestra (Peso de agua)

W_a : Peso total de la fase gaseosa de la muestra, considerando cero de Mecánica de suelos.

- f) **Peso específico de un suelo.** Viene dado como la relación entre el peso y su volumen, es un valor dependiente de la humedad, de la porosidad y del peso específico de las partículas sólidas (Braja, 2013).

$$\gamma = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

- g) **Contenido de humedad (W%).** Es el porcentaje que representa el peso del agua con relación al peso de las partículas de los sólidos (Braja, 2015).

$$W\% = \frac{W_w}{W_s} * 100$$

También se puede calcular en función del peso de la muestra húmeda y seca:

$$W\% = \frac{\text{peso humedo} - \text{peso seco}}{\text{peso seco}} * 100$$

Para obtener el peso seco de una muestra de suelo se pone al horno la muestra por 24 horas.

- h) **Peso específico saturado (γ_m).** El peso específico de la muestra de un suelo parcialmente saturado se puede calcular mediante las siguientes formulas (Braja, 2015).

$$\gamma_m = \left(\frac{1+W\%}{1+e} \right) \gamma_s = \left(\frac{1+W\%}{1+\frac{V_v}{V_s}} \right) * \frac{W_s}{V_s}$$

Para determinar la densidad real se utiliza también el Picnómetro (PORTA *et al.*, 2003).



La densidad aparente de un suelo seco expresa la relación entre la masa de sólidos y el volumen total de suelo, incluyendo los poros. Viene dada por la siguiente expresión:

$$\gamma = \frac{M_s}{V_t} = \frac{M_s}{(V_s + V_a + V_w)}$$

Donde:

M_s : Masa de sólidos

V_t : Volumen total

V_s : Volumen del sólido

V_a : Volumen del aire

V_w : Volumen del agua

- i) **Cohesión.** Es la atracción entre partículas, originada por las fuerzas moleculares y las películas de agua. Por lo tanto, la cohesión de un suelo variara si cambia su contenido de humedad. La cohesión se mide en kg/cm². El suelo arcilloso tiene cohesión alta de 0.25kg/cm² a 1.5kg/cm² o más. Los suelos limosos tienen muy poca y en las arenas la cohesión es prácticamente nula, (Jesus, 2009).

Cuantificación de la cohesión

La fuerza cohesiva del agua entre dos partículas de terreno vecinas puede ser expresada, según Nichols, por la siguiente fórmula empírica:

$$c = 4\pi K\tau \frac{r}{d} \cos\alpha$$

Donde:

c : cohesión, expresada en fuerza por unidad de superficie.

K : constante determinada experimentalmente.

r : radio de la partícula.

τ : tensión superficial del líquido.

α : ángulo de contacto entre el líquido y la partícula.

d : distancia entre las partículas

- j) **Ángulo de fricción.** Es una propiedad de los materiales granulares el cual tiene una interpretación física sencilla, está relacionado con el ángulo de reposo o máximo ángulo posible para la pendiente. En un material granuloso cualquiera,



el ángulo de reposo está determinado por la fricción, la cohesión y la forma de las partículas; por ello, en un material sin cohesión y donde las partículas son muy pequeñas en relación al tamaño del conjunto, el ángulo de reposo coincide con el ángulo de rozamiento interno. Es especialmente importante en mecánica de suelos para determinar tanto la capacidad portante como la resistencia al deslizamiento de un terreno arenoso. El ángulo de fricción interno (ϕ) depende esencialmente de factores como la compacidad del material, de la forma de los granos, de su grosor y de la granulometría. En la siguiente tabla, expuesta en el 2do Congreso Internacional de Rotterdam en 1948 por los autores (Costet 1975), donde se precisa el orden de magnitud de la influencia de estos diferentes factores. Asimismo, el agua sirve de lubricante entre partículas y por ende el desplazamiento entre las mismas, El ángulo de fricción interna suelo-suelo también se ve afectado con el aumento del contenido de humedad observándose el aumento gradual con la humedad hasta el 12 % y luego tiende a disminuir.

- k) **Granulometría.** Para la granulometría se realiza un análisis del tamaño de las partículas para la obtención del porcentaje de piedra, grava, arena, limos y arcilla. Dicho estudio se realiza mediante el tamizado para suelos de grano grueso, proceso de sedimentación en agua para suelos de grano fino. Los resultados del análisis mecánico se representan mediante una gráfica denominada curva granulométrica la que se obtiene al dibujar el tamaño de las partículas en el eje de las abscisas y el proceso, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente en el eje de las ordenadas. La forma de la curva granulométrica da la idea inmediata de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño, estar representado por una línea vertical en cambio una curva muy tendida, indica gran variedad en tamaños (suelos bien gradados), (Nuñez, 2013).

Los distintos tamaños de las partículas del suelo son ilimitados; en la práctica, las partículas de mayor tamaño se mueven con facilidad, mientras que los más finos son tan pequeños que no se puede apreciar con un microscopio corriente. Producto de la meteorización mecánica las partículas rara vez son de diámetro inferior a 0.001 mm y frecuentemente son mucho mayores. El tamizado es el



procedimiento más expedito para clasificar el tamaño de partículas gruesas. Por lo tanto, al aumentar la finura de las partículas, el tamizado suele ser más difícil teniéndose entonces que recurrir al procedimiento de sedimentación (Crespo, 2004).

3.3.2. Capacidad de carga ultima(q_u)

Se denomina capacidad de carga ultima a la carga aplicada por unidad de área hasta que ocurra falla por corte en el suelo (Braja, 2015). En otros términos, es el esfuerzo que se aplica al suelo, mediante una cimentación para producir una falla en el subsuelo por resistencia al cortante del suelo.

$$q_{\text{admisible}} = \frac{q_{\text{ultima}}}{FS}$$

3.3.2.1. Capacidad de carga ultima según Karl Terzaghi (1943)

Fue el primer investigador en demostrar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga ultima de cimentaciones superficiales. Según el autor una cimentación se puede considerar superficial si la profundidad de cimentación es menor o igual que el ancho de la misma $D_f \leq B$. sin embargo estudios posteriores argumentan que cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la misma pueden ser definidos también, como cimentaciones superficiales. Terzaghi sugirió para una cimentación corrida (relación ancho-longitud tiende a cero), $B \leq L$ la superficie de la falla en el suelo bajo carga ultima puede interpretarse según la Fig. 01. Notar que es el caso de falla general por corte.

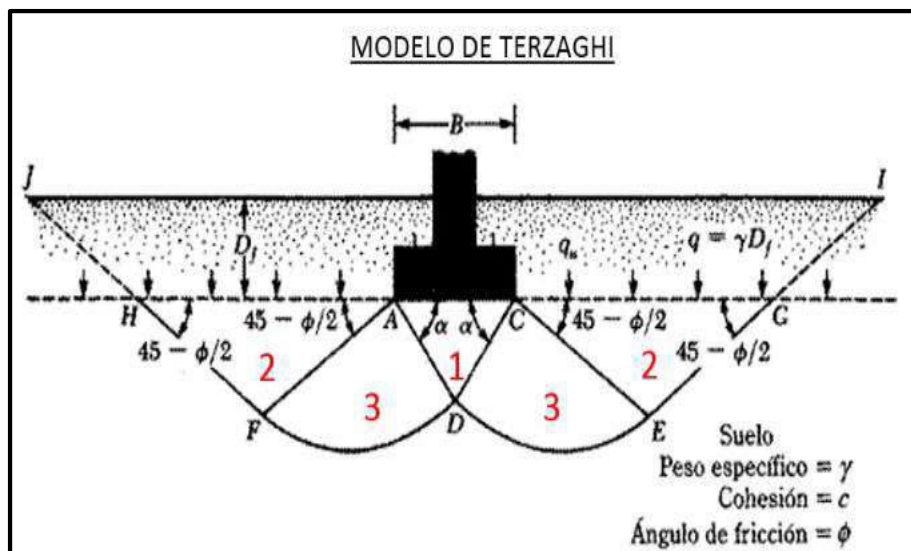


Figura 7 — Falla por capacidad de carga-Modelo de Terzaghi

Fuente principios de ingeniería de cimentaciones (Braja, 2015)

La consecuencia del suelo sobre la fundación, puede ser reemplazado por una sobre carga equivalente efectiva $q = \gamma D_f$; donde γ = peso específico del suelo.

La zona de falla bajo la cimentación puede fraccionarse en tres sub-zonas:

La zona triangular o cuña, inmediatamente bajo la cimentación.

La zona activa.

La zona pasiva

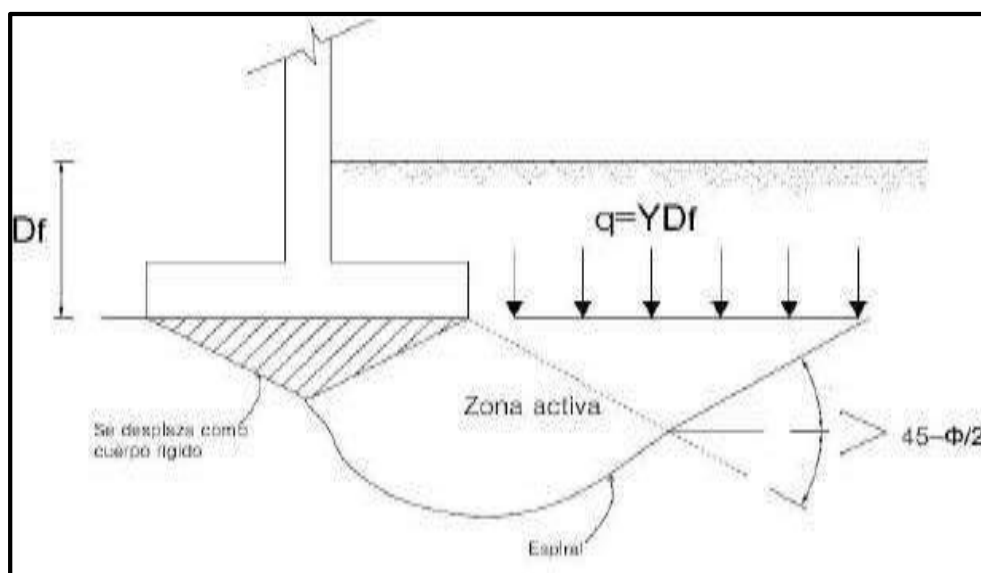


Figura 8 — Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación corrida

Fuente principios de ingeniería de cimentaciones (Braja, 2015)

Nótese, las zonas activas y pasivas se repiten en ambos extremos de la cuña. Aplicando el análisis de equilibrio, la capacidad de carga última se puede expresar con la siguiente ecuación, para una cimentación corrida.

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Donde:

C = Cohesión del suelo

γ = Peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$ = sobrecarga efectiva

B = Ancho del cimiento

D_f = Profundidad de desplante de la cimentación.

N_c = Factor de capacidad de carga debido a la cohesión.

N_q = Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga

N_γ = Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo.

Terzaghi determinó los factores de capacidad portante N_c , N_q , N_γ mediante el procedimiento de espiral logarítmica, lo cual se puede ver en la Figura N°9.

Desde las gráficas que se muestran en la Figura N°9, Terzaghi obtuvo los valores de N_c , N_q , N_γ que podemos ver en la Tabla N°2, para un rango de ϕ entre 0° y 50° .

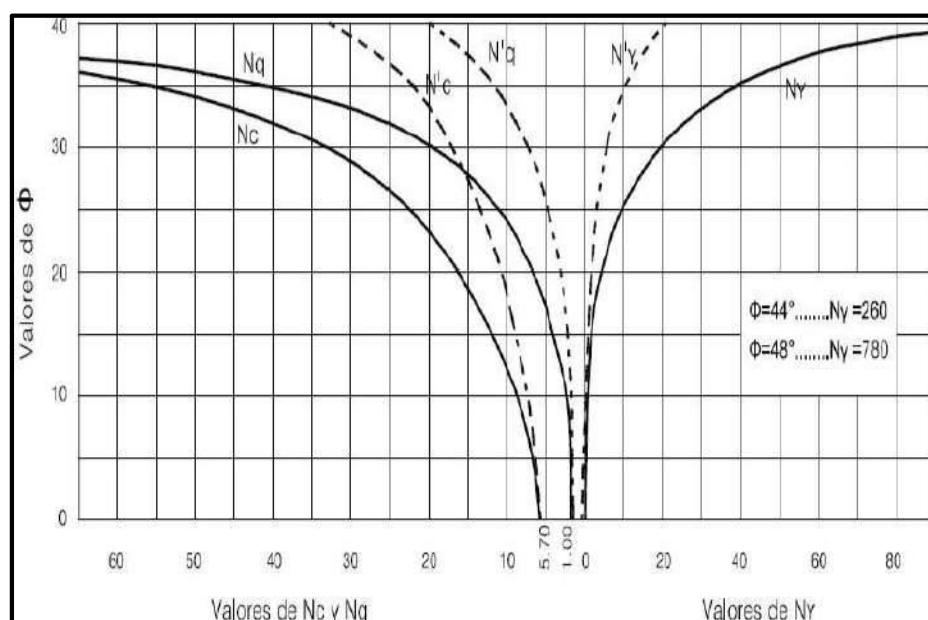


Figura 9 — Factores de capacidad de carga dados por Terzaghi

Fuente diseño de cimentaciones (Alva, 2007)

Tabla 3 — Factores de capacidad de carga según Terzaghi

ϕ (grados)	N_c	N_q	N_γ	K_{py}
0	5.7	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.6	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

Fuente recuperado de “Proyecto Chavimochic – Etapa III”, de ODEBRECHT, 2014.

Terzaghi recomienda utilizar la siguiente expresión en cimentaciones que presentan falla local por corte de suelo.

$$q_u = \frac{2}{3} cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2} \gamma BN'_\gamma$$

$N'c$, $N'q$, $N'\gamma$, factores de capacidad de carga modificada. Los cuales se determinan utilizando el nuevo valor de ϕ que se presenta en la siguiente expresión:

$$\phi' = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3} \tan\phi\right)$$

3.3.2.2. Carga ultima aplicando la metodología de G.G. Meyerhof

George Geoffrey Meyerhof, realizó estudios experimentales y teóricos, de esa forma hizo un amplio análisis de la teoría de la plasticidad en zapatas superficiales y profundas, estableciendo mecanismos de falla y soluciones para zapatas con cargas inclinadas y excéntricas (Medina, 2002).

La capacidad de carga de las cimentaciones depende de las propiedades mecánicas del suelo (densidad, esfuerzo cortante y características de deformación), de los esfuerzos originales y las condiciones de humedad del suelo, de las características físicas de la cimentación (tamaño, profundidad, forma y rugosidad) y de la forma en que la cimentación es colocada (Medina, 2002). Además, considera que la cimentación puede estar inclinada. Por ello, considerando todos los aspectos mencionados, Meyerhof (1963) presenta la siguiente ecuación de capacidad general de carga:

En tal sentido, considerando los aspectos en mención, Meyerhof presento la ecuación de capacidad general.

$$q_u = cN_c S_c d_c i_c + qN_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Dónde: c : cohesión del suelo

γ : peso específico del suelo

q : $\gamma \cdot D_f$

B : ancho de la cimentación

S_c, S_q, S_γ : factores de forma

D_c, D_q, D_γ : factores de profundidad

I_c, I_q, I_γ : factores de inclinación de la carga

N_c, N_q, N_γ : factores de capacidad de carga

Para los factores de capacidad de carga que dependen únicamente del ángulo de fricción, Meyerhof presenta las siguientes expresiones:



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

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

Asimismo, para los factores de **forma, profundidad e inclinación**, Meyerhof propone las ecuaciones que se muestran a continuación:

Factores de forma:

Para cualquier ángulo ϕ :

$$S_c = 1 + \left[0.2 \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)\right] \left(\frac{B}{L}\right)$$

Para cualquier ángulo $\phi > 10^\circ$

$$S_q = S_\gamma = 1 + \left[0.1 \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)\right] \left(\frac{B}{L}\right)$$

Factores de profundidad:

Para cualquier ángulo ϕ :

$$D_c = 1 + \left(0.2 \sqrt{\tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)}\right) \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

Para cualquier ángulo $\phi > 10^\circ$

$$D_q = D_\gamma = 1 + \left(0.1 \sqrt{\tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)}\right) \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

Factores de inclinación:

Para β : inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical

$$I_c = I_q = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$I_\gamma = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi}\right)^2$$

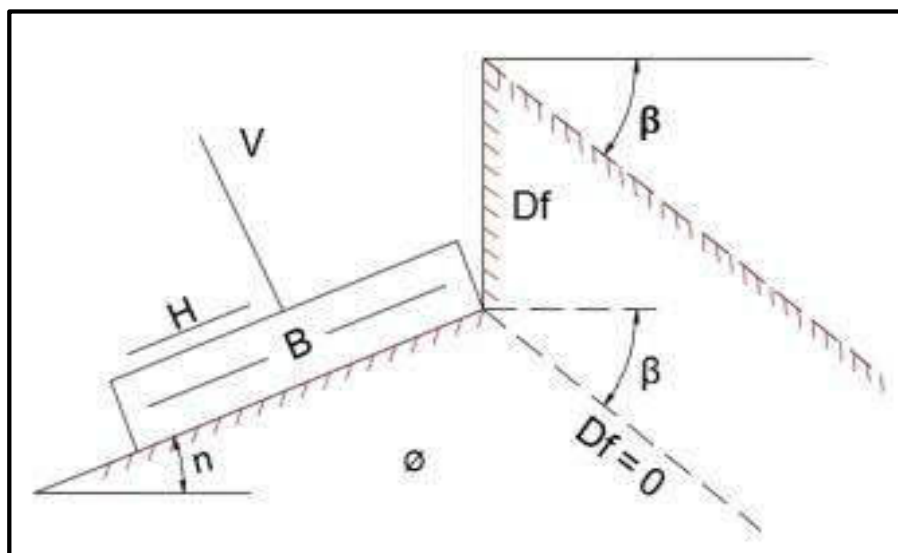


Figura 10 — Factores de la cimentación superficial inclinada

Fuente carga admisible de los suelos de cimentación del complejo arqueológico Chan Chan debido al ascenso del nivel freático (Beltran & Diaz, 2018)

Donde:

H : representa la carga horizontal en dirección del ancho H_b o largo H_l , o ambos si $H_l > 0^\circ$

V : fuerza vertical soportada perpendicularmente por la cimentación

A_f : área efectiva $B' \times L'$

Ca : adhesión a la base = cohesión del suelo o un valor reducido, se recomienda que su valor esté entre $0.6c$ y c

n : ángulo de inclinación del talud, positivo hacia arriba

β : ángulo del talud con relación a la horizontal

3.3.3. Factores de capacidad de carga N_c , N_q , N_γ

A partir de las zonas consideradas en ambos mecanismos, tal como se muestra en la Figura N°05 se calcula la presión pasiva, resultando valores diferentes de los factores “ N ”, notándose la diferencia de los factores N_γ . Terzaghi no explicó detalladamente como obtuvo los valores de $K\gamma$ que se usa para calcular el factor de capacidad de carga N_γ . Sin embargo, dejó evidenciada una curva de ϕ vs N_γ con tres valores específicos para $\phi = 0^\circ$, 34° y 38° , los resultados de estos valores se presentan en la Tabla 6. A continuación, en la Tabla 3, se muestran las ecuaciones que proponen Terzaghi, Meyerhof y Hansen para el cálculo de los

factores de carga según los ensayos y modelos matemáticos que desarrollan, (Medina, 2002).

Tabla 4 — Comparativo de los factores de capacidad de carga

Autor	N_c	N_q	N_γ
Terzaghi	$\cot\phi(N_q - 1)$	$\frac{e^2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan\phi}{2\cos^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)}$	$\frac{1}{2} \left(\frac{k_{py}}{\cos^2\phi} - 1 \right) \tan\phi$
Meyerhof	$\cot\phi(N_q - 1)$	$\tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \cdot \tan\phi}$	$(N_q - 1) \tan(1.4\phi)$
Hansen	$\cot\phi(N_q - 1)$	$\tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \cdot \tan\phi}$	$\frac{3}{2}(N_q - 1) \tan\phi$

Fuente recuperado de “Análisis Comparativo de las Teorías de Capacidad Portante por Corte de Cimentaciones Superficiales”, (Medina, 2002).

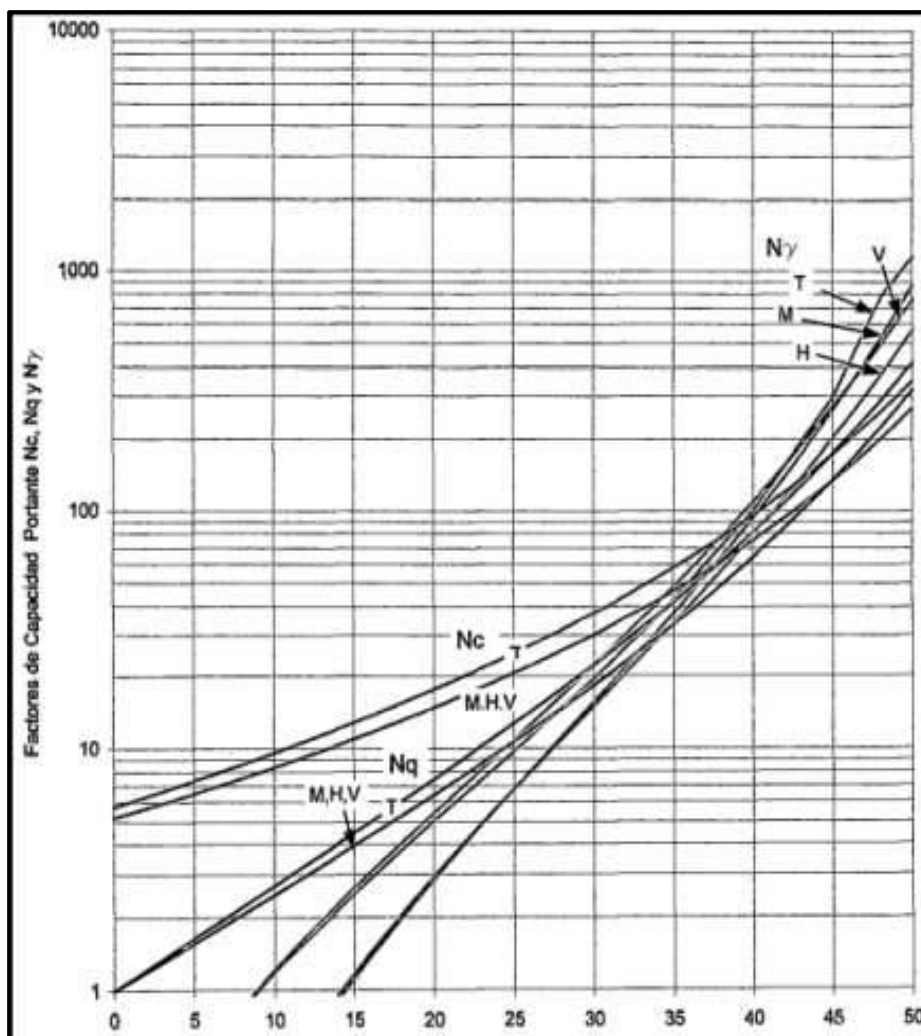


Figura 11 — Factores de capacidad de carga según Terzaghi, Meyerhof y Hansen

Fuente análisis Comparativo de las Teorías de Capacidad Portante por Corte de Cimentaciones Superficiales, (Medina, 2002)

3.3.4. Factor de seguridad

El análisis de estabilidad se basa en estudiar las condiciones de equilibrio de una masa de suelo delimitada por una superficie de falla, en función a la acción propia de su peso, las reacciones del suelo a lo largo de la superficie de falla, presiones de poros y cargas exteriores eventuales. El análisis se suele ejecutar sobre un modelo geotécnico bidimensional en deformaciones planas, en un punto sobre la superficie de ruptura potencial y el coeficiente de seguridad (FS) se define como el cociente entre la resistencia al corte del suelo (τ_{max}) y el esfuerzo de corte (τ) que ejerce sobre la superficie, (Sáez, 2010).

$$FS = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

Si $FS > 1$ indica que la ruptura no existe, en cambio para $FS = 1$ existe una ruptura local. La definición de un coeficiente de seguridad global presenta dos dificultades: salvo situaciones simplificadas, no se conoce la distribución de los esfuerzos de corte a través toda la superficie de falla, el coeficiente de seguridad no es constante a lo largo de la superficie de falla, (Sáez, 2010).

Las funciones del encargado en realizar el análisis de estabilidad de taludes es identificar los valores del factor de seguridad. Para lo cual el factor de seguridad se puede plasmar mediante la siguiente expresión matemática, (Braja, 2015).

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

FS: Factor de seguridad con respecto a la resistencia

τ_f : resistencia media del suelo al corte

τ_d : esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla. La resistencia al corte de un suelo consiste en dos componentes, la cohesión y la fricción.

Es este caso para los taludes de diseño considerando en un mismo instante se pudieran presentar las peores condiciones de falla para lo que fue diseñado el talud, esto explica la formula donde hay una relación de fuerzas resistentes y las actuantes, es decir las que se apoyan a la estabilidad del talud y las que hacen todo lo contrario provocando su inestabilidad.

3.3.4.1. Método de talud infinito

Un talud se considera infinito cuando H es mucho mayor que la altura del talud. La resistencia del suelo al corte puede ser dada por la siguiente ecuación (Braja, 2015).

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

Si analizamos en la figura mostrada, el FS en oposición a un posible fallamiento de talud a lo largo del plano AB situado a una profundidad H a nivel inferior desde el nivel superficial del suelo. El fallamiento podría

producirse por movimientos de los suelos por encima del plano AB de derecha a izquierda.

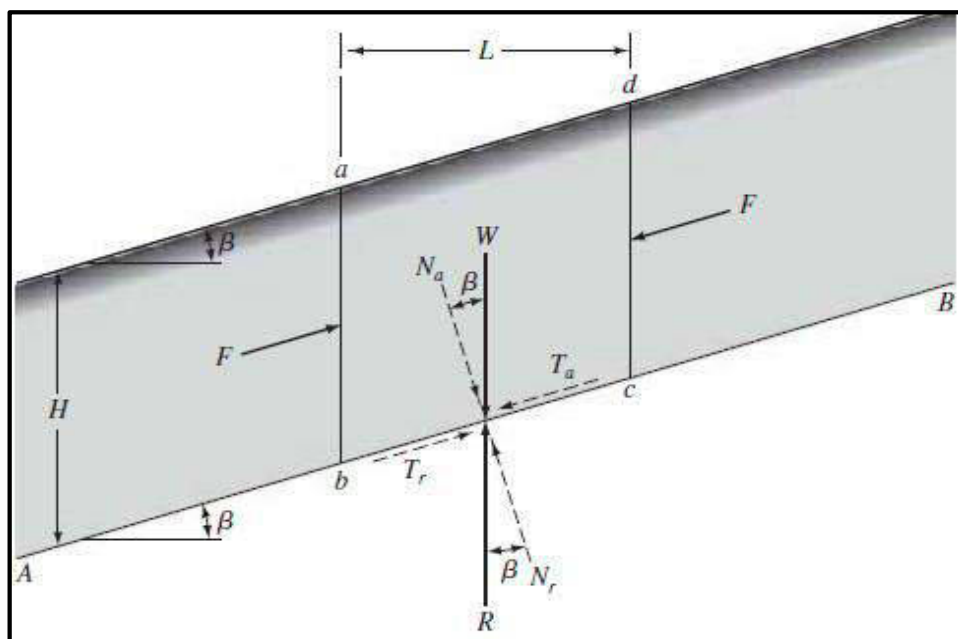


Figura 12 — Análisis del método de talud infinito (diagrama de fuerzas)

Fuente fundamentos de ingeniería geotecnia (Braja, 2015)

De acuerdo al análisis de la gráfica se obtiene que el FS está dado por:

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

c' = cohesión

γ = peso unitario del suelo

ϕ' = ángulo de fricción

De acuerdo a la investigación y considerando los fundamentos de mecánica de suelos se tiene:

Para suelos granulares $c'= 0$, el factor de seguridad será la siguiente expresión.

$$FS = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta}$$

Lo cual nos da a entender que, para un talud infinito en la arena el valor de FS es independiente de la altura H, y el talud es estable, siempre y cuando $\beta < \phi'$. El ángulo ϕ' para suelos no cohesivos se llama ángulo de reposo. Para un suelo que posee cohesión y fricción, la profundidad del plano a lo largo del cual se produce el equilibrio crítico puede ser

determinado al sustituir $FS_s = 1$ y $H=H_{cr}$ como se muestra la siguiente ecuación.

$$H_{cr} = \frac{c'}{\gamma \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \varphi')}$$

Cuando existe filtración de agua a través del suelo y el nivel freático concuerda con la superficie del suelo. El FS con respecto a la resistencia se puede obtener como.

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

γ_{sat} = Peso unitario del suelo saturado

γ' = Peso unitario efectivo del suelo

3.3.5. Capacidad de carga admisible del suelo (q_{ad})

Es la presión que al ser atribuida al terreno de fundación no genera falla o daño en dicha estructura. Dicha capacidad no solo depende de las características geomecánicas del suelo, sino también del tipo de cimentación, ubicación del nivel freático y factor de seguridad adoptado (ICG, 2006).

$$q_{admissible} = \frac{q_{ultima}}{FS}$$

$$Q_{ad} = \frac{1(C * N_c + \gamma * Df * N_q + \frac{1}{2} B * \gamma * N_\gamma)}{FS}$$

C : cohesión (gr/cm^2)

γ : densidad natural (gr/cm^3)

Df : profundidad de la cimentación

B : ancho de la zapata

$N_c N_q N_\gamma$: factores de la capacidad de carga en función de ϕ

ϕ : Angulo de fricción interna

FS : Factor de seguridad

N : 5 (estimado según suelo característico)

3.3.6. Influencia del agua en el suelo

El agua en el suelo puede influir de diferentes maneras en el comportamiento de cimentaciones superficiales, existe la posibilidad de que las subpresiones que se generan requieran ser consideradas en el cálculo de la estabilidad de la estructura,



o acciones erosivas de corrientes de agua que desestabilicen a los suelos que sirven de soporte de las cimentaciones (Farina & Huayapa, 2019).

3.3.7. Condiciones que debe cumplir la cimentación

Los cimientos deberán cumplir distintas condiciones de estabilidad:

3.3.7.1. Global

Sin que se produzcan fallas una estructura y su cimiento pueden fallar globalmente. En taludes o en medias laderas es representativo este tipo de roturas.

3.3.7.2. Frente al hundimiento

Este tipo fallo puede generarse cuando algún elemento del cimiento (carga actuante sobre el terreno), supera la carga de hundimiento.

3.3.7.3. Frente al Deslizamiento

El contacto de la cimentación con el terreno puede estar contenido a fuerzas de corte, si estas superan la resistencia de ese contacto se puede producir el deslizamiento entre ambos elementos, cimentación y terreno.

3.3.7.4. Frente al vuelco

El vuelco es típico de estructuras cimentadas sobre terrenos cuya capacidad portante es mucho mayor que la necesaria para sostener la cimentación, de otra manera, antes de generarse el vuelco se provocaría el hundimiento del cimiento.

3.3.7.5. Capacidad estructural del cimiento

El esfuerzo que compone el cimiento del elemento estructural similar que otro elemento estructural, puede superar la capacidad resistente.

3.3.8. Cálculo de Tonelaje del botadero

Las teorías que nos permiten determinar la capacidad portante del suelo, nos ayudan a determinar la máxima carga a soportar en una determinada área, (Huanca, 2013), evalúa la carga a soportar en una determinada área mediante la siguiente ecuación.

$$q_{adm} = \frac{Q}{A}$$

Donde

Q: máxima carga (kg o Tn)

A: área (m²)



Para determinar la cantidad a almacenar, analizamos el área próxima en la que se va almacenar el mineral de baja ley, en tal sentido se podrá decidir el espacio en el que se va depositar el mineral de baja ley.

Dependiendo del requerimiento y teniendo en cuenta los aspectos económicos implicados (costos en el transporte, distancia), mineral con ley económica, tipo de mineral (oxidado, sulfurado, etc.) y el impacto que se pueda generar al medio ambiente, geomorfología de la disposición de las áreas para el depósito de estéril, recuperación del metal, etc., se contara con un resultado de disposición y ubicación para el almacenamiento de dichos materiales.

Se pueden considerar diferentes tipos de botaderos como se menciona líneas abajo:

- Botaderos de sulfuros de baja ley
- Botaderos de óxidos de alta ley
- Botaderos de sulfuros de alta ley
- Botaderos de material orgánico (top soil)
- Botaderos de materiales contaminantes (peat)
- Botaderos de mineral de alta ley

Para determinar el espacio o volumen necesario para depositar los materiales en el botadero se determina mediante la siguiente expresión.

$$Vx = Tx / \rho_x \text{ (m}^3\text{)}$$

Vx : Volumen de material a depositar (m³).

Tx : Tonelaje de mineral de baja ley insitu.

ρ_x : Densidad del material después de la compactación en el lugar de almacenamiento dada en m³.

Conocido el volumen, es muy importante la identificación de las zonas en la que serán almacenados los diferentes tipos de material, considerando los análisis antes descritos y realizando la simulación del composito, de esta forma se tendrá un aproximado de la forma y el contorno del botadero, de este modo se determinará la capacidad de almacenamiento. Disponer de la información suficiente de los sectores habilitados para los componentes de la mina nos facilitara la proyección



de la cubicación del botadero que se desea construir. Asimismo, se deben tomar en cuenta la pendiente de la rasante, el ángulo de reposo del material, altura de bancos, áreas y configuración típica en función al diseño.

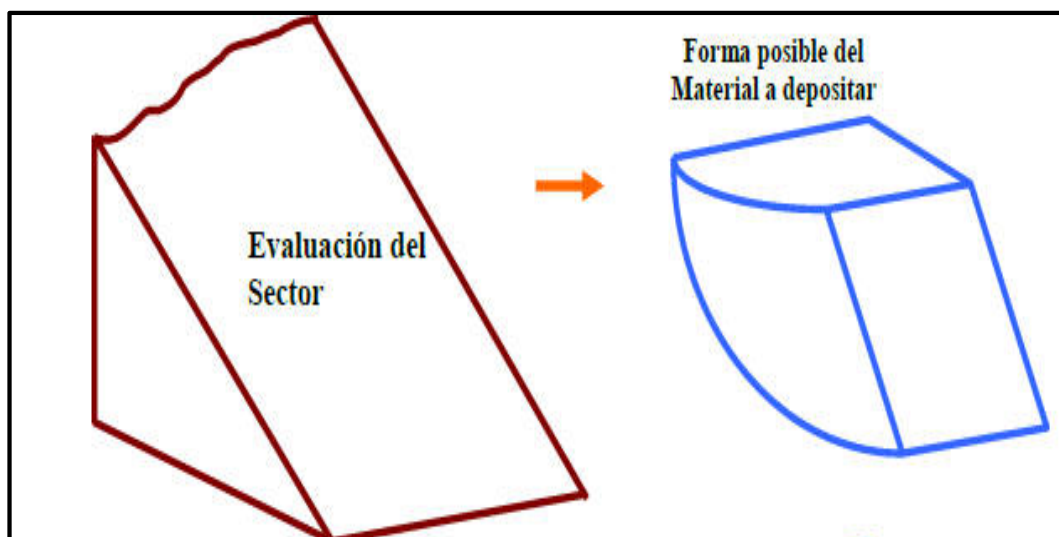


Figura 13 — Adecuación de depósitos

3.3.8.1. Disponibilidad del terreno

Para el caso de cubicación del material en el botadero se tendrá que utilizar técnicas topográficas, como levantamiento topográfico y procesamiento de datos en gabinete, en un orden de la rasante del terreno y luego el estado final del material en el botadero, de modo que se pueda llevar un control del abastecimiento y acopio del depósito.

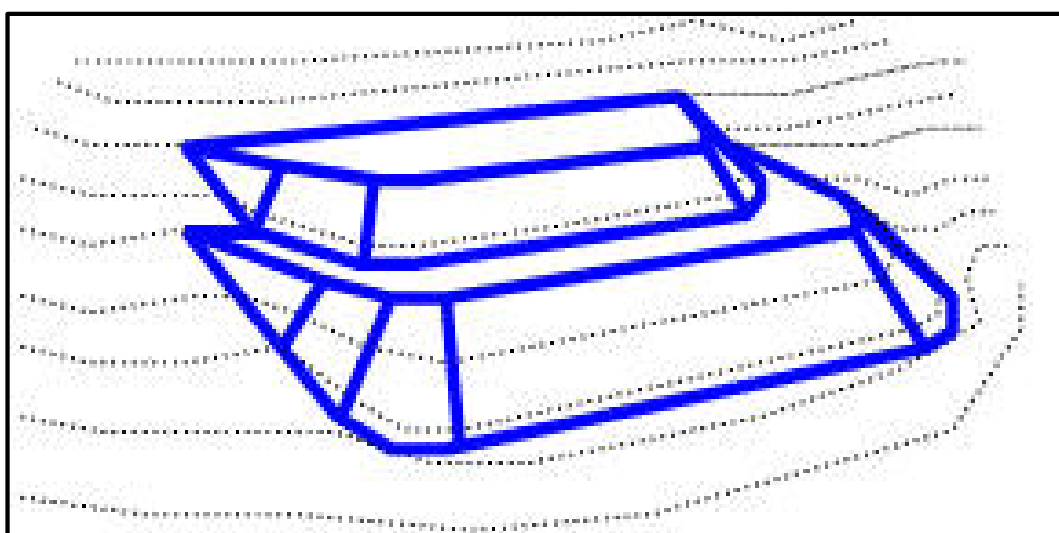


Figura 14 — Acopio de material en el botadero

3.3.9. Control geotécnico de botaderos

Para el análisis de este tipo de trabajos es muy importante considerar los siguientes criterios.

3.3.9.1. Elección del área

El área se elige considerando los análisis preliminares de campo y lo que se planea tener en futuro de dicho componente.

3.3.9.2. Detalles de campo

Se revisa detalladamente las áreas de descarga para identificar las condiciones de las plataformas, accesos, crestas, el tipo de material y la fundación del terreno.

3.3.9.3. Proyección de corto y largo plazo

Según al planeamiento diseñado a largo plazo se recurrirá a zonificar las áreas para el botadero. En esta fase (planificación y construcción), se tiene que tener en cuenta los aspectos técnicos, económicos y sociales.

3.3.9.4. Consideraciones técnicas

En estas consideraciones se considera características que se puedan cuantificar los cuales requerirán de cálculos y un análisis minucioso con lo que respecta a las posibles técnicas de ejecución, estabilidad y cierre del botadero, entre estas consideraciones se tiene:

a) Capacidad necesaria

Se considera este factor muy importante a tener en cuenta durante el diseño y en la fase de construcción del botadero, de esta manera se asegurará de que el área en elección cuente con la disponibilidad total requerida para el almacenamiento de material de desmonte. La cantidad total y el secuenciamiento de traslado del material a depositar estará dado por la proyección del planeamiento de minado.

b) Localización del botadero

La elección definitiva del espacio para el almacenamiento de material estéril, dichas áreas con el tiempo podrían volver a ser exploradas y sería un gasto remover el mineral de baja ley para explotar la zona mineralizada. Para evitar los gastos conviene que la deposición sea en un espacio único y definitivo.



c) Terreno de fundación

El tipo de terreno en la que se va desarrollar un botadero debe ser geográficamente estable y con una topografía no muy accidentada, en ciertas ocasiones puede favorecer la existencia de terrenos accidentados para el almacenamiento de material dependerá de la cantidad de volumen material proyectada.

d) Reproceso de material

Actualmente los avances tecnológicos de la hidrometalurgia, no han reemplazado el tratamiento de minerales mediante la lixiviación, en tal sentido si los costos de los metales están en ascenso y la ley del material de botadero es rentable se puede recurrir a realizar reprocesamiento de dicho mineral de baja ley, por lo cual siempre serán analizados la ley con que se está realizando el despacho asimismo las características físico-químicas de dicho mineral.

3.3.9.5. Estimaciones económicas

En este punto se incluyen aquellos factores tipo económico que inciden directamente en los costos de operación. Los botaderos deben disponerse en terrenos de bajo costo, tanto del punto de vista del valor del terreno mismo como de los posibles costos en que se debe incurrir para dejarlos aptos para la deposición y del potencial mineral que pueda cubrir el estéril, por ello es necesario tener reconocido muy claramente los límites del yacimiento y de la propiedad minera. El costo de transporte y de colocación del material en el botadero es muy significativo en los gastos operativos. Por esta razón se toma una necesidad económica planificar el botadero en una zona ubicada lo más cercana a los límites finales del tajo, pero fuera de la incidencia del mismo a fin de salvaguardar la estabilidad y en lo posible a una cota similar o inferior al lugar de extracción, con el objetivo de minimizar los costos por distancias transportadas.

3.3.9.6. Aspectos sociales

Trata sobre el cuidado y mantenimiento que se debe dar al medio ambiente, previo, durante y después del almacenamiento de material en



el botadero, considerando la estabilidad física, estabilidad química, cuidado del entorno y los ecosistemas.

a) Estabilidad

Es de suma importancia tener en cuenta que el botadero permanecerá en un área física, química e hidrológicamente estabilizada, aun durante y después de la explotación de la mina, dicha estabilidad deberá estar proyectada para perdurar en el tiempo, sin generar deterioro en los cauces de las aguas superficiales, componentes de las localidades cercanas (presas, caminos, carreteras, líneas de comunicación, etc.).

b) Impacto ambiental

El emplazamiento de botaderos provoca impactos ambientales desde un simple desvío de escorrentías de agua hasta la formación de riachuelos con contenido de metales pesados que pueden ser dañinos para los seres vivientes del trayecto del curso de las aguas, en temporadas de estiaje por acción del viento podrá generarse el transporte de polvo a otros lugares comprometiendo la flora y la fauna.

3.3.10. Estandarización de botaderos

Para estandarizar el funcionamiento de un botadero se considera los siguientes factores.

- Los frentes de descarga (el ancho operacional) será perpendicular a la dirección de ingreso de los volquetes de carguío.
- Si la descarga se realiza en dirección de ingreso de los volquetes el ancho operativo de descarga se considera menor a 80m.
- En cada zona o banco donde se realice la descarga se cuenta con la señalización correspondiente.
- En todo trabajo de componentes de una mina es indispensable que se tenga sus procedimientos, estándares y las especificaciones técnicas de la ejecución.

3.3.11. Planificación de descargas

- Las características del terreno de fundación determinaran la altura del botadero.
- Si el área de descarga operacional es perpendicular a la dirección de ingreso de los volquetes se considera una longitud mayor a 80m.



- Las condiciones de estabilización dependerán de un monitoreo detallado y permanente.
- Los estudios geotécnicos determinaran las condiciones de fundación, del tipo de material, lo cual determinara si son regulares, buenos o malos.
- Se realizará un seguimiento y control durante la descarga, considerando los parámetros fundamentales que debe cumplir como son: ángulo de talud, altura de banco, ancho de banqueteta, pendiente de banqueteta.

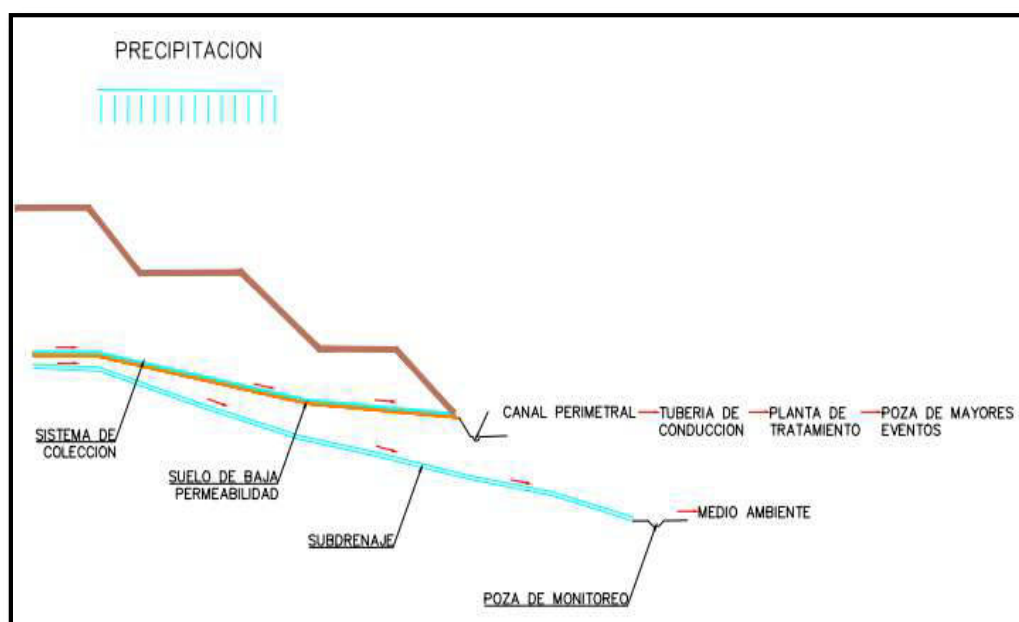


Figura 15 — Esquema hidráulico del botadero de desmonte

CAPÍTULO IV METODOLOGÍA

4.1. Tipo y nivel de investigación

4.1.1. Método de investigación

(Tamayo, 2003) afirma: “el método científico es un procedimiento para descubrir las condiciones en que se presentan sucesos específicos, caracterizado generalmente por ser tentativo, verificable de razonamiento riguroso y observación empírica”.

Se debe indicar que la tesis se inició con la observación del diseño de los componentes de la mina, seguidamente se planteó la hipótesis de que, si es considerable se debe hacer un análisis de la capacidad portante del suelo, para la construcción del botadero de desmonte aplicando las metodologías de Terzaghi, Meyerhof, en consecuencia, pudimos validar o rechazar la hipótesis y posteriormente realizar la interpretación y discusión de resultados.

Es evidente entonces que aplicamos el **método científico**.

Según, (Hernandez, Fernandez, & Baptista, 2014) “La investigación cuantitativa, utiliza la recolección de datos para probar la hipótesis con base en la medición numérica y el análisis estadístico, con el fin de establecer pautas de comportamiento y probar teorías” en tal sentido la investigación que aplicamos es **cuantitativa**.

4.1.2. Nivel de investigación

(Hernandez, Fernandez, & Baptista, 2014) mencionan que “Cuando una metodología es de nivel explicativo, trasciende de los conceptos o definiciones de los objetos de estudio, se focaliza en la explicación, el ¿por qué? De los fenómenos y la relación de éste, con las variables propuestas”. En lo que refiere a la tesis de investigación, determinación de la capacidad portante está ligado a los procedimientos de análisis ya mencionados. Significa entonces, que aplicamos el **nivel de investigación explicativa**.



4.2. Diseño de investigación

Según (Behar, 2008) en ello el investigador observa los fenómenos tal como suceden, natural, sin intervenir en su desarrollo.

En la presente investigación de capacidad portante del suelo, se determinará la capacidad portante del suelo mediante la carga la última y el factor de seguridad mediante dos metodologías, en la cual no se manipulará se observará tal como se presenta.

Conforme a la teoría revisada, esta investigación se clasifica en diseño **no experimental**.

4.3. Descripción ética de la investigación

Corresponde a un comportamiento ético, porque la recolección de datos e información en campo y laboratorio, se mantuvo de manera confidencial por las políticas internas de la empresa ejecutora.

4.4. Población y muestra

- **Población.** La población se considera a todas las capacidades portantes de suelos utilizadas para todas las construcciones de los componentes de la mina como: botadero, pad de lixiviación, pozas y terraplenes para los componentes de la mina.
- **Muestra.** La muestra corresponde al botadero de la unidad minera Anama

4.5. Procedimiento de la investigación

En la presente investigación, para el desarrollo de los objetivos propuestos, se realizó las labores de recolección de información, cálculos matemáticos y el análisis correspondiente de resultados obtenidos en cada fase, a continuación, se detalla.

Al inicio se utilizó los planos de existentes y actualizados de la unidad minera Anama, en dicha revisión se recopiló la información relevante a utilizar como punto de partida para la ubicación de la zona y levantamientos topográficos, con el fin de tener visualización a detalle de los criterios para la elección del tipo de suelo y siendo colaborador se aprovechó en utilizar los equipos para el estudio con los que se determinó la capacidad portante del suelo.

4.5.1. Ubicación

En la zona de estudio, la Unidad Minera Anama, ejecutada por la empresa minera ANABI SAC, está localizada en el paraje: cerro japutani-chirocone, distrito de Huaquirca, Provincia de Antabamba, a una altitud de 4600-4800 msnm.



4.5.2. Diseño de revisión bibliográfica

Por medio de este diseño recopilamos una amplia información, dichos información se seleccionaron de investigaciones realizadas en estudios similares de la región, estudios en las unidades mineras del país y otros de nivel internacional. Para el presente estudio se realizó la recopilación de información de la zona de estudio como la revisión de documentación de la bibliografía de estudios en otras universidades, artículos de investigación, información de internet, investigaciones realizadas con anterioridad relacionadas con los problemas del presente estudio.

4.5.3. Reconocimiento de campo

Se accedió al área de estudio de para realizar un reconocimiento superficial como es la ubicación, los accesos, distancias de acarreo de material de estéril, la funcionalidad de canales, verificación de afloramientos de aguas subterráneas.

4.5.4. Levantamiento topográfico

Se realizó el levantamiento topográfico del terreno asignado para el botadero noreste con equipo estación total TOPCON OS-105, con el apoyo de 2 prismas, para lo cual se referencio el punto de estación con los puntos de trilateración de operaciones mina, dicho levantamiento topográfico se realizó con el fin de conocer la geomorfología, topografía del terreno en estudio. Asimismo, dicha data utilizaremos para realizar los planos de ubicación.

4.5.5. Prospección del suelo

Se realizó una evaluación geotécnica, para lo cual es muy importante conocer las características visuales del suelo a describir como es:

Color: depende de la composición, esta varía con el contenido de humedad, materia orgánica y grado de oxidación.

Forma: si se trata de suelos gruesos (forma redondeada o cubica), suelos finos (forma redondeada, laminar, entre otros).

Tamaño: depende de la gradación o granulometría (distribución de los distintos tamaños de las partículas dentro del agregado)

Textura: del grado de fineza del suelo según sea la sensación al tacto.

Estructura: tiene en cuenta la forma en que las partículas se disponen dentro de la masa del suelo.



4.5.6. Colección de información de Campo

La colección de información se realizó a través de los perfiles estratigráficos de las calicatas realizadas, asimismo se realizó el muestreo del suelo de lo más intacta posible y la identificación de los niveles freáticos en las calicatas. La recolección de información se enfatizó en la fase de prospección In Situ, en el que se realizó el muestreo de las 02 calicatas, C-1 Y C-2 a 1.50m de profundidad, dichos datos nos permitió describir las características del terreno de fundación del área en estudio.

4.5.6.1. Calicata o pozo de exploración

Se programó la ejecución de dos calicatas o pozo de exploración, “A tajo abierto” para la determinación de la capacidad portante mediante la caracterización física con ensayos estándar y tablas de correlación para la caracterización mecánica, designados como: C-1 la cual se encuentra ubicada dentro del área del botadero durante el desarrollo de la explotación del tajo Anama, asimismo la C-2, se encuentra ubicada dentro del área donde se construirá la presa de relaves, las cuales fueron ubicadas conveniente por los especialistas con una profundidad de 1.50m respectivamente.

4.5.6.2. Muestreo y Registros de Exploración

Las muestras de materiales obtenidas en los trabajos de campo fueron analizadas en laboratorio para determinar sus propiedades físico-mecánica, fundamentalmente, tales como, análisis granulométrico, peso específico seco, peso específico saturado, cohesión, ángulo de fricción.

4.5.7. Ensayos de laboratorio

Consistió en realizar los ensayos físicos y mecánicos a los estratos muestreados, se obtuvo los resultados de las calicatas C-1 y C-2. Los ensayos de laboratorio, fueron realizados en laboratorio, bajo las normas de la American Society For Testing and Materials (A.S.T.M).

4.5.8. Gabinete

Se realizó el procesamiento de datos de puntos topográficos (ubicación, ángulo de fricción, canales perimetrales, redes de subdrenaje, área de compactación) y el cálculo de la capacidad portante del suelo aplicando las diferentes metodologías, para cada calicata se aplicó.



4.5.9. Instrumentos y técnicas

Las técnicas aplicadas y los instrumentos utilizados en el presente estudio se inician con caracterización de los suelos analizados en las calicatas realizadas. Posteriormente se realizan los cálculos de capacidad portante y tonelaje, aplicando el método de Terzaghi y Meyerhof, para la calicata C-1 y C-2.

- **Profundidad de fundación.** Debido a presencia de material orgánico en la capa superficial se realizará a desbrozar la capa orgánica 60 cm en promedio y 20cm de desencapado para perfilar la topografía, en tal sentido la profundidad de cimentación es considerada de 0.80m.
- **Ancho del cimiento y largo del cimiento.** Por recomendación del especialista para el área que se tiene ($A= 39200\text{m}^2$), se deben realizarse 16 calicatas. Habiendo realizado un reconocimiento de similitud en el área de estudio y por motivos de costo de análisis de laboratorio de opto por realizar 2 calicatas, cada uno con dimensiones de $35\text{m} * 70\text{m}$ (B*L), teniendo un área de influencia de 2450m^2 para cada calicata.
- **Angulo de inclinación de la rasante del suelo.** El ángulo de inclinación se obtuvo a partir de la data topográfica procesada en el software AutocadCivil, se procesó los datos convirtiendo en una superficie a partir del cual se analizó los perfiles, de donde se realizó la medición del ángulo de inclinación, obteniéndose un valor promedio de 13° .

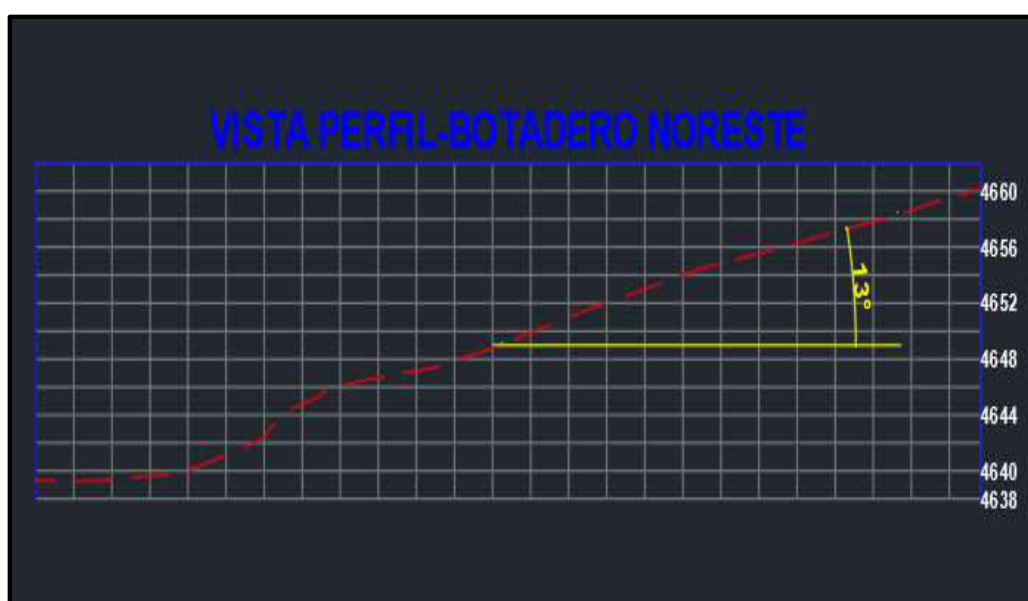


Figura 16 — Perfil topográfico del terreno

4.5.10. Capacidad portante para calicata C-1

Datos de laboratorio

Datos obtenidos en laboratorio (Ver anexo N°02)

- $\gamma = 13.5 \frac{KN}{m^3} = 1.377 \frac{gr}{cm^3}$
- $\gamma_{Saturado} = 14.5 \frac{KN}{m^3} = 1.479 \frac{gr}{cm^3}$
- $Cohesion = 15 KPa = 0.153 \frac{Kg}{cm^2}$
- Angulo de fricción interna (ϕ) = 12°

Datos de campo (operacional)

- Profundidad de cimentación, $D_f = 0.80m = 80cm$
- Ancho del cimient, $B = 35 m = 3500cm$
- Longitud del cimient $L = 70 m$

Datos obtenidos en gabinete

- Angulo de inclinación de la rasante del suelo $\beta = 13^\circ$

4.5.10.1. Determinación de la carga ultima

a) Aplicando la metodología de Karl Terzaghi

Según el autor una cimentación se puede considerar superficial si la profundidad de cimentación es menor o igual que el ancho de la misma $D_f \leq B$. sin embargo estudios posteriores argumentan que cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la misma pueden ser definidos también, como cimentaciones superficiales.

La consecuencia del suelo sobre el fondo de la cimentación, es reemplazado por una sobre carga equivalente efectiva.

$$q = \gamma D_f ;$$

γ = peso específico del suelo

Entonces reemplazando en la siguiente expresión tenemos

$$q = \gamma D_f = 1.377 * 80 = 110.16 \frac{gr}{cm^2}$$

Considerando que es una cimentación corrida aplicaremos la expresión, dada por Terzaghi

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$



Donde:

C = Cohesión del suelo

γ = Peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$ = sobrecarga efectiva

B = Ancho del cimiento

D_f = Profundidad de desplante de la cimentación.

N_c = Factor de capacidad de carga debido a la cohesión

N_q = Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga

N_γ = Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo

Tabla 5 — Factores de capacidad de carga según Terzaghi

ϕ (grados)	N_c	N_q	N_γ	$K_{p\gamma}$
0	5.7	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.6	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

Fuente recuperado de Proyecto Chavimochic – Etapa III, de ODEBRECHT, 2014.

Realizando las interpolaciones determinamos los factores de capacidad de carga (N_c , N_q , N_γ) para un ángulo de fricción interna (ϕ) de 12° .

$$N_c = \frac{(12 - 10)(12.9 - 9.6)}{(15 - 10)} + 9.6 = 10.920$$

$$N_q = \frac{(12 - 10)(4.4 - 2.7)}{(15 - 10)} + 2.7 = 3.380$$

$$N_y = \frac{(12 - 10)(2.5 - 1.2)}{(15 - 10)} + 1.2 = 1.720$$

Obtenido los datos reemplazamos en la siguiente expresión para determinar la carga ultima. Reemplazamos en la siguiente expresion.

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$q_u = 0.153 * 10.920 + 110.16 * 3.38 * 0.001 + \frac{1}{2} * 1.377 * 0.001 * 3500$$

$$* 1.720$$

$$q_u = 6.188 \frac{Kg}{cm^2}$$

b) Aplicando la metodología de Meyerhof

Por lo cual, examinando todos los aspectos mencionados, Meyerhof (1963) expone la siguiente expresión de capacidad general de carga:

$$q_u = cN_c S_c d_c i_c + qN_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Dónde: c : cohesión del suelo

γ : peso específico del suelo

q : $\gamma \cdot Df$

B : ancho de la cimentación

S_c, S_q, S_γ : factores de forma

D_c, D_q, D_γ : factores de profundidad

I_c, I_q, I_γ : factores de inclinación de la carga

N_c, N_q, N_γ : factores de capacidad de carga

Para los factores de capacidad de carga que dependen únicamente del ángulo de fricción, Meyerhof presenta las siguientes expresiones en el que reemplazaremos los datos.

Calculamos N_q en la siguiente expresion

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



$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{12}{2} \right) * e^{\pi \tan 12} = 2.974$$

Calculamos N_c en la siguiente expresión

$$N_c = \text{Cot} \varnothing (N_q - 1)$$

$$N_c = \text{Cot} 12 (2.974 - 1) = 9.287$$

Calculamos N_γ en la siguiente expresión

$$N_\gamma = (N_q - 1) * \tan(1.4 * \varnothing)$$

$$N_\gamma = (2.974 - 1) * \tan(1.4 * 12) = 0.596$$

Asimismo, para los factores de **forma, profundidad e inclinación**, Meyerhof propone las ecuaciones que se muestran a continuación:

Factores de forma:

Para cualquier ángulo \varnothing :

Determinamos el factor de forma S_C en la siguiente expresión

$$S_C = 1 + \left[\left(0.2 \tan^2 \left(45 + \frac{\varnothing}{2} \right) \right) * \left(\frac{B}{L} \right) \right]$$

$$S_C = 1 + \left[\left(0.2 \tan^2 \left(45 + \frac{12}{2} \right) \right) * \left(\frac{35}{70} \right) \right] = 1.152$$

Para cualquier ángulo $\varnothing > 10^\circ$

Determinamos los factores de forma S_q, S_γ en la siguiente expresión

$$S_q = S_\gamma = 1 + \left[\left(0.1 \tan^2 \left(45 + \frac{\varnothing}{2} \right) \right) * \left(\frac{B}{L} \right) \right]$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + \left[\left(0.1 \tan^2 \left(45 + \frac{12}{2} \right) \right) * \left(\frac{35}{70} \right) \right] = 1.076$$

Factores de profundidad

Para cualquier ángulo \varnothing :

Determinamos el factor de profundidad D_c en la siguiente expresión

$$D_c = 1 + \left[\left(0.2 \sqrt{\tan^2 \left(45 + \frac{\varnothing}{2} \right)} \right) * \left(\frac{D_f}{B} \right) \right]$$

$$D_c = 1 + \left[\left(0.2 \sqrt{\tan^2 \left(45 + \frac{12}{2} \right)} \right) * \left(\frac{0.80}{35} \right) \right] = 1.006$$

Para cualquier ángulo $\varnothing > 10^\circ$

Determinamos el factor de profundidad D_q y D_γ en la siguiente expresión

$$D_q = D_\gamma = 1 + \left[\left(0.1 \sqrt{\tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} \right) * \left(\frac{D_f}{B} \right) \right]$$

$$D_q = D_\gamma = 1 + \left[\left(0.1 \sqrt{\tan^2 \left(45 + \frac{12}{2} \right)} \right) * \left(\frac{0.80}{35} \right) \right] = 1.003$$

Factores de inclinación

Para β : inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical

Determinamos el factor de inclinación I_c y I_q en la siguiente expresión

$$I_c = I_q = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

$$I_c = I_q = \left(1 - \frac{13^\circ}{90^\circ} \right)^2 = 0.732$$

Determinamos el factor de inclinación I_γ en la siguiente expresión

$$I_\gamma = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi^\circ} \right)^2$$

$$I_\gamma = \left(1 - \frac{13^\circ}{12^\circ} \right)^2 = \frac{1}{144}$$

Para determinar la carga ultima utilizando la metodología de Meyerhof reemplazamos en la siguiente expresión

$$q_u = cN_cS_c d_c i_c + qN_qS_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_u = 0.153 * 9.287 * 1.152 * 1.006 * 0.732 + 110.16 * 0.001$$

$$* 2.974 * 1.076 * 1.003 * 0.732 + \frac{1}{2} * 1.377 * 0.001$$

$$* 3500 * 0.596 * 1.076 * 1.003 * \frac{1}{144}$$

$$q_u = 1.475 \frac{Kg}{cm^2}$$

4.5.10.2. Determinación del Factor de Seguridad

El factor de seguridad a través de las relaciones matemáticas nos proporciona un valor con el cual podemos ver si nuestro diseño es correcto o se deberían mejorar. Es muchos deslizamientos de gran



magnitud la mayor parte de la masa deslizada se mueve en forma aproximadamente paralela a la superficie del terreno. Un talud infinito es aquel en el que H es mucho mayor que la altura del talud. En nuestro análisis tenemos la presencia de suelo limo arcilloso, la que más se asemeja para estos suelos con presencia de filtraciones, cohesión y ángulo de fricción, lo determinaremos mediante la siguiente expresión.

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

FS = Factor de seguridad con respecto a la resistencia.

c' = cohesión

γ = peso unitario del suelo

ϕ' = ángulo de fricción

γ_{sat} = peso unitario del suelo saturado

γ' = peso unitario efectivo del suelo

β : inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical

$$FS = \frac{0.153 * 1000}{1.479 * 2000 * \cos^2 13^\circ * \tan 13^\circ} + \frac{1.377 * \tan 12^\circ}{1.479 * \tan 13^\circ}$$

$$FS = 1.093$$

Tabla 6 — Resultados para calicata C-1

DESCRIPCION	Factor de Seguridad	Carga ultima (q _{ultima})-Metodología Terzaghi (Kg/cm ²)	Carga ultima (q _{ultima})-Metodología Meyerhof (Kg/cm ²)
	1.093	6.188	1.475
Carga admisible ($q_{adm} = \frac{q_{ultima}}{FS}$) (Kg/cm ²)		5.661	1.349

4.5.11. Capacidad portante para calicata C-2

Datos de laboratorio

Datos obtenidos en laboratorio (Ver anexo N°02)

- $\gamma = 12.8 \frac{KN}{m^3} = 1.305 \frac{gr}{cm^3}$
- $\gamma_{Saturado} = 13.9 \frac{KN}{m^3} = 1.417 \frac{gr}{cm^3}$
- $Cohesion = 16 KPa = 0.163 \frac{Kg}{cm^2}$
- Angulo de fricción interna (ϕ) = 14°

Datos de campo (operacional)

- Profundidad de cimentación, $D_f = 0.80m = 80cm$
- Ancho del cimient, $B = 35 m = 3500cm$
- Longitud del cimient $L = 70 m$
- Angulo de inclinación de la rasante del suelo $\beta = 13^\circ$

Datos obtenidos en gabinete

- Angulo de inclinación de la rasante del suelo $\beta = 13^\circ$

4.5.11.1. Determinación de la carga ultima

a) Aplicando la metodología de Karl Terzaghi

El autor define que una cimentación se puede considerar superficial si la profundidad de cimentación es menor o igual que el ancho de la misma $D_f \leq B$. sin embargo estudios posteriores argumentan que cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la misma pueden ser definidos también, como cimentaciones superficiales.

Para determinar la sobre carga equivalente efectiva aplicamos la siguiente expresión.

$$q = \gamma D_f ;$$

γ = peso específico del suelo

Entonces reemplazando en la siguiente expresión tenemos

$$q = \gamma D_f = 1.305 * 80 = 104.40 \frac{gr}{cm^2}$$

Considerando que es una cimentación corrida aplicaremos la siguiente expresión dada por Terzaghi

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$



Donde:

C = Cohesión del suelo

γ = Peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$ = sobrecarga efectiva

B = Ancho del cimiento

D_f = Profundidad de desplante de la cimentación.

N_c = Factor de capacidad de carga debido a la cohesión

N_q = Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga

N_γ = Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo.

Tabla 7 — Factores de capacidad de carga según Terzaghi

ϕ (grados)	N_c	N_q	N_γ	K_{py}
0	5.7	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.6	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

Fuente recuperado de Proyecto Chavimochic – Etapa III, de ODEBRECHT, 2014.

Realizando las interpolaciones determinamos los factores de capacidad de carga (N_c , N_q , N_γ) para un ángulo de fricción interna(ϕ) de 14°

$$N_c = \frac{(14 - 10)(12.9 - 9.6)}{(15 - 10)} + 9.6 = 12.240$$

$$N_q = \frac{(14 - 10)(4.4 - 2.7)}{(15 - 10)} + 2.7 = 4.060$$

$$N_\gamma = \frac{(14 - 10)(2.5 - 1.2)}{(15 - 10)} + 1.2 = 2.240$$

Obtenido los datos reemplazamos en la siguiente expresión procedemos a determinar la carga ultima, reemplazamos en la siguiente expresión.

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$q_u = 0.163 * 12.240 + 104.40 * 4.06 * 0.001 + \frac{1}{2} * 1.305 * 0.001 * 3500$$

$$* 2.240$$

$$q_u = 7.535 \frac{Kg}{cm^2}$$

b) Aplicando la metodología de Meyerhof

Asimismo, considerando los mencionados aspectos, Meyerhof (1963) presenta la siguiente expresión de capacidad general de carga:

$$q_u = cN_c S_c d_c i_c + qN_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Dónde: c : cohesión del suelo

γ : peso específico del suelo

q : $\gamma \cdot D_f$

B : ancho de la cimentación

S_c, S_q, S_γ : factores de forma

D_c, D_q, D_γ : factores de profundidad

I_c, I_q, I_γ : factores de inclinación de la carga

N_c, N_q, N_γ : factores de capacidad de carga

Para los factores de capacidad de carga que dependen únicamente del ángulo de fricción, Meyerhof presenta las siguientes expresiones en el que reemplazaremos los datos.

Calculamos N_q en la siguiente expresión

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

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{14}{2} \right) * e^{\pi \tan 14} = 3.586$$

Calculamos N_c en la siguiente expresión

$$N_c = \text{Cot} \phi (N_q - 1)$$

$$N_c = \text{Cot} 14 (3.586 - 1) = 10.372$$

Calculamos N_γ en la siguiente expresión

$$N_\gamma = (N_q - 1) * \tan(1.4 * \phi)$$

$$N_\gamma = (3.586 - 1) * \tan(1.4 * 14) = 0.921$$

Para los factores de **forma, profundidad e inclinación**, Meyerhof propone las ecuaciones que se muestran a continuación: Factores de forma:

Para cualquier ángulo ϕ :

Determinamos el factor de forma S_c en la siguiente expresión.

$$S_c = 1 + \left[\left(0.2 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right) * \left(\frac{B}{L} \right) \right]$$

$$S_c = 1 + \left[\left(0.2 \tan^2 \left(45 + \frac{14}{2} \right) \right) * \left(\frac{35}{70} \right) \right] = 1.164$$

Para cualquier ángulo $\phi > 10^\circ$

Determinamos los factores de forma S_q, S_γ en la siguiente expresión.

$$S_q = S_\gamma = 1 + \left[\left(0.1 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right) * \left(\frac{B}{L} \right) \right]$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + \left[\left(0.1 \tan^2 \left(45 + \frac{14}{2} \right) \right) * \left(\frac{35}{70} \right) \right] = 1.082$$

Factores de profundidad

Para cualquier ángulo ϕ :

Determinamos el factor de profundidad D_c en la siguiente expresión.

$$D_c = 1 + \left[\left(0.2 \sqrt{\tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} \right) * \left(\frac{D_f}{B} \right) \right]$$

$$D_c = 1 + \left[\left(0.2 \sqrt{\tan^2 \left(45 + \frac{14}{2} \right)} \right) * \left(\frac{0.80}{35} \right) \right] = 1.006$$

Para cualquier ángulo $\phi > 10^\circ$

Determinamos el factor de profundidad D_q y D_γ en la siguiente expresión.

$$D_q = D_\gamma = 1 + \left[\left(0.1 \sqrt{\tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} \right) * \left(\frac{D_f}{B} \right) \right]$$

$$D_q = D_\gamma = 1 + \left[\left(0.1 \sqrt{\tan^2 \left(45 + \frac{1}{2} \right)} \right) * \left(\frac{0.80}{35} \right) \right] = 1.003$$

Factores de inclinación

Para β : inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical

Determinamos el factor de inclinación I_c y I_q en la siguiente expresión.

$$I_c = I_q = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

$$I_c = I_q = \left(1 - \frac{13^\circ}{90^\circ} \right)^2 = 0.732$$

Determinamos el factor de inclinación I_γ en la siguiente expresión.

$$I_\gamma = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi^\circ} \right)^2$$

$$I_\gamma = \left(1 - \frac{13^\circ}{14^\circ} \right)^2 = \frac{1}{196}$$

Para determinar la carga ultima utilizando la metodología de Meyerhof reemplazamos en la siguiente expresión.

$$q_u = cN_cS_c d_c i_c + qN_qS_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_u = 0.163 * 10.372 * 1.164 * 1.006 * 0.732 + 104.40 * 0.001$$

$$* 3.586 * 1.082 * 1.003 * 0.732 + \frac{1}{2} * 1.305 * 0.001$$

$$* 3500 * 0.921 * 1.082 * 1.003 * \frac{1}{196}$$

$$q_u = 1.758 \frac{Kg}{cm^2}$$

4.5.11.2. Determinación del Factor de Seguridad

El factor de seguridad a través de las relaciones matemáticas nos proporciona un valor con el cual podemos ver si nuestro diseño es correcto o se deberían mejorar

Es muchos deslizamientos de gran magnitud la mayor parte de la masa deslizada se mueve en forma aproximadamente paralela a la superficie del terreno. Un talud infinito es aquel en el que H es mucho mayor que la altura del talud. En nuestro análisis tenemos la presencia de suelo limo arcilloso, la que más se asemeja para estos suelos con presencia de filtraciones, cohesión y ángulo de fricción, lo determinaremos mediante la siguiente expresión.

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

FS = Factor de seguridad con respecto a la resistencia.

c' = cohesión

γ = peso unitario del suelo

ϕ' = ángulo de fricción

γ_{sat} = peso unitario del suelo saturado

γ' = peso unitario efectivo del suelo

β : inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical

$$FS = \frac{0.163 * 1000}{1.417 * 2000 * \cos^2 13^\circ * \tan 13^\circ} + \frac{1.305 * \tan 14^\circ}{1.417 * \tan 13^\circ}$$

$$FS = 1.257$$

Tabla 8 — Resultados para calicata C-2

DESCRIPCION	Factor de Seguridad	Carga ultima (ultima)- Metodología Terzaghi (Kg/cm ²)	Carga ultima (ultima)-Metodología Meyerhof (Kg/cm ²)
	1.257	7.535	1.758

Carga admisible $(q_{adm} = \frac{q_{ultima}}{FS})$ (Kg/cm²)		5.994	1.399
---------------------------------------------------------------------------------------------	--	-------	-------

Tabla 9 — Comparación de resultados de calicata C-1 y C-2

DESCRIPCION	Factor de Seguridad	Carga ultima (q_{ultima})- Metodología Terzaghi (Kg/cm²)	Carga ultima (q_{ultima})-Metodología Meyerhof (Kg/cm²)
CALICATA C-1	1.093	6.188	1.975
Carga admisible (Kg/cm²)		5.661	1.349
CALICATA C-2	1.257	7.535	1.758
Carga admisible (Kg/cm²)		5.994	1.399

4.5.12. Capacidad de carga a soportar (tonelaje)

El tonelaje de carga a soportar lo analizaremos de acuerdo a la carga admisible en las calicatas C-1 y C-2. De acuerdo a los análisis desarrollados de carga admisible se elige los resultados de los cálculos realizados por la metodología de Meyerhof por utilizar mayor análisis e inclusión de datos a diferencia de Terzaghi que no considera algunos factores como es de forma, profundidad e inclinación. En tal sentido realizamos el análisis del tonelaje a soportar en el área de influencia de las calicatas C-1 y C-2.

4.5.12.1. Capacidad de carga en calicata C-1

La capacidad de carga lo determinamos utilizando la carga admisible seleccionada para la calicata C-1 y el área de influencia de dicha calicata, para lo cual utilizaremos la siguiente expresión.

$$q_{adm} = \frac{Q}{A}$$

$$Q = q_{adm} * A$$

$$Q = 1.349 \frac{kg}{cm^2} * 35 * 70m^2 * \frac{10^4 cm^2}{m^2}$$

$$Q = 33' 050 500.00 Kg = 33050.50 TN$$

4.5.12.2. Capacidad de carga en calicata C-2

Similar al cálculo realizado para la calicata C-1, determinamos con la carga admisible obtenida por la metodología de Meyerhof. Aplicamos la siguiente expresión.

$$q_{adm} = \frac{Q}{A}$$

$$Q = q_{adm} * A$$

$$Q = 1.399 \frac{kg}{cm^2} * 35 * 70m^2 * \frac{10^4 cm^2}{m^2}$$

$$Q = 34'275 500.00 Kg = 34275.50 TN$$

Teniendo los resultados, se realizó el análisis de similitud de las características del suelo y proximidad de resultados entre sí, misma área de influencia, por motivos de costos de laboratorio para el análisis de los suelos, optamos en realizar un promedio aritmético de las cargas admisibles seleccionadas de las calicatas C-1 y C-2.

$$q_{adm.promedio} = \frac{1.349 + 1.399}{2} \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{adm.promedio} = 1.370 \frac{kg}{cm^2}$$

Teniendo en cuenta la misma área de influencia, determinamos la capacidad de carga resultado de la carga admisible promedio en 1 área de influencia 2450 m².

$$Q_{promedio} = 1.370 \frac{kg}{cm^2} * 2450m^2 * \frac{10^4 cm^2}{m^2}$$

$$Q_{promedio} = 33565.00 TN$$

Considerando la similitud de las características físico-mecánicas podemos calcular la capacidad de carga total para el botadero noreste, lo cual comprende un área total de 39200.00 m². Para dicha área determinamos mediante una regla de tres simple.



$$Q_{total} = 33\,565\,TN * \frac{39\,200\,m^2}{2\,450\,m^2}$$

$$Q_{total} = 537\,040.00\,TN$$

4.5.13. Análisis estadístico

La investigación no refiere a un análisis estadístico, la capacidad de carga admisible es determinada mediante la metodología de cada autor y habiendo calculado el factor de seguridad, utilizando dichos datos nos facilitara determinar la carga a soportar en una determinada área.

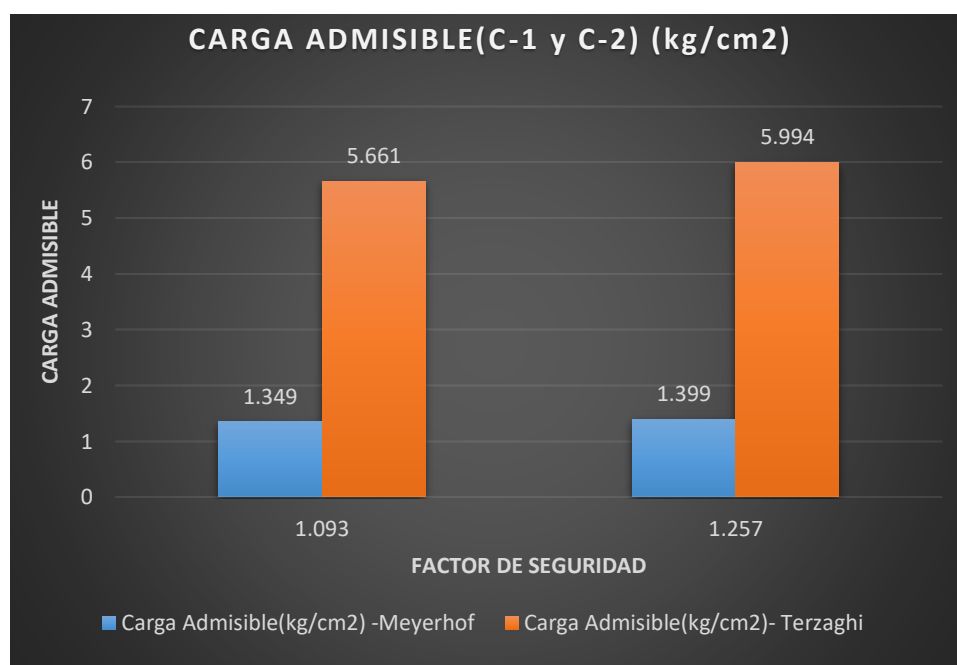


Figura 17 — Capacidad de carga admisible

Mediante la figura podemos deducir, el comportamiento del suelo es típico de un suelo limo arcilloso. Asimismo, la carga admisible incrementa al mejorar los valores de cohesión y ángulo de fricción, ya que la carga última y el factor de seguridad son dependientes de estas dos características.

A partir del gráfico presentado se puede ver los resultados de capacidad de carga admisible de acuerdo a la metodología de Terzaghi está alejado con respecto a los valores obtenidos por la metodología de Meyerhof, esto debido que el segundo autor considera los factores de forma, profundidad e inclinación para la aplicación de cálculos.

CAPÍTULO V

RESULTADOS Y DISCUSIONES

5.1. Análisis de resultados

Los resultados se muestran en el orden de los objetivos inician con los específicos y concluyen con el objetivo general.

- **Determinar la carga ultima para la construcción del botadero de desmonte noreste, de la Unidad Minera Anama-2018**

Se efectuó el análisis en el laboratorio para las calicatas C-1 y C-2 para obtener el valor de cohesión, ángulo de fricción, peso específico del suelo y peso saturado del suelo.

Tabla 10 — Resumen de los datos obtenidos del análisis en el laboratorio

Calicata	Cohesión (Kpa)	Angulo de fricción (°)	γ (KN/m ³)	γ_{saturado} (KN/m ³)
C-1	15	12	13.5	14.5
C-2	16	14	12.8	13.9

Se tiene el resumen del análisis del laboratorio, dichos datos necesitamos para determinar la carga ultima calculada para las calicatas C-1 y C-2, dichos resultados resumimos en la siguiente tabla.

Tabla 11 — Resumen de datos obtenidos de la carga ultima

Calicata	Carga ultima (Kg/cm ²) metodología de Terzaghi	Carga ultima (Kg/cm ²) metodología de Meyerhof
C-1	6.188	1.975
C-2	7.353	1.758

Del resumen de la tabla para el cálculo de la carga admisible tomaremos los valores obtenidos por la metodología de Meyerhof, en su método incluye los factores de forma, profundidad e inclinación.

- **Determinar el factor de seguridad para la construcción del botadero de desmonte noreste, de la Unidad Minera Anama-2018**

El cálculo de factor de seguridad en función de la cohesión del suelo, ángulo de fricción, peso unitario del suelo y peso saturado del suelo se analizó aplicando el método de taludes infinitos, considerando la magnitud del botadero. Considerando el análisis para la calicata C-1 y C-2, para la calicata C-1, se obtuvo el valor de 1.093 dicho valor nos indica que es estable y corre menos riesgo, para la calicata C-2, se obtuvo el valor de 1.257 dicho valor es superior al análisis de la calicata C-1 es mayor la estabilidad de la carga en dicha zona.

- **Calcular la carga total de desmonte para la construcción del botadero de desmonte noreste, de la Unidad Minera Anama-2018**

Se presenta el tonelaje total de desmonte a soportar en toda el área designado para botadero de desmonte noreste, por la similitud de las características físico mecánicas del suelo, se considera un promedio de los valores de la carga admisible del análisis de las calicatas C-1 y C-2, obteniendo un carga de 33565.00 TN para un área de 2450m² y considerando para un área total de 39200 m² (área destinada botadero de desmonte noreste) obtenemos una carga total de 537 040.00 TN, siendo este la carga máxima a soportar en dicha área, por criterio constructivo no se sobrepasara en almacenar el material superior a este valor.

- **Determinar la capacidad portante del suelo para la construcción del botadero de desmonte noreste de la Unidad Minera Anama-2018**

Para determinar la capacidad portante o carga admisible se determinó en función de la carga ultima entre el factor de seguridad aplicando las metodologías de Terzaghi y Meyerhof, analizando los valores resultantes elegimos los valores obtenidos por el método de Meyerhof, obteniendo para la calicata C-1 una carga admisible de 1.349 Kg/cm² y para la calicata C-2 una carga admisible de 1.399 Kg/cm².

5.2. Contrastación de Hipótesis

5.2.1. Discusiones

La discusión de los resultados con los antecedentes se está realizando en orden de los objetivos empezando con los específicos y terminando el objetivo general.



- **Discusión 1**

La carga ultima obtenida en análisis de suelo es de 1.975 kg/cm^2 para la calicata C-1 y 1.758 kg/cm^2 para la calicata C-2, dando un resultando de un terreno bueno para ser la fundación del botadero de desmonte.

Asimismo, Fernández (2015), citada como antecedente nacional determino la carga última del suelo obteniendo los resultados como siguen; se realizó la comparación de carga ultima a profundidades de 1.225 a 10.225m de las ecuaciones de los diferentes investigadores, Terzaghi y Peck (1948) su variación se da entre 1.08 y 3.24 kg/cm^2 , Meyerhof (1956) su variación se da entre 1.08 y 3.25 kg/cm^2 , Parry su variación se da entre 2.70 y 8.10 kg/cm^2 . Como se puede observar los valores obtenidos dentro del rango de valores obtenidos, por lo tanto, el objetivo es alcanzado.

- **Discusión 2**

El factor de seguridad obtenida para la calicata C-1 es 1.093 y para la calicata C-2 es 1.257, cada uno tiene son dependientes de las características de peso específico, peso específico saturado, cohesión y el ángulo de fricción.

Al respecto Luque & Molina (2018) citado como antecedente nacional determino el factor de seguridad para la estabilidad de taludes por diferentes metodologías obteniendo lo siguientes resultados: para la superficie de falla I el método que mayor FS brinda es el de Morgenstem-Price con un $FS=0.378$ y el menor valor es el de Janbu con un $FS=0.312$, estos valores son muy bajos, por lo tanto, corroboramos la inestabilidad de la parte superior del talud. Sin embargo, la superficie de falla II el método que mayor FS brinda es el de Morgenstem-Price con un $FS=2.232$ y el de menor valor es el de Janbu con un $FS=2.006$. Finalmente, en la superficie de falla III el método que mayor FS brinda es el de Bishop con un $FS=1.993$ y el de menor valor es el Janbu con un $FS=1.971$. Esto indica que la parte baja y media del talud son estables y no se encuentran en riesgo.

Como se puede observar los valores obtenidos son superiores a 1 asimismo el autor de la tesis comparada afirma que es estable y no se encuentran en riesgo, por lo tanto, afirmamos que el objetivo es alcanzado.

- **Discusión 3**

La capacidad de carga a soportar (tonelaje) total de desmonte a soportar en el botadero de desmonte noreste es de 537040.00 TN, al realizar el analizar para

cada calicata se obtuvo para la calicata C-1 una carga a soportar de 33050.50 TN y para la calicata C-2 una carga a soportar de 33565.00 TN, para un área de 2450 m² para cada una de las calicatas.

Asimismo, Ortiz (2016), citada como antecedente nacional determino el tonelaje de desmonte para los últimos 4 años, 2017 total 58.8 millones de toneladas, 2018 total 64.3 millones de toneladas, 2019 total 82.0 millones de toneladas y para el 2020 se estimó una cantidad de 71.2 millones de toneladas, los cuales se trajeron de los niveles (3595, 3610), (3550, 3565), (3505, 3520) y (3460, 3475) respectivamente.

Para todo botadero de desmonte es necesario conocer la capacidad de tonelaje a soportar, en la investigación realizada se llegó a determinar, por lo tanto, el objetivo es alcanzado.

- **Discusión 4**

La carga admisible obtenida para la calicata C-1 es de 1.349 kg/cm² y para la calicata C-2 es de 1.399 kg/cm², dichos valores están dentro de la consideración de buenos para el funcionamiento como terreno de fundación y capacidad de soporte para el almacenamiento de material de desmonte.

Al respecto Beltran & Diaz (2018) citado como antecedente nacional analizo la capacidad portante por distintas metodologías a diferentes profundidades de excavación y nivel freático obteniendo los valores; a una profundidad de 1.40m aplicando la metodología de Terzaghi obtuvo 1.24 kg/cm² y aplicando la metodología de Meyerhof obtuvo 0.87 kg/cm² determinando la capacidad portante del suelo no es apto para establecer estructuras sin antes haber mejorado.

Como se puede observar los valores determinados son próximos y consistentes con los de los antecedentes por consiguiente el objetivo es alcanzado.



CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

Las conclusiones se están realizando de acuerdo a la secuencia de los objetivos empezando de los específicos y concluye con el objetivo general.

- **Conclusión 1**

Para la calicata C-1, las características identificadas son: granulometría, peso específico seco (13.5KN/m^3), peso específico saturado (14.5KN/m^3), cohesión (15Kpa), ángulo de fricción (12°), son los más relevantes porque con estos valores determinamos la carga ultima obteniendo el valor de 1.975 kg/cm^2 .

Para la calicata C-2, las características identificadas son: granulometría, peso específico seco (12.8 KN/m^3), peso específico saturado (13.9 KN/m^3), cohesión (16 Kpa), ángulo de fricción (14°), son los más relevantes porque con estos valores determinamos la carga ultima obteniendo el valor de 1.758 kg/cm^2 . Para ambos casos se considera los resultados obtenidos por la metodología de Meyerhof.

- **Conclusión 2**

Para la calicata C-1, en función del peso específico seco, peso específico saturado, cohesión y ángulo de fricción se obtuvo el factor de seguridad mediante el análisis de talud infinito obteniendo el factor de seguridad de 1.093.

Para la calicata C-2, en función del peso específico seco, peso específico saturado, cohesión y ángulo de fricción se obtuvo el factor de seguridad mediante el análisis de talud infinito obteniendo el factor de seguridad de 1.257.

Según la norma técnica E050 de suelos y cimentaciones 2018, dichos valores obtenidos se encuentran por debajo de los valores considerados para cargas estáticas que deben de ser mayor o igual a 3, por lo tanto, para incrementar el factor de seguridad se tomaran medidas como mejorar el terreno de fundación y control de la estabilidad hídrica superficial y subterránea.

- **Conclusión 3**

La carga total o tonelaje total a soportar en el botadero de desmonte noreste es de 537040.00 TN de desmonte, superada la carga a este valor podría generar una inestabilidad del terreno o la falla de los mismos taludes.



- **Conclusión 4**

Para la calicata C-1, la capacidad portante o carga admisible del suelo está en función de la carga ultima (1.975 kg/cm^2) y el factor de seguridad (1.093), obteniendo el valor de 1.349 kg/cm^2 .

Para la calicata C-2, la capacidad portante o carga admisible del suelo está en función de la carga ultima (1.758 kg/cm^2) y el factor de seguridad (1.257), obteniendo el valor de 1.399 kg/cm^2 .

La capacidad portante es directamente proporcional a carga ultima e inversamente proporcional al factor de seguridad, pero tanto la carga ultima como el factor de seguridad son dependientes del peso específico seco, peso específico saturado, cohesión y ángulo de fricción, por lo tanto, al mejorar el terreno de fundación la carga admisible incrementa en la misma proporción.

6.2. Recomendaciones

Las recomendaciones se están realizando en orden de los objetivos empezando con los específicos y concluye con el objetivo general.

- **Recomendación 1**

Se recomienda realizar la compactación del terreno de fundación para incrementar la cohesión del suelo y con ello la carga ultima, asimismo realizar monitoreo sísmico para ver la estabilidad.

- **Recomendación 2**

Se recomienda utilizar como parámetro del factor de seguridad para cargas estáticas la norma técnica E050 suelos y cimentaciones 2018.

- **Recomendación 3**

Se recomienda no exceder la carga máxima o tonelaje determinado, ya que valores superiores podrían llegar a hacer fallar la capacidad de carga máxima del suelo.

- **Recomendación 4**

Como recomendación final, se debe tomar en consideración la instalación del sistema de subdrenaje para el manejo de aguas de no contacto y asimismo la colocación de una capa impermeable para evitar mezclar las aguas de contacto con las de no contacto, las aguas de contacto al tener contenido de sulfuros y óxidos podrían generar aguas acidas y con el manejo de dichas aguas a través de instalaciones de recolección de aguas se evitará la alteración del contenido natural. Asimismo, con la compactación del terreno

de fundación (base del botadero), instalación de sistema de subdrenaje (aguas de no contacto, colocado y compactado de la capa impermeable, sistema de colección de aguas de contacto se incrementa la capacidad portante del suelo y con ello se asegura la estabilidad del botadero.



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alva, J. E. (2007). *Diseño de cimentaciones*. IGG.
- Bances, L., & Jimenez, J. F. (2017). *Diseño de la capacidad portante del suelo del distrito de saramiriza provincia del daten region loreto* [Tesis de titulacion, Universidad Nacional de San Martin]. Repositorio institucional.
- Behar, D. S. (2008). *Metodologia de la investigacion*. Shalom.
- Beltran, J. R., & Diaz, D. A. (2018). *Analisis de la capacidad de carga admisible de los suelos de cimentacion del complejo arqueologico Chan Chan debido al ascenso del nivel freatico* [Tesis de titulacion, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. Repositorio institucional.
- Braja, M. D. (2015). *Fundamentos de Ingenieria Geotecnica*. CENGAGE Learning.
- Crespo, C. (2004). *Mecanica de suelos y cimentaciones*. LIMUSA.
- Espinoza, C., & Tapia, L. (2013). *Analisis comparativo entre los metodos de estabilidad de taludes aplicados a las presas de tierra del proyecto PACALORI* [Tesis de titulacion, Universidad de Cuenca]. Repositorio institucional.
- Farina, H., & Huayapa, O. M. (2019). *Formulacion de cimentacion superficial para un centro comercial de 3 pisos en una zona con suelos licuables en la Encantada-Chorrillos* [Tesis de titulacion, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. Repositorio institucional.
- Gamez, W. R. (2015). *Texto basico autoinformativo de Topografia General*. Managua.
- Gonzales, M. (2001). *El terreno*. UPC.
- Hernandez, R., Fernandez, C., & Baptista, P. (2014). *Metodologia de la investigacion*. Mexico: MCGRAW-HILL/INTERAMERICANA EDITORES, S.A. DE C.V.
- Huaman, G., & Valderrama, P. (2016). *Dinamica del deslizamiento de siguas* [Informe Tecnico N° A6715]. INGEMMET.
- Huanca, A. R. (2013). *Mecanica de Suelos*. Cutimbo.



- ICG. (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones- CE-020 Estabilizacion de Suelos y Taludes*. ICG.
- Ircañupa, J. Y. (2017). *Comportamiento de la mineralizacion de oro en el batolito de la costa, en la super unidad Santa Rosa, Chosica-Lima* [Tesis de Maestria, Universidad Nacional Mayor de San Marcos]. Repositorio institucional.
- Jesus, J. E. (2009). *Guia practica para el calculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales, losas de cimentacion, pilotes y pilas perforadas*[Tesis de titulacion, Universidad de San Carlos de Guatemala]. Repositorio institucional.
- Leon, A., & Gonzales, J. A. (2013). *Analisis cuantitativo de la estabilidad en taludes y laderas* [Tesis de titulacion, Universidad de las Californias Internacional]. Repositorio institucional.
- Leon, J. P. (2010). *Modelacion hidrogeologica de depositos de esteriles* [Tesis de titulacion, Universidad de Chile]. Repositorio institucional.
- Lopez, J. J., & Ortiz, G. (2018). *Estabilizacion de suelos arcillosos con cal para el tratamiento de la subrasante en las calles de la urbanizacion san luis de la ciudad de Abancay* [Tesis de titulacion, Universidad Tecnologica de los Andes]. Repositorio institucional.
- Luque, X. E., & Molina, M. R. (2018). *Utilizacion de elementos finitos y analisis numerico para la obtencion de los factores de seguridad en el talud de siguas (entre Km 920-Km 921) distrito de majes-caylloma y distrito san juan de siguas-Arequipa* [Tesis de titulacion, UCSM]. Repositorio institucional.
- Matteis, A. F. (2003). *Geologia y Geotecnia*.
- Medina, J. A. (2002). *Analisis comparativo de las teorias de capacidad portante por corte de cimentaciones superficiales* [Tesis de titulacion, Universidad Nacional de Ingenieria]. Repositorio institucional.



- Núñez, N. (2013). *Evaluación de las propiedades físicas, mecánicas y químicas de la cantera del río Huayobamba provincia de San Marcos con fines de uso en la construcción* [Tesis de titulación, Universidad Nacional de Cajamarca]. Repositorio institucional.
- Ortiz, W. (2016). *Diseño de botaderos de desmonte en open pit usando Minsight 7.0 E.E. piramide cis cuajone* [Tesis de titulación, Universidad Nacional San Agustín de Arequipa]. Repositorio Institucional.
- Paucar, G. (2015). *Diseño y estabilidad de botaderos de desmonte para la remediación de pasivos ambientales de la mina recuperada-Huancavelica* [Tesis de titulación, Universidad Nacional del Centro del Perú]. Repositorio Institucional.
- Sáez, E. (2010). *Fundamentos de Geotecnia*. ICE.
- Tamayo, M. (2003). *El proceso de la Investigación Científica*. LIMUSA.
- Valenzuela, P. (2015). *Sistema de medición de la estabilidad de depósitos mineros de relave frente a la acción eólica, para su recuperación como espacio urbano sostenible. El caso de la ciudad de Copiapo en Chile* [Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid]. Repositorio institucional.
- http://oa.upm.es/42873/1/PAMELA_VALENZUELA_TORO_01.pdf

