

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD PARA EL CIERRE DE
UN BOTADERO DE RELAVE Y ASÍ PROPONER MEDIDAS DE
ESTABILIZACIÓN**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JAVIER CARLOS ALVAREZ FERRER

Lima- Perú

2015

Dedicatoria:

A mis padres Jorge y Gilberta por el apoyo brindado en mi época de estudiante; a mi abuelita Juana, a mi tío Edgar, a mis hermanos Christian, Jennifer, Lisseth por su constante preocupación hacia mi persona y en especial a mi gordita linda Allison Jiménez Alvarez por haber llegado a este mundo en el momento preciso de nuestras vidas.

	Pág.
RESUMEN	4
LISTA DE TABLAS	5
LISTA DE FIGURAS	6
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	7
INTRODUCCIÓN	8
CAPÍTULO I : CONSIDERACIONES DE SISMICIDAD EN EL ÁREA DEL PROYECTO	10
1.1 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	10
1.2 DESCRIPCIÓN DEL BOTADERO DE RELAVE	11
1.3 TECTÓNICA Y SISMOTECTÓNICA	11
1.3.1 Tectónica de Placas	11
1.3.2 Sismotectónica del Área de Estudio	12
1.4 SISMICIDAD DE LA ZONA DE INFLUENCIA	13
1.4.1 Sismicidad Instrumental del Área de Influencia	13
1.5 EVALUACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO	16
1.5.1 Análisis del Peligro Sísmico Probabilístico	16
1.5.2 Análisis del Peligro Sísmico Determinístico	25
CAPÍTULO II GEOLOGÍA	29
2.1 GEOLOGÍA	29
2.2 GEOLOGÍA REGIONAL	29
2.3 GEOLOGÍA LOCAL	29

2.3.1	Grupo Rímac (Tim-r)	29
2.3.2	Depósitos Cuaternarios (Q-al)	30
2.3.3	Formaciones antropomórficas	30
2.4	GEOLOGÍA ESTRUCTURAL	30
2.5	GEOMORFOLOGÍA	31
2.6	PROCESOS GEODINÁMICOS	32
2.6.1	Descripción e Identificación de Fenómenos de Geodinámica	32
CAPÍTULO III : INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS EFECTUADAS		34
3.1	PROGRAMA DE INVESTIGACIONES	34
3.1.1	Calicatas	34
3.1.2	Ensayo de Penetración Dinámica Ligera (DPL)	36
3.1.3	Ensayo de Densidad de Campo-Método del balón	37
3.2	ENSAYOS DE LABORATORIO	38
3.2.1	Ensayos Estándar	38
3.2.2	Ensayos Especiales	39
CAPÍTULO IV : ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA		40
4.1	PARÁMETRO DE RESISTENCIA OBTENIDO DEL ENSAYO DPL	40
4.1.1	Ángulo de Fricción	40
4.1.2	Cohesión	41
4.2	PARÁMETRO DE RESISTENCIA CORTANTE DE LOS DEPÓSITOS CUATERNARIOS	42
CAPÍTULO V : ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL BOTADERO DE RELAVE		43
5.1	FUNDAMENTO DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA	43

5.1.1	Análisis de Estabilidad Estático	43
5.1.2	Análisis de Estabilidad Pseudoestático	44
5.2	ANÁLISIS EMPLEADO	44
5.3	SOFTWARE EMPLEADO PARA EL ANÁLISIS	44
5.4	MODELO GEOTÉCNICO	45
5.5	PARÁMETROS DE RESISTENCIA	45
5.5.1	Condición de Análisis	46
5.5.2	Factores de Seguridad Mínimos Permisibles	48
5.6	RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	49
CAPÍTULO VI : PROPUESTAS DE ESTABILIZACIÓN		51
6.1	SECCIÓN CRÍTICA-SECCIÓN A-A'	51
6.2	DISEÑO DEL BOTADERO DE RELAVE	52
6.2.1	Metodología de Análisis	52
6.2.2	Factores de Seguridad	52
6.2.3	Sismicidad	53
6.3	ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN	53
6.3.1	Análisis de Estabilidad Tendido del Talud – Alternativa 1	53
6.3.2	Análisis de Estabilidad Muro de Gavión – Alternativa 2	57
CAPÍTULO VII : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		61
7.1	CONCLUSIONES	61
7.2	RECOMENDACIONES	63
BIBLIOGRAFÍA		64
ANEXOS		65

RESUMEN

El presente Informe de Suficiencia es el resultado de un estudio geotécnico que se realizó a un Botadero de Relave con la finalidad de establecer las condiciones físicas del suelo para ser tomados en cuenta en el diseño de estabilidad, dicho botadero ubicado dentro de las instalaciones de la Compañía Minera San Juan (Perú) S.A. – Nyrstar (C.M. San Juan Perú S.A. - Nyrstar) forma parte de un pasivo ambiental que espera ser cerrado.

Para el análisis de estabilidad se necesitarán de parámetros de diseño como: coeficiente máximo de aceleración calculado en base al Estudio de Peligro Sísmico realizado específicamente para el área de estudio, los parámetros de resistencia del suelo y la densidad del terreno que son hallados de las investigaciones geotécnicas y ensayos de laboratorio.

Las investigaciones geotécnicas se efectuaron teniendo en cuenta las características del proyecto, las cuales consistieron en ensayos de campo como: excavación de (05) cinco calicatas a cielo abierto cuya máxima profundidad fue de 3.20m, las calicatas realizadas nos permitirán la inspección visual del terreno, (05) cinco ensayos de penetración dinámica (DPL) hasta una profundidad máxima de 3.50m, dicho ensayo se realizó con el fin de hallar el ángulo de fricción del suelo, así mismo se realizaron (05) cinco ensayos de densidad de campo con la finalidad de hallar la densidad del terreno.

Además a las muestras inalteradas obtenidas en campo se le realizaron ensayos determinativos de laboratorio como: clasificación de suelos, límite líquido, límite plástico y contenido de humedad, así mismo para la estimación de los parámetros de resistencia del Depósito Cuaternario Aluvial se llevaron muestras al Laboratorio geotécnico del CISMID para la realización de los ensayos de Corte Directo y Triaxial UU.

Los parámetros que se determinarán en el presente estudio servirán como base para realizar el análisis estático y pseudoestático del botadero de relave, finalmente con los factores de seguridad obtenidos y comparándolos con los factores de seguridad mínimos especificados en la “Guía Ambiental de Estabilidad de Taludes de Desechos Sólidos de Mina” se propondrán medidas de estabilización al Botadero de Relave.

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla N°1.1 Vías de acceso al área de estudio.....	10
Tabla N°1.2 Botadero de relave.....	10
Tabla N°1.3 Coordenadas y profundidades de las fuentes sismogénicas.....	20
Tabla N°1.4 Parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas.....	21
Tabla N°1.5 Aceleraciones máximas horizontales para roca (tipo B).....	23
Tabla N°1.6 Aceleraciones máximas horizontales para suelo firme (tipo D).....	23
Tabla N°1.7 Aceleraciones horizontales máximas debido a la subducción.....	27
Tabla N°1.8 Magnitudes y aceleraciones máximas por rotura de fallas.....	27
Tabla N°1.9 Aceleraciones horizontales máximas para el MCE determinístico. 28	28
Tabla N°2.1 Columna estratigráfica generalizada.....	30
Tabla N°2.2 Fenómenos de geodinámica externa en el área de estudio.....	32
Tabla N°3.1 Resumen de calicatas.....	34
Tabla N°3.2 Resumen de ensayos de penetración dinámica ligera.....	37
Tabla N°3.3 Resumen de ensayos de densidad de campo.....	37
Tabla N°3.4 Ensayos estándar de clasificación de suelos.....	38
Tabla N°3.5 Resultados del contenido de humedad.....	39
Tabla N°3.6 Resultados de ensayos de corte Directo y triaxial.....	39
Tabla N°4.1 Valores de la cohesión.....	41
Tabla N°4.2 Resultados de ensayos especiales.....	42
Tabla N°5.1 Parámetros geotécnicos para el análisis de estabilidad.....	46
Tabla N°5.2 Parámetros de resistencia para la sección A-A'.....	47
Tabla N°5.2 Parámetros de resistencia para la sección C-C'.....	48
Tabla N°5.4 Valores mínimos permisibles del factor de seguridad.....	48
Tabla N°5.5 Resultados de análisis de estabilidad Sección A-A'.....	49
Tabla N°5.6 Resultados de análisis de estabilidad Sección C-C'.....	49
Tabla N°6.1 Taludes para presas homogéneas típicas.....	53
Tabla N°6.2 Taludes mínimos para presas de tierra.....	53
Tabla N°6.3 Condición N°1-Talud H:V = 2.0:1.....	54
Tabla N°6.4 Condición N°2-Talud H:V = 1.5:1.....	55
Tabla N°6.5 Condición N°3-Muro de Gavión.....	59

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura N°1.1 Sección perpendicular a la fosa Perú-Chile en el área.....	13
Figura N°1.2 Distribución de sismos de subducción: Interfase e Intraplaca.....	15
Figura N°1.3 Distribución de sismos de corteza superficial: Continentales.....	15
Figura N°1.4 Fuentes sismogénicas de subducción de Interfase e Intraplaca....	18
Figura N°1.5 Fuentes sismogénicas de corteza superficial o continentales.....	18
Figura N°1.6 Curva de peligro sísmico para roca tipo B y suelo firme tipo D.....	24
Figura N°4.1 Ángulo de fricción interna en función del valor N del SPT.....	40
Figura N°6.1 Modelamiento en condiciones estáticas-Sección A-Á.....	51
Figura N°6.2 Modelamiento en condiciones pseudoestáticas-Sección A-Á.....	52
Figura N°6.3 Modelamiento en condiciones estáticas-Talud H:V = 2:1.....	56
Figura N°6.4 Modelamiento en condiciones pseudoestáticas-Talud H:V=2:1.....	56
Figura N°6.5 Modelamiento en condiciones estáticas-Talud H:V=1.5:1.....	57
Figura N°6.6 Modelamiento en condiciones pseudoestáticas-Talud H:V=1.5:1..	57
Figura N°6.7 Modelamiento en condiciones estáticas-Gavión.....	60
Figura N°6.8 Modelamiento en condiciones pseudoestáticas-Gavión.....	60

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

ASTM	American Society for Testing and Materials
C.M	Compañía Minera
E_i	Eventos mutuamente excluyentes
I	Intensidad
INGEMMET	Instituto Geológico Minero Metalúrgico
M	Magnitud
Mw	Magnitud momento
NE	Noreste
PT	Probabilidad total
Q-al	Depósitos cuaternarios
S	Sismo
Tim-r	Grupo Rimac
TM	Tamaño máximo
Γ_0	Número de sismos por unidad de tiempo
λ_0	Tasa media anual de ocurrencia de eventos

INTRODUCCIÓN

El análisis de estabilidad de taludes es complejo ya que depende de factores como: estratificación del suelo, parámetros de resistencia al corte, infiltración, el uso de falla escogida, etc.

La Compañía Minera San Juan (Perú) S.A. – Nyrstar (C.M. San Juan Perú S.A. Nyrstar), como parte de sus actividades, ha decidido iniciar trabajos de remediación y cierre de un Botadero de Relave antiguo ubicado dentro de sus instalaciones. El Botadero de Relave en mención actualmente se encuentra inoperativo formando parte de un pasivo ambiental minero el cual espera ser cerrado, para ello se realizará una metodología de trabajo, con la finalidad de establecer las condiciones físicas del suelo para ser tomadas en cuenta en el diseño de estabilidad.

El principal objetivo de este trabajo consiste en efectuar la caracterización geotécnica y el análisis de estabilidad física en las condiciones en la que se encuentra el Botadero de Relave para proponer propuestas de estabilización.

La metodología del trabajo empleado fue llevada a cabo en tres fases: Trabajos de campo, ensayos de laboratorio y trabajos de gabinete, previo a los trabajos de campo se identificó el área donde se emplaza el Botadero de Relave y se realizó el reconocimiento total y las condiciones que presenta.

Los principales puntos a desarrollar en esta última fase de la metodología empleada serán los siguientes:

1. Criterio de análisis.
2. Metodología de análisis.
3. Resultados del análisis de estabilidad.

Contenido

CAPÍTULO I

Presenta el Estudio de Peligro Sísmico que se realizó para el área de influencia del proyecto, en donde se describe la metodología para el cálculo del coeficiente

sísmico de aceleración, el cual es el parámetro a ingresar en el análisis pseudo-estático, así mismo se presenta las condiciones actuales del botadero de relave (pendiente, longitud, altitud coordenadas, área del pasivo ambiental, etc).

CAPÍTULO II

Describe las condiciones actuales referidas a la geología regional y local, geología estructural, geomorfología y procesos físicos geológicos (geodinámica externa) del lugar donde se emplaza el botadero de relave, las cuales servirán como base para poder determinar las características físicas del área de estudio.

CAPÍTULO III

Muestra los trabajos de campo realizados como:

Excavación de calicatas, lo cual permitió describir el suelo de forma visual, se realizaron ensayos de penetración dinámica ligera con la finalidad de determinar las condiciones de resistencia del suelo y ensayos de densidad de campo, para ver la densificación-del terreno, así mismo se muestra los ensayos estándar de laboratorio y el ensayo especial de Corte Directo.

CAPÍTULO IV

Se describe la metodología empleada para determinar todos los parámetros de resistencia cortante de los materiales que forma el componente (Botadero de Relave).

CAPÍTULO V

Se presenta la teoría del método de Equilibrio Límite así como el software empleado en el análisis y las condiciones de análisis (estático y pseudoestático), lo cual sirvieron como base para poder determinar los Factores de Seguridad y compararlos con los mínimos requeridos en la *"Guía Ambiental para Estabilidad de Taludes de Desechos Sólidos de Mina"* elaborada para el Ministerio de Energía y Minas (MEM).

CAPÍTULO VI

Se presentarán las propuestas de estabilización, en este caso se proponen dos medidas de estabilización las cuales podrían ser:

- Tendido del talud o;
- La construcción de muros de gaviones.

CAPÍTULO VII

Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas del desarrollo del presente trabajo.

CAPÍTULO I: CONSIDERACIONES DE SISMICIDAD EN EL ÁREA DEL PROYECTO

El Estudio de Peligro Sísmico realizado específicamente para el área que comprende los estudios del proyecto donde se ubica el botadero de relave-Coricancha, Provincia de San Mateo, Departamento de Lima, **nos permite conocer el coeficiente sísmico de aceleración durante un determinado periodo de retorno para el análisis pseudo-estático.**

1.1 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

La C.M. San Juan Perú S.A. – Nyrstar, se ubica en el distrito de San Mateo, provincia de Huarochirí, Departamento de Lima, a una altitud comprendida entre los 2 900 y 3 500 msnm. Geográficamente se encuentra ubicado en el flanco Oeste de la Cordillera Occidental, en la sierra de Lima.

El acceso al área del estudio se realiza desde la ciudad de Lima (Carretera Central) por la siguiente ruta: Lima – Matucana con 75 Km de vía asfaltada, luego de Matucana – San Mateo con 20 Km de vía asfaltada. En total, la distancia de la ruta de acceso al proyecto desde Lima es de 95 Km. **(Ver Anexo N°1 – Plano F.1.F.0 - Ubicación y Accesos).**

En la **Tabla N° 1.1** se presenta la ruta de acceso desde la ciudad de Lima hacia la zona del proyecto.

Tabla N° 1.1
Vías de acceso al área de estudio

Vía / Ruta	km	Tiempo	Estado
Lima - Matucana	75	2 Horas	Asfaltado
Matucana – San Mateo - Proyecto	20	1 Hora	Asfaltado
Total	95	3 Horas	

Fuente: Elaboración propia

En la **Tabla N° 1.2**, se presenta la ubicación del Botadero de Relave.

Tabla N° 1.2
Botadero de relave

Ítem	Componente	Coordenadas PSAD 56		Altitud msnm
		Este	Norte	
1	Botadero de Relave	357 769	8 697 650	2 975

Fuente: GPS-Levantamiento en campo.

1.2 DESCRIPCIÓN DEL BOTADERO DE RELAVE

El talud del Botadero de Relave presenta una pendiente que de 40° a 50° de inclinación, con una longitud promedio de 140 m de largo y 21 m de ancho la parte de mayor extensión y en promedio 5 m en la parte de menor extensión del talud, como punto central se ubica en las coordenada 357 769 E y 8 697 650 N, a una altitud de 2 975 msnm, ocupando un área de 1 925 m² aproximadamente. En algunas áreas del talud se puede apreciar vegetación compuesta por árboles y matorrales, al pie del talud se encuentran construidas muros de pircado de rocas y de concreto, distribuidas de la siguiente manera, un primer tramo de 7,0 m. de roca pircada artesanalmente, seguida de un muro de concreto ciclópeo de 65,0 m. de largo, 0,50 m. de ancho y 1,80 m. de alto aproximadamente, finalmente 70, 0 m libres sin ninguna contención al pie del talud.

1.3 TECTÓNICA Y SISMOTECTÓNICA

1.3.1 Tectónica de Placas

La Nueva Tectónica Global (Isacks, 1968) presenta un enfoque objetivo del movimiento de placas y la generación de sismos en la Tierra. Tal es así, que físicamente se comprende las causas y la forma en que la energía se acumula en zonas muy restringidas de la Tierra y de qué manera ocurren los diferentes tipos de sismos.

La explicación más ampliamente aceptada del origen del movimiento de las placas recae en el requerimiento de un equilibrio termo-mecánico de los materiales de la Tierra. La parte superior del manto está en contacto con la Corteza, que se encuentra a menor temperatura, mientras la parte inferior está en contacto con el núcleo externo, que se encuentra a mayor temperatura. Obviamente, un gradiente de temperatura debe existir dentro del manto. La variación de la densidad del manto con la temperatura produce la situación inestable de tener un material más denso (más frío) apoyándose sobre la cima de un material menos denso (más caliente). Eventualmente, el material más denso empieza a sumergirse bajo la acción de la gravedad y el material menos denso empieza a ascender. El material descendido gradualmente se calienta y se vuelve menos denso; eventualmente, se moverá lateralmente y empezará a ascender otra vez. Secuencialmente, el material enfriado empezará a sumergirse.

Este proceso es conocido como convección. La corriente de convección semifundida del manto, impone esfuerzos de corte en el fondo de las placas, desplazándolas lentamente en varias direcciones a través de la superficie de la Tierra.

1.3.2 Sismotectónica del Área de Estudio

La correlación de la actividad sísmica del área de estudio con la tectónica regional se puede apreciar de las **figuras N° 1.2 y N° 1.3** de la sección: 1.4 Sismicidad de la Zona de Influencia. El Mapa N° 001 presenta los principales rasgos neotectónicos del Perú, compilados por Macharé y Benavente(2008) en el Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico, tras el marco del Proyecto Internacional de la Litósfera (2003) para el estudio de las principales fallas activas del mundo (**Ver Anexo N°1 – Plano F.1.F.0.1**).

Asimismo, en las **figuras N° 1.2 y N° 1.3** se muestran los hipocentros del catálogo sísmico compilado en base a los datos del Instituto Geofísico del Perú y el National Earthquake Information Center (NEIC).

A continuación se describen los sistemas de fallas más influyentes en el área de estudio:

- **Falla Cayesh (PE-11)**

El estudio aereofotográfico muestra que esta estructura puede seguirse de forma casi continua, aún con ligeras variaciones en su geometría, por cuál se ha dividido en cuatro segmentos (Macharé et al, 1997).

En sus más de 11 km. de longitud, la falla muestra rechazos normales de orden de 5 a 10 m. en la superficie topográfica actual. Por ello, se considera a la falla Cayesh como una estructura geológicamente activa (Macharé et al., 1997).

- **Falla Huaytapallana (PE-12)**

Se ubica al pie de los nevados de la Cordillera del Huaytapallana que es parte de la Cordillera Oriental a una altura de 4 500 metros. Está formado por dos segmentos de rumbo promedio N120° y buzamiento entre 60° y 70° hacia el NE. Durante los sismos de Julio y Octubre de 1969 la falla Huaypallana se reactiva, generando dos segmentos, estos afectan morrenas cuaternarias y su substrato conformado por rocas volcanosedimentarias del Paleozoico superior (Grupo Mitu) al SE y el granito de Sacsacancha al NW.

Por otro lado, es importante señalar que el mayor índice de actividad sísmica de subducción en el Perú se distribuye entre la fosa Perú-Chile y el borde occidental

costero (sismos de interfase). Existe también una gran concentración de eventos sísmicos de subducción que se distribuyen por debajo del continente (sismos de intraplaca), específicamente en la región sur del Perú.

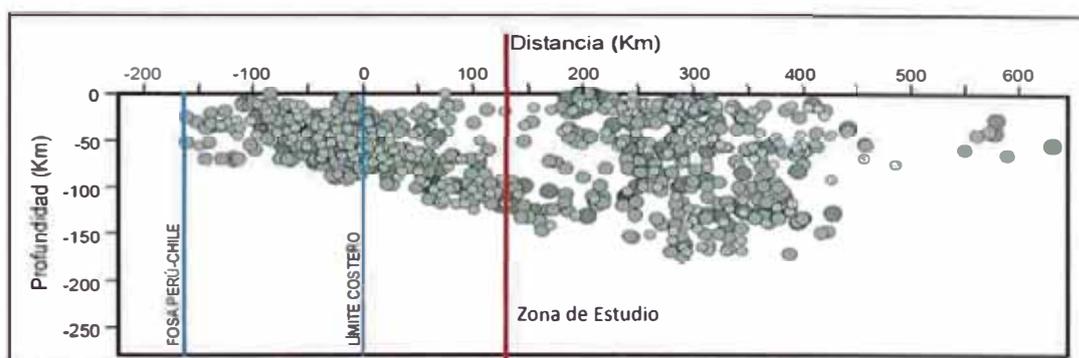


Figura N° 1.1

Sección perpendicular a la fosa Perú-Chile en el área

Las **Figura N° 1.1** muestra una sección transversal perpendicular a la fosa Perú-Chile con una dirección NE respectivamente, que pasa por la región central de la zona de estudio. Esta sección muestra una subducción subhorizontal de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana y una dispersa actividad sísmica continental cercana al área de estudio.

Finalmente, en base del análisis sismotectónico realizado, se determina que la actividad sísmica del área de estudio está gobernada por sismos de subducción de interfase e intraplaca.

1.4 SISMICIDAD DE LA ZONA DE INFLUENCIA

La información sísmica histórica e instrumental conjuntamente con estudios geológicos y tectónicos permiten definir las fuentes sismogénicas de una determinada región y caracterizarlas a través de sus parámetros sismológicos.

La información instrumental conjuntamente con estudios geológicos y tectónicos permite definir las fuentes sismogénicas de una determinada región y caracterizarlas a través de sus parámetros sismológicos.

La información recopilada para la zona de estudio se detalla a continuación.

1.4.1 Sismicidad Instrumental del Área de Influencia

Los registros instrumentales representan la mejor información disponible para la identificación y evaluación de las fuentes sismogénicas. Estos registros han sido obtenidos desde los inicios del siglo XX, es decir desde aproximadamente el año

1900. Sin embargo, muchos de los que fueron registrados inicialmente se encuentran incompletos o no presentan una buena calidad.

La limitación más significativa de la sismicidad instrumental es el corto período del tiempo de observación y recopilación de los registros de eventos sísmicos en comparación con los largos períodos de recurrencia de grandes sismos. Por otro lado, la localización instrumental del alineamiento de los epicentros o hipocentros indica la existencia de fuentes sismogénicas y además el análisis de las réplicas de sismos puede ayudar significativamente en la delimitación de las fuentes.

La información instrumental en el Perú se encuentra recopilada en el catálogo sísmico del Instituto Geofísico del Perú y en el catálogo telesísmico del National Earthquake Information Center (NEIC). La información sísmica utilizada en el presente estudio comprende el período de 1963 – 2008 y ha sido compilada en base a estos dos catálogos. La distribución espacial de la sismicidad del área de estudio se muestra en las **figuras N° 1.2 y N° 1.3**.



Figura N° 1.2

Distribución de sismos de subducción: Interfase e intraplaca (Gamarra y Aguilar, 2009).



Figura N° 1.3

Distribución de sismos de corteza superficial: Continentales (Gamarra y Aguilar, 2009).

1.5 EVALUACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO

1.5.1 Análisis del Peligro Sísmico Probabilístico

La evaluación del peligro sísmico por el método probabilístico puede realizarse utilizando la teoría desarrollada por Cornell (1968). El análisis probabilístico de peligro sísmico considera la influencia de todos los eventos sísmicos de las fuentes sismogénicas en el sitio de estudio mediante los parámetros sismológicos obtenidos de la relación frecuencia – magnitud y los valores de magnitud máxima. De este modo, se considera la probabilidad de ocurrencia de los sismos y el resultado final corresponde a la aceleración máxima esperada con una probabilidad de excedencia determinada y en un período de exposición dado. Finalmente la aceleración obtenida es el resultado de la combinación de los efectos de todos los sismos de las fuentes sismogénicas y no de un evento específico.

Fundamentos del Análisis

El peligro sísmico probabilístico se define por la probabilidad que en un lugar determinado ocurra un movimiento sísmico que genere una aceleración igual o mayor que un valor dado.

La ocurrencia de réplicas es otro claro ejemplo de que los sismos no son independientes entre sí. A pesar de ello en estudios de peligro sísmico se acepta que la ocurrencia de los sismos responde a una distribución de Poisson, lo que implica suponer lo siguiente:

- El número de ocurrencias de eventos sísmicos en un intervalo de tiempo es independiente del número que ocurre en cualquier otro intervalo de tiempo, es decir, los eventos son independientes entre sí.
- La probabilidad de ocurrencia durante un intervalo de tiempo muy corto es proporcional a la longitud del intervalo de tiempo.
- La probabilidad de que ocurra más de un evento sísmico durante un intervalo de tiempo muy corto es insignificante.

Aplicando esta teoría se puede demostrar que si la ocurrencia de un evento A depende de la ocurrencia de otros eventos: E1, E2, En, mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos; entonces, de acuerdo al teorema de la "probabilidad total" se tiene para la probabilidad de ocurrencia A:

$$P(A) = \sum_{i=1}^n P\left(\frac{A}{E_i}\right) \cdot P(E_i)$$

Donde:

P(A/E_i): Probabilidad condicional que A ocurra, dado que E_i ocurra.

La intensidad generalizada (I) de un sismo en el lugar fijado puede considerarse dependiente del tamaño del sismo (la magnitud o intensidad epicentral) y de la distancia al lugar de interés. Si el tamaño del sismo (S) y su localización (R) son considerados como variables aleatorias continuas y definidas por sus funciones de densidad de probabilidad, $f_s(S)$ y $f_R(r)$ respectivamente; entonces el peligro sísmico definido por la probabilidad que la intensidad I sea igual o mayor que una intensidad dada, será: $P(I \geq i)$ y está dada por:

$$P(I \geq i) = \iint P[I/(s, r)] f_s(s) f_R(r) ds dr$$

Esta es la expresión que resume la teoría desarrollada por Cornell en 1968, para analizar el peligro sísmico.

Definición y Caracterización de las Fuentes Sismogénicas

Para fines de un estudio de Peligro Sísmico se define como fuente sismogénica a aquella línea, zona o volumen geográfico que tenga similitudes geológicas, geofísicas y sísmicas, de tal modo que se pueda considerar que posee un potencial sísmico homogéneo en toda la fuente, es decir, en las que el proceso de generación y recurrencia de sismos es espacial y temporalmente homogéneo. Las fuentes sismogénicas cumplen un papel fundamental en la evaluación del peligro sísmico de una región determinada, de modo que los resultados finales evidentemente dependen de una adecuada delimitación.

Las fuentes sismogénicas definidas por Gamarra y Aguilar (2009) se presentan en las **figuras N° 1.4 y 1.5**; y las coordenadas geográficas y profundidades de las fuentes consideradas para la zona de estudio se muestran en la **Tabla N° 1.3**.

La determinación de los parámetros sismológicos de una fuente, implica la evaluación de la **recurrencia sísmica** de ésta.

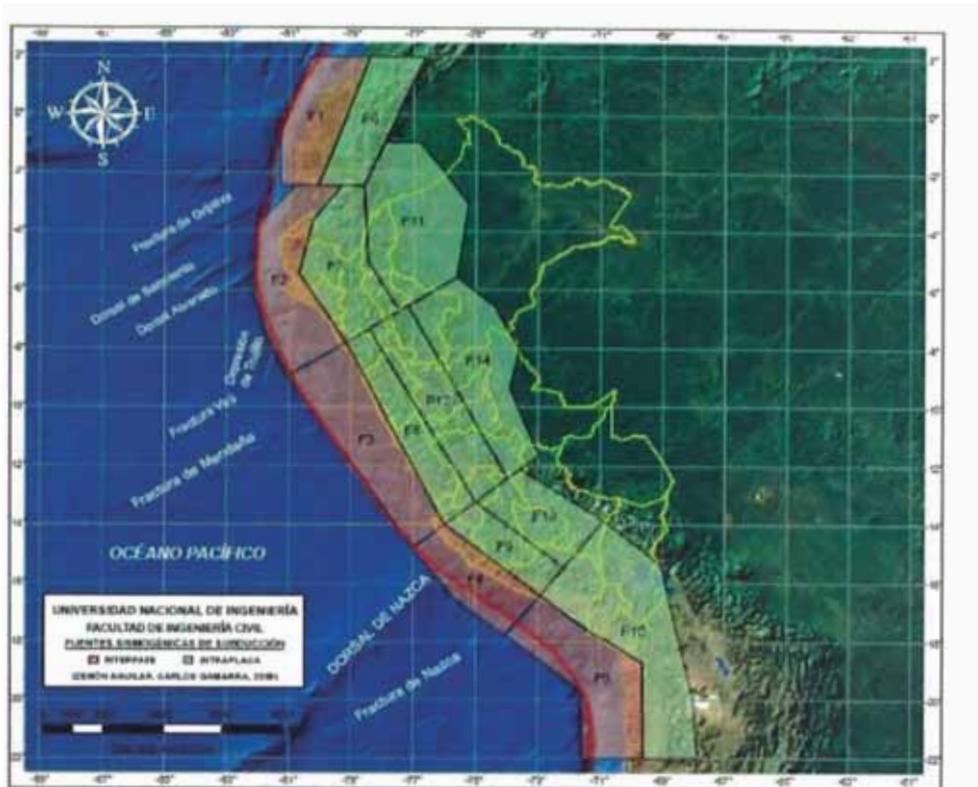
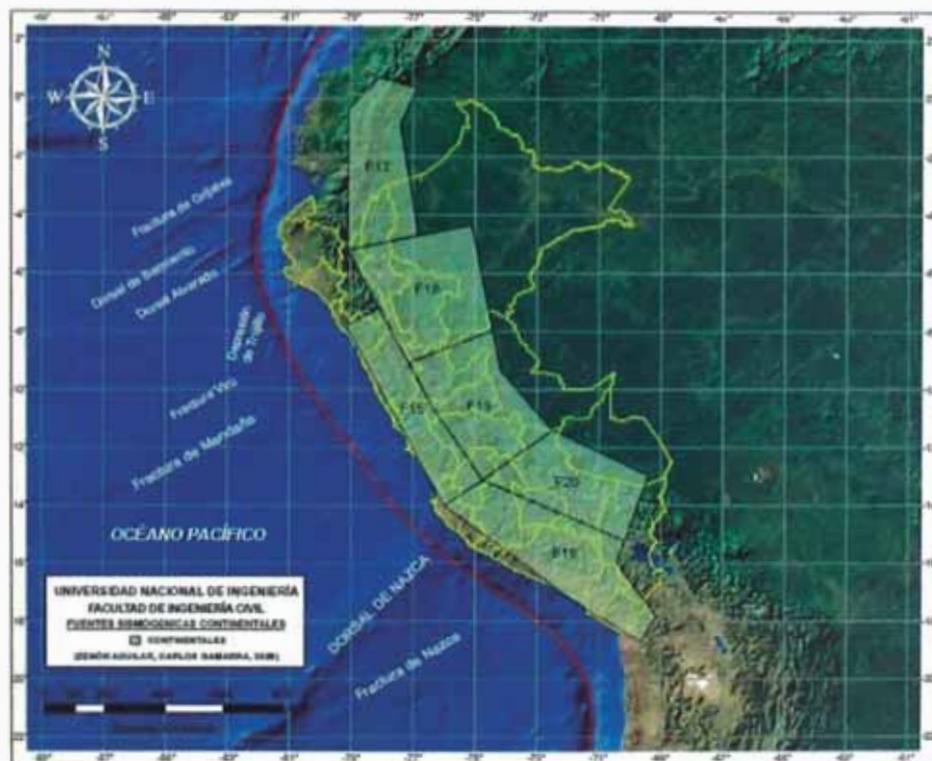


Figura N° 1.4

Fuentes sísmogénicas de subducción de Interfase e intraplaca (Gamarra y Aguilar, 2009).



sFigura N° 1.5

Fuentes Sísmogénicas de corteza superficial o continentales (Gamarra y Aguilar, 2009).

La recurrencia sísmica se determina de acuerdo a la expresión de Gutenberg y Richter (1944):

$$\text{Log } N = a - bm$$

Donde:

N: Número de sismos de magnitud M ó mayor por unidad de tiempo.

a, b: Parámetros que dependen de la región.

La expresión anterior también se puede escribir como:

$$N = \Gamma_0 e^{-\beta M}$$

Donde:

Γ_0 : 10^a es el número de sismos por unidad de tiempo con $M > 0$

B: $b \times \ln 10$

Tabla N° 1.3

Coordenadas y profundidades de las fuentes sismogénicas

Fuente	Mecanismo de Rotura	Coordenadas Geográficas		Profundidad (Km)
		Longitud	Latitud	
F3	Subducción Interfase	-81.050	-8.931	30
F3		-79.156	-7.834	75
F3		-75.998	-13.999	75
F3		-77.028	-14.811	30
F4	Subducción Interfase	-77.028	-14.811	30
F4		-75.998	-13.999	75
F4		-72.914	-16.397	75
F4		-74.063	-17.768	30
F4		-75.684	-16.501	30
F8	Subducción Intraplaca	-79.156	-7.834	80
F8		-78.427	-7.363	100
F8		-74.996	-13.218	115
F8		-75.998	-13.999	80
F9	Subducción Intraplaca	-75.998	-13.999	80
F9		-74.996	-13.218	110
F9		-72.160	-15.453	130
F9		-72.914	-16.397	80
F12	Subducción Intraplaca	-78.427	-7.363	100
F12		-77.177	-6.557	140
F12		-73.973	-12.421	135
F12		-74.996	-13.218	115
F13	Subducción Intraplaca	-74.996	-13.218	110
F13		-70.892	-13.863	130
F13		-72.160	-15.453	130
F15	Continental	-79.156	-7.834	25
F15		-78.084	-7.213	40
F15		-76.340	-10.670	40
F15		-74.760	-13.130	40
F15		-75.998	-13.999	25
F16	Continental	-75.998	-13.999	25
F16		-74.760	-13.130	50
F16		-70.176	-15.201	50
F16		-70.434	-15.947	50
F16		-69.134	-17.789	50
F16		-69.641	-18.721	25
F19	Continental	-77.143	-9.079	35
F19		-74.422	-7.976	35
F19		-74.170	-9.330	35
F19		-72.480	-11.400	40
F19		-74.760	-13.130	40

Fuente: Elaboración propia.

El valor de λ_0 es la tasa media anual de ocurrencia de eventos mayores o iguales que la magnitud mínima de homogeneidad. Para determinar la tasa μ se utiliza una variación del diagrama de Gutenberg y Richter, que consiste en dibujar un número acumulativo de eventos mayores a una determinada magnitud versus el tiempo. A partir de estos gráficos se puede determinar la magnitud mínima de homogeneidad (M_{\min}) y la tasa (λ_0). La magnitud mínima de homogeneidad corresponderá al gráfico cuyo diagrama acumulativo versus magnitud muestre un comportamiento lineal monotónicamente creciente y el valor de b es la pendiente de dicha recta. M_{\max} es la magnitud máxima probable que puede ser liberada como energía sísmica (McGuire, 1974).

Los parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas determinados por Gamarra y Aguilar (2009) mediante la evaluación de la recurrencia sísmica se muestran en la **Tabla N° 1.4** y han sido calculados en base a magnitud M_w (Magnitud Momento).

Tabla N° 1.4
Parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas

Fuente	M_w			
	M_{\min}	M_{\max}	β	Tasa
F 3	4.6	8.4	1.292	8.683
F 4	4.5	8.4	1.672	7.132
F 8	4.3	7.1	1.879	3.754
F 9	4.5	7.8	2.070	3.591
F 12	4.1	7.1	1.962	3.099
F 13	4.6	7.5	2.079	2.145
F 15	4.4	6.3	2.385	0.782
F 16	4.8	6.9	2.977	1.890
F 19	4.8	7.2	2.450	2.589

Fuente: Elaboración propia.

Leyes de Atenuación utilizadas para el Análisis de Peligro Sísmico Probabilístico

Para determinar los efectos que produciría la actividad sísmica en un lugar determinado, es necesario relacionar la magnitud, la distancia del sitio de interés a una fuente dada y la intensidad sísmica que se presentaría si ocurriera un sismo en dicha fuente. Las expresiones que permiten establecer este tipo de relaciones se las conoce como leyes de atenuación.

A continuación se muestran las expresiones de las leyes de atenuación utilizadas en el presente estudio.

Youngs (1997):

Ley de atenuación para roca:

$$\ln(S_a) = 0.2418 + 1.414M + C_1 + C_2 (10-M)^3 + C_3 \ln(r_{rup} + 1.7818e^{0.554M}) + 0.00607H + 0.3846Z_T$$

Ley de atenuación para suelo:

$$\ln(S_a) = -0.6687 + 1.438M + C_1 + C_2 (10-M)^3 + C_3 \ln(R + 1.097e^{0.617M}) + 0.00648H + 0.3643Z_T$$

Donde:

S_a = aceleración espectral en g

M = magnitud momento (M_w)

r_{rup} = distancia más cercana al área de rotura (km)

H = profundidad (km)

Z_T = tipo de fuente, 0 para interfase, 1 para Intraplaca

Sadigh (1997):

Ley de atenuación para roca:

$$\ln(S_a) = C_1 + C_2M + C_3(8.5 - M)^{2.5} + C_4\ln(r_{rup} + \exp(C_5 + C_6 M)) + C_7\ln(r_{rup} + 2)$$

Ley de atenuación para depósitos de suelos firmes profundos:

$$\ln(S_a) = C_1 + C_2M - C_3\ln(r_{rup} + C_4 e^{C_5M}) + C_6 + C_7(8.5 - M)^{2.5}$$

Donde:

S_a: aceleración espectral en g

M: magnitud momento (M_w)

r_{rup}: distancia más cercana al área de rotura (km)

Evaluación del Peligro Sísmico Probabilístico (PSHA)

Conocidas la sismicidad de las fuentes y las leyes de atenuación de las ondas sísmicas generadas en cada una de éstas, el peligro sísmico puede ser calculado considerando la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sismogénicas analizadas, la distancia entre cada fuente y el sitio de interés o la zona de estudio que se requiere evaluar.

La evaluación del peligro sísmico en el presente estudio ha sido realizada utilizando el programa de cómputo CRISIS 2007 v1.1, desarrollado por Ordaz et al. (2007), considerando las leyes de atenuación de aceleraciones espectrales anteriormente indicadas.

La **Figura N° 1.6** muestra las curvas de peligro sísmico (aceleración vs frecuencia anual de excedencia) para Roca (Tipo B) y Suelo Firme (Tipo D).

Las **tablas N°1.5 y N° 1.6** muestran los resultados obtenidos del programa de cómputo CRISIS 2007 correspondientes a las máximas aceleraciones horizontales esperadas en la zona de estudio. La selección del movimiento sísmico de diseño depende el tipo de obra para la cual se está realizando el estudio. Para el tipo de obra a desarrollarse en el proyecto se ha considerado una frecuencia anual de excedencia de 0.0021, es decir un período de retorno de 475 años que corresponde a una probabilidad de excedencia de 10% y un período de exposición de 50 años.

Tabla N° 1.5

Aceleraciones máximas horizontales para roca (Tipo B).

ZONA DE ESTUDIO	Coordenadas Geográficas		Período de Retorno (Tr) / Aceleración (g)				
	Longitud	Latitud	100	200	475	975	2475
	-76,29	-11,79	0.18	0.24	0.33	0.41	0.49

Fuente: Programa de cómputo CRISIS 2007

Tabla N° 1.6

Aceleraciones máximas horizontales para suelo firme (Tipo D).

ZONA DE ESTUDIO	Coordenadas Geográficas		Período de Retorno (Tr) / Aceleración (g)				
	Longitud	Latitud	100	200	475	975	2475
	-76,29	-11,79	0.25	0.29	0.40	0.50	0.64

Fuente: Programa de cómputo CRISIS 2007

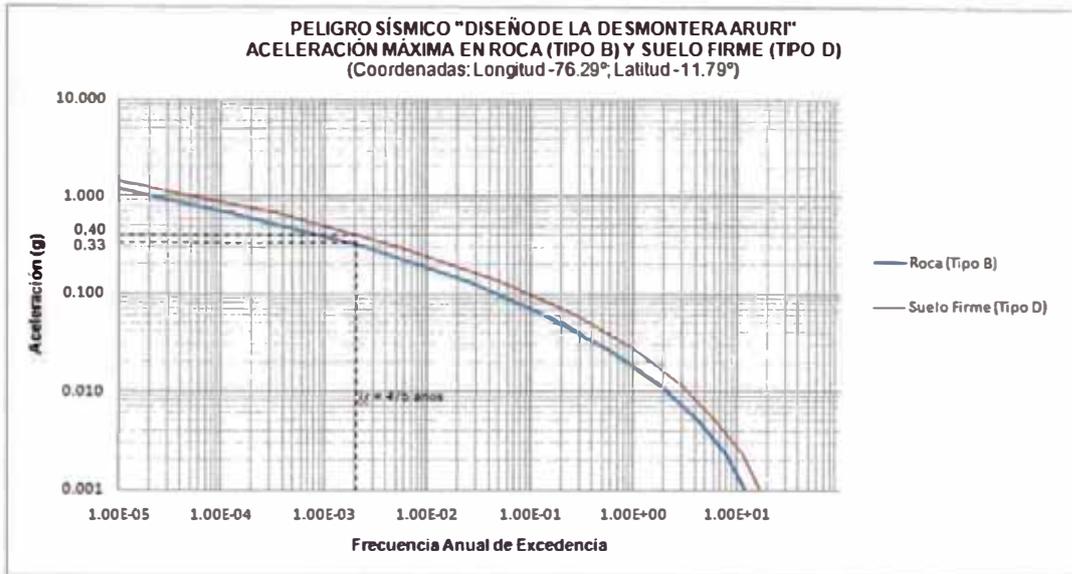


Figura N° 1.6

Curva de peligro sísmico para roca Tipo B y suelo firme Tipo D.

Estimación Probabilística del Sismo Base de Operación OBE (Operating Basic Earthquake)

Las aceleraciones de respuesta espectral del OBE por el método probabilístico pueden ser representadas en un espectro de respuesta con 5% de amortiguamiento crítico determinado para un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años de período de exposición o vida útil, es decir, para un período de retorno de 475 años. De esta forma, la estimación de la aceleración horizontal máxima en el terreno (PGA) para el OBE correspondería al valor de la ordenada espectral con período $T = 0.00$ seg.

Visto lo anterior y de acuerdo con los resultados obtenidos, que se muestran en las **tablas N° 1.5 y N° 1.6**, los valores de aceleración horizontal máxima (PGA) en roca (tipo B) y suelo firme (tipo D) son 0.33g y 0.40g respectivamente. En tal sentido, se propone utilizar estos valores como aceleraciones horizontales máximas de diseño según el tipo de terreno del área de estudio.

Para el diseño de muros y taludes por métodos pseudoestáticos, usualmente se consideran coeficientes sísmicos que varían entre $1/2$ y $2/3$ de la aceleración horizontal máxima de diseño (PGA). Finalmente, en el presente estudio se recomienda utilizar un coeficiente sísmico de $1/2$ de la aceleración horizontal máxima de diseño.

1.5.2 Análisis del Peligro Sísmico Determinístico

La evaluación del peligro sísmico por el método determinístico se desarrolla considerando un escenario sísmico específico para el área de estudio. Dicho escenario debe representar la generación de un evento sísmico característico en una fuente identificada y localizada a la menor distancia de la zona de estudio. De este modo, el análisis del peligro sísmico por el método determinístico permite estimar el movimiento sísmico más desfavorable para el área de estudio, sin embargo, se debe señalar que este método no proporciona información referente a la probabilidad de ocurrencia del evento sísmico dominante seleccionado para el análisis ni de la probabilidad de que éste ocurra en la ubicación asumida. Tampoco provee información sobre los niveles del movimiento sísmico que pueden ser esperados en un determinado período de tiempo, es decir los valores de aceleraciones espectrales determinísticos no están asociados a una probabilidad de excedencia determinada ni a un período de exposición específico. Además, no cuantifica los efectos de las incertidumbres de los parámetros asumidos en el proceso de estimar las características del movimiento sísmico.

En el análisis del peligro sísmico determinístico se suele utilizar diferentes términos para definir el movimiento sísmico capaz de ser generado en la zona de estudio. Estos términos se mencionan y definen a continuación:

- a) **Sismo Máximo Creíble (MCE):** Se define como el sismo más grande que una fuente determinada pueda producir bajo condiciones sismotectónicas conocidas.
- b) **Sismo Máximo Probable (MPE):** Se define como el máximo sismo histórico registrado en la zona de estudio.
- c) **Sismo Base de Operación (OBE):** Se define como el máximo evento que podría ocurrir en un período de retorno de 200 años.

Finalmente se debe indicar que para cada fuente sismogénica considerada en el análisis, el Sismo Máximo Creíble se determina en base a la información del catálogo sísmico y la información tectónica de la región. En ese sentido, toda obra civil debe ser diseñada para la ocurrencia del MCE de tal forma que se puedan admitir daños considerables en la estructura más no el colapso de la misma.

Leyes de Atenuación utilizadas para el Análisis de Peligro Sísmico Determinístico

Además de las leyes de atenuación de aceleraciones espectrales propuestas por Youngs et al. (1997) para eventos producidos por la actividad sísmica de subducción de interfase e intraplaca, se utilizó la ley de atenuación propuesta por Patwardhan et al. (1978) que estima las aceleraciones máximas en la zona de estudio producto de la actividad sísmica de corteza superficial por fallas de tipo transcurso. Dicha expresión está dada por:

$$a = 224e^{0.823M_s}(R + C)^{-1.56}$$

Donde:

Ms: Magnitud de ondas superficiales.

R: Distancia hipocentral en km.

C: $0.864 e^{0.46M_s}$

Evaluación del Peligro Sísmico Determinístico (DSHA)

Se han identificado dos fuentes en cuyas áreas se concentra una gran actividad sísmica y de mayor influencia para la zona de estudio. Estas fuentes corresponden a los sismos de la zona de subducción de interfase e intraplaca y generan los movimientos sísmicos dominantes para la zona de estudio. La actividad sísmica de subducción de interfase, localizada entre la fosa y el límite costero, presenta profundidades focales promedio de 25 km, llegando a alcanzar hasta los 65 km y una distancia mínima al plano de subducción alrededor de 105km. Para la estimación de las aceleraciones máximas en el área de estudio se ha utilizado la ley de atenuación propuesta por Youngs et al. (1997) para Roca (Tipo B) y Suelo Firme (Tipo D).

La **Tabla N° 1.7** muestra los valores estimados de las aceleraciones horizontales máximas por el método determinístico considerando procesos de ruptura que generan los sismos dominantes de subducción de interfase e intraplaca.

La **Tabla N° 1.8** muestra los valores estimados de magnitud y aceleraciones horizontales máximas por el método determinístico considerando procesos de rotura de fallas cercanas al área de estudio.

Tabla N°1.7

Aceleraciones horizontales máximas debido a la subducción.

Roca (Tipo B)	Sismos de Interfase	Magnitud Momento	Mw	8,4
		Distancia más cercana al área de ruptura	R (km)	105
		Profundidad Focal	H (km)	50
		Desviación Estándar	σ	0,65
		Aceleración Máxima del Terreno	S_a (P.50)	0,13 g
	Sismos de Intraplaca	Magnitud Momento	Mw	7,8
		Distancia más cercana al área de ruptura	R (km)	85
		Profundidad Focal	H (km)	70
		Desviación Estándar	σ	0,67
		Aceleración Máxima del Terreno	S_a (P.50)	0,19 g
Suelo Firme (Tipo D)	Sismos de Interfase	Magnitud Momento	Mw	8,4
		Distancia más cercana al área de ruptura	R (km)	105
		Profundidad Focal	H (km)	50
		Desviación Estándar	σ	0,65
		Aceleración Máxima del Terreno	S_a (P.50)	0,21 g
	Sismos de Intraplaca	Magnitud Momento	Mw	7,8
		Distancia más cercana al área de ruptura	R (km)	85
		Profundidad Focal	H (km)	70
		Desviación Estándar	σ	0,67
		Aceleración Máxima del Terreno	S_a (P.50)	0,30 g

Fuente: Elaboración propia-Estudio de Peligro Sísmico

Tabla N° 1.8

Magnitudes y aceleraciones máximas por rotura de fallas.

Zona de Estudio	Falla	Longitud de Ruptura (km)	Magnitud (M_s)	Distancia (km)	Aceleración Máxima del Terreno (g)
(-76,29;-11,79)	Cayesh (PE-11)	26,10	6,7	97,70	0,04
	Huaytapallana (PE-12)	24,70	6,7	117,90	0,03

Fuente: Elaboración propia-Estudio de Peligro Sísmico

En las **tablas N° 1.7 y N° 1.8** se observa que el mayor nivel de demanda sísmica que tiene lugar en la zona de estudio es generado por la actividad sísmica de subducción de intraplaca, producto de la interacción de las placas de Nazca y Sudamericana, con valores aproximados de aceleración máxima en Roca (Tipo B) y Suelo Firme (Tipo D) de 0.19g y 0.30g respectivamente.

Aceleraciones Horizontales Máximas para el Sismo Máximo Creible (MCE)

La **Tabla N° 1.9** muestra los valores de las aceleraciones horizontales máximas en el terreno para el MCE determinístico. Los resultados indican que para Roca (Tipo B) el valor del MCE determinístico asciende a 0.29g, mientras que para Suelo Firme (Tipo D) es de 0,45g. Ambos valores corresponden a la actividad sísmica de la zona de subducción de intraplaca.

Tabla N° 1.9

Aceleraciones horizontales máximas para el MCE determinístico.

Zona de Estudio (-76,29;-11,79)	Clasificación de Sitio (IBC 2006)			
	Roca (Tipo B)		Suelo Firme (Tipo D)	
	Interfase	Intraplaca	Interfase	Intraplaca
	0,20g	0,29g	0,32g	0,45g

Fuente: Elaboración propia-Estudio de Peligro Sísmico

CAPÍTULO II: GEOLOGÍA

Las condiciones actuales referidas a la geología regional y local, geología estructural, geomorfología y procesos físicos – geológicos (geodinámica externa), servirán como base para poder determinar las características físicas del área de estudio.

El área de estudio se encuentra ubicada en el cuadrángulo de Matucana la cual está conformada principalmente por el basamento rocoso del Grupo Rímac, Depósitos Cuaternarios de origen aluvial y Formaciones Antropomórficas.

2.1 GEOLOGÍA

En el área se tiene principalmente afloramientos rocosos de la formación Rímac, conformadas principalmente por rocas andesíticas, los cuales están cubiertos y sobre puestos por depósitos cuaternarios de origen aluvial.

El área de estudio se ubica en la sierra de Lima parte de la cordillera Occidental.

2.2 GEOLOGÍA REGIONAL

Regionalmente se encuentra ubicada en el cuadrángulo de Matucana hoja (22-k), de la Carta Nacional Geológica, publicada por el INGEMMET, la cual está conformada principalmente por el basamento rocoso del Grupo Rímac, Depósitos Cuaternarios de origen aluvial y Formaciones Antropomórficas. **(Ver Anexo N°1 – Plano F.1.F.1).**

2.3 GEOLOGÍA LOCAL

2.3.1 Grupo Rímac (Tim-r)

Localmente se encuentra compuesta de rocas volcánicas tipo andesita afanítica (cristales pequeños), que han sido alteradas por acción de agentes externos como la erosión hídrica y eólica, este tipo de alteraciones se manifiestan principalmente en las laderas de los cerros y al pie de los mismos, hacia la zona Sur del botadero de relaves se puede apreciar un pequeño afloramiento de roca volcánica alterada y cloritizada, sobre ella se encuentra emplaza un canal que sirve como límite del Botadero de Relave. **(Ver Anexo N°1 – Plano F.1.F.2).**

2.3.2 Depósitos cuaternarios (Q-al)

Estos depósitos están formados por gravas, arenas con matriz de limo, arcilla y cantos rodados los cuales se encuentran emplazados principalmente en los cursos y riveras de los ríos. En la zona de estudio estos depósitos cuaternarios se encuentran emplazados formando terraplenes y plataformas de material aluvial, el cual fue disturbado y conformado por el hombre.

2.3.3 Formaciones antropomórficas

En el área de estudio se aprecia una serie de terraplenes y taludes, especialmente en el área donde se ubica el Botadero de Relave, estos terraplenes fueron conformados con suelos de origen aluvial conformados por gravas, limos y arcillas, también se aprecia remanentes de relave los cuales esta distribuidos juntos a materiales de relleno, este tipo de modificaciones antropomórfica se pueden ver en el talud de estudio los cuales modificaron la morfología natural del terreno.

Gran parte del área del proyecto está conformada principalmente por derrames de origen volcánico-sedimentario de edad Terciaria pertenecientes al Grupo Rímac, seguida de depósitos Cuaternarios Recientes de origen Aluvial. En la **tabla N° 2.1**, se presenta la columna estratigráfica generalizada del área de estudio.

Tabla 2.1
Columna estratigráfica generalizada

Era	Sistema	Serie	Unidades Estratigráficas		Descripción
Cenozoico	Cuaternario	Reciente	Cuaternario Aluvial	Q-al	Depósitos formados por gravas y arenas con cantos rodados.
	Neógeno	Eoceno	Grupo Rímac	Tim-r	Rocas volcánicas y sedimentos con predominio de una facie tobácea.

Fuente: INGEMMET

2.4 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

Con referencia a la geología estructural cabe indicar que regionalmente la zona de estudio presenta fallas regionales normales, los cuales forman ejes anticli-

nales y sinclinales, estas estructuras se encuentran fuera del área de influencia del proyecto, por lo tanto no presenta alguna afectación al Botadero de Relave.

2.5 GEOMORFOLOGÍA

El área de estudio se encuentra emplazada hacia la margen izquierda del río Rímac, presentando un relieve modelado por la erosión fluvial con presencia de colinas, laderas y terrazas. La topografía es bastante abrupta y accidentada, con elevaciones bruscas, rodeada por afloramientos rocosos de origen volcánico, presentando pendientes entre plana a ligeramente inclinada y en algunas zonas muy empinada.

En el ambiente de estudio se identificaron unidades geomorfológicas las cuales han sido delimitadas considerando criterios geográficos, morfoestructurales y litológicos, diferenciándose las siguientes unidades geomorfológicas. **(Ver Anexo N°1 – Plano F.1.F.3)**

- **Superficie de Laderas (La):** Esta unidad se encuentra emplazada en toda el área del talud del Botadero de Relave, llamadas también ladera inferior ubicada entre el acceso de entrada a la unidad minera, en ella se encuentran restos de depósitos aluviales y atróficos (desechos de relave minero y relleno de desmonte). En algunos sectores de las laderas se localizan conos de derrubios de gelifracción conformados por materiales fragmentados de naturaleza volcánica o sedimentaria de variado tamaño de una matriz arcilla a limosa, que presenta una pendiente moderada a fuertes (40° a 60°).
- **Valle:** Esta unidad geomorfológica presenta una sección transversal en "U", cuyas laderas presentan una pendiente moderada conformada principalmente por el río Rímac, el mismo que forma parte de un valle que tiene su dirección de cauce de Noreste a Suroeste, conformada por materiales cuaternarios de origen fluvial.
- **Terrazas Antropogénicas:** Esta unidad fue desarrollada por el hombre formando una serie de terrazas con material propio del aluvial (gravas, limos y arcillas), los cuales sirven como accesos hacia la planta y otras infraestructuras de la C.M. San Juan.

2.6 PROCESOS GEODINÁMICOS

En el área de estudio, intervienen directa y/o indirectamente factores estáticos y factores dinámicos. Dentro de los primeros consideramos los topográficos, litológicos (suelos, grado de alteración y litificación) e hidrometeorológicos (acción de las aguas de lluvia).

Como parte de la evaluación geodinámica externa, está la identificación de fenómenos activos o potenciales dentro de la zona directamente e indirectamente afectada por el proyecto, se identificó formas de relieve, altura de talud, grado de alteración de los suelos y afloramientos de roca, presencia de agua, factores antrópicos (actividad del hombre), etc.

De lo observado in situ se pudo identificar zonas de derrumbe, asentamiento del terreno, desprendimiento de materiales inestables y zonas afectadas por la inestabilidad de los suelos, lo cuales se detallan en la **Tabla N° 2-2**, en donde además de haber identificados los fenómenos se establecen algunas medidas de control y/o mitigación para cada caso específico.

Tabla N° 2.2
Fenómenos de geodinámica externa en el área de estudio

Acceso	Tipo de Fenómenos	Nivel de Riesgo	Recomendaciones
Área de ingreso a C.M. San Juan parte exterior hacia la zona Sur del talud	Pequeño Derrumbe	Moderado	Eliminar los materiales inestables y mejorar la pendiente del talud (peinado, perfilaje de talud, etc.), proponer medidas correctivas en el sistema de drenaje del Botadero de Relave.
Media ladera del talud parte central.	Pequeñas áreas afectadas por un asentamiento del suelo (derrumbe)	Baja	
Parte central del talud.	Desprendimiento de bloques de roca.	Alto a moderado	
Parte alta de todo el talud.	Pequeñas áreas afectadas por inestabilidad de suelos	Baja	

Fuente: Elaboración propia-Inspecciones de campo

2.6.1 Descripción e Identificación de Fenómenos de Geodinámica

Consideramos dentro de esta denominación a los derrumbes y deslizamientos.

Derrumbe 1 (DE-1): Hacia la ladera se encuentra materiales proveniente de relaves mineros, con una composición aproximada de 50% por fragmentos rocosos, limo 40% y 10% de arcilla, los fragmentos rocosos de naturaleza heterométricos provenientes de fenómenos fluviales y antrópicos (fragmentos de 20 x 15 x 12cm

en 10%, mayores de 2" en 20% y menores de 2" en 20%), en una matriz limo – arcillosa de coloración amarilla, húmeda a seca y cubierta ligeramente de vegetación. Presenta las siguientes dimensiones; Longitud 20 m., Altura 15 m., pendiente inclinada de 40° aproximadamente, hacia el pie del talud no se encuentra ninguna contención que garantice la estabilidad del Botadero.

Derrumbe 2 (DE-2): En la ladera margen derecha del acceso hacia la C.M. San Juan presentando materiales inestables, conformado por depósitos de origen antrópico, constituido por un fragmento de 2.5 x 1.5 x 1 m., materiales consolidados de relaves mineros y bloques de roca con una composición aproximada de 20% por fragmentos rocosos, limo 50% y 30% de arcilla, en una matriz limo – arcillosa de color amarillo, moderadamente húmeda y cubierta ligeramente de vegetación. Presenta las siguientes dimensiones; Longitud 10 m., Altura 10 a 15 m., pendiente inclinada de 38° aproximadamente, hacia el pie del se encuentra un muro de concreto ciclópeo.

Estos fenómenos que afecta el área han sido provocados por trabajos efectuados en la apertura de accesos de entrada hacia la C.M. San Juan. **(Ver Anexo N°1 – Plano F.1.F.4).**

CAPÍTULO III: INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS EFECTUADAS

El programa de investigación en campo, ensayos de laboratorio, así como los análisis y diseños subsiguientes, debe guiarse por los requerimientos y condiciones específicos del sitio.

3.1 PROGRAMA DE INVESTIGACIONES

3.1.1 Calicatas

Se efectuaron 05 excavaciones de calicatas en el talud del Botadero de Relave, las cuales nos permitieron describir el perfil del suelo de manera visual, alcanzando una profundidad máxima de 3,20 m. respecto a la superficie del terreno.

En cada calicata se efectuó el registro del perfil estratigráfico y posteriormente se tomó muestras del suelo para los respectivos ensayos de laboratorio.

En la **Tabla N° 3.1** se indica la relación de calicatas evaluadas según su ubicación y la profundidad alcanzada:

Tabla N° 3.1
Resumen de calicatas

Área	Código	*Coordenadas UTM		Altitud (msnm)	Nivel Agua (m)	Prof. Total (m)
		Norte (m)	Este (m)			
Botadero de relave	C-01	8 697 682	357 774	2 975	NE	2,90
	C-02	8 697 666	357 771	2 974	NE	2,00
	C-03	8 697 601	357 753	2 954	NE	3,20
	C-04	8 697 638	357 757	2 955	NE	3,20
	C-05	8 697 650	357 769	2 977	NE	2,50

Fuente: Elaboración propia-Trabajos de Campo / *Datum PSAD56.
Abreviatura: NE: No encontrada.

En la **Tabla N° 3.4** se presenta la clasificación de los suelos

Descripción de calicatas

Calicata C-01: La excavación se realizó hasta llegar a una profundidad de 2,90 m, respecto al nivel superficial de terreno, en donde se identificó 2 estratos que se describe a continuación:

0.00m-0.10m

Material de relleno orgánico con presencia de raíces, color marrón, húmedo y de mediana plasticidad.

0.10m-2.90m

Material de relave y relleno, conformado por una grava subangulosa de tamaño predominante de 2" y TM 3" con 30% de arena, de coloración marrón café, húmedo, de baja plasticidad, en estado semicompacto.

Calicata C-02: La excavación se realizó hasta llegar a una profundidad de 2,00 m, respecto al nivel superficial de terreno, en donde se identificó 2 estratos que se describen a continuación:

0.00m-0.10m

Material de relleno orgánico con presencia de raíces, conformado por gravas de forma angulosa de TM ½", húmedo, de mediana plasticidad, de consistencia semiduro.

0.10m-2.00m

Material de relleno y relave, conformado por un 85% de gravas, 5% de arcillas y limos en un 10% de su composición, de coloración marrón café en estado húmedo y de mediana plasticidad.

Calicata C-03: La excavación se realizó hasta llegar a una profundidad de 3,20 m, respecto al nivel superficial de terreno en donde se identificó 2 estratos que se describe a continuación:

0.00m-0.10m

Material de relleno orgánico con presencia de raíces, conformado por gravas de forma angulosa de TM ½", húmedo, de coloración marrón, de mediana plasticidad y de consistencia semiduro.

0.10m-3.20m

Material de relave y relleno, conformado por gravas de forma angulosa de TM 3" en un 60%, arenas en un 35%, arcillas y limos en un 5%, húmedo, marrón oscuro y naranja, de baja plasticidad en estado semicompacto.

Calicata C-04: La excavación se realizó hasta llegar a una profundidad de 3,20 m, respecto al nivel superficial de terreno, en donde se han identificado 3 estratos que se describen a continuación.

0.00m-0.10m

Material de relleno orgánico con presencia de raíces, húmedo, marrón, de mediana plasticidad y consistencia semiduro.

0.10m-1.60m

Material de relave y relleno, conformado por grava de tamaño predominante de 1" y TM 3" con un 30% de bolonería, con una matriz de arcilla y limos, amarillenta, húmeda, de baja plasticidad, de consistencia semicompacto.

1.60m-3.20m

Material de relave y relleno, conformado por un 40% de gravas de forma sub angulosa, 55% de arenas de consistencia media, 5% de finos, marrón, húmedo, de baja plasticidad.

Calicata C-05: La excavación se realizó hasta llegar a una profundidad de 2,50 m, respecto al nivel superficial de terreno en donde se identificaron 3 estratos que se describen a continuación.

0.00m-0.10m

Material de relleno orgánico con presencia de raíces, de coloración marrón, medianamente húmedo y en estado compacto.

0.10m-0.90m

Material de relave y relleno, conformado por un 30% de gravas subangulosa, 60% de arenas y 10 % de finos (limo), húmedo, amarillo verdoso y de baja plasticidad.

0.90m-2.50m

Material de relleno y relave, conformada por 60% de grava de forma subangulosa y 5% de finos, húmedo, de baja plasticidad y medianamente compacta.

Se adjunta el plano geotécnico en donde se muestra la ubicación de las calicatas y los ensayos de campo (**Ver Anexo N°1 – Planos F.1.F.5 y F.1.F.6**).

En el **Anexo N°2 Registro Estratigráfico**, se adjuntan los registros estratigráficos de las calicatas mencionadas.

3.1.2 Ensayo de Penetración Dinámica Ligera (DPL)

Se realizaron 05 ensayos de penetración dinámica ligera (DPL), con la finalidad de determinar las condiciones de resistencia del suelo.

En la **Tabla N° 3.2**, se resume las profundidades alcanzadas en cada uno de los ensayos de penetración dinámica ligera (DPL), realizados en el área del proyecto:

Tabla N° 3.2
Resumen de ensayos de penetración dinámica ligera

Área	Código	Prof. Total (m)
Botadero de Relave	DPL-1	0,80
	DPL-2	3,50
	DPL-3	1,30
	DPL-4	1,00
	DPL-5	1,40

Fuente: Elaboración propia-Trabajos de Campo

En el **Anexo N°3 Ensayos de campo – Ver Anexo F.1.B.1** se adjuntan los Ensayos de Campo – Registro de Sondaje (DPL), en los cuales se presentan los registros de los Ensayos DPL y sus profundidades alcanzadas, junto a la correlación con el valor N de ensayo SPT y sus parámetros de resistencia (ángulo de fricción (ϕ)).

3.1.3 Ensayo de Densidad de Campo-Método del Balón

Este ensayo permite determinar la densidad natural del suelo, el cual resulta de una evaluación muy necesaria en el caso de suelos sin cohesión (gravas y arenas), los cuales generalmente no permiten la obtención de muestras inalteradas, y mediante la densidad in situ se puede reproducir el suelo natural a partir de una muestra alterada.

En la **Tabla N° 3.3** se presenta el resumen de los ensayos de Densidad de Campo realizados:

Tabla N° 3.3
Resumen de ensayos de densidad de campo

Área	Sondeo/ Muestra	Profundidad (m)	DN g/cm ³	CH %	DS g/cm ³
Botadero de Botadero Relave	DC-1 / M-1	0,30	1,96	4,77	1,87
	DC-2 / M-1	0,30	1,48	7,55	1,38
	DC-3 / M-1	0,30	1,74	5,74	1,65
	DC-4 / M-1	0,30	1,81	7,14	1,69
	DC-5 / M-1	0,30	1,78	7,96	1,65
Depósito Aluvial	DC-6 / M-1	0,30	2,07	5,37	1,96

Fuente: Elaboración propia-Trabajos de campo.

Abreviatura:

DN: Densidad Natural

DS: Densidad Seca

En el **Anexo N°3 Ensayos de campo – Anexo F.1.B.2 Densidad de Campo**, se presenta los ensayos realizados.

3.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

3.2.1 Ensayos Estándar

Los ensayos determinativos de laboratorio se efectuaron para determinar las características geotécnicas de los materiales inconsolidados.

Las muestras de sondeo obtenidas fueron evaluadas por un Laboratorio de Mecánica de Suelos donde se han realizado los siguientes ensayos:

- Ensayo Granulométrico por Tamizado ASTM D – 422.
- Clasificación SUCS ASTM D– 2487.
- Límites de Atterberg ASTM D–4318.
- Contenido de Humedad ASTM D–2216.

Clasificación de Suelos

Las muestras durante la etapa de sondeo fueron enviadas al laboratorio clasificándose de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), según se muestra en la **Tabla N° 3.4** siguiente:

Tabla N° 3.4
Ensayos estándar de clasificación de suelos

Descripción	Calicatas						
	C-01	C-02	C-03	C-04	C-04	C-05	C-05
Muestra	M-1	M-1	M-1	M-1	M-2	M-1	M-2
Profundidad (m)	2,90	2,00	3,20	1,60	1,60	0,90	1,60
% Gravas	68,4	5,9	55,1	55,4	41,4	31,0	57,8
% Arenas	31,3	79,6	39,7	24,4	57,4	66,4	41,6
% Finos	0,3	14,5	5,3	20,2	1,2	2,7	0,6
Contenido de Humedad (%)	4,77	7,55	5,74	7,14	7,26	7,56	4,59
Límite Líquido (%)	25	35	30	24	24	19	25
Límite Plástico (%)	21	24	25	19	21	16	22
Índice de Plasticidad (%)	4	11	5	5	3	3	3
Clasificación SUCS	GW	SM	GP	GC-GM	SP	SP	GW

Fuente: Laboratorio de Suelos

Símbolos:

GW: Grava Bien Gradada

GC-GM: Grava con Limo y arcilla

SP: Arena mal Gradada

SM: Arena limosa con grava

En el **Anexo N°4 Ensayos de laboratorio – Anexo F.1.C.1 Clasificación de Suelos**, se presentan los resultados de los ensayos de laboratorio.

Contenido de Humedad

Los contenidos de humedad de cada una de las muestras fueron hallados en base a la norma ASTM D-2216.

En la **Tabla N° 3.5** se muestran los resultados obtenidos:

Tabla N° 3.5
Resultados del contenido de humedad

Descripción	Perforaciones						
	C-01	C-02	C-03	C-04	C-04	C-05	C-05
Muestra	M-1	M-1	M-1	M-1	M-2	M-1	M-2
Contenido de Humedad (%)	4,77	7,55	5,74	7,14	7,26	7,96	4,59

Fuente: Laboratorio de Suelos

En el **Anexo N°4 Ensayos de laboratorio – Anexo F.1.C.2 Contenido de Humedad**, se presentan los resultados de los ensayos de laboratorio.

3.2.2 Ensayos Especiales

Ensayo de Corte Directo y Ensayo Triaxial UU

Para estimar parámetros de resistencia del suelo se ejecutaron ensayos de corte directo en el Laboratorio Geotécnico del CISMID de la Universidad Nacional de Ingeniería. A continuación se presenta en la siguiente **Tabla N° 3.6** donde muestra los resultados obtenidos:

Tabla N° 3.6
Resultados de ensayo de corte directo y triaxial

Sondaje	Prof. (m)	SUCS	c (kg/cm ²)	φ (°)	OCH (%)	MDS (gr/cm ³)	Observación
C-3	0,00-3,00	GC	0,165	35	-	-	Corte Directo
TR-1	1,50	GP-GM	0,0	38	-	-	Corte Directo
C-01 A	0,50-3,00	GP-GC	0,50	31	-	-	Triaxial UU

Fuente: Ensayos de Laboratorio – CISMID

En el **Anexo N°5 Resultados de ensayos especiales**, se presentan los resultados de los ensayos de laboratorio.

CAPÍTULO IV: ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA

En este capítulo se presenta la metodología empleada para determinar todos los parámetros de resistencia cortante de los materiales que forman cada uno de los componentes.

4.1 PARÁMETRO DE RESISTENCIA OBTENIDO DEL ENSAYO DPL

4.1.1 Ángulo de Fricción

Para determinar el ángulo de fricción interna de las gravas se utilizará el valor de N (N_{spt}), en la cual el N_{spt} se correlaciona con el N_{dpl} determinado con el ensayo de penetración dinámica ligera DPL, luego se utilizará la correlación empírica propuesta por Ohsaki (1959) que relaciona el valor N con el ángulo de fricción. La fórmula empírica propuesta por Ohsaki es la siguiente:

$$\phi = \sqrt{20 \times N_{spt}} + 15$$

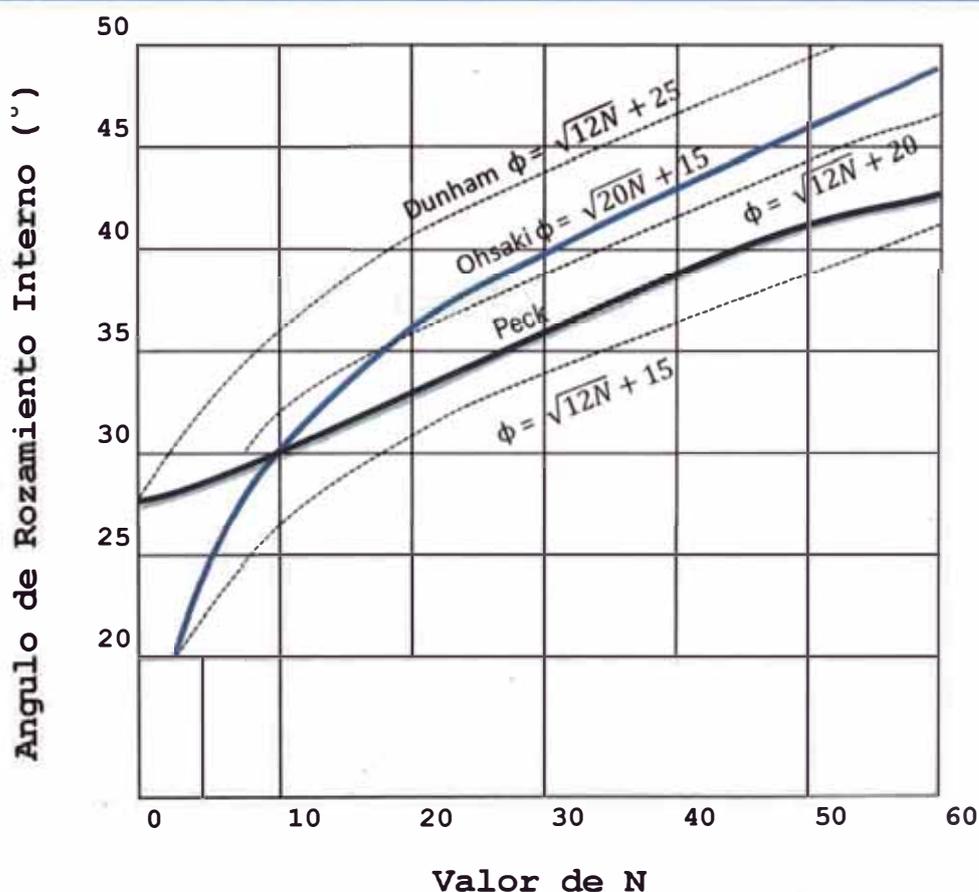


Figura N° 4.1

Ángulo de fricción interna en función del valor N del SPT

Donde:

ϕ : ángulo de fricción interna del suelo.

N: Número de golpes por cada 30 cm de penetración del ensayo de SPT.

En el **Anexo N°3 Ensayos de campo – Anexo F.1.B.1 Ensayo de DPL**, se presenta los registros de los ensayos DPL y sus profundidades alcanzadas, junto a la correlación con el valor N de ensayo SPT y su parámetro de resistencia cortante del suelo (ϕ).

4.1.2 Cohesión

La cohesión es un término usado para describir el esfuerzo cortante de los suelos. Su definición se deriva principalmente del criterio de falla de Mohr-Coulomb y se utiliza para describir la parte no-friccionante de la resistencia cortante que es independiente de la tensión normal.

A Continuación mediante las tablas propuestas por NAVFAC en 1971 en condiciones sin drenaje se mencionan algunos valores típicos de la cohesión del suelo para diferentes tipos de suelo.

Tabla N° 4.1
Valores de la cohesión

Descripción	SUCS	Cohesión [kPa]		
		min	máx.	Valor Especifico
Grava bien graduada, grava arenosa, con poco o nada de finos	GW	-	-	0
Grava pobremente graduada, grava arenosa, con poco o nada de finos	GP	-	-	0
Grava limosa, grava arena limosa	GM	-	-	0
Gravas arcillosas, gravas arenosas arcillosas	GC	-	-	20
Arena bien graduada, arenas gravosas, con poco o nada de finos	SW	-	-	0
Arenas pobremente graduadas, arenas gravosas, con poco o nada de finos	SP	-	-	0
Arenas limosas	SM	-	-	22
Arenas limosas - saturados compactado	SM	-	-	50
Arenas limosas - compactados	SM	-	-	20
Arenas arcillosas	SC	-	-	5
Arenas arcillosas - compactados	SC	-	-	74

Fuente: NAVFAC – Instalaciones Navales de Comando de Ingeniería; Desing manual 7.2

4.2 PARÁMETROS DE RESISTENCIA CORTANTE DE LOS DEPÓSITOS CUATERNARIOS

Para estimar los parámetros de resistencia de los depósitos cuaternarios se ejecutaron ensayos de corte directo y Triaxial UU (ASTM D4767) (condición no consolidada no drenada) en el Laboratorio Geotécnico del CISMID de la Universidad Nacional de Ingeniería. A continuación se presenta en la siguiente **Tabla N° 4.2** donde muestra los resultados obtenidos:

Tabla N° 4.2
Resultados de ensayos especiales

Sondaje	Prof. (m)	SUCS	c (kg/cm ²)	ϕ (°)	OCH (%)	MDS (gr/cm ³)	Observación
C-3	0,00-3,00	GC	0,165	35	-	-	Corte Directo
TR-1	superficial	GP-GM	0,0	38	-	-	Corte Directo
C-01 A	0,50-3,00	GP-GC	0,50	31	-	-	Triaxial UU

Fuente: Ensayos de Laboratorio - CISMID

El ensayo triaxial UU, es un ensayo no consolidado no drenado, que sirve para determinar la resistencia cortante del suelo.

El ensayo de Corte Directo es otro ensayo que también proporciona datos de ángulo de fricción interna y cohesión, sin embargo es limitado, ya que la consolidación (bajo carga normal aplicada) y el drenaje del espécimen (bajo carga de corte) no pueden ser controlados o prevenidos. De este modo el ensayo de corte directo se limita generalmente a procedimientos bajo condiciones drenadas, en conclusión lo que se hace al medir la resistencia cortante de los suelos es simular en laboratorio, las mismas condiciones de carga a la que estará sometido el suelo en campo.

En el **Anexo N°5 Resultados de ensayos especiales**, se presentan los resultados de los ensayos de laboratorio.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL BOTADERO DE RELAVE

El análisis para calcular el factor de seguridad se lleva a cabo en forma bidimensional usando el concepto de equilibrio límite, aproximando el problema a un estado de deformación plana.

Como hipótesis del análisis se consideran que las propiedades de los materiales que conforman las diferentes estructuras analizadas, son homogéneas e isotrópicas y que el colapso se produciría como resultado de fallas simultáneas a lo largo de la superficie de deslizamiento.

5.1 FUNDAMENTO DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA.

Para la estabilidad de los taludes se ha empleado el método de equilibrio límite, propuesto por Spencer, para determinar factores de seguridad. Los análisis se efectuaron para las condiciones estática y pseudo-estática (sísmica).

Las hipótesis del Método de Equilibrio Límite son:

- El suelo sigue una ley de comportamiento de Mohr $\tau = C + \sigma'_n \cdot \tan(\phi)$ y la resistencia se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de deslizamiento.
- El Factor de Seguridad (FS) de la componente cohesiva y friccionante del material es igual para todos los suelos involucrados en la superficie de deslizamiento y es el mismo para todas las dovelas.
- Se debe verificar el equilibrio en cada dovela como para toda la masa del suelo potencialmente deslizante.

5.1.1 Análisis de Estabilidad Estático

Este análisis se refiere a la estabilidad de la estructura actual y proyectada sin considerar la acción sísmica. Los resultados de los análisis se presentan en términos de factor de seguridad utilizando la metodología del equilibrio límite. Estos análisis se pueden realizar tanto en esfuerzos efectivos como esfuerzos totales. De acuerdo a la *"Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósitos de Desechos Sólidos en Mina"* recomienda un factor de seguridad mayor a 1,5 para depósitos de relave (aguas abajo).

5.1.2 Análisis de Estabilidad Pseudoestático

El método consiste en calcular el factor de seguridad contra deslizamiento, cuando una fuerza horizontal es igual al producto del coeficiente sísmico por el peso de la masa potencial de falla, la cual es adicionada a las fuerzas estáticas ya existentes. En presas bajas en áreas alejadas, se utiliza los métodos pseudoestáticos con un coeficiente sísmico horizontal seleccionado sobre la base de la sismicidad de la zona.

De acuerdo a la *"Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósitos de Desechos Sólidos en Mina"*, elaborado por el Ministerio de Energía y Minas, recomienda un factor de seguridad Pseudoestático mayor a 1,3 (aguas abajo) para depósitos de relave.

5.2 ANÁLISIS EMPLEADO

Se ha empleado el método Spencer por ser considerado preciso y muy aplicable para casi todo tipo de geometría de talud y perfiles de suelos, además de satisfacer totalmente las ecuaciones de equilibrio tanto de momentos como de esfuerzos a diferencia del método Bishop Simplificado que solamente satisface la ecuación de equilibrio de momentos totales.

5.3 SOFTWARE EMPLEADO PARA EL ANÁLISIS

La estabilidad de los taludes ha sido analizada empleando el programa SLIDE V 5.0, el cual emplea el método de equilibrio límite, propuesto por Spencer, para determinar factores de seguridad. Los análisis se efectuaron para las condiciones estática y pseudo-estática (sísmica).

Se ha empleado el método Spencer por ser considerado preciso y muy aplicable para casi todo tipo de geometría de talud y perfiles de suelos, además de satisfacer totalmente las ecuaciones de equilibrio tanto de momentos como de esfuerzos a diferencia del método Bishop Simplificado que solamente satisface la ecuación de equilibrio de momentos totales.

Este programa ofrece además las siguientes opciones:

- Emplear sistemas de suelos heterogéneos en su entorno.
- Trabajar con suelos con características de resistencia anisotrópicas.

- Proporcionar la envolvente no lineal de esfuerzos, según Mohr Coulomb.
- Calcular las Presiones de poros de diversas maneras: a partir del coeficiente de presión de poros de una superficie freática, de una superficie piezométrica o de una malla de presiones de poros definida previamente.
- Calcular los factores de seguridad (corregidos).
- Verificar los errores de entrada de datos.
- Visualizar preliminarmente la geometría del talud analizado.
- Archivar independientemente los datos de entrada, salida de resultados y gráficos, los cuales pueden ser inicialmente grabados y posteriormente recuperados e impresos.
- Trabajar bajo el sistema de unidades métricas o inglesas.
- Proporcionar un menú de ayuda para todas las opciones del programa.

5.4 MODELO GEOTÉCNICO

Para poder desarrollar un modelo geotécnico de taludes, es necesario definir las características topográficas, geológicas, de mecánica de suelos y definir las cargas que están actuando sobre el talud mismo en un momento dado, o sobre la cabeza o el pie del talud y que pueden afectar la estabilidad del mismo; por otro lado, es importante la caracterización de las fallas ocurridas, ya que existe una relación cercana entre el tipo de inestabilidad que puede producirse y la naturaleza intrínseca del material.

Se han realizado los análisis de estabilidad de los taludes para determinar el factor de Seguridad en condiciones estáticas y pseudo-estáticas teniendo en cuenta las condiciones del talud del botadero de relave. En tal sentido se consideraron 2 secciones de análisis.

Este modelamiento se ha realizado en condiciones estáticas y pseudoestáticas.

5.5 PARÁMETROS DE RESISTENCIA

Con los resultados de las investigaciones geotécnicas de campo y los ensayos de laboratorio, se determinó los parámetros físicos y de resistencia para cada tipo de suelo que conforma el botadero de relave.

Los valores indicados se han obtenido de los ensayos: tales como el cono de arena, para la densidad de campo, los parámetros de Mohr Coulomb, se han

obtenido de ensayos DPL y comparaciones con la tabla NAVFAC en el caso del Botadero de Relave y ensayo Triaxial UU en el caso del Depósito Cuaternario Aluvial.

Los parámetros propuestos para los materiales como el muro de concreto ciclópeo se basan en experiencia con materiales similares.

En la **Tabla N° 5.1** se presentan los valores definidos para el análisis de estabilidad del Botadero de Relave.

Tabla N° 5.1
Parámetros geotécnicos para el análisis de estabilidad

Suelo o Material	Color	Y KN/m ³	C KN/m ²	φ (°)
Material de Relave		18,1/14.8	16	22
Cuaternario Aluvial		20,7	50	31
Muro de concreto ciclópeo		20,0	100	40

Fuente Elaboración propia

Notas:

Los parámetros de resistencia fueron asumidos a partir de literatura revisada.

Valores obtenidos de acuerdo a relaciones basadas en los ensayos de DPL.

Valores dados de acuerdo a los resultados obtenidos en el laboratorio.

5.5.1 Condición de Análisis

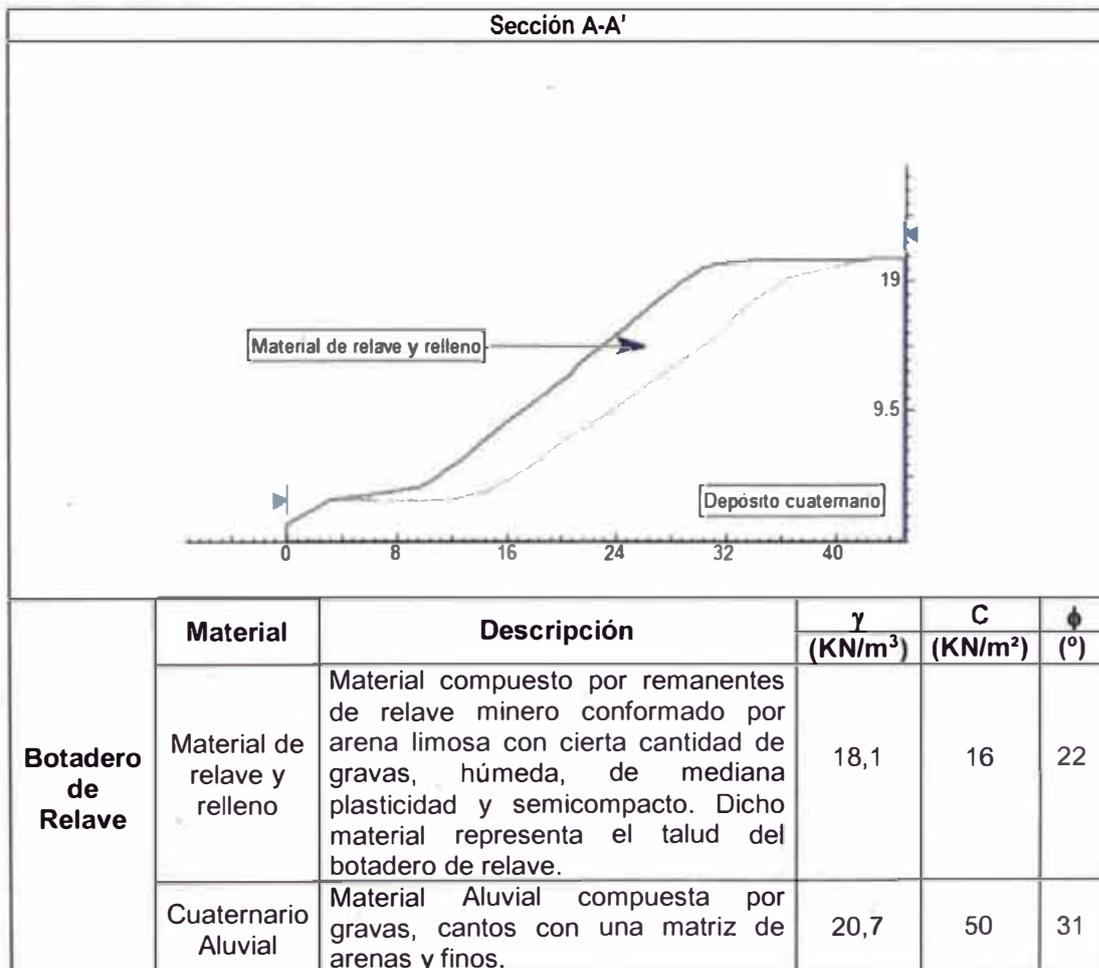
Para llevar a efecto el análisis de estabilidad se consideraron las siguientes condiciones de análisis:

- Se ha considerado dos secciones de análisis, sección C-C' y la sección A-A' cuyas ubicaciones en planta y perfiles se presentan en el **Plano F.1.F.5 – Plano Geotécnico y Plano F.1.F.6–Perfiles Geotécnicos** respectivamente, siendo la última sección la más crítica.
- En los perfiles analizados se consideran tres tipos de materiales: el material de relave que está compuesto por remanentes de relave minero conformado por arena limosa con cierta cantidad de gravas, húmedo, de mediana plasticidad, semicompacto, el material de cuaternario aluvial que está compuesto por gravas, cantos rodados con una matriz de limo y arcilla, y el muro de concreto.
- Se consideran que las propiedades geotécnicas de los materiales que conforman el perfil del talud son homogéneos e isotrópicos y que la ruptura del talud se produciría como resultado de fallas simultáneas y progresivas a lo largo de toda la superficie de deslizamiento.

- Se considera un solo tipo de falla, superficie circular, el método de análisis de falla circular adoptado es el de Spencer que se encuentra implementado en el programa Slide.
- Los resultados del análisis se presentan en términos de superficie de falla. La superficie crítica de deslizamiento es aquella que proporciona el menor factor de seguridad. En los anexos se presentan los datos de entrada y de salida del programa Slide.
- Se incluye el efecto sísmico a través del análisis pseudoestático. En tal sentido, el coeficiente sísmico de diseño adoptado es de 0.20g, definido a partir del Estudio de Peligro sísmico presentado en el capítulo I (Consideraciones de Sismicidad en el área de Estudio)

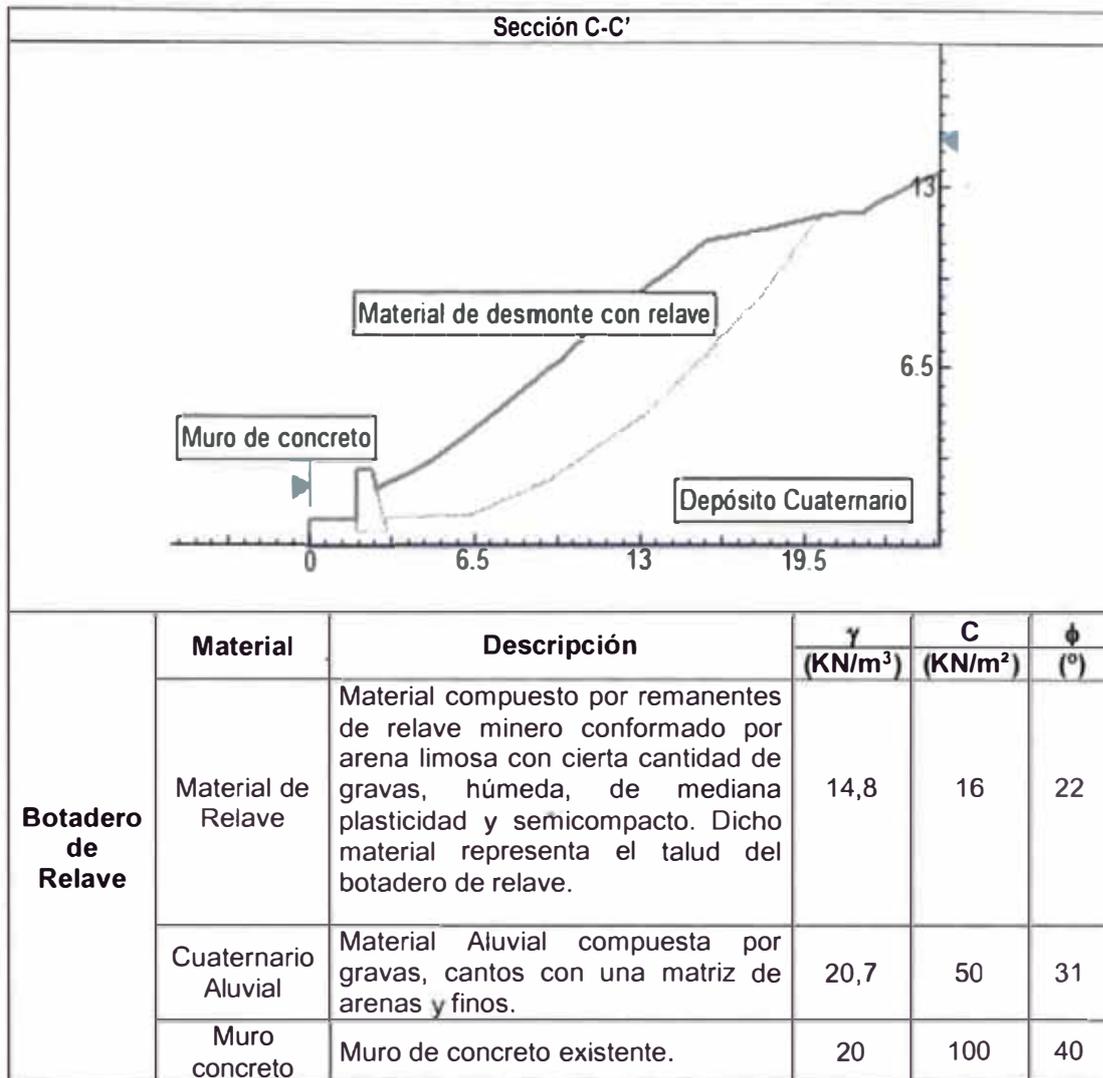
A continuación se presenta en la **Tabla N° 5.2 y 5.3**, con los parámetros de resistencia empleados para el modelamiento en 2 perfiles geotécnicos:

Tabla N° 5.2
Parámetros de resistencia para la sección A-A'



Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 5.3
Parámetros de resistencia sección C-C'



Fuente: Elaboración propia

5.5.2 Factores de Seguridad Mínimos permisibles

Los factores de seguridad mínimos considerados en este estudio son aquellos recomendados por la "Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Desechos Sólidos de Mina" del Ministerio de Energía y Minas (MEM), estos valores mínimos se indican en la **Tabla N° 5.4**:

Tabla N° 5.4

Valores mínimos permisibles del factor de seguridad

Caso	Factor de Seguridad Mínimo Permissible
Análisis estático	1.5
Análisis Pseudoestático	1.3

Fuente: "Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Desechos Sólidos de Mina"

5.6 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Se han realizado los análisis de estabilidad del talud para determinar el *Factor de Seguridad* en condiciones estáticas y pseudoestáticas teniendo en cuenta las condiciones actuales, en tal sentido se consideraron 2 secciones de análisis:

Tabla N° 5.5

Resultados del análisis de estabilidad sección A-A'

Componente	Condición del Talud	F.S.	
		Spencer	
		Estático	Pseudo-estático
		($\alpha=0$)	($\alpha=0,20$)
Botadero de Relave	Talud Natural	1,18	0,87
	Sección A-Á'		

Fuente: Elaboración propia-Programa SLIDE V 5.0

Tabla N° 5.6

Resultados del análisis de estabilidad sección C-C'

Componente	Condición del Talud	F.S.	
		Spencer	
		Estático	Pseudo-estático
		($\alpha=0$)	($\alpha=0,20$)
Botadero de Relave	Talud Natural	1,76	1,31
	Sección C-C'		

Fuente: Elaboración propia-Programa SLIDE V 5.0

De acuerdo a los resultados de los análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite a través de los factores de seguridad, mostrados en la **Tabla N° 5.5**, la condición del talud es *inestable* en esta zona (sección A-A'), dado que los *Factores de Seguridad* son menores que los mínimos recomendados en la “*Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Desechos Sólidos de Mina*”.

Así mismo en la en la **Tabla N° 5.6**, para la sección C-C' con el muro de concreto ciclópeo al pie del talud, la condición del talud es estable, dado que los *Factores de Seguridad* son mayores que los mínimos recomendados en la “*Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Desechos Sólidos de Mina*”.

Los resultados del analisis de estabilidad se adjuntan en el **Anexo F.1.D**.

CAPÍTULO VI: PROPUESTAS DE ESTABILIZACIÓN

Para garantizar la estabilidad del Botadero de Relave en la etapa de cierre, se debe evaluar principalmente la estabilidad del talud del botadero, con la finalidad de cumplir los requerimientos de seguridad que se demanda para este tipo de proyecto, lo cual está establecido en la *Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósitos de Desechos Sólidos de Mina*.

6.1 SECCIÓN CRÍTICA – SECCIÓN A-A'

Según lo presentado en el ítem **5.6 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD** la sección crítica corresponde a la zona donde no se tiene muro de contención en el pie del talud por lo que se presentará alternativas de solución con diseños geométricos para garantizar la estabilidad del talud del Botadero de Relave en esta zona.

En las **figuras N° 6.1 y 6.2** se presentan la sección crítica analizada para las condiciones estáticas y pseudoestáticas con sus respectivos factores de seguridad obtenidos con el programa SLIDE V.5

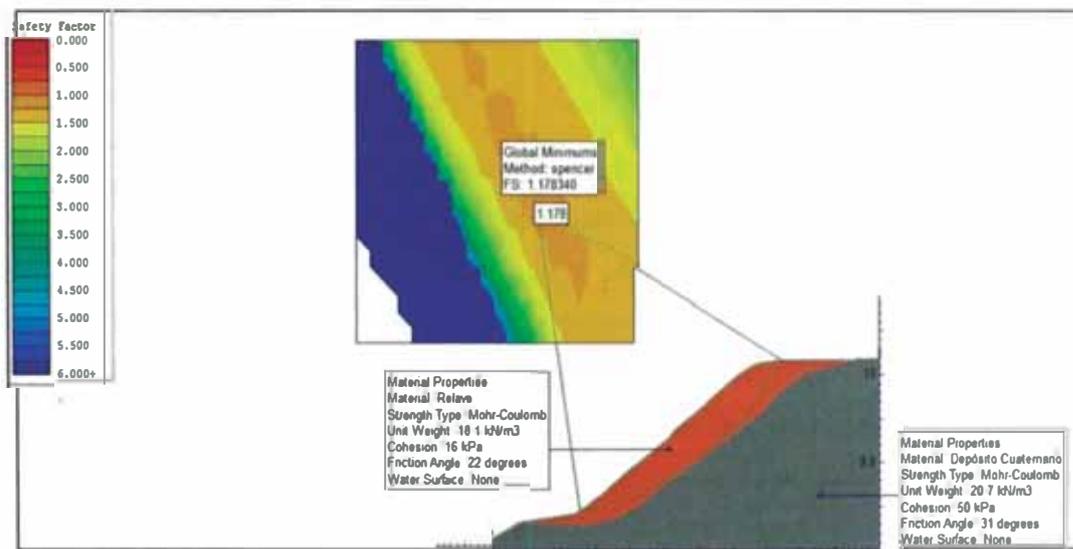


Figura N° 6.1

Modelamiento en condiciones estáticas-Sección A-Á

En la figura se muestra los dos tipos de materiales con sus respectivos parámetros de resistencia, así mismo se observa el factor de seguridad obtenido (1.18) siendo menor a lo requerido (1.5).

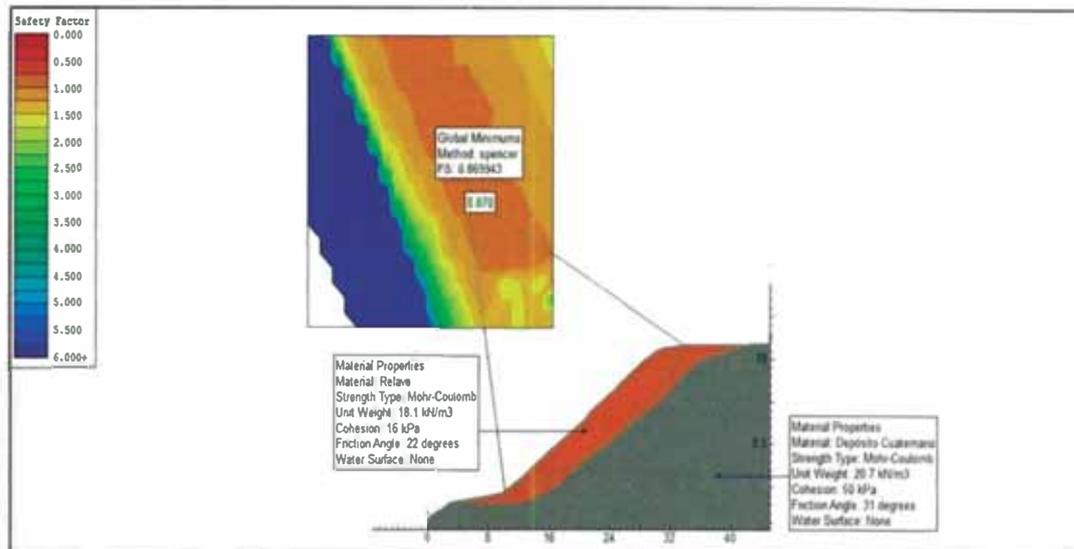


Figura N° 6.2

Modelamiento en condiciones pseudoestáticas-Sección A-Á

En la figura se muestra los dos tipos de materiales con sus respectivos parámetros de resistencia, el factor de seguridad obtenido (0.87) siendo menor a lo requerido (1.3) y el coeficiente horizontal sísmico de 0.20g.

6.2 DISEÑO DEL BOTADERO DE RELAVE

6.2.1 Metodología de Análisis

La estabilidad del talud será analizada empleando el programa Slide, versión 5.0, el cual emplea el método de equilibrio límite, propuesto por Spencer, para determinar factores de seguridad. Los análisis se efectuaron para las condiciones estática y pseudo-estática (sismica).

Se ha empleado el método Spencer por ser considerado preciso y muy aplicable para casi todo tipo de geometría de talud y perfiles de suelos, además de satisfacer totalmente las ecuaciones de equilibrio, tanto de momentos como de esfuerzos, a diferencia del método Bishop Simplificado que solamente satisface la ecuación de equilibrio de momentos totales.

6.2.2 Factores de Seguridad

Los valores de factores de seguridad a considerar, serán:

- Condiciones estáticas : 1.50
- Condiciones Pseudoestáticas : 1.30

6.2.3 Sismicidad

Para el cálculo de estabilidad del talud en condición dinámica, se ha de emplear una aceleración horizontal de 0.20g.

6.3 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

El análisis de alternativas incluye la evaluación de la estabilidad global para dos alternativas propuestas para la estabilización del talud del Botadero de Relave.

6.3.1 Análisis de Estabilidad Tendido del Talud - Alternativa 1

La alternativa 1 comprende el modelamiento de la sección A-A' con el talud desarrollado que tenga una pendiente recomendada, el BUREAU OF RECLAMATION en su publicación Design of Small Dams (Diseño de Presa Pequeñas), establece los siguientes taludes para presas homogéneas típicas:

Tabla N° 6.1

Taludes para presas homogéneas típicas

PROPÓSITO	ALTURA (m)	AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO
Detención o almacenamiento	5	2.0H :1V	1.5H :1V
	5 a 10	2.5H :1V	2.0H :1V
	12 a 15	2.75H :1V	2.5H :1V

Fuente: Desing of Small Dams

Existen ciertos reglamentos de presas, los cuales fijan taludes mínimos que pueden servir como punto de partida en esta alternativa:

Tabla N° 6.2

Taludes mínimos para presas de tierra

Altura de la presa (m)	AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO
4.5 a 12	2.0H :1V	1.5H :1V
12 a 30	2.5H :1V	2.0H :1V/1.5H :1V
30 a 45	3.0H :1V	2.5H :1V

Fuente: Tesis: "Análisis y Diseño en la Estabilidad de Taludes", 1975, pág.127; Lorenzo Ascencio Sánchez Lara

Según lo mostrado en la **Tabla N° 6.1** el BUREAU OF RECLAMATION propone pendientes de taludes para alturas de hasta 15 metros como máximo, lo cual no es la altura del Botadero de Relave cuya altura varía entre 20 a 24m.

En tal sentido para el análisis se tomará los valores recomendados en la **Tabla N° 6.2**.

Consideraciones de Análisis

- **Nivel freático**

Para el análisis se ha considerado un nivel freático nulo. Esta consideración se realizó en base a la inspección de campo.

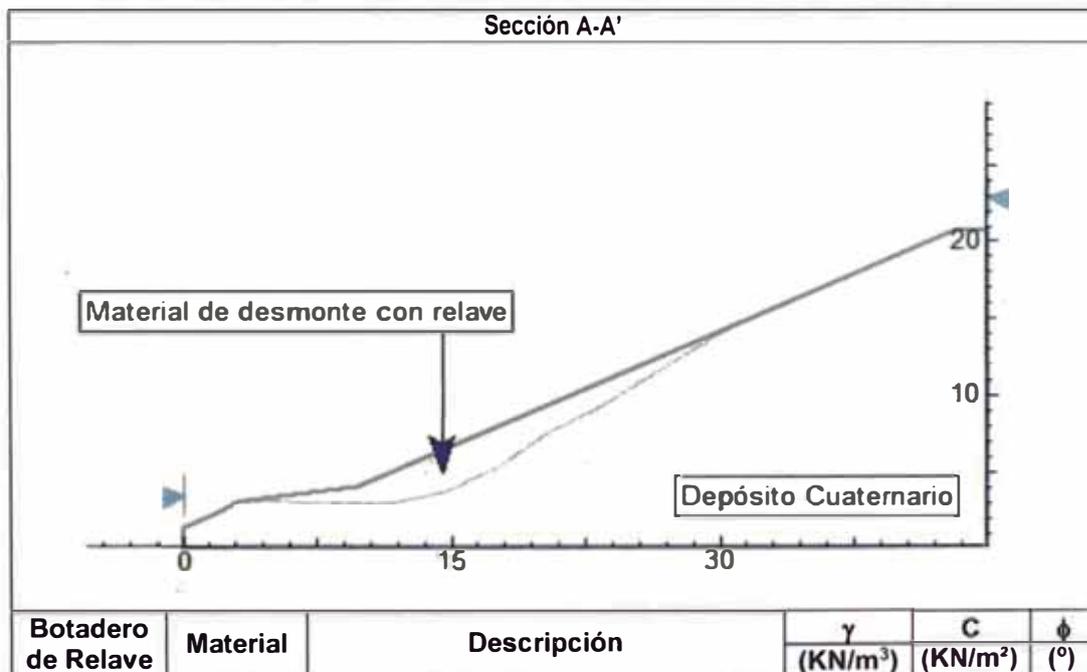
- **Geometría**

Para efectos de análisis, se modeló el talud propuesto en la **Tabla N° 6.2**, empleándose un talud de H:V= 2.0:1, sin embargo también se hará un modelamiento con un talud H:V= 1.5:1 para ver cuál de estos taludes se recomendará en el estudio.

- **Materiales**

Los parámetros a utilizarse son los mismos descritos anteriormente, la única diferencia es el talud propuesto, empleándose los parámetros que se presentan a continuación en dos condiciones de análisis:

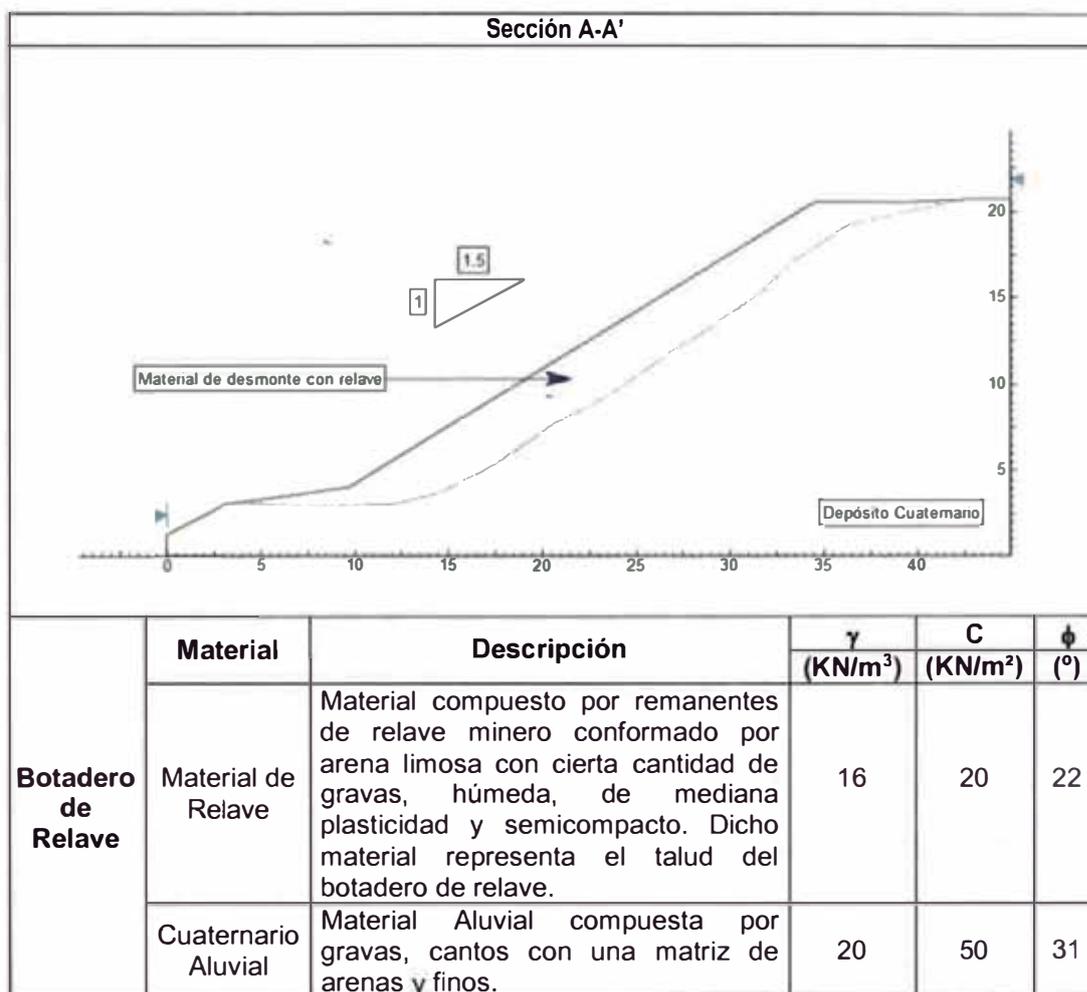
Tabla N° 6.3
Condición N°1-Talud H:V= 2.0:1



	Material de relave y relleno	Material compuesto por remanentes de relave minero conformado por arena limosa con cierta cantidad de gravas, húmeda, de mediana plasticidad y semicompacto. Dicho material representa el talud del botadero de relave.	18,1	16	22
	Cuaternario Aluvial	Material Aluvial compuesta por gravas, cantos con una matriz de arenas y finos.	20,7	50	31

Fuente: Elaboración propia
1kN/m2=0.01kg/cm2

Tabla N° 6.4
Condición N°2-Talud H:V= 1.5:1



Fuente: Elaboración propia
1kN/m2=0.01kg/cm2

Resultados obtenidos

Condición N°1-Talud 2:1

- Factor de Seguridad Estático : 2.74
- Factor de Seguridad Pseudoestático : 1.88

Se concluye que el Botadero de Relave es estable con la pendiente dada de H:V= 2.0:1

Modelamiento

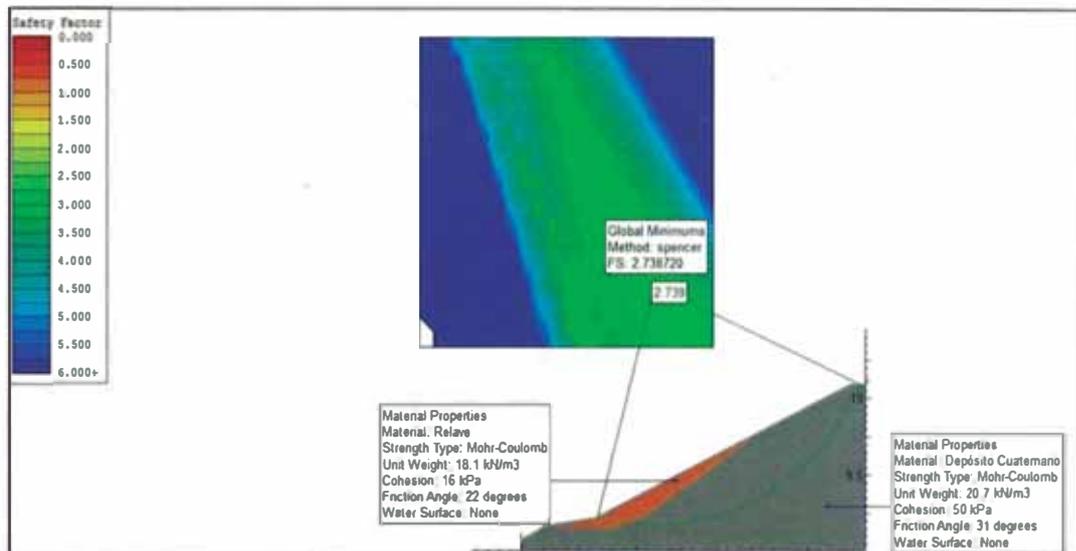


Figura N° 6.3

Modelamiento en condiciones estáticas-Talud H:V = 2:1

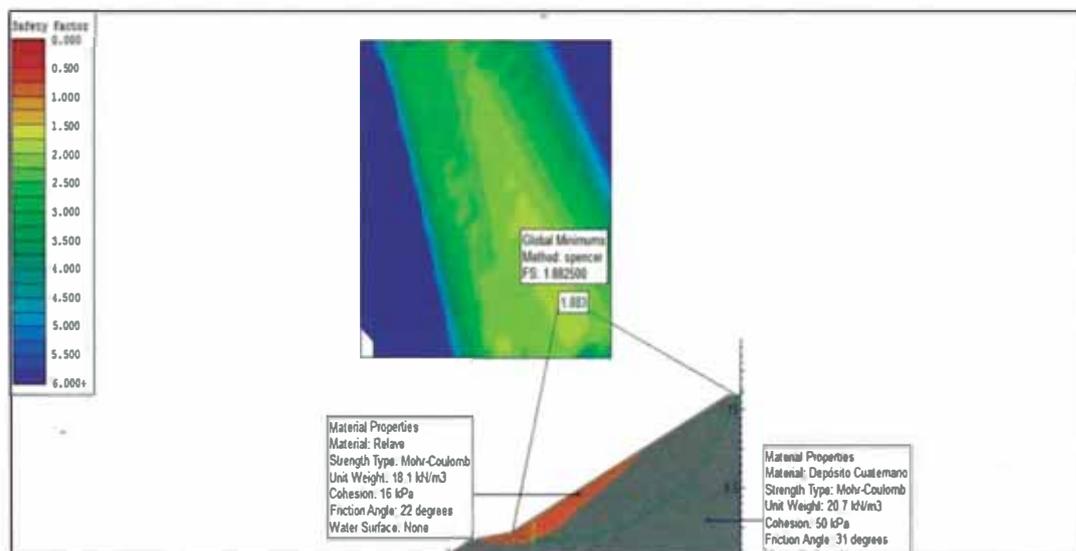


Figura N° 6.4

Modelamiento en condiciones pseudoestáticas-Talud H:V = 2:1

Condición N°2- Talud 1.5:1

- Factor de Seguridad Estático : 1.87
- Factor de Seguridad Pseudoestático : 1.33

Se concluye que el Botadero de Relave es estable con la pendiente dada de H:V= 1.5:1

Modelamiento

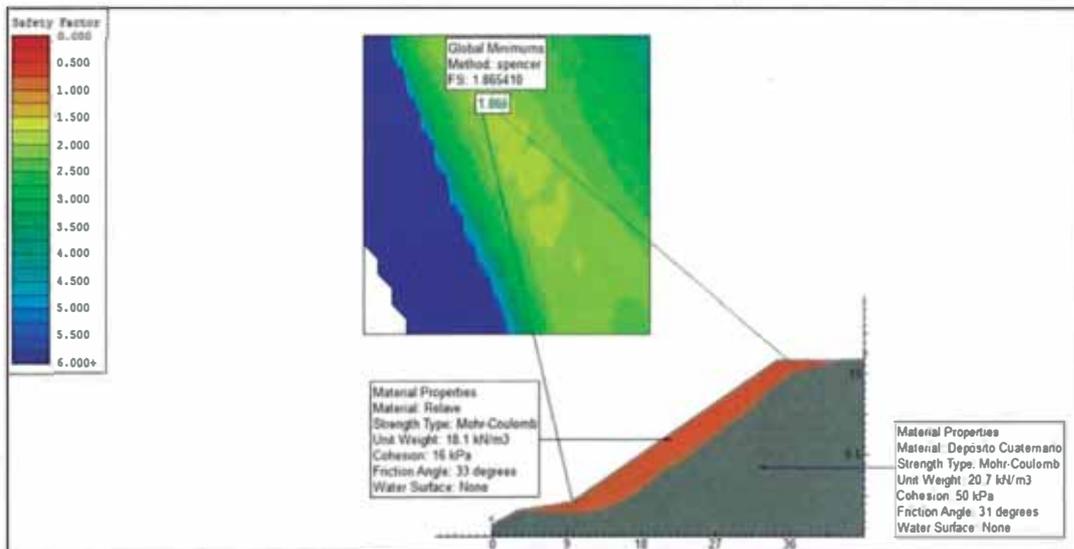


Figura N° 6.5

Modelamiento en condiciones estáticas-Talud H:V = 1.5:1

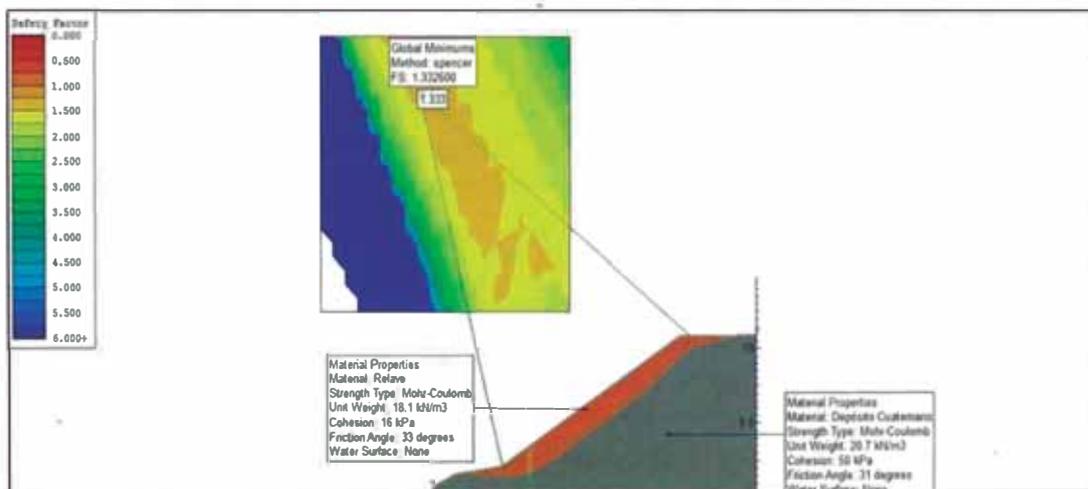


Figura N° 6.6

Modelamiento en condiciones pseudoestáticas-Talud H:V = 1.5:1

6.3.2 Análisis de Estabilidad Muro de Gavión - Alternativa 2

El método de gaviones es muy usado para la contención del pie del talud, se utiliza como muros de contención, lo cual ayuda a no desplazar el desmonte, dándole una altura adecuada para lograr el ángulo de estabilidad, esto permite tener alturas de taludes mayores a las que se puede obtener con el método de banquetas.

Consideraciones de Análisis

- **Nivel freático**

Para el análisis se ha considerado un nivel freático nulo. Esta consideración se realizó en base a la inspección de campo.

- **Geometría**

Para efectos de análisis, se modeló con un gavión propuesto de dimensiones 1.5 x 1 x 3 m.

- **Materiales**

Los parámetros a utilizarse son los mismos descritos anteriormente.

- **Parámetros mecánicos del gavión**

Los parámetros se determinan a continuación:

➤ **Peso específico del gavión**

$$\lambda_g = \lambda_p(1 - \eta) \quad t / m^3$$

Tomando $\lambda_p = 2.50 \text{ t/m}^3$, $n = 0.30\%$ ⁽¹⁾ de porosidad, luego: $\lambda_g = 1.80 \text{ t/m}^3$ ⁽¹⁾
= 18.0 kN/m³.

➤ **Angulo de fricción interna de los gaviones**

$$\phi(^{\circ}) = 25\lambda_g - 10$$

luego: $\phi = 35^{\circ}$.

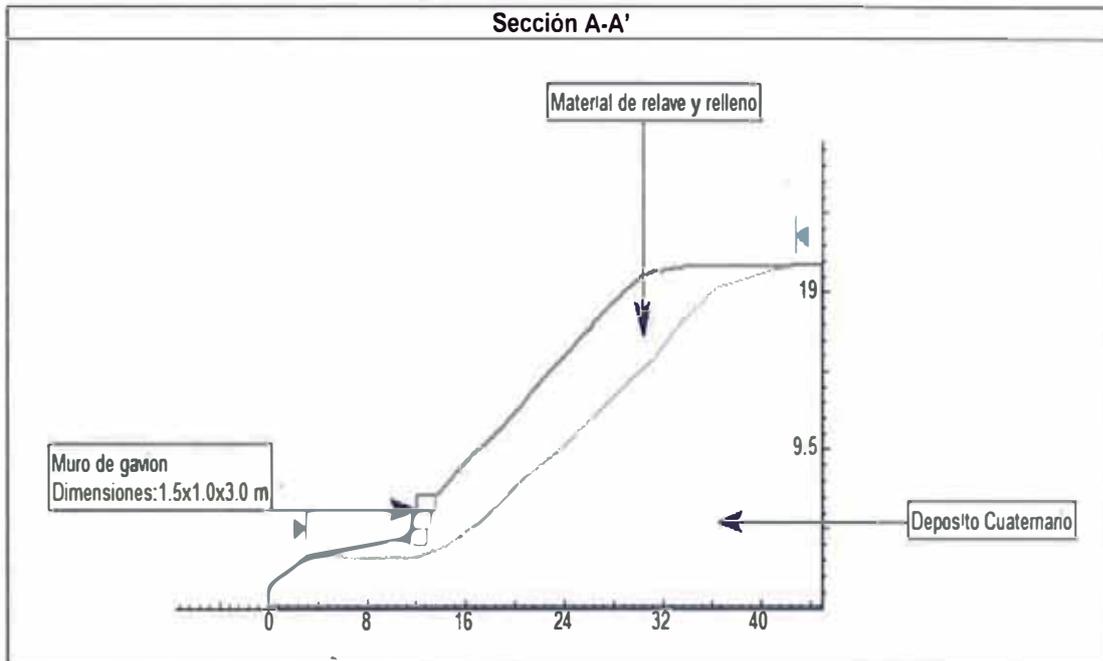
➤ **Cohesión de agarre del gavión (cohesión a la trabazón)**

$$C_g = 0.3Pu - 0.5 \quad t / m^2$$

Por especificación el peso de la red metálica será de 8.6 kg/m³, luego $C_g = 2.08 \text{ t/m}^2 = 20.8 \text{ kN/m}^2$.

(1): Los manuales de diseño de productos extranjeros especifican generalmente estas porosidades y recomiendan estos pesos unitarios sueltos.

Tabla N° 6.5
Condición N°3 - Muro de gavión



	Material	Descripción	γ	C	ϕ
			(KN/m ³)	(KN/m ²)	(°)
Botadero de Relave	Material de relave y relleno	Material compuesto por remanentes de relave minero conformado por arena limosa con cierta cantidad de gravas, húmeda, de mediana plasticidad y semicompacto. Dicho material representa el talud del botadero de relave.	18,1	16	33
	Cuaternario Aluvial	Material Aluvial compuesta por gravas, cantos con una matriz de arenas y finos.	20,7	50	31
	Material	Descripción	γ de las piedras de relleno (KN/m ³)	C aparente debido a la trabazón (KN/m ²)	ϕ fricción interna del gavión (°)
	Muro de gavión	Los gaviones están conformados por mallas galvanizadas y piedra, siendo el tamaño de arista idóneo entre 10 y 20cm, las medidas a utilizar de las cajas serán de 1.50 x 1.00 x 3.00 m.	18,0*	20,8*	35*

Fuente: Elaboración propia

Parámetros obtenidos en función al Análisis de estabilidad interna dadas por Macafferri (Sugerencias para el diseño de estructuras en gaviones), pag.20.

1t/m²=10kN/cm²

Resultados obtenidos

Condición N°3-Muro de Gavión al pie del talud

- Factor de Seguridad Estático 1.51
- Factor de Seguridad Pseudoestático 1.33

Se concluye que el Botadero de Relave es estable con el muro de gavión en la base del botadero.

Modelamiento

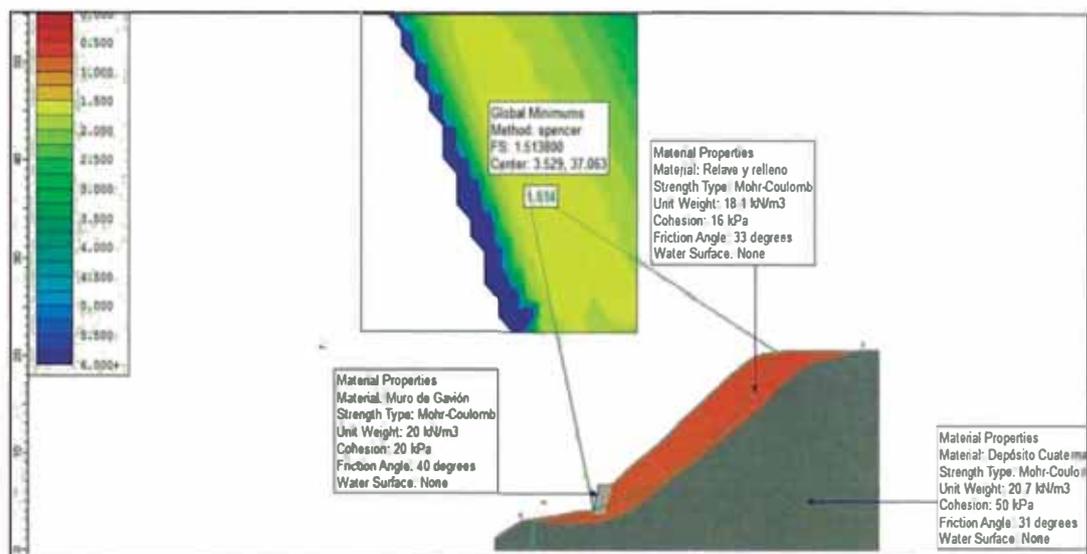


Figura N° 6.7

Modelamiento en condiciones estáticas-Gavión

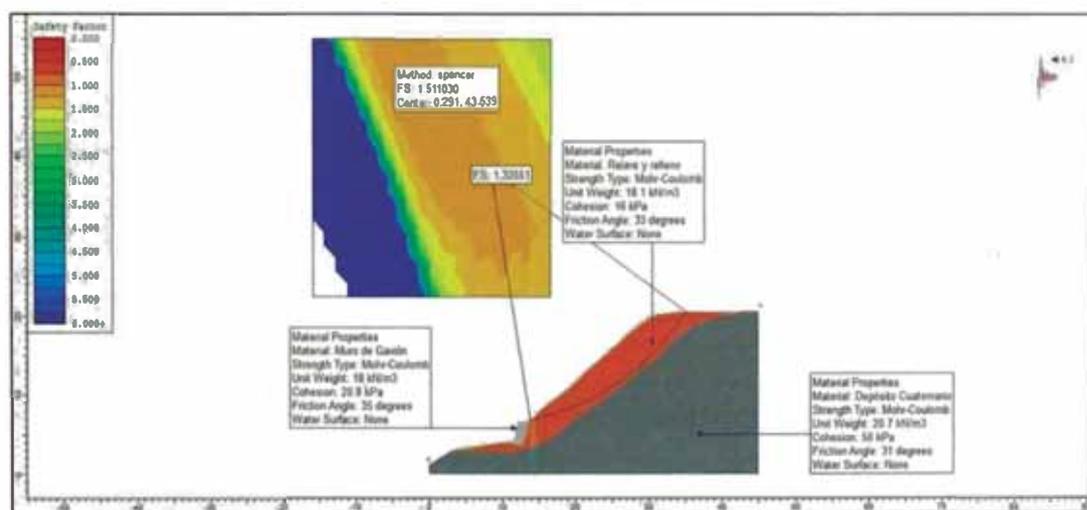


Figura N° 6.8

Modelamiento en condiciones pseudoestáticas-Gavión

CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

- Los resultados de la evaluación del peligro sísmico probabilístico indican que para un 10% de probabilidad de excedencia en un período de exposición de 50 años (período de retorno de 475 años), los valores de las aceleraciones máximas en el terreno (PGA) de la zona de estudio en suelo firme es: 0,40g.
- El Botadero de Relave se encuentra emplazada sobre un área de depósitos cuaternarios de origen aluvial, geomorfológicamente presenta laderas moderadamente empinadas, la cual le da un comportamiento geodinámico de zonas vulnerables a posibles deslizamientos que pueden ser ocasionados por precipitaciones pluviales o por la ocurrencia de sismos.
- El talud del Botadero de Relave presenta un ángulo del talud de 40° - 50° con la horizontal., con una longitud promedio de 140 m de largo y 21 m de ancho la parte de mayor extensión y en promedio 5 m en la parte de menor extensión del talud, ocupando un área de 1925 m².
- Durante las evaluaciones de campo no se ha registrado la presencia de nivel freático.
- Se realizaron ensayos de DPL, densidad natural, cuyos ensayos servirán para determinar los parámetros de resistencia y estabilidad del Botadero de relave.
- De los ensayos de laboratorio realizados tenemos:

Descripción	Calicatas							
	C-01	C-02	C-03	C-04	C-04	C-05	C-05	
Muestra	M-1	M-1	M-1	M-1	M-2	M-1	M-2	
Profundidad (m)	2,90	2,00	3,20	1,60	1,60	0,90	1,60	
% Gravas	68,4	5,9	55,1	55,4	41,4	31,0	57,8	
% Arenas	31,3	79,6	39,7	24,4	57,4	66,4	41,6	
% Finos	0,3	14,5	5,3	20,2	1,2	2,7	0,6	
Contenido de Humedad (%)	4,77	7,55	5,74	7,14	7,26	7,56	4,59	
Límite Líquido (%)	25	35	30	24	24	19	25	
Límite Plástico (%)	21	24	25	19	21	16	22	
Índice de Plasticidad (%)	4	11	5	5	3	3	3	
Clasificación SUCS	GW	SM	GP	GC-GM	SP	SP	GW	
	Perforaciones							
Descripción	C-01	C-02	C-03	C-04	C-04	C-05	C-05	
Muestra	M-1	M-1	M-1	M-1	M-2	M-1	M-2	
Contenido de Humedad (%)	4,77	7,55	5,74	7,14	7,26	7,56	4,59	

- De los resultados de densidad de campo se tiene los siguientes valores:

Área	Sondeo/ Muestra	Profundidad (m)	DN g/cm ³	CH %	DS g/cm ³
Botadero de Relave	DC-1 / M-1	0,30	1,96	4,77	1,87
	DC-2 / M-1	0,30	1,48	7,55	1,38
	DC-3 / M-1	0,30	1,74	5,74	1,65
	DC-4 / M-1	0,30	1,81	7,14	1,69
	DC-5 / M-1	0,30	1,78	7,96	1,65
Depósito cuaternario	DC-6 / M-1	0,30	2,07	5,37	1,96

- Según los ensayos de DPL's se obtuvieron los ángulos de fricción interna cuyos valores se encuentran entre los rangos de 21,3° a 33.4°
- De los resultados de Ensayos de Corte Directo y triaxial realizados al depósito Cuaternario de origen aluvial se tiene:

Sondaje	Prof. (m)	SUCS	c (kg/cm ²)	φ (°)	OCH (%)	MDS (gr/cm ³)	Observación
C-3	0,00-3,00	GC	0,165	35	-	-	Corte Directo
TR-1	1,50	GP-GM	0,0	38	-	-	Corte Directo
C-01 A	0,50-3,00	GP-GC	0,50	31	-	-	Triaxial UU

- De acuerdo al análisis de estabilidad del Botadero de Relave es estable para condiciones estáticas y Pseudoestático: Sección C-C' (con muro de concreto ciclópeo al pie del talud): Condición Estática: 1,76 y Condición Pseudoestática: 1,31.
- De acuerdo al análisis de estabilidad del botadero de relaves no es estable para condiciones estáticas y Pseudoestático: Sección A-A' (sin ninguna contención al pie del talud): Condición Estática: 1,18 y Condición Pseudoestática: 0,87, por lo que se tomaran medidas de estabilización al Botadero de Relave en toda esta zona.
- Los trabajos de estabilidad para el Botadero de Relave comprenden trabajos de tendido del talud recomendado y el uso gaviones al pie del talud como muro de contención.
- Para alcanzar los requisitos mínimos de estabilidad de acuerdo a los dispositivos vigentes se requiere que el talud cumpla 2H: 1V en el talud natural que resultó inestable, pero debido a que el modelamiento resultó estable para un talud de 1.5H: 1V, está será la primera alternativa de solución para la estabilización, sin embargo esta alternativa no sería viable debido al alto costo que demandaría la eliminación de relave hacia otro lugar.

- Así mismo como segunda alternativa de solución se propone la construcción de muros de gaviones en todo el pie del talud que no contenga muros de sostenimiento, por lo que para poder realizar el cierre del Botadero se presentan las dos alternativas de solución en el siguiente cuadro:

Propuesta de Estabilización Física del Botadero de Relave

Componente	Alternativas de solución para el cierre del Botadero de Relave
Botadero de Relave- Alternativa 1	Talud de corte recomendado H:V = 1.5:1
Botadero de Relave- Alternativa 2	Construcción de muros de Gavión al pie del talud, siendo las dimensiones de la caja del gavión de 1.50 x 1.00 x 3.00 m, con piedras entre 10 y 20 cm de diámetro.

7.2 RECOMENDACIONES

- Para los análisis de estabilidad por métodos pseudoestáticos para muros y taludes se recomienda emplear un coeficiente sísmico igual a 1/2 de la aceleración máxima del terreno (PGA). De este modo, el valor del coeficiente sísmico recomendado para el área de estudio corresponden a: 0,20g.
- De los resultados obtenidos en el presente estudio, se recomienda en tomar consideración los siguientes parámetros de resistencia para el modelamiento de la estabilidad del Botadero de Relave: Cohesión (C) de 10 a 16 (KN/m²) y ángulo de fricción interna (ϕ) de 22° a 33°.
- Para el presente estudio se recomienda realizar ensayos triaxiales para la determinación de los parámetros de resistencia del botadero de relave.
- Los valores del ángulo de fricción y la cohesión del muro son asumidos, por lo que se recomienda la realización del ensayo triaxial al muro de concreto para la obtención del ángulo de fricción y la cohesión.
- Para determinar los parámetros mecánicos del gavión (Peso específico del gavión) se recomienda realizar los ensayos estándar de Gravedad Específica-ASTM C-127 y Densidad Máxima ASTM D-4253.

BIBLIOGRAFÍA

1. Alva Hurtado J., "Mecánica de Suelos Aplicada a Cimentaciones", Capítulo de Estudiantes ACI-UNI, Lima, 1992.
2. Boletín N° 36-A – Hoja 24-k Geología de los Cuadrángulos de Matucana del Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico INGEMMET, 1994.
3. Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica", 2^{da} Edición, Editorial Thomson Editores S.A, México, 2001.
4. Bureau of Reclamation, "Desing of Small dams", Third Edition, Washington D.C, 1987.
5. Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósitos de Desechos Sólidos de Mina, agosto de 1997.
6. Juárez Badillo, R, "Mecánica de Suelos", Tomo I, Editorial Limusa S.A. 1999.
7. Maccaferri "Soluciones Ambientales: Sugerencias para el Diseño de Estructuras de Gaviones".
8. N.A.V.F.A.C, Naval Facilities Engineering Command, Desing Manual 7.2, Virginia, 1986.
9. Reglamento Nacional de Cimentaciones, "Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones", Lima-Perú, 2006.
10. Roque Huertas, D., Tesis "Estudio Geotécnico con Fines de Cimentación de Muro de Contención con Suelo Reforzado – Sistema Terramesh", Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 2007.
11. Sánchez Lara, L., Tesis "Análisis y Diseño en la Estabilidad de Taludes", pág. 127, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 1975.
12. Slide 5.0, "Quick Start Tutorial", Manual Slide, Toronto, Canada, 2002.