

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS

**“ENFOQUE ACTUALIZADO PARA LA ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA AL
CORTE DE ENROCADOS SOMETIDOS A ALTAS PRESIONES DE
CONFINAMIENTO”**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

JOSÉ LUIS CCOTOHUANCA HUAMANI

ASESOR

M.Sc. CÉSAR AUGUSTO ATALA ABAD

Lima – Perú

2019

© 2019, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

“El autor autoriza a la UNI a reproducir la Tesis en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos”

Ccotohuanca Huamani, José Luis

jccotohuancah@uni.pe

931818491

DEDICATORIA

A Dios, por haberme ayudado a no rendirme y permitirme continuar con uno de mis objetivos. A él infinitas gracias.

A mis padres Andrés y Jovita, por todo su amor y cariño incondicional brindado, por sus consejos que forjaron en mí las cualidades necesarias para ser una mejor persona.

A mi hermano Kevin, por su apoyo y ejemplo brindado.

A mi novia Edith, por alentarme, escucharme y apoyarme de manera incondicional en cada paso que he realizado para la culminación de mi tesis.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por las gracias recibidas, por bendecirme con el mejor regalo de la vida que es la familia y por permitirnos estar unidos y felices. Por darnos salud y escuchar nuestras plegarias y no permitir que los problemas nos embarguen.

A toda mi amada familia. A mis padres Andrés y Jovita por ser mi impulso y motivación de superación, por enseñarme a perseverar y ser constante, por enseñarme con el ejemplo que las cosas más importantes de la vida son las más simples. A mi compañera de toda la vida Edith por mostrarme siempre su amor, por caminar junto a mi lado inspirándome en cada momento, por alentarme para no desfallecer y por apoyarme de forma incondicional. A mi hermano Kevin por los consejos, el apoyo y el ejemplo brindado.

A mi asesor el M.Sc. César A. Atala Abad, por la eficiente y dedicada orientación, por sus revisiones y asesoramiento continuo que hicieron posible la realización de la presente tesis.

A la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería por la formación profesional que me brindó y porque me permitió crecer, aprender y valorar el conocimiento, la amistad y el amor en sus aulas.

A mis amigos en general, por su amistad y constante apoyo, por estar conmigo en los momentos importantes para mí, por ofrecerme su compañía y ayuda desinteresadamente.

A todas las personas que contribuyeron de alguna manera en el desarrollo de la presente tesis, a todos les estaré eternamente agradecido y los llevaré siempre en mi corazón.

ÍNDICE

RESUMEN	5
ABSTRACT	7
PRÓLOGO	9
LISTA DE TABLAS	10
LISTA DE FIGURAS	12
LISTA DE SÍMBOLOS	19
LISTA DE SIGLAS	22
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	23
1.1. GENERALIDADES	23
1.2. PROBLEMÁTICA	24
1.3. OBJETIVOS	26
1.3.1. Objetivo General	26
1.3.2. Objetivos Específicos	26
1.4. HIPÓTESIS	26
CAPÍTULO II. FUNDAMENTO TEÓRICO	27
2.1. RESISTENCIA AL CORTE DE MATERIALES GRANULARES GRUESOS (MGG)	27
2.2. ENROCADOS	28
2.2.1. Enrocado de Cantera	28
2.2.2. Enrocado de Depósitos de Desmonte de Mina	29
2.2.3. Enrocados de Pilas de Lixiviación	29
2.3. COMPONENTES DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE ENROCADOS	30
2.4. FACTORES QUE AFECTAN LA RESISTENCIA AL CORTE DE ENROCADOS	32
2.4.1. Nivel de Esfuerzos	32
2.4.1.1. Rotura de Partículas	32
2.4.2. Distribución Granulométrica	35
2.4.3. Densidad o Relación de Vacíos	35
2.4.4. Resistencia de las Partículas	36
2.4.5. Tamaño Máximo de Partículas	37
2.4.6. Forma de las Partículas	38
2.4.7. Rugosidad de las Partículas	39
2.4.8. Origen Litológico de las Partículas	39
2.4.9. Otros Factores que Afectan la Resistencia al Corte de Enrocados	43
2.4.10. Resumen de los Factores que Afectan la Resistencia al Corte de Enrocados	44
2.5. CRITERIOS DE RESISTENCIA AL CORTE DE ENROCADOS	46
2.6. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	47
2.6.1. Factor de Seguridad (FS)	47
2.6.2. Método del Equilibrio Límite (LEM)	47
2.6.3. Método de Elementos Finitos (FEM)	48

2.6.4.	Comparación del Método de Equilibrio Límite (LEM) vs Método de Elementos Finitos (FEM)	50
2.6.5.	Análisis Pseudoestático	53
CAPÍTULO III. CARACTERIZACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE ENROCADOS: ENFOQUES EXPERIMENTALES		56
3.1.	MÉTODO DE CORTE	57
3.2.	MÉTODO DE CORTE Y REEMPLAZO	58
3.3.	MÉTODO DE LA MATRIZ	58
3.4.	MÉTODO DE LAS CURVAS HOMOTÉTICAS O GRADACIÓN PARALELA.....	61
3.4.1.	Requisito N°1: Limitar el Contenido de Finos a un Máximo de 10%	64
3.4.2.	Requisito N°2: Mantener los Coeficientes de Uniformidad (Cu) y de Curvatura (Cc) en las Muestras Paralelas.....	65
3.4.3.	Requisito N°3: Mantener la Dureza y Mineralogía de las Partículas.....	67
3.4.4.	Requisito N°4: Conservar la Forma y Rugosidad de las Partículas.....	70
CAPÍTULO IV. CARACTERIZACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE ENROCADOS: ENFOQUES EMPÍRICOS.....		74
4.1.	MÉTODO DE LEPS.....	75
4.2.	MÉTODO DE LEPS BASADO EN EL ORIGEN LITOLÓGICO ...	78
4.3.	MÉTODO DE BARTON & KJÆRNSLI.....	86
4.4.	MÉTODO DE DOUGLAS.....	92
CAPÍTULO V. CARACTERIZACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE ENROCADOS: APLICACIONES EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA.....		96
5.1.	PRESAS DE ENROCADO.....	96
5.1.1.	Aspectos Generales.....	96
5.1.2.	Presas CFRD de Gran Altura.....	98
5.1.3.	Caracterización Geotécnica	99
5.1.3.1.	<i>Granulometría</i>	99
5.1.3.2.	<i>Densidad y Relación de Vacíos</i>	100
5.1.3.3.	<i>Resistencia al Corte</i>	101
5.1.3.4.	<i>Otras Propiedades Geotécnicas</i>	101
5.1.4.	Evaluación de Estabilidad Física.....	102
5.2.	BOTADEROS DE DESMONTE DE MINA	103
5.2.1.	Aspectos Generales.....	103
5.2.2.	Caracterización Geotécnica	104
5.2.2.1.	<i>Granulometría (Macrogranulometría)</i>	105
5.2.2.2.	<i>Densidad y Relación de Vacíos</i>	107
5.2.2.3.	<i>Resistencia al Corte</i>	107
5.2.2.4.	<i>Otras Propiedades Geotécnicas</i>	111
5.2.3.	Evaluación de Estabilidad Física.....	111

5.2.3.1. Criterios de Análisis.....	112
CAPÍTULO VI. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LA PRESA CFRD –	
CASO DE ESTUDIO.....	115
6.1. ASPECTOS GENERALES	116
6.1.1. Ubicación	116
6.1.2. Configuración Geológica de la Zona del Caso de Estudio	116
6.1.3. Características de la Presa CFRD-Caso de Estudio	118
6.1.3.1. Curb de Concreto.....	119
6.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES DE LA PRESA CFRD CASO DE ESTUDIO: FUNDACIÓN.....	120
6.2.1. Peso Unitario	120
6.2.2. Resistencia al Corte	120
6.2.3. Parámetros Hidráulicos.....	121
6.3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES DE LA PRESA CFRD CASO DE ESTUDIO: CUERPO DE LA PRESA	122
6.3.1. Enrocado Principal (Material 3)	124
6.3.1.1. Peso Unitario.....	124
6.3.1.2. Programa de Ensayos Triaxiales.....	125
6.3.1.3. Verificación del Método de Granulometrías Paralelas	125
6.3.1.4. Análisis del Efecto de la Repetibilidad de Ensayos al Material del Caso de Estudio.....	128
6.3.1.5. Resistencia al Corte: Enfoque Experimental.....	130
6.3.1.6. Resistencia al Corte: Enfoque Empírico	133
6.3.1.7. Comparación Enfoque Empírico vs Enfoque Experimental	140
6.3.1.8. Análisis de la Rotura de Partículas.....	142
6.3.1.9. Parámetros Hidráulicos	145
6.3.2. Material de Transición (Material 2)	146
6.3.2.1. Peso Unitario.....	146
6.3.2.2. Resistencia al Corte	146
6.3.2.3. Parámetros Hidráulicos	147
6.3.3. Material de Filtro (Material 1).....	148
6.3.3.1. Peso Unitario.....	148
6.3.3.2. Resistencia al Corte	148
6.3.3.3. Parámetros Hidráulicos	150
6.3.4. Relaves.....	150
6.3.4.1. Peso Unitario.....	150
6.3.4.2. Resistencia al Corte	151
6.3.4.3. Parámetros Hidráulicos	151
CAPÍTULO VII. VALIDACIÓN DEL ENFOQUE ACTUALIZADO DE ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE ENROCADOS.....	152

7.1.	ENFOQUE ACTUALIZADO PARA LA ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE ENROCADOS	153
7.2.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA POR EQUILIBRIO LÍMITE	157
7.2.1.	Aspectos Generales.....	157
7.2.1.1.	<i>Caracterización Geotécnica</i>	157
7.2.1.2.	<i>Metodología y Criterios de Análisis</i>	157
7.2.1.3.	<i>Sección de Análisis</i>	158
7.2.2.	Análisis de Infiltración	159
7.2.3.	Análisis de Estabilidad Pseudo-Estático.....	159
7.3.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA POR ELEMENTOS FINITOS (MÉTODO DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA-SRM)	160
7.4.	RESULTADOS	162
	CONCLUSIONES	165
	RECOMENDACIONES	168
	BILIOGRAFÍA	170
	ANEXOS	

RESUMEN

La construcción de grandes estructuras de enrocado, como: presas, depósitos de desmonte, *stockpiles*, entre otros, ha ganado popularidad en proyectos mineros alrededor del mundo durante los últimos años. Sin embargo, dado que todavía su diseño es en gran medida empírico y basado en el desempeño histórico de otras estructuras, el estudio de las propiedades geomecánicas de un enrocado tiene una importancia significativa para mejorar el entendimiento del comportamiento de este tipo de estructuras.

La presente tesis desarrolla un estudio completo acerca de la caracterización de la resistencia al corte de enrocados. El estudio ha incluido una revisión del estado de arte tanto de los enfoques empíricos y experimentales existentes. Adicionalmente, ha considerado la aplicación de ambos enfoques en un caso de estudio real consistente en el diseño de una presa de enrocado con pantalla de concreto (CFRD, por sus siglas en inglés) de 150 m de altura.

En referencia a los enfoques empíricos, se han analizado las metodologías de Leps (1970), actualizado en Cuning & Hawley (2017), Barton & Kjærnsli (1981) y Douglas (2002). Asimismo, teniendo en cuenta que el primer enfoque corresponde a la referencia más popular para el diseño de estructuras geotécnicas de enrocados (a pesar que solo ofrece una guía limitada para considerar algunos de los factores más influyentes en la resistencia al corte de estos materiales), se ha considerado útil proponer una actualización de dicha metodología incluyendo una nueva variable denominada “origen litológico de las partículas de enrocado”, en ese sentido, se ha recopilado 189 resultados históricos publicados de ensayos triaxiales a gran escala. De la misma manera, entendiéndose las diferencias del proceso constructivo entre la conformación de una presa (que requiere de procesos de compactación) y un depósito de desmonte (que generalmente es dispuesto en un estado suelto), se han propuesto ábacos independientes de caracterización de la resistencia al corte de enrocados según el tipo de estructura.

Por otro lado, respecto al enfoque experimental, en el estudio se ha llevado a cabo una revisión de las limitaciones y criterios de aplicabilidad de los principales métodos de ensayo para obtener la resistencia al corte de enrocados usando la fracción fina, tales como: método de corte (Al-Hussaini, 1983), método de corte y

reemplazo (Donaghe & Torrey, 1979), método de la matriz (Sidiqqi, 1984) y método de curvas homotéticas (Lowe, 1964). Asimismo, teniendo en cuenta que este último método (curvas homotéticas) se ha verificado exitosamente para cierto tipo de materiales como gravas fluviales (Gesche, 2002 y De la Hoz, 2007) y balastos (Jernigan, 1998 y Cambio y Ge, 2007) (aunque en la práctica su aplicación se haya extendido a cualquier tipo de muestra sin ninguna verificación), la investigación presenta un análisis detallado de la aplicabilidad y verificación de la metodología de granulometrías paralelas para un material de enrocado de caliza utilizado en una presa de enrocado de 150 metros de altura, donde se han llevado a cabo ensayos triaxiales a gran escala bajo presiones de confinamiento que oscilaron entre 50 kPa a 2000 kPa.

Finalmente, se han comparado los resultados obtenidos de la aplicación de los enfoques empíricos y experimentales a través de un análisis completo de estabilidad de taludes de una presa CFRD; el análisis ha incluido técnicas del Método de Elementos Finitos (FEM), como el Método de Reducción de la Fuerza (SRM) y el Método de Equilibrio del Límite (LEM) en condiciones tanto estáticas como pseudoestáticas.

Los resultados obtenidos han permitido desarrollar un enfoque actualizado para la estimación de la resistencia al corte de enrocados, el cual ha sido resumido ilustrativamente en un flujograma, que puede resultar útil para el desarrollo de la caracterización geotécnica de grandes estructuras geotécnicas conformadas por enrocados.

ABSTRACT

The construction of large rockfill structures, such as: dams, waste dumps, stockpiles, among others, has gained popularity in mining projects worldwide during the last years. However, since its design is still largely based on empirical and historic performance of other structures worldwide, the study of the geomechanical properties of rockfill has a significant importance to improve the understanding of the behavior of such type of structures.

The present thesis develops a comprehensive study in relation to characterization of rockfill shear strength. The study has included a review of the state-of-the-art both empirical and experimental approaches. Additionally, it has considered the application of both approaches in a real case of study consisting of the design of a 150-meter-high CFRD dam.

In regard to the empirical approaches, it has been analyzed the methodologies developed by Leps (1970), updated in Cuning & Hawley (2017), Barton & Kjærnsli (1981) and Douglas (2002). In addition, taking into account that the first approach is the most popular reference for the design of rockfill geotechnical structures (although it offers a limited guidance on how to account for factors that influence the shear strength of such materials), it has been considered useful to propose an update of this methodology including a new parameter called "type of rock of rockfill particle", in this sense, 189 published historical laboratory results of large-scale triaxial tests have been compiled. Likewise, understanding the building process among a dam (which requires compaction effort) and a waste dump (which is generally disposed in a loose or uncompacted state), different charts have been proposed in order to characterize the shear strength of rockfill used in both structures.

On the other hand, regarding the experimental approach, on the study has carried out a review of the limitations and applicability criteria of the main methods of testing to obtain the shear strength using the fine fraction of a coarse material, such as: scalping method (Al-Hussaini, 1983), scalping-replacement method (Donaghe & Torrey, 1979), matrix method (Sidiqqi, 1984) and parallel gradation method (Lowe, 1964). Additionally, understanding that the latter method has been successfully verified for certain types of materials such as fluvial granular materials

(Gesche, 2002 and De la Hoz, 2007) and ballasts (Jernigan, 1998 and Cambio and Ge, 2007) (although in the state-of-the-practice its application is has extended to any type of sample without any verification), the research presents a detailed analysis of the use and verification of the parallel gradation method for a limestone quarry rockfill material used in a high CFRD dam, where large-scale triaxial tests have been carried out under confining pressures ranging from 50 kPa to 2000 kPa.

Finally, the results from both empirical and experimental approaches have been compared through a complete slope stability assessment of a high CFRD dam including FEM-Finite Element Method techniques such as SRM-Strength Reduction Method and LEM-Limit Equilibrium Method under both static and pseudo-static conditions.

The results of the present thesis have allowed to develop an updated approach for rockfill shear strength estimate, which has been summarized in an illustrative flow chart, which can be useful for the development of the geotechnical characterization of large geotechnical structures constructed by rockfill.

PRÓLOGO

En los últimos años la producción minera a nivel mundial se ha incrementado notablemente, en consecuencia, se ha popularizado la construcción de estructuras de ingeniería geotécnica, como depósitos de desmonte o presas de enrocado para almacenamiento de relaves de mayor capacidad.

Una dificultad latente acerca del diseño de estas estructuras, es la cuantificación de su resistencia al corte. A pesar de la existencia de equipos de laboratorio de grandes dimensiones que pueden ayudar con esta tarea, muy pocas veces resulta factible para todos los proyectos, debido a que involucra elevados costos y tiempo. En ese contexto, a lo largo de los capítulos de la presente tesis, se desarrolla un estudio completo acerca de la caracterización de la resistencia al corte de enrocados, donde se describen y analizan los enfoques alternativos (experimentales y empíricos) de caracterización geotécnica de estos materiales.

Respecto a los enfoques experimentales, la tesis presta especial énfasis al análisis y aplicación de la metodología de granulometrías paralelas. Por otro lado, como parte del análisis de los enfoques empíricos, el autor propone un método de caracterización de la resistencia al corte de enrocados basado en el origen litológico de las partículas. Asimismo, el estudio contempla aspectos generales sobre la caracterización geotécnica de los enrocados en dos aplicaciones geotécnicas: presas de enrocado y botaderos de desmonte de mina.

Finalmente, la tesis presenta la aplicación de ambos enfoques en un caso de estudio real consistente en el diseño de una presa CFRD de gran altura y concluye con un interesante aporte, consistente en un flujograma donde se sugieren un conjunto de procedimientos a fin de desarrollar la caracterización de la resistencia al corte de enrocados.

Sugiero a los diseñadores de estructuras geotécnicas de enrocado revisar y tomar en cuenta este estudio, estoy convencido que constituirá una referencia para el desarrollo de la caracterización geotécnica de enrocados en la ingeniería práctica.

M.Sc. César Augusto Atala Abad
ASESOR

LISTA DE TABLAS

Tabla N°2-1:	Resumen de la base de datos de ensayos triaxiales a gran escala en enrocados de diferentes litologías	41
Tabla N°2-2:	Grado de efecto de los factores que afectan la resistencia al corte de enrocados.....	44
Tabla N°2-3:	Comparación de resultados de los métodos LEM y SRM en términos de FS.....	51
Tabla N°2-4:	Coeficientes sísmicos horizontales para análisis pseudoestáticos	54
Tabla N°3-1:	Resumen de las metodologías de escalamiento de partículas	71
Tabla N°3-2:	Metodología de curvas homotéticas - Resumen de requisitos y efectos en la resistencia al corte de los enrocados por la no consideración de las mimas	72
Tabla N°4-1:	Aparatos de ensayos triaxiales de gran dimensión.....	74
Tabla N°4-2:	Funciones de resistencia al corte del enrocado	77
Tabla N°4-3:	Límites de resistencia al corte de enrocados para diferentes litologías en términos de los parámetros ϕ_1 , $\Delta\phi$, ϕ_m , a y b ...	84
Tabla N°4-4:	Características de la base de datos de MGG	92
Tabla N°5-1:	Características de los materiales en una presa CFRD	97
Tabla N°5-2:	Casos históricos de rotura de la pantalla de concreto en presas CFRD.....	98
Tabla N°5-3:	Criterios de análisis de estabilidad de taludes	102
Tabla N°5-4:	Fuentes de información de ensayos triaxiales a gran escala en muestras de enrocados que conforman depósitos de desmonte	109
Tabla N°5-5:	Límites de resistencia al corte de enrocados de desmonte de mina para esfuerzos normales mayores a 1 MPa, en términos de los parámetros ϕ_1 , $\Delta\phi$, ϕ_m , a y b	111
Tabla N°5-6:	Criterios de análisis según Cuning & Hawley (2017)	113
Tabla N°6-1:	Resumen de los diámetros representativos, Cu, Cc y radios de similitud de los materiales de enrocado del caso de estudio.....	122
Tabla N°6-2:	Pesos unitarios para el material de enrocado principal.....	124
Tabla N°6-3:	Características de los ensayos triaxiales CD a gran escala..	125

Tabla N°6-4:	Resumen de los resultados de los ensayos triaxiales CD en material Tipo 3.....	132
Tabla N°6-5:	Análisis de rotura de partículas.....	142
Tabla N°7-1:	Propiedades y parámetros geotécnicos de los materiales para análisis de estabilidad de taludes por el método de equilibrio límite (LEM) y mediante el método de reducción de resistencia (SRM)	157
Tabla N°7-2:	Resultados de factores de seguridad estáticos y pseudo-estáticos obtenidos por el método de equilibrio límite (LEM) y mediante el método de reducción de resistencia (SRM)	163

LISTA DE FIGURAS

Figura N°2-1:	(a) Vista aérea de una cantera de enrocado para construcción de una presa (b) forma angulosa de las partículas del enrocado de cantera.....	28
Figura N°2-2:	Segregación de las partículas de mayor diámetro al pie de un depósito de desmonte de mina de 50 m de altura	29
Figura N°2-3:	Vista panorámica de una pila de lixiviación ubicado en el Perú	30
Figura N°2-4:	Componentes del ángulo de fricción (a) en función de densidades relativas, (b) en función de los esfuerzos normales	31
Figura N°2-5:	(a) Granulometrías antes y después de la aplicación de esfuerzos, (b) Determinación del parámetro Bg de rotura de partículas.....	33
Figura N°2-6:	(a) Variación de la curva de distribución granulométrica de un material con el nivel de esfuerzos, (b) Definición del nuevo parámetro de rotura de partículas “ v ”	34
Figura N°2-7:	(a) Modelo conceptual de rotura de partículas (b) Evaluación del parámetro v entre su valor inicial y último.....	34
Figura N°2-8:	(a) Granulometría pre y post ensayos en muestras de óxido de aluminio, cuarzo y caliza; (b) Ángulo de fricción secante en función del nivel de confinamiento.....	36
Figura N°2-9:	Variación del ángulo de fricción máximo con el nivel de confinamiento en muestras con partículas de diferente resistencia.....	37
Figura N°2-10:	(a) Terminologías que describen la forma de una partícula bajo diferentes escalas, (b) Nomenclaturas de forma para diferentes niveles de esfericidad y redondez	38
Figura N°2-11:	Envoltentes no-lineales de resistencia al corte de enrocados obtenidos de los ensayos triaxiales a gran escala de Marsal (1973).....	40
Figura N°2-12:	Resistencias al corte de enrocados según el origen litológico de sus partículas	42
Figura N°2-13:	Resistencias al corte de enrocados según tipo de roca (ígneas, metamórficas y sedimentarias)	42

Figura N°2-14:	Flujograma del método de SSR o SRM	49
Figura N°2-15:	Interpretación geométrica de la reducción de la envolvente de resistencia al corte de un material	50
Figura N°2-16:	FS por LEM (izquierda) y SRM (derecha).....	50
Figura N°2-17:	Modelo geotécnico para análisis paramétrico de los métodos LEM y SRM	51
Figura N°2-18:	Comparación de mecanismos de falla	52
Figura N°2-19:	Propiedades del modelo geotécnico para análisis comparativo.....	53
Figura N°2-20:	Componentes del coeficiente sísmico	53
Figura N°3-1:	Muestras con 0%, 40%, 65% (original), 80% y 100% de sobretamaño	57
Figura N°3-2:	Curvas granulométricas de muestras con 0%, 40%, 65% (original), 80% y 100% de sobretamaño.....	57
Figura N°3-3:	(a) Distribución granulométrica real y con aplicación del método de corte y reemplazo, (b) Ángulo de fricción en función del contenido de grava.....	58
Figura N°3-4:	Esquema de un suelo con partículas de sobre-tamaño flotando y no flotando	59
Figura N°3-5:	Bandas de corte en muestras con partículas flotando y sin flotar	59
Figura N°3-6:	Generación de vacíos debido a la inclusión de partículas de sobre-tamaño en la matriz fina	59
Figura N°3-7:	Comparación (a) de trayectoria de esfuerzos para una muestra real y su matriz, (b) de cambio volumétrico, presión de confinamiento 150 kPa	60
Figura N°3-8:	Curva granulométrica modelo y prototipo	61
Figura N°3-9:	Esfuerzos de contacto máximo y deformaciones en una muestra prototipo y muestra modelo	62
Figura N°3-10:	(a) Granulometrías paralelas, (b) Fotografía de las muestras escaladas y Densidades límites.....	63
Figura N°3-11:	(a) Comportamiento esfuerzo-deformación, (b) Variación volumétrica.....	63

Figura N°3-12:	(a) Módulo de deformación vs presión de confinamiento, (b) Variación del ángulo de fricción máximo con el nivel de confinamiento – Grava fluvial	63
Figura N°3-13:	Granulometrías homotéticas limitadas a 10% de contenido de finos.....	65
Figura N°3-14:	(a) Módulo de deformación vs presión de confinamiento, (b) Variación del ángulo de fricción máximo con el nivel de confinamiento – Grava Fluvial	66
Figura N°3-15:	Granulometrías homotéticas de muestras con partículas de diferente resistencia	67
Figura N°3-16:	(a) Módulo de elasticidad vs presión de confinamiento, (b) Variación del ángulo de fricción máximo con el nivel de confinamiento - Andesita	68
Figura N°3-17:	Granulometrías homotéticas sin paralelismo perfecto	69
Figura N°3-18:	(a) Módulo de elasticidad vs presión de confinamiento, (b) Variación del ángulo de fricción máximo con el nivel de confinamiento – Enrocado Lixiviado	70
Figura N°3-19:	Variación del ángulo de fricción máximo con el nivel de confinamiento.....	71
Figura N°4-1:	Abaco de resistencia del enrocado de Leps modificado	76
Figura N°4-2:	Ábaco de resistencia del enrocado de Leps modificado con ensayos de compresión triaxial drenada en suelos gravosos y enrocados con $d_{máx} \geq 100\text{mm}$	76
Figura N°4-3:	Límites de resistencia al corte del enrocado.....	77
Figura N°4-4:	Resistencia al corte del enrocado usando funciones de envolventes no-lineales	78
Figura N°4-5:	Límites de resistencia al corte para enrocados con rocas ígneas de textura (a y b) Fanerítica, (c y d) Afanítica (basalto), (e y f) Afanítica (andesita), (g y h) Piroclástica, (i y j) Porfirítica	80
Figura N°4-6:	Límites de resistencia al corte para enrocados con rocas metamórficas de (a y b) Bajo a Medio grado de metamorfismo, (c y d) Alto grado de metamorfismo.....	81
Figura N°4-7:	Límites de resistencia al corte para enrocados con rocas sedimentarias clásticas compuestas (a y b) por arenas, (c y	

	d) por gravas, (e y f) por finos, (g y h) rocas sedimentarias biogénicas	83
Figura N°4-8:	Parámetros relevantes para el cálculo de la resistencia al corte de juntas de roca y enrocados	87
Figura N°4-9:	Tipos de origen y forma de enrocados según Barton & Kjærnsli	88
Figura N°4-10:	Método de estimación de la rugosidad equivalente (R)	88
Figura N°4-11:	(a) Correlación C_u vs e_{\min} , (b) Correlación e_{\max} vs e_{\min}	89
Figura N°4-12:	Método de estimación de la resistencia equivalente (S) de enrocados	90
Figura N°4-13:	Validación del método de Barton & Kjærnsli	90
Figura N°4-14:	Comparación de resultados de roca grauvaca en laboratorio vs la aplicación de la metodología de Barton & Kjærnsli	91
Figura N°4-15:	Comparación de las metodologías de resistencia de estimación de la resistencia al corte de Leps y Barton & Kjærnsli	92
Figura N°4-16:	Resistencia al corte del enrocado usando funciones de envolventes no-lineales	93
Figura N°4-17:	Límites de resistencia de Leps (1970) e Indraratna et al. (1993) sobre la base de datos de Douglas	94
Figura N°5-1:	(a) Esquema de la sección transversal típica de una presa CFRD, (b) Esquema de la sección transversal típica de una presa ECRD	97
Figura N°5-2:	Husos granulométricos para la construcción de una presa CFRD de almacenamiento de relaves	100
Figura N°5-3:	Resultados de panel de prueba para dos tipos de equipos de compactación (Tractor Bulldozer Tipo D10 + Rodillo Liso de 17 t y Tractor Bulldozer Tipo D8 + Rodillo Liso de 10 t), espesor de capa 1,5 m y variación del número de pasadas y contenido de agua por m^3	101
Figura N°5-4:	Sección transversal y terminologías típicas de los depósitos de desmonte	103
Figura N°5-5:	Vista de la zona este del depósito de desmonte de Antamina	104
Figura N°5-6:	Proyección de un depósito de desmonte en Chile	104

Figura N°5-7:	Depósito de desmonte de la mina Chuquicamata en Chile... 105
Figura N°5-8:	Clasificación por tamaño de las partículas que conforman un depósito de desmonte 106
Figura N°5-9:	Determinación de macrogranulometrías mediante el sistema WipWrag 106
Figura N°5-10:	Ejecución de ensayo de densidad <i>in situ</i> con el método del reemplazo con agua (ASTM D5030) 107
Figura N°5-11:	Relación entre el esfuerzo efectivo promedio versus la relación de vacíos en botaderos de desmonte..... 108
Figura N°5-12:	Ejecución de ensayo triaxial a gran escala (izquierda), Ejecución de ensayo oedométrico a gran escala (derecha),. 108
Figura N°5-13:	Límites de resistencia al corte para enrocados que conforman depósitos de desmonte (a) ϕ_m vs σ_n , (b) σ_n vs τ .. 110
Figura N°5-14:	Análisis de estabilidad de taludes de un depósito de desmonte de gran altura..... 112
Figura N°6-1:	Vista general del estado actual de la presa CFRD-caso de estudio..... 115
Figura N°6-2:	Ubicación de la presa de relaves CFRD-caso de estudio 116
Figura N°6-3:	(a) Vista en planta y sección geológica A-A' de la presa CFRD-caso de estudio; (b) Resumen de unidades geológicas identificadas 117
Figura N°6-4:	Sección típica presa CFRD-caso de estudio Etapa 3 118
Figura N°6-5:	Detalle geométrico de la cresta de la presa de relaves CFRD caso de estudio 119
Figura N°6-6:	Detalle de concreto curb extruido 119
Figura N°6-7:	Envolvente de resistencia al corte en función al esfuerzo normal efectivo en basamento rocoso competente y no competente 121
Figura N°6-8:	Distribución granulométrica de los prototipos y modelos de los enrocados de la presa CFRD caso de estudio 124
Figura N°6-9:	(a) ε_a vs q , (b) ε_a vs ε_v , (c) Diagrama p' q , (d) E_{50} vs σ'_3 (e) Envoltentes de resistencia al corte y ε_a vs τ - Material 3..... 126
Figura N°6-10:	(a) ε_a vs q , (b) ε_a vs ε_v , (c) Diagrama p' q , (d) E_{50} para $\sigma'_3 = 490$ kPa 128

Figura N°6-11:	(a) ε_a vs q , (b) ε_a vs ε_v , (c) Diagrama p' q , (d) E_{50} vs σ'_3 (e) Envoltentes de resistencia al corte y ε_a vs τ - Material 3.....	131
Figura N°6-12:	Selección del límite de resistencia al corte según Leps para el material Tipo 3 (a) σ'_n vs $\phi_{m\acute{a}x}$, (b) σ'_n vs τ	133
Figura N°6-13:	Selección del límite de resistencia al corte según Leps basado en el origen litológico para el material Tipo 3 (a) σ'_n vs $\phi_{m\acute{a}x}$, (b) σ'_n vs τ	134
Figura N°6-14:	Extracción de material Tipo 3 de una cantera de enrocado ..	135
Figura N°6-15:	Forma angular de las partículas del enrocado extraído de la cantera	135
Figura N°6-16:	Estimación de la rugosidad equivalente (R) del material Tipo 3	135
Figura N°6-17:	Estimación de la Resistencia Equivalente (S) para el enrocado caso de estudio.....	136
Figura N°6-18:	Límite de resistencia al corte según Barton & Kjærnsli para el material Tipo 3 (a) σ'_n vs $\phi_{m\acute{a}x}$, (b) σ'_n vs τ	137
Figura N°6-19:	Distribución granulométrica, <i>FINES</i> y diámetros representativos - material Tipo 3	138
Figura N°6-20:	Límite de resistencia al corte según el primer enfoque de Douglas para el material Tipo 3 (a) σ'_n vs $\phi_{m\acute{a}x}$, (b) σ'_n vs τ .	138
Figura N°6-21:	Límite de resistencia al corte según el segundo enfoque de Douglas para el material Tipo 3 (a) σ'_n vs $\phi_{m\acute{a}x}$, (b) σ'_n vs τ .	139
Figura N°6-22:	Comparación de los enfoques empíricos y experimental de determinación de la resistencia al corte del material Tipo 3 (σ'_n VS $\phi_{m\acute{a}x}$).....	141
Figura N°6-23:	Comparación de los enfoques empíricos y experimental de determinación de la resistencia al corte del material Tipo 3 (σ'_n VS τ).....	141
Figura N°6-24:	Distribución granulométrica antes y después del ensayo triaxial CD a gran escala (muestras 9, 10 y 11) para diferentes esfuerzos de confinamiento	143
Figura N°6-25:	(a) Curvas de distribución granulométrica inicial y post-ensayo, (b) Determinación del parámetro de rotura de partículas v	144

Figura N°6-26:	Modelo conceptual de evolución de rotura de partículas para el material de enrocado Tipo 3	145
Figura N°6-27:	(a) ε_a vs q , (b) ε_a vs ε_v , (c) Diagrama p' q , (d) Envolvente de resistencia al corte y ε_a vs τ - Material 2.....	147
Figura N°6-28:	(a) ε_a vs q , (b) ε_a vs ε_v , (c) Diagrama p' q , (d) Envolvente de resistencia al corte y ε_a vs τ - Material 1	149
Figura N°6-29:	Curva de distribución granulométrica del relave	150
Figura N°6-30:	Variación del ángulo de fricción Interna con el esfuerzo de confinamiento.....	151
Figura N°7-1:	Flujograma para la aplicación del enfoque actualizado de estimación de la resistencia al corte de enrocados.....	156
Figura N°7-2:	Vista en planta de la sección de análisis A-A'	158
Figura N°7-3:	Vista en perfil de la sección de análisis A-A'	158
Figura N°7-4:	(a) Variación del estado de esfuerzos normales en la presa CFRD caso de estudio, (b) Ángulo de fricción en función del estado de esfuerzos normales.....	161
Figura N°7-5:	Malla de elementos triangulares del modelo numérico	161
Figura N°7-6:	Determinación del FS mediante SRM.....	162
Figura N°7-7:	Comparación de los factores de seguridad y superficies de falla crítica de los enfoques empíricos y experimentales	164

LISTA DE SÍMBOLOS

α	: Pendiente del Segmento Donde Existe Rotura Significativa de Partículas
a	: Constante que Representa la Resistencia Pico de Enrocados
$ANG:$: Razón de Angularidad - 5
Bg	: Parámetro de Rotura de Partículas de Marsal
b	: Constante que Representa el Grado de Rotura de partículas en Enrocados
c'	: Cohesión Efectiva
c	: Exponente de la Ecuación de Resistencia al Corte de Enrocados Según Douglas (2002), Igual a -0,3974
Cc	: Coeficiente de Curvatura
Cu	: Coeficiente de Uniformidad
D8 o D10	: Tipo de Equipo Bulldozer
$D_{10}, D_{30}, D_{60}, D_{50}$: Diámetros Característicos
d_{50}	: Tamaño de Partícula Promedio
d_{min}	: Tamaño Mínimo de Partícula
$D_{máx}$: Tamaño Máximo de Partícula en Campo
$d_{máx}$: Tamaño Máximo de Partícula en Laboratorio
D_r	: Densidad Relativa
$\varepsilon:$: Deformaciones Entre Partículas en un Arreglo de Esferas Ideales
$e_{máx}$: Relación de Vacíos Máximo
$e_{mín}$: Relación de Vacíos Mínimo
E	: Módulo de Elasticidad Tangente
E_{50}	: Módulo de Elasticidad Secante
ε_a	: Deformación Axial
e_i	: Relación de Vacíos Inicial
ε_v	: Deformación Volumétrica
$FINES:$: Porcentaje de Contenido de Finos
G_s	: Gravedad Específica de Sólidos
H	: Altura de Probeta de una Muestra Prototipo
ΔH	: Variación de Altura de una Muestra Prototipo
JCS	: Resistencia a la Compresión de la Pared de una Junta Rocosa

JRC	: Coeficiente de Rugosidad de una Junta Rocosa
K_h	: Coeficiente Sísmico Horizontal
K_v	: Coeficiente Sísmico Vertical
M_r/F_r	: Momentos o Fuerzas Resistentes
M_d/F_d	: Momentos o Fuerzas que Conducen al Deslizamiento
n	: Porosidad
$n\%_{\text{min}} - n\%_{\text{máx}}$: Rango de Porosidades
ϕ_1	: Ángulo de Fricción Para un Esfuerzo Normal de 0,1 MPa
ϕ	: Ángulo de Fricción Para Esfuerzos Normales Mayores a 0,07 MPa
ϕ'	: Ángulo de Fricción Efectivo
$\Delta\phi$: Variación del Ángulo de Fricción
ϕ_b	: Ángulo de Fricción Base
ϕ_{CV}	: Ángulo de Fricción Interna a Cambio Volumétrico Constante o en Estado Crítico
ϕ_f	: Ángulo de Fricción que Considera el Efecto de Rotura de Partículas
ϕ_m	: Ángulo de Fricción Máximo a Bajos Esfuerzos de Confinamiento
$\phi_{\text{máx}}$: Ángulo de Fricción Máxima
ϕ_{peak}	: Ángulo de Fricción Pico (máximo)
ϕ'_{sec}	: Ángulo de Fricción Secante (máximo)
ϕ_r	: Ángulo de Fricción Residual
ϕ_u	: Ángulo de Fricción Pura o Fricción por Deslizamiento
σ'_1	: Esfuerzo Principal Mayor
σ'_3	: Esfuerzo Principal Menor o Esfuerzo de Confinamiento
q	: Esfuerzo Desviador
$\sigma_{\text{máx}}$: Esfuerzos de Contacto Máximo
σ'_n	: Esfuerzo Normal Efectivo
$\bar{\sigma}_{ref}$: Esfuerzo referencial o Normalizador igual a 1 MPa
$\bar{\sigma}_t$: Resistencia a la Tracción de la Partícula Promedio d_{50}
$\sigma'_1 + \sigma'_3$: Suma de Esfuerzos Principales
P_a	: Presión Atmosférica
R^2	: Grado de Correlación de Ajuste

Re	: Rugosidad Equivalente
RFI_{ANG}	: Factor de Angularidad de las Partículas
$RFI_{dmáx}$: Factor de Tamaño Máximo de las Partículas
RFI_e	: Factor de Relación de Vacíos
RFI_{FINES}	: Factor de Contenido de Finos
RFI_{UCS}	: Factor de Resistencia a la Compresión Uniaxial de las Partículas
rs	: Radio de Similitud
S	: Resistencia de Partícula Equivalente
Sp	: Esfericidad
$SRM1$: SRM para una Regla de Flujo No-Asociado
$SRM1$: SRM para una Regla de Flujo Asociado
τ	: Resistencia al Corte
$Tmáx$: Tamaño Máximo de Partícula
υ	: Parámetro de Rotura de Partículas según Konrad & Salami (2018)
v_i	: Pendiente de la Curva Granulométrica Inicial en un Plano log-log
v_{ref}	: Valor de referencia de v para $W_{ref}/V = 0,01$ MPa
v_u	: Pendiente de la Curva Granulométrica Última o Final en un Espacio log-log
w	: Contenido de Humedad
W_{crit}	: Trabajo Crítico
W_{ki} y W_{kf}	: Pesos de Muestra en una Fracción Inicial y Final Expresada en Porcentaje del peso Total de la Muestra
ΔW_k	: Variación de Peso de Muestra $W_{ki} - W_{kf}$
W/V	: Trabajo por Unidad de Volumen
γ_d	: Densidad Seca
ψ	: Dilatancia

LISTA DE SIGLAS

ASTM	: American Society for Testing and Materials
CD / CU	: Consolidado Drenado / Consolidado No Drenado
CFRD	: Concrete Face Rockfill Dam
CISMID	: Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres
ECRD	: Earth Core Rockfill Dam
E.R.	: Enrocado Alterado
FEM	: Finite Element Method
Fm	: Formación Geológica
FoS	: Factor of Safety
FS	: Factor de Seguridad
Gpo	: Grupo Geológico
GSI	: Geological Strength Index
ICOLD	: International Commission on Large Dams
IDIEM	: Investigación, Desarrollo e Innovación de Estructuras y Materiales
kPa	: Kilopascales
LEM	: Limit Equilibrium Method
MGG	: Materiales Granulares Gruesos
MPa	: Megapascales
PGA	: Peak Ground Acceleration
PoF	: Probability of Failure
R.L.	: Enrocado Lixiviado
RMR	: Rock Mass Rating
SSR	: Shear Strength Reduction Method
SRM	: Shear Reduction Method
SRF	: Shear Resistance Factor
UCS	: Unconfined Compressive Strength
USACE	: United States Army Corps of Engineers

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES

Desde los años cuarenta, diversos investigadores buscaron cuantificar la resistencia al corte de un enrocado, dado que el diseño de estructuras con este tipo de materiales, p. ej. presas, depósito de desmonte, pilas de lixiviación, *stockpiles*, entre otros; eran esencialmente producto del empirismo y con poca posibilidad de optimización. Algunos autores propusieron formas de resolver el problema en mención, por un lado, proponiendo metodologías de escalamiento de partículas (p. ej., curvas homotéticas) para hacer posible un ensayo con el uso de un equipo de laboratorio convencional o, por otro lado, desarrollando aparatos de grandes dimensiones. No obstante, la primera solución tiene aplicabilidad restringida para cierto tipo de materiales donde las metodologías de escalamiento han sido probadas (aunque en la práctica actual su uso se haya extendido a cualquier tipo de muestra, y muy pocas veces se realizan verificaciones de su efectividad); y la segunda solución, no resulta factible para todos los proyectos geotécnicos, debido a que involucra elevados costos, p. ej., US\$ 3 500 para un ensayo de corte directo con tamaño máximo de partícula de 4" (CISMID, 2018) o hasta US\$ 50 000 para un ensayo triaxial con tamaño máximo de 8" (IDIEM, 2018). En consecuencia, en la mayoría de veces es inevitable para el diseñador asumir parámetros geotécnicos conservadores que imposibilitan la optimización de los diseños que, si bien resultan siendo seguros, no son económicos (De la Hoz, 2007).

Ante la necesidad de cuantificar la resistencia al corte de un enrocado, Leps (1970) compiló una amplia base de datos de resultados de ensayos triaxiales a gran escala, provenientes principalmente de los trabajos de Hall et al. (1963), Marsal et al. (1965) y Marsal (1967), a fin de crear límites de resistencia al corte de enrocados, los cuales fueron presentados en un gráfico denominado "Ábaco de Leps". Investigaciones más recientes, se encargaron de actualizar la base de datos que este autor consideró, adicionándose nuevos resultados de laboratorio, destacan: Indraratna et al. (1993), Contreras (2011), Ovalle et al. (2014) y Cunning & Hawley (2017). Por otro lado, Douglas (2002) desarrolló una metodología más refinada, con base en un análisis estadístico de un conjunto de 307 resultados de ensayos triaxiales y de corte directo en materiales granulares gruesos (MGG). Asimismo, Barton & Kjærnsli (1981) planteaba una perspectiva diferente,

fundamentada en el análisis del comportamiento mecánico de la resistencia de las juntas de las rocas, que se asemejaba a un enrocado. Sin embargo, estos dos últimos enfoques no fueron muy difundidos.

Investigaciones locales referentes al análisis de estructuras geotécnicas conformadas por enrocados, corresponden a las tesis de Lino (2016) y Sumi (2017), el primero, evaluó la estabilidad física estática y dinámica de un depósito de desmonte de 192 m de altura y el segundo analizó la estabilidad física de una presa de enrocado con pantalla de concreto (CFRD por sus siglas en inglés) de 140 m de altura. En la primera investigación no se tomó en cuenta los tres importantes aspectos que se mencionan a continuación, mientras que, en la segunda tesis, solo se consideró el primer aspecto: (a) el comportamiento no lineal del material de enrocado bajo elevados niveles de confinamiento, (b) el efecto de la rotura de partículas en la resistencia al corte de los enrocados y (c) la demostración de la efectividad de la aplicación de la metodología de curvas homotéticas para los enrocados estudiados. En mención a este último aspecto, la tesis de Segovia (2012) resume un conjunto de requisitos que debe cumplir un MGG, para ser factible el uso de metodologías de escalamiento de partículas.

Ante la escasez de investigaciones que destaquen las relaciones empíricas más recientes de caracterización de la resistencia al corte de enrocados, que resultan ser las más idóneas para la evaluación de estos materiales bajo elevados niveles de confinamiento, es necesario el desarrollo de planteamientos que justifiquen su uso de forma racional, por lo que, se propone un enfoque que considera la estimación de la resistencia al corte de enrocados mediante la aplicación de los métodos experimentales y los métodos empíricos de Barton & Kjærnsli (1981) y Douglas (2002), en combinación con el método de Leps (1970), el cual se modificará con la inclusión de una nueva variable denominada “origen litológico de las partículas”, con lo que indirectamente se asociará las características de dureza y mineralogía de un determinado enrocado.

1.2. PROBLEMÁTICA

Las actuales metodologías empíricas existentes del estado arte, es decir, Leps (1970), Douglas (2002) y Barton & Kjærnsli (1981) son los referentes más comunes en cuanto a la caracterización de la resistencia al corte de enrocados. Particularmente, muchos proyectos justifican sus diseños con base en Leps

(1970), por la facilidad y conservadurismo que significa, sin embargo, esta relación empírica solo ofrece una guía limitada sobre cómo involucrar los factores que influyen en la resistencia al corte de enrocados, por lo que, el tomar en cuenta algunas características específicas del material (p. ej., densidad inicial o contenido de finos) recaen en el juicio del ingeniero. En cambio, las metodologías menos populares, Barton & Kjærnsli (1981) o Douglas (2002), si consideran en sus ecuaciones variaciones en factores clave que afectan la resistencia al corte de los enrocados como: esfuerzos de confinamiento, densidad inicial, resistencia, entre otros; variables que en el caso de estructuras de gran escala, asumen un rol relevante, que condicionan a una adecuada representación del comportamiento altamente no lineal de la resistencia al corte de estos materiales.

Por otro lado, en los últimos años la producción minera a nivel mundial se ha incrementado notablemente, en consecuencia, ha sido cada vez más usual concebir estructuras de ingeniería geotécnica, como depósitos de desmonte o presas de almacenamiento de relaves, de mayor capacidad, acordes a estas nuevas demandas. Dado que el Perú es un país cuyo principal sector productivo de economía es la minería, no es ajeno a estas tendencias; incluso, las actuales instalaciones de la mina Antamina (Ancash) incluyen a las estructuras geotécnicas de mayor escala a nivel mundial, y de los más altos en el Perú; con un depósito de desmonte de mina de ~430 m de altura, y una presa CFRD para almacenamiento de relaves de ~220 m de altura, comparable con la presa CFRD de ~211 m de altura construido como parte del megaproyecto hidroenergético de la Central Hidroeléctrica Chaglla (Huánuco).

Por lo tanto, estas nuevas tendencias constituyen un reto para el diseñador quien debe de poseer un mayor entendimiento del comportamiento del enrocado bajo altas presiones de confinamiento, generadas por el peso propio de la estructura; esto incluye determinar adecuadamente la resistencia al corte de un enrocado, y prever el grado de efecto del fenómeno de rotura de partículas que se acentúa a estos niveles de esfuerzos y que afecta negativamente en la resistencia de un enrocado.

Por tal motivo, el diseñador debe ser capaz de proyectar una solución segura, dado que una eventual falla de la estructura geotécnica o de sus componentes, conllevaría a consecuencias fatales de vidas humanas en la vecindad del

proyecto, así como impactos irremediables en el medio ambiente y grandes pérdidas económicas. Por lo que, es indispensable cuantificar de forma apropiada la resistencia al corte de los enrocados para llevar a cabo análisis de estabilidad física que representen adecuadamente el comportamiento de estas estructuras. Siendo necesario el desarrollo de enfoques actualizados que consideren las principales variables que afectan la resistencia al corte de estos materiales.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

- Desarrollar un enfoque actualizado o conjunto de procedimientos para la estimación de la resistencia al corte de enrocados sometidos a altas presiones de confinamiento que considere tanto los métodos empíricos y experimentales existentes.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Someter a prueba la efectividad de las relaciones empíricas más recientes de caracterización de la resistencia al corte de enrocados, comparando con resultados de ensayos triaxiales a gran escala.
- Actualizar el ábaco de resistencia al corte de enrocados de Leps (1970) incorporando la variable de origen litológico de las partículas para asociar las características de dureza y mineralogía de un determinado enrocado.
- Validar un enfoque actualizado de caracterización de la resistencia al corte de enrocados con base en los resultados de la aplicación de enfoques empíricos y experimentales en la evaluación de estabilidad física de una presa CRFD de gran altura.

1.4. HIPÓTESIS

Desarrollando un enfoque actualizado para la estimación de la resistencia al corte de enrocados sometidos a altas presiones de confinamiento optimizaremos el diseño de estructuras geotécnicas de gran escala que aseguren el trinomio de estabilidad, viabilidad económica y sostenibilidad ambiental.

CAPÍTULO II. FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. RESISTENCIA AL CORTE DE MATERIALES GRANULARES GRUESOS (MGG)

Aunque los suelos están compuestos de partículas discretas y grupos de partículas, una masa de suelo casi siempre se trata como un continuo para el análisis y diseño de ingeniería. No obstante, algunas propiedades tales como la resistencia, permeabilidad y compresibilidad dependen del tamaño y la forma de las partículas, sus disposiciones y las fuerzas entre ellas.

Un caso particular corresponde al estudio de materiales granulares gruesos (MGG), que comprende a los suelos gravosos y a los enrocados. Dado que estos materiales contienen partículas que pueden superar las 3" (75 mm) de diámetro, poseen una capacidad de aumentar su volumen ante una demanda de esfuerzos, debido a que el arreglo granular que los caracteriza permite a las partículas disponerse una sobre otra; este fenómeno es denominado dilatación, y corresponde a una de las más importantes características del comportamiento mecánico de estos materiales, que además afecta a sus parámetros de compresibilidad y resistencia al corte.

Con respecto a este último, una revisión de literatura muestra que la resistencia al corte de los MGG depende de una serie de factores que pueden agruparse de la siguiente manera:

- Propiedades intrínsecas de las partículas que conforman el MGG, tales como: resistencia o dureza, granulometría, tamaño, forma, rugosidad, origen litológico.
- Propiedades de estado del MGG, por ejemplo: nivel de esfuerzos, densidad o relación de vacíos, humedad, contenido de finos, entre otros.

La sección 2.4 detalla brevemente cada uno de los principales factores y sus efectos en la resistencia al corte de MGG, con especial enfoque en los materiales tipo enrocados, cuyo alcance se especifica en el siguiente apartado.

2.2. ENROCADOS

Como se ha indicado en la sección anterior los enrocados constituyen un tipo de MGG. Particularmente el presente estudio referirá al término “enrocado” como un conjunto de partículas granulares provenientes directamente de una roca y que presentan partículas con diámetro superior a 3” dispuestos en un arreglo granular-dependiente. En este sentido, podemos distinguir a los enrocados de la siguiente forma:

2.2.1. Enrocado de Cantera

- En general partículas con forma angular y con radio de aspecto (ancho entre altura) variable dependiendo de las características de la roca parental. En general se elige un enrocado con alta resistencia de partículas.
- El tamaño de sus partículas varía, aunque en general poseen granulometría uniforme (p. ej., con $C_u = 4$) y tamaño máximo de hasta 1 m.

Una vista aérea de la explotación de una cantera de enrocado para la construcción de una presa de enrocado se muestra en la Figura N°2-1(a). Nótese la forma angular de estos materiales como se observa en la Figura N°2-1(b).

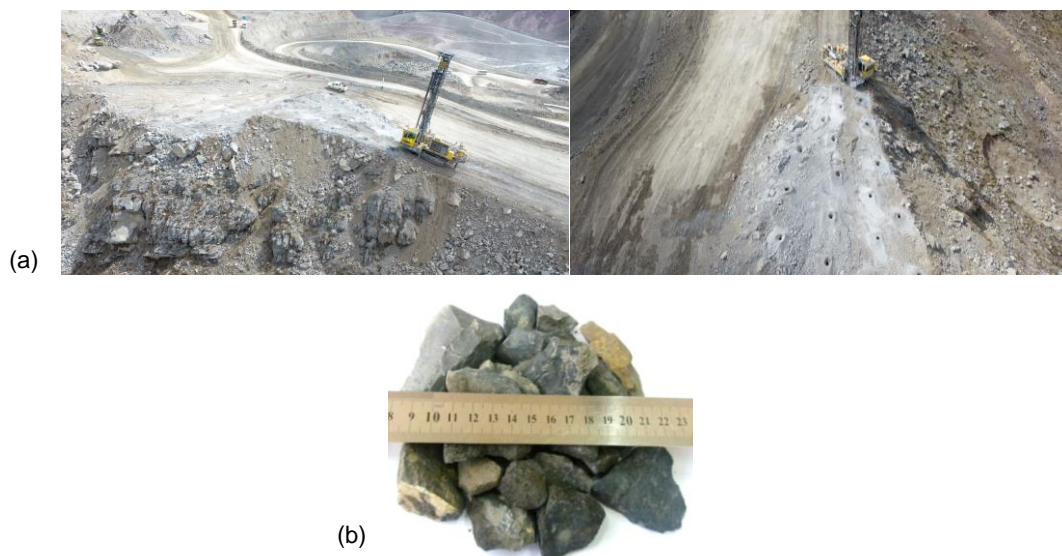


Figura N°2-1: (a) Vista aérea de una cantera de enrocado para construcción de una presa
(b) forma angular de las partículas del enrocado de cantera

Fuente: Archivo fotográfico propio

2.2.2. Enrocado de Depósitos de Desmonte de Mina

- En general, con un amplio rango de tamaños de partículas desde arcillas hasta bloques de hasta 2 a 3 m de diámetro.
- Densidades típicas entre 1.6 a 2.2 t/m³.
- Muy afectados por la segregación. Al ser depositados por volteo, las partículas grandes alcanzan el pie del talud mientras que los finos se conforman en la zona alta del talud, como se muestra en la Figura N°2-2.



Figura N°2-2: Segregación de las partículas de mayor diámetro al pie de un depósito de desmonte de mina de 50 m de altura

Fuente: Cuning & Hawley (2017)

2.2.3. Enrocados de Pilas de Lixiviación

- Están afectados por procesos de lixiviación (extracción de minerales por medio del lavado de un material pulverizado utilizando sustancias químicas).
- Las partículas de menor tamaño tienden a ser menos resistentes que las partículas de mayor diámetro, dado que los primeros son más susceptibles al efecto de las sustancias químicas.
- Una característica importante es que su granulometría es muy bien graduada y la cantidad de finos podrían ser mayor o menor a 10%.

Una vista panorámica de una pila de lixiviación se muestra en la Figura N°2-3.



Figura N°2-3: Vista panorámica de una pila de lixiviación ubicado en el Perú

Fuente: Negrón (2015)

2.3. COMPONENTES DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE ENROCADOS

De acuerdo a los estudios de Rowe (1962) y Mitchell (1993), la resistencia al corte de un enrocado está compuesta por tres componentes: fricción pura o fricción por deslizamiento (ϕ_u), dilatación (ψ) y remoldeo o reacomodo de partículas adicionado con el efecto de rotura de partículas (ϕ_r), ilustradas, bajo una comparación de densidades relativas o esfuerzos normales, en la Figura N°2-4(a) y Figura N°2-4(b), respectivamente.

En cuanto al primer gráfico, basado en las densidades relativas (Figura N°2-4(a)), la forma ascendente de la curva de variación del ángulo de fricción se puede interpretar con el hecho que mientras más compacto es un enrocado, se debe producir mayor deformación para llegar a la falla, es decir, se debe consumir más energía ejerciéndose mayor fuerza, lo que involucra un mayor ángulo de fricción (ϕ_{peak}). Por otro lado, si el análisis es con base a esfuerzos normales (Figura N°2-4(b)), la forma descendente de la curva de variación del ángulo de fricción, se debe al hecho que al ejercerse altas presiones se producen grandes deformaciones, lo que acentúa el efecto de la rotura de partículas y el consumo de mucha energía, esto impide la dilatación de la muestra, y en consecuencia, un menor ángulo de fricción (ϕ_{peak}).

Además, si se ejercen esfuerzos excesivos, se llega a un estado de volumen constante denominado “estado crítico”, donde la muestra alcanza una resistencia residual dado por un ángulo de fricción interna a cambio volumétrico constante o en estado crítico (ϕ_{cv}).

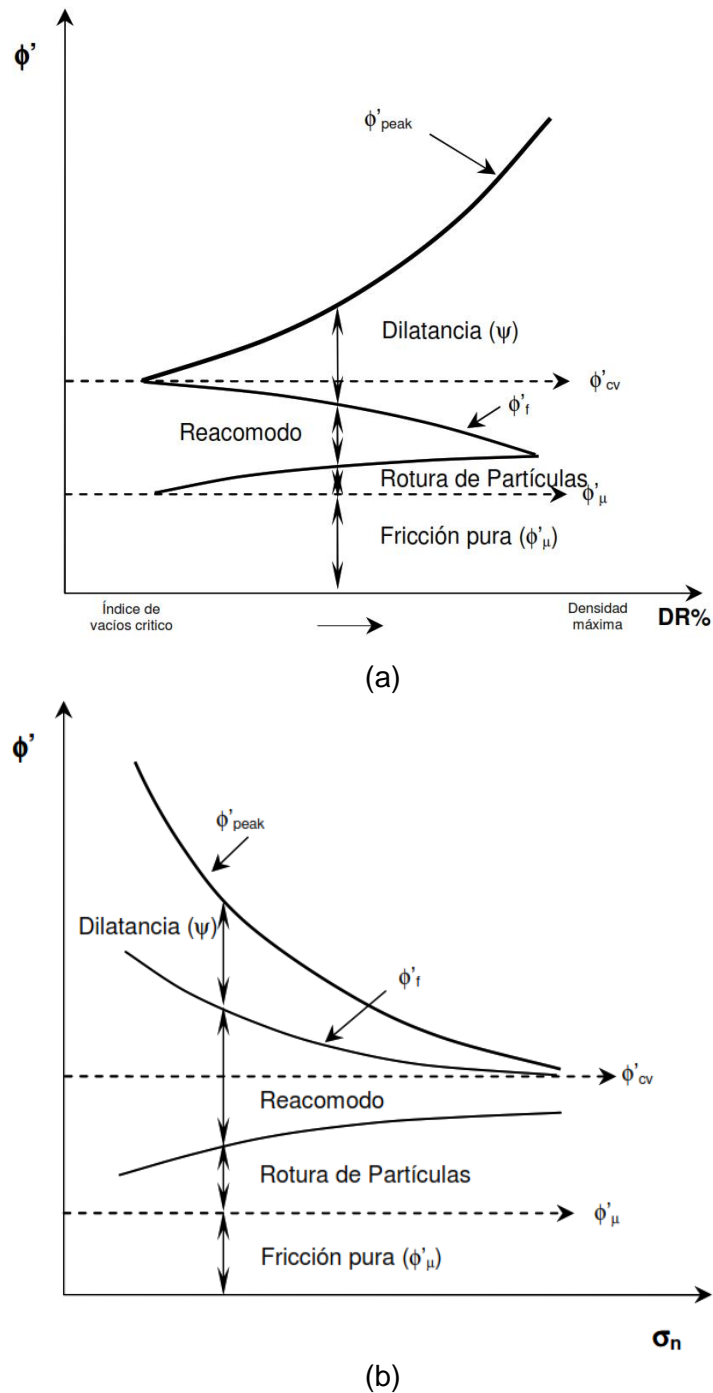


Figura N°2-4: Componentes del ángulo de fricción (a) en función de densidades relativas, (b) en función de los esfuerzos normales

Fuente: Rowe (1962), Mitchell (1993), Assaad & Masad, (2004)

2.4. FACTORES QUE AFECTAN LA RESISTENCIA AL CORTE DE ENROCADOS

Varios de los factores que afectan la resistencia al corte de enrocados han sido ampliamente estudiados por varios autores, en general, el efecto del tamaño y la angularidad de las partículas de un enrocado son las variables de mayor discusión, debido a que su análisis condujo a diferentes conclusiones. A continuación, se describen brevemente los factores en mención, asimismo se analiza el efecto de un nuevo factor denominado “origen litológico de las partículas de enrocado”.

2.4.1. Nivel de Esfuerzos

Varios autores concuerdan que el efecto del aumento del nivel esfuerzos al que se somete un enrocado afecta inversamente en su resistencia al corte (Leps, 1970; Indraratna et al., 1993; Douglas, 2002; Contreras, 2011 y Ovalle et al., 2014); atribuyéndose este comportamiento al desarrollo de rotura de partículas, que depende de la resistencia de las partículas de enrocado y la distribución granulométrica de la muestra.

2.4.1.1. Rotura de Partículas

Como se mencionó anteriormente, la disminución de la resistencia al corte de un enrocado está asociado al efecto de la rotura de partículas. Este fenómeno aparece cuando las fuerzas de contacto intergranulares de un enrocado superan la resistencia individual de las partículas. La rotura de partículas se acentúa en muestras con partículas de baja resistencia, angulosas, de granulometría uniforme y con elevada humedad (Ovalle et al, 2014; Hardin, 1985).

El cambio de la distribución granulométrica que implica este fenómeno, resulta en una forma simple para su medición que, autores como: Lee & Farhoomand (1967), Marsal (1973), Hardin (1985) y Konrad & Salami (2018) tomaron en cuenta.

Marsal (1973), basado en resultados de pruebas triaxiales en el enrocado de la presa Mica (gneis granítico), propuso un parámetro de medición del grado de rotura de partículas, denominado como el parámetro de Marsal (B_g), el cual es definido como la sumatoria positiva de ΔW_k , donde ΔW_k corresponde a la diferencia entre el porcentaje de la muestra total retenida en cada fracción de

tamaño de partícula antes y después de una prueba de ensayo con aplicación de esfuerzos, como se muestra en la Figura N°2-5.

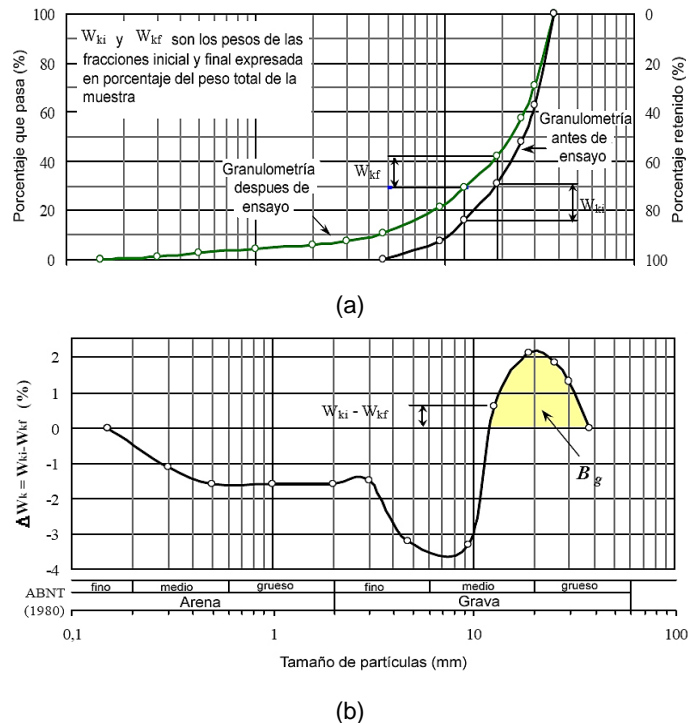


Figura N°2-5: (a) Granulometrías antes y después de la aplicación de esfuerzos, (b) Determinación del parámetro B_g de rotura de partículas

Fuente: Modificado de Marsal (1965)

Por otro lado, en una investigación más reciente llevada a cabo por Konrad & Salami (2018), se definió un nuevo parámetro de rotura de partículas, obtenido de la pendiente promedio de la curva de distribución granulométrica de una muestra de enrocado planteado en un espacio $\log\text{-}\log$ (v), como se muestra en la Figura N°2-6(b). Asimismo, propusieron un modelo capaz de predecir la evolución de la rotura de partículas en función del trabajo impuesto al enrocado (W) (ver Figura N°2-7(a)). El modelo se compuso de tres etapas:

- *Primera etapa*, corresponde a un estado donde la rotura de partículas es despreciable (punto A hacia B). Esta etapa es representada por la pendiente con granulometría inicial (v_i).
- *Etapa intermedia*, donde la tasa de desarrollo de la rotura de partículas es máxima (trayecto desde B a C).

- *Etapa final*, hace referencia al estado donde la rotura de partículas tiende a estabilizarse (trayecto desde C hasta D). Es representada por la curva de distribución granulométrica con pendiente v_u .

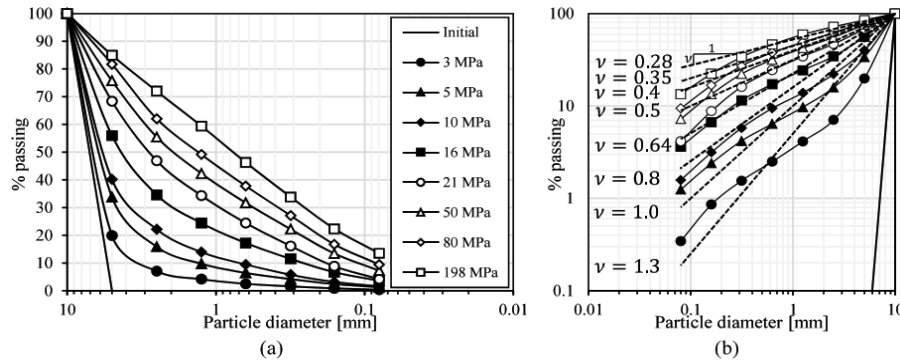


Figura N°2-6: (a) Variación de la curva de distribución granulométrica de un material con el nivel de esfuerzos, (b) Definición del nuevo parámetro de rotura de partículas “ v ”

Fuente: Konrad & Salami (2018)

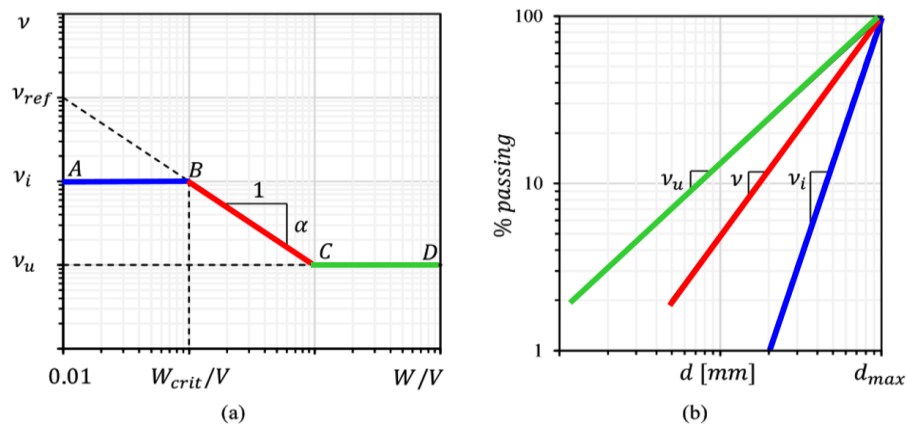


Figura N°2-7: (a) Modelo conceptual de rotura de partículas (b) Evaluación del parámetro v entre su valor inicial y último

Como se ilustra en la Figura N°2-7, el modelo de rotura de partículas requiere la definición de cuatro parámetros:

- v_i : Pendiente de la curva granulométrica inicial en un plano *log-log*;
- v_{ref} : Valor de referencia de v para $\frac{W_{ref}}{V} = 0.01 \text{ MPa}$;
- α : Pendiente del segmento BC.
- v_u : Pendiente de la curva granulométrica última o final.

Los parámetros pueden ser calculados mediante las relaciones empíricas (Ec.1, Ec.2 y Ec.3) establecidas en función de la resistencia a la tracción de una partícula de tamaño promedio D_{50} ($\bar{\sigma}_t$) (Konrad & Salami, 2018), considerado como un parámetro representativo de la mineralogía de un enrocado en particular.

$$\alpha = -0.061 \cdot \ln\left(\frac{\bar{\sigma}_t}{\bar{\sigma}_{ref}}\right) + 0.65 \quad (\text{Ec.1})$$

$$v_{ref} = 2.061 \cdot \ln\left(\frac{\bar{\sigma}_t}{\bar{\sigma}_{ref}}\right) + 2.17 \quad (\text{Ec.2})$$

$$v_u = 0.190 \cdot \ln\left(\frac{\bar{\sigma}_t}{\bar{\sigma}_{ref}}\right) - 0.14 \quad (\text{Ec.3})$$

El modelo de Konrad & Salami (2018), puede resultar útil, dado que permitiría inferir un valor límite de energía o esfuerzo máximo aplicado a una estructura de enrocado, hasta donde se consigue la máxima rotura de partículas y, por tanto, hasta donde la resistencia al corte de un enrocado es afectada.

2.4.2. Distribución Granulométrica

Marachi et al. (1969) y Ovalle et al. (2014) encontraron que un incremento de Cu afecta positivamente la resistencia al corte de un enrocado, siempre que, la comparación sea realizada bajo la densidad máxima del enrocado, dado que una muestra con granulometría bien gradada, alcanzaría una mayor densidad y, por tanto, mejores propiedades de resistencia.

2.4.3. Densidad o Relación de Vacíos

La densidad (relacionado con la relación de vacíos), afecta directamente en las características de resistencia y compresibilidad de un enrocado. La forma de analizar el efecto de este parámetro en materiales no cohesivos como los enrocados, es representando el grado de compactación mediante la densidad relativa (D_r); sin embargo, si la comparación es a través de la densidad seca o la relación de vacíos, solo sería aplicable en enrocados provenientes del mismo tipo de roca y con igual gradación (Douglas, 2002).

Con base en esto, se observó que los enrocados con alta densidad relativa presentan una alta resistencia al corte (Marsal, 1973), asimismo, Al-Hussaini (1983), encontró que muestras densas de enrocado de basalto son más resistentes que los balastos menos densos.

2.4.4. Resistencia de las Partículas

El efecto de esta variable ha sido estudiado desde dos perspectivas: cuando las muestras conservan la misma dureza de sus partículas y cuando se conforman por partículas con distintos grados de dureza.

Para el primer caso, Lo y Roy (1973) realizaron ensayos triaxiales CD en tres tipos muestras con igual granulometría, pero con diferentes durezas: óxido de aluminio (de mayor dureza), cuarzo y piedra caliza (de menor dureza); como se muestra en la Figura N°2-8(a). La muestra de piedra caliza experimentó una mayor rotura de partículas, por lo que, presentó una gran reducción de vacíos que se tradujo en un mayor ángulo de fricción secante en hasta 6°, en comparación a la muestra conformada por partículas más resistentes (óxido de aluminio).

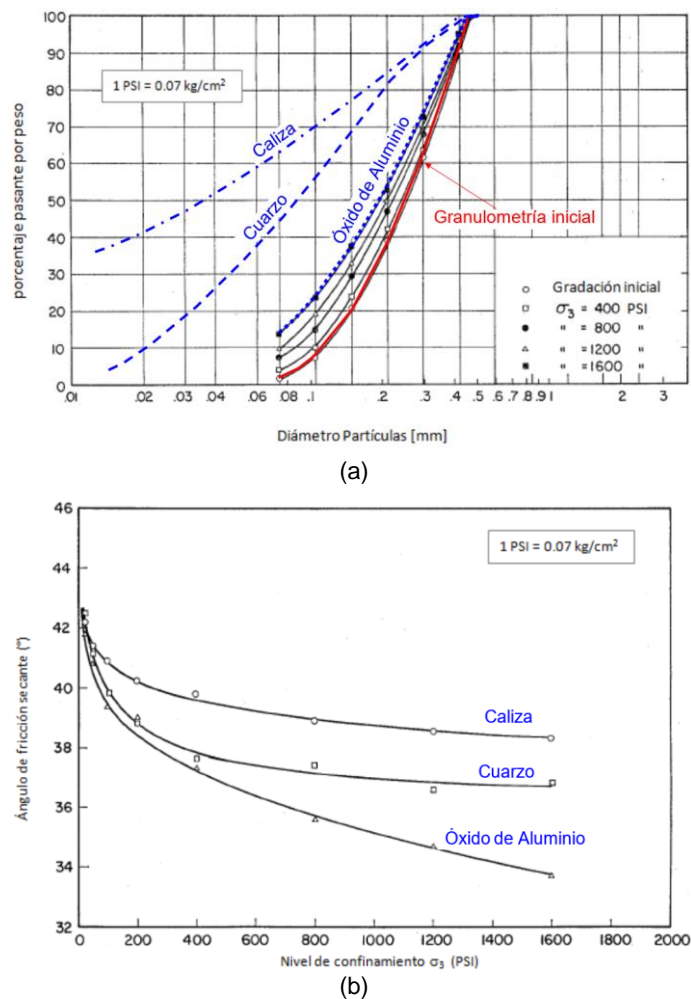


Figura N°2-8: (a) Granulometría pre y post ensayos en muestras de óxido de aluminio, cuarzo y caliza; (b) Ángulo de fricción secante en función del nivel de confinamiento

Fuente: Adaptado de Lo y Roy (1973)

En el segundo caso, cuando las muestras presentan partículas con distinto grado de dureza, los ensayos triaxiales CD llevados a cabo por Dorador (2010), demostraron que un contenido menor de partículas alteradas conlleva a obtener mayores resistencias, como muestran los resultados en muestras paralelas de enrocados de andesita de la Figura N°2-9.

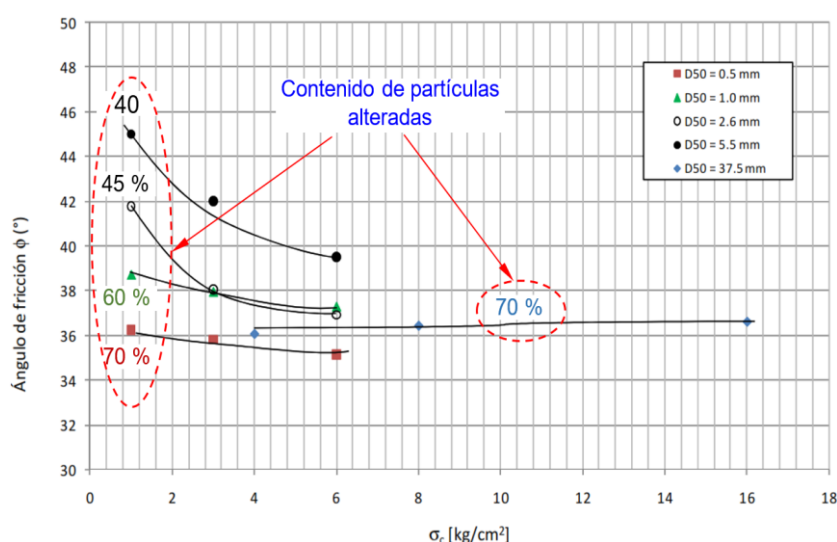


Figura N°2-9: Variación del ángulo de fricción máximo con el nivel de confinamiento en muestras con partículas de diferente resistencia
Fuente: Adaptado de Dorador (2010)

2.4.5. Tamaño Máximo de Partículas

Este parámetro es el que mayor variabilidad ha presentado en cuanto a su efecto en la resistencia al corte de enrocados. Por ejemplo, a medida que se incrementa el tamaño de partículas en un enrocado, es más probable encontrar imperfecciones o discontinuidades que podrían acentuar el efecto de rotura de partículas, bajo ese sentido, un incremento del tamaño de partículas afectaría negativamente en la resistencia al corte de un enrocado. Sin embargo, bajo ciertas condiciones, donde la aplicabilidad de las metodologías de escalamiento de partículas es factible (ver Capítulo III), la variación del tamaño de partículas no tendría un efecto significativo. Incluso, en muestras con $C_u > 20$ y con contenido de finos superior a 10%, se genera un aumento del ángulo de fricción interna con el aumento del tamaño de partículas (De la Hoz, 2007).

En conclusión, no existe un consenso respecto al efecto del tamaño máximo de partículas, debido a la complejidad en aislar el efecto mismo de esta variable.

2.4.6. Forma de las Partículas

Para el análisis del efecto de esta variable, es importante aclarar algunos términos, por ejemplo, algunos investigadores refieren la forma de las partículas al estudio de la angularidad (*angularity*) y algunos a la esfericidad (*sphericity*), de acuerdo a Rodríguez et al. (2013), las diversas terminologías dependen de la escala de descripción de las partículas (ver Figura N°2-10(a)).

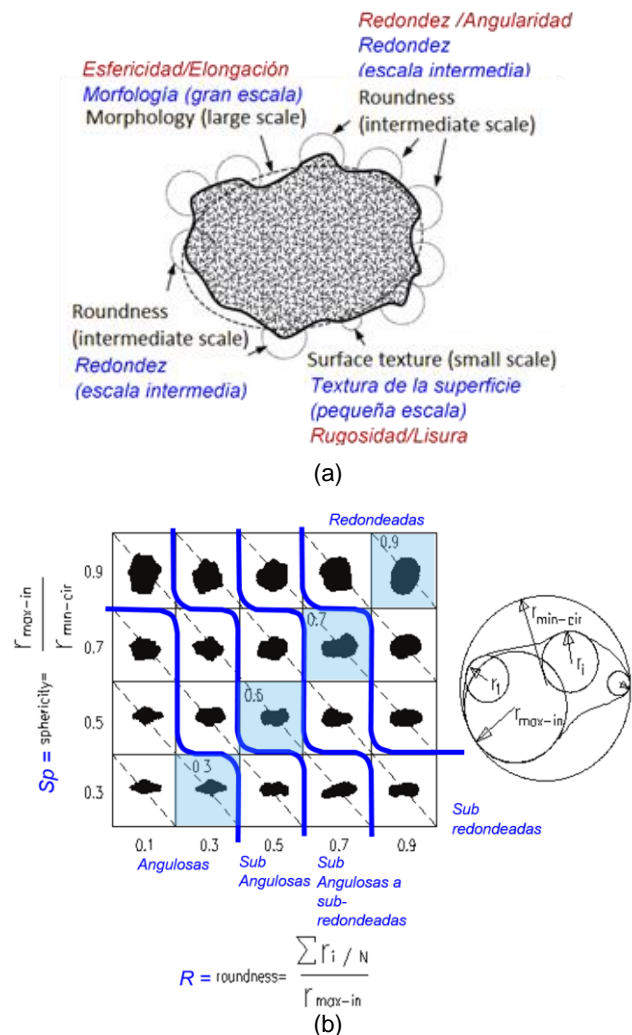


Figura N°2-10: (a) Terminologías que describen la forma de una partícula bajo diferentes escalas, (b) Nomenclaturas de forma para diferentes niveles de esfericidad y redondez
Fuente: Rodríguez et al. (2013) y adaptado de Cho et. al. (2006)

Con base en la Figura N°2-10(a), se interpreta que la escala intermedia hace referencia a las características de forma en los bordes de una partícula (redondez o angularidad), por otro lado, la gran escala se refiere a la morfología de las partículas (esfericidad o elongación).

Un gráfico que relaciona ambas escalas, se muestra en la Figura N°2-10(b); bajo las terminologías descritas en la figura en mención, se ha determinado que las muestras de enrocados con partículas angulares alcanzan una mayor resistencia, debido al efecto de trabazón de las partículas angulares y al incremento de la dilatación (Vallerga et al., 1957; Koerner, 1970; Chávez, 1996), en comparación a una muestra con partículas redondeadas remoldeadas a la misma densidad relativa; sin embargo, a altos esfuerzos de confinamiento, el enrocado anguloso puede alcanzar una ligera resistencia mayor (Lee & Farhoomand, 1967) e incluso desarrollar una disminución de resistencia, debido a la disminución de la dilatación producto de la rotura de partículas en los bordes angulosos que concentran los altos esfuerzos al que se somete la muestra (Douglas, 2002).

2.4.7. Rugosidad de las Partículas

Como se indica en la Figura N°2-10 (a), la rugosidad está referida a un parámetro de la forma de una partícula, pero a pequeña escala, algunos autores refieren esta variable con el término de “textura”. Si bien resulta difícil aislar el efecto de este parámetro respecto a otras variables, Vallerga et al. (1957) llevó a cabo ensayos triaxiales en esferas de vidrio que fueron sumergidas en ácido para crear diferentes niveles de rugosidad en la superficie de las partículas, sus resultados demostraron que existe un incremento de resistencia a medida que las partículas son más rugosas. De la misma manera, Chávez (1996), indica que en muestras con partículas angulosas y aplanadas (baja esfericidad), la rugosidad de las partículas incrementa la resistencia, aduciendo este hecho, al efecto de resistencia al deslizamiento creado entre las superficies de contacto de las partículas, que generarían mayor fricción.

La rugosidad de las partículas asume un rol importante en la determinación de la resistencia al corte de enrocados, en ese sentido, el criterio empírico de Barton & Kjærnsli (1981), considera un parámetro de rugosidad en la relación empírica para el cálculo del ángulo de fricción máximo (ϕ) (ver Ec. 9).

2.4.8. Origen Litológico de las Partículas

De acuerdo a una revisión de literatura, no se ha desarrollado un análisis específico de esta variable, sin embargo, los resultados de ensayos triaxiales a

gran escala, llevados a cabo por Marsal (1973) en un aparato de 1130 mm x 2500 mm, han sugerido importantes conclusiones. Una primera, que será discutida en el Capítulo IV, acerca de la existencia de una fuerte similitud entre las envolventes no lineales de resistencia al corte de los enrocados y de las juntas rocosas; y una segunda, referida a las notorias diferencias entre las envolventes de resistencia al corte, tanto en el grado de no linealidad y resistencias máximas alcanzadas para diferentes litologías de enrocados, como se muestran en la Figura N°2-11; a pesar que esto puede estar asociado a varios factores, también indicaría intuitivamente un efecto intrínseco del origen litológico de las partículas de roca que conforman los enrocados.

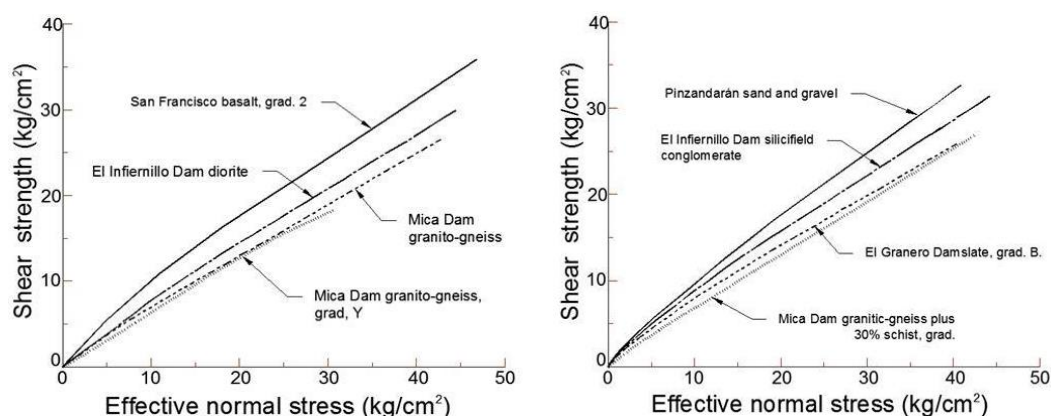


Figura N°2-11: Envolventes no-lineales de resistencia al corte de enrocados obtenidos de los ensayos triaxiales a gran escala de Marsal (1973)

Fuente: Barton (2014)

Dado que el conocimiento *a priori* del entorno geológico y litología de la roca que conforma un enrocado puede proporcionar una idea de las características físicas, deformacionales y de resistencia del material (Cunning & Hawley, 2017). Resulta viable evaluar el efecto de esta nueva variable (litología), que inherentemente involucraría otros factores (resistencia de la partícula, mineralogía, entre otros). La presente sección analiza el efecto de la litología, en términos del análisis de los resultados de ensayos triaxiales a gran escala de una extensiva base de datos recopilados de literatura, así como, de los ensayos llevados a cabo en el proyecto de caso de estudio presentado en la presente investigación (ver Capítulo VI).

La información recopilada incluyó los registros de los esfuerzos principales correspondientes a la máxima resistencia al corte movilizada, que mediante la

aplicación del criterio de falla de Mohr-Coulomb y considerando una cohesión nula, se calcularon los ángulos de fricción máximos ($\phi_{\text{máx}}$) y sus esfuerzos normales correspondientes (σ_n). La base de datos incluye 189 ensayos en dieciocho (18) tipos de rocas (litologías), como se indica en La Tabla N°2-1, asimismo, la Figura N°2-12 presenta el ploteo de la información en términos de $\phi_{\text{máx}}$ vs σ_n , donde además se indica el porcentaje que representa cada tipo de roca respecto al total de la base de datos.

Tabla N°2-1: Resumen de la base de datos de ensayos triaxiales a gran escala en enrocados de diferentes litologías

N°	Litología	Fuente	Cant.	Comentario
1	Anfibolita	Marachi et al. (1969)	3	Material Presa Oroville
		Leps (1970)	2	Material Presa Santa Fe
2	Andesita	Dorador (2010)	3	Enrocado Lixiviado (R.L.)
			3	Enrocado Alterado (E.R.)
3	Argilita	Marachi et al. (1969)	5	Material Presa Pyramid
		Marsal (1965)	6	Presa Infiernillo
4	Basalto	Marachi et al. (1969)	4	Basalto chancado
		Marsal (1973)	6	Material Presa San Francisco
5	Conglomerado	Marsal (1973)	8	Presa Infiernillo
			9	Presa Malpaso
6	Diorita	Marsal et al. (1965)	14	Presa Infiernillo
		Leps (1970)	4	Presa Infiernillo
7	Gneiss	Marsal (1967)	7	Gneiss granítico (presa Mica)
		Marsal (1973)	8	Gneiss granítico + 30% de esquisto (presa Mica)
8	Granito	Leps (1970)	2	Material Presa Isabella
9	Granodiorita	Contreras (2011)	12	Material de desmonte de mina
		Bard et al. (2007)	4	Material de desmonte de mina
10	Grauvaca	Indraratna et al. (1993)	10	Enrocado de grauvaca
11	Caliza – otros estudios	Contreras (2011)	10	Caliza de la Angostura
	Caliza – caso de estudio	Caso de estudio	11	Caso de Estudio
12	Filita	Contreras (2011)	14	Presa de Chivor
13	Pórfido	Bard et al. (2007)	6	Material de desmonte de mina
14	Cuarzo Monzonita	Leps (1970)	10	Cachuma
15	Arenisca	Becker et al. (1972)	3	Venato
16	Esquisto	Ovalle (2014)	4	Rockfill Trois Vallées
17	Pizarra	Marsal (1973)	15	El Granero
18	Toba Volcánica	Contreras (2011)	6	Toba volcánica de las Piedras
TOTAL			189	

Fuente: Elaboración Propia

La data compilada se sometió a un procesamiento estadístico a fin de encontrar algunas correlaciones y/o tendencias. Un primer tratamiento consistió en la agrupación con base en el tipo de roca de los enrocados (rocas ígneas, rocas metamórficas y rocas sedimentarias). La Figura N°2-13 ilustra el resultado en

términos de $\phi_{\text{máx}}$ vs σ_n , donde se puede notar que no se establece una tendencia clara bajo este criterio, aparentemente se puede observar que a esfuerzos normales (σ_n) superiores a 0,3 MPa, los enrocados con partículas de origen ígneo alcanzan las mayores resistencias al corte.

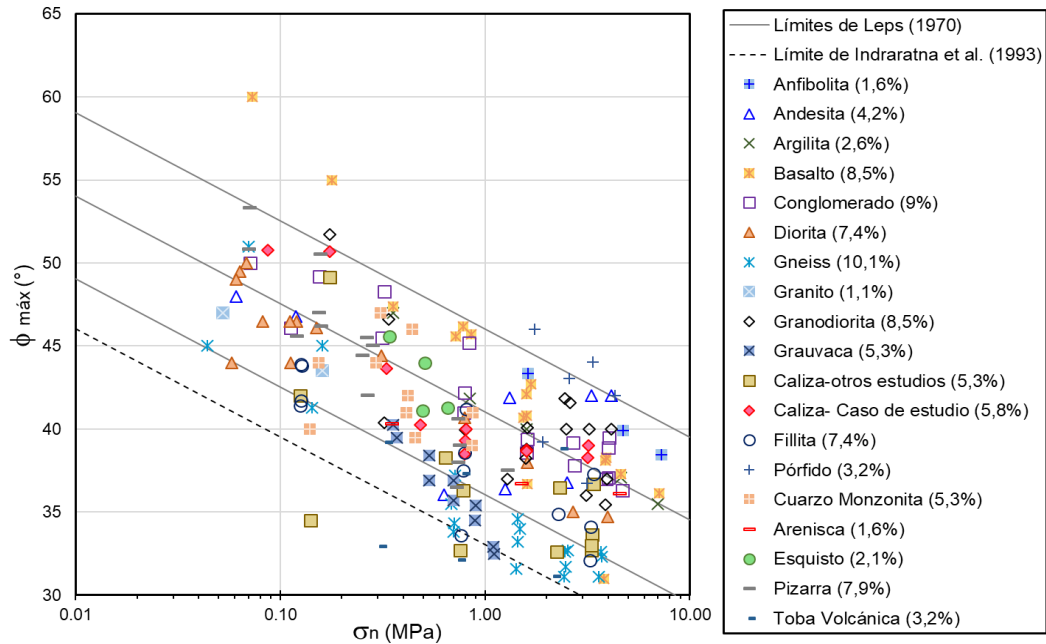


Figura N°2-12: Resistencias al corte de enrocados según el origen litológico de sus partículas
Fuente: Elaboración Propia

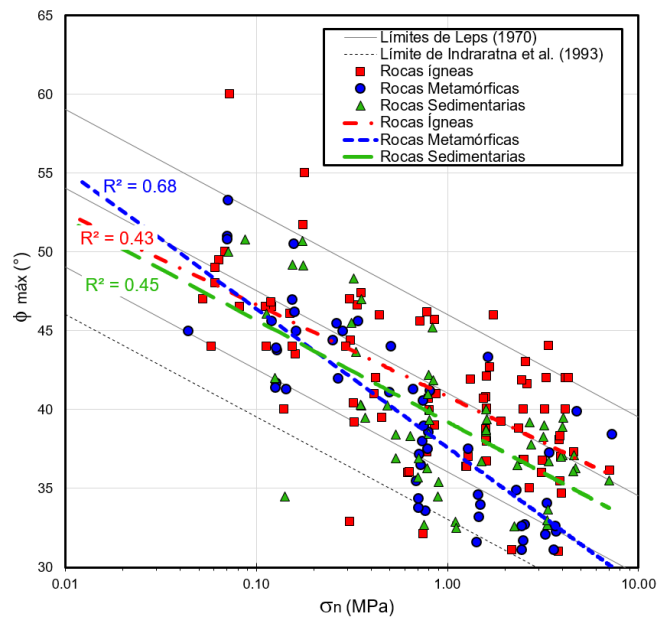


Figura N°2-13: Resistencias al corte de enrocados según tipo de roca (ígneas, metamórficas y sedimentarias)
Fuente: Elaboración Propia

Por otro lado, se puede notar que, a pesar de la gran variabilidad en los resultados de los ensayos, los límites de resistencia al corte establecidos por Leps (1970) e Indraratna et al. (1993) concentran la mayor cantidad de información, sin embargo, se puede advertir algunos ensayos en rocas ígneas y sedimentarias, donde esto no se cumple. Asimismo, se puede apreciar que los enrocados con rocas metamórficas presentan una caída de resistencia más rápida con el incremento de los esfuerzos normales (mayor pendiente de la línea de tendencia), seguido por las rocas de tipo sedimentario e ígneo.

En conclusión, el tratamiento de los datos descrito anteriormente, solo otorga tendencias generales, por lo que, se ha buscado una discretización más específica de los datos a fin de obtener una menor dispersión; de esta manera, se ha continuado con la agrupación de los datos en base al criterio del tipo de roca (ígneo, metamórfico y sedimentario), pero a su vez, se han considerado otros criterios geológicos. Este enfoque se presenta en detalle en el Capítulo IV.

2.4.9. Otros Factores que Afectan la Resistencia al Corte de Enrocados

Se han descrito una serie de factores que afectan en diferentes medidas la resistencia al corte de enrocados, sin embargo, el alcance de la presente investigación no ha contemplado las siguientes variables.

2.4.9.1. Contenido de Humedad y Contenido de Finos

Dado que la medición del contenido de humedad se realiza usualmente con las partículas de tamaño menor a 19 mm (0,75”), dado que las partículas de mayor tamaño aportan poca humedad (Breitenbach, 1993); resulta importante tomar en cuenta esta variable, siempre y cuando un enrocado contenga una gran cantidad de partículas finas (Cunning & Hawley, 2017). Dado que el alcance de la presente investigación considera enrocados para la construcción de presas y botaderos de desmonte de mina, donde generalmente el contenido de finos es limitado, no se ha considerado relevante exponer mayor detalle respecto a esta variable.

2.4.9.2. Fábrica

La confección misma de las probetas para la ejecución de ensayos de laboratorio puede condicionar un determinado comportamiento de un enrocado (Mitchell,

1993). Sin embargo, debido a que en la práctica actual se utiliza un método estándar de preparación de probetas, consistente en la compactación húmeda o en algunos casos vibrado húmedo, no se ha considerado ahondar en esta variable.

2.4.10. Resumen de los Factores que Afectan la Resistencia al Corte de Enrocados

Con base en la revisión de información acerca del estudio de los factores que afectan a la resistencia al corte de enrocados, la Tabla N°2-2 resume el efecto de los parámetros detallados en las secciones anteriores, asimismo se ha asociado un grado de efecto (positivo, nulo o negativo) de cada variable.

Tabla N°2-2: Grado de efecto de los factores que afectan la resistencia al corte de enrocados

Parámetro	Efecto	Grado de efecto		Referencia
		Disminuye	Aumenta	
Incremento Presión o nivel de esfuerzos	El ángulo de fricción secante disminuye. Este hecho se ha atribuido a la rotura de partículas.	■		Leps (1970), Indraratna et al. (1993, 1998), Marsal (1973), Douglas (2002), Cunnig & Hawley (2017)
Incremento Cu / Distribución granulométrica	Si la comparación es realizada bajo la misma densidad máxima del enrocado, una muestra con granulometría bien gradada, alcanzaría una mayor densidad y, por tanto, mayor resistencia.		■	Douglas (2002), Marachi et al., (1969), Lee and Fardhoomand (1967), Ovalle et al. (2014)
Incremento Densidad o relación de vacíos	La resistencia al corte se incrementa (baja relación de vacíos), este efecto es más significativo a bajos esfuerzos de confinamiento		■	Douglas (2002), Marsal (1973)
Incremento Resistencia de las partículas	La resistencia al corte se incrementa con la resistencia de las partículas, pero tiene poco efecto a bajos esfuerzos de confinamiento y medio efecto a altos esfuerzos.		■	Douglas (2002), Anagnosti and Popovic (1982)
Incremento Tamaño máximo de partícula	Efecto menor en el incremento de la resistencia al corte del enrocado		■	Douglas (2002), Al-Hussaini (1983), Zeller and Wullimann (1957)
	Sin efecto considerable			Charles and Watts (1980), Gesche (2002)
	Efecto menor en la disminución de la resistencia al corte del enrocado	■		Anagnosti and Popovic (1981), Marsal (1965), Marachi (1972)
Incremento Angularidad de las partículas	Incremento de la resistencia al corte del enrocado a bajos esfuerzos de confinamiento.		■	Douglas (2002), Sarac and Popovic (1985)

Parámetro	Efecto	Grado de efecto		Referencia
		Disminuye	Aumenta	
	Efecto menor en la disminución de la resistencia al corte del enrocado a altos esfuerzos de confinamiento.		■	Douglas (2002)
	Efecto menor en el incremento de la resistencia al corte del enrocado a altos esfuerzos de confinamiento.		■	Lee & Farhoomand (1967)
Incremento Rugosidad de las partículas	Efecto menor en el incremento de la resistencia al corte del enrocado		■	Vallerga et al. (1957), Chávez (1996)
Origen litológico de las partículas	Aparentemente se puede observar que a esfuerzos normales (σ_n) superiores a 0,3 MPa, los enrocados con partículas de origen ígneo alcanzan las mayores resistencias al corte, seguido por los enrocados de rocas sedimentarias y luego por las rocas metamórficas.			Elaboración propia, ver apartado 2.4.8

Fuente: Elaboración Propia

2.5. CRITERIOS DE RESISTENCIA AL CORTE DE ENROCADOS:

Un parámetro relevante en los suelos es la resistencia a la falla que alcanzan, que depende directamente del nivel de confinamiento al que están sometidos. Es usual en suelos, la aplicación del criterio de falla de Mohr Coulomb, sin embargo, en enrocados es más adecuado utilizar envolventes no lineales de resistencia, como la expresión de De Mello (1977) mostrada en la ecuación Ec.4, que correlaciona el esfuerzo cortante (τ) en función de los esfuerzos normales (σ_n) mediante una ecuación potencial, e incluye los parámetros "a" y "b" para representar la resistencia pico y el grado de rotura del enrocado.

De acuerdo a la ecuación (Ec.4), los enrocados con mayores valores de "a" se traducen, comparativamente en mayores resistencias en el rango de esfuerzos bajos, por otro lado, el parámetro "b" esta asociado a la curvatura de la envolvente no lineal, de tal manera que valores elevados de "b" significa menor curvatura, por lo tanto, mayores resistencias en el rango de esfuerzos altos (Linero et al., 2008).

$$\tau = a \cdot \sigma_n^b \quad (\text{Ec.4})$$

Donde:

τ = Resistencia al Corte

σ_n = Esfuerzo Normal

a y b son constantes

Posteriormente, Indraratna (1998) agrega a la expresión anterior el parámetro de la resistencia a la compresión no confinada (UCS) de las partículas del enrocado, resultando en la ecuación (Ec.5).

$$\frac{\tau}{UCS} = a \cdot \left(\frac{\sigma_n}{UCS}\right)^b \quad (\text{Ec.5})$$

La expresión anterior, se presenta como una de las ecuaciones más apropiadas para la caracterización de la resistencia al corte del enrocados conformados por partículas de diferente resistencia o grados de dureza (Dorador, 2010).

2.6. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

El análisis de estabilidad de taludes constituye uno de los pasos más importantes del diseño geotécnico, típicamente es efectuada mediante un procedimiento denominado Método de Equilibrio Límite (LEM), o alternativamente a través del Método de Elementos Finitos (FEM) o de Diferencias Finitas. En la práctica actual, la mayoría de los ingenieros están más familiarizados con LEM. Por lo que los otros métodos no son comunes en el diseño geotécnico de rutina.

2.6.1. Factor de Seguridad (FS)

El factor de seguridad (FS) para el análisis de estabilidad de taludes se define generalmente como la relación de la resistencia al corte máximo dividida por el esfuerzo de corte movilizado que desencadena la falla (Cheng et al., 2008). Existen diversas formas de calcular el FS. La formulación más común, asume que el FS es constante a lo largo de la superficie de deslizamiento o mecanismo de falla, y se define con respecto al equilibrio de las fuerzas o momentos, como se muestra en la ecuación (Ec.6).

$$FS = \frac{M_r}{M_d} = \frac{F_r}{F_d} \quad (\text{Ec.6})$$

Donde M_r/F_r es la suma de los momentos o fuerzas resistentes y M_d/F_d es la suma de los momentos o fuerzas que conducen el deslizamiento.

2.6.2. Método del Equilibrio Límite (LEM)

El análisis de equilibrio de límite es la técnica más utilizada para calcular el factor de seguridad (FS) de estructuras de suelo o enrocados. El método considera el equilibrio de la masa de suelo deslizante como una unidad, o en otros procedimientos, de las masas divididas en dovelas. En ambos casos se deben satisfacer ciertas condiciones de equilibrio (p. ej., equilibrio de momentos, equilibrio de fuerzas verticales y equilibrio de fuerzas horizontales).

Existen numerosos procedimientos de análisis de equilibrio límite basados en la resolución de una o más de las tres condiciones de equilibrio estático. Algunos de estos procedimientos resuelven las tres condiciones de equilibrio explícitamente, pero algunas veces presentan no-convergencia; mientras que otros métodos

menos rigurosos solo resuelven algunas de las condiciones de equilibrio al hacer suposiciones sobre las otras condiciones de equilibrio para determinar una solución. Las principales diferencias entre estos procedimientos son las condiciones de equilibrio estático que satisfacen implícita y/o explícitamente y los supuestos utilizados por cada uno, para obtener una solución estáticamente determinada. Sin embargo, todos los métodos asumen que la proporción de las fuerzas que resisten la inestabilidad a las fuerzas que impulsan la inestabilidad es la misma en todas partes a lo largo de la superficie de falla (Cunning & Hawley, 2017). Algunos de los procedimientos más conocidos corresponden a los trabajos de Fellenius (1936), Bishop (1955), Janbu (1973), Morgenstern & Price (1965) y Spencer (1967), particularmente estos dos últimos son los de mayor aceptación en el actual estado de la práctica.

Los métodos mencionados en el párrafo anterior comúnmente se encuentran codificados en softwares geotécnicos de análisis de estabilidad de taludes por LEM, que resuelven las ecuaciones de equilibrio en un corto tiempo. Sin embargo, se debe recalcar que estos programas consideran ciertas suposiciones:

- El factor de seguridad es calculado para una superficie de deslizamiento o mecanismo de falla asumida.
- Consideran que el suelo tiene un comportamiento mecánico como materiales rígidos perfectamente plásticos.
- El factor de seguridad es asumido constante a lo largo de la superficie de deslizamiento. Por lo que, se obtiene un único FS para una superficie o mecanismo de falla preestablecida.

2.6.3. Método de Elementos Finitos (FEM)

El método de elementos finitos (FEM) se aplica cada vez más en el análisis de estabilidad de taludes. Una de las técnicas más populares para realizar el análisis de estabilidad de taludes con FEM es mediante la técnica de reducción de la resistencia al corte (SSR o SRM). Este enfoque consiste en la reducción sistemática de la envolvente de resistencia al corte de un material por un factor de seguridad (SRF), como se muestra en la Figura N°2-15, a fin de que se obtengan

deformaciones excesivas o la no convergencia del análisis del modelo FEM (Hammah et al., 2005). La Figura N°2-14, ilustra el procedimiento descrito en líneas anteriores.

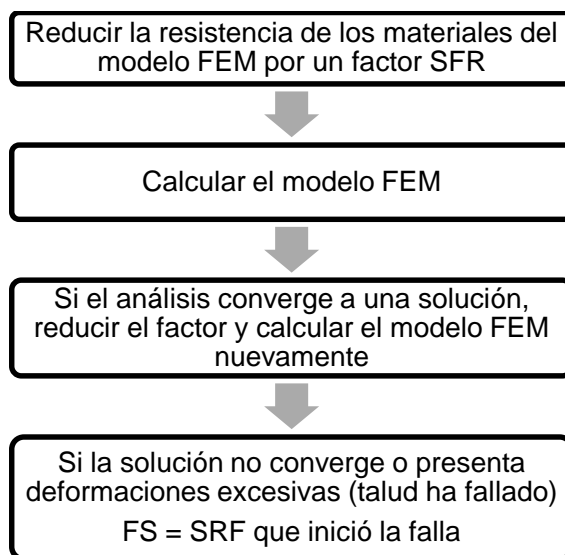


Figura N°2-14: Flujograma del método de SSR o SRM

Fuente: Elaboración Propia

Un factor que limita la aplicación más amplia del enfoque de SSR/SRM al análisis de estabilidad de taludes ha sido su restricción a los materiales caracterizados con la ley constitutiva de Mohr-Coulomb, aunque en taludes rocosos se utiliza el criterio generalizado de Hoek-Brown.

Otra limitación está referida a la gran sensibilidad que presenta frente a los algoritmos de solución no lineales o reglas de flujo, es decir, el considerar para un determinado análisis una regla de flujo no-asociada, que implica un ángulo de dilatación $\psi=0$, o una regla de flujo asociada, es decir, un ángulo de dilatación $\psi=\phi$. Una mayor discusión acerca de estos conceptos se presenta en el siguiente apartado.

Otra limitante corresponde a que el SRR/SRM no puede determinar mecanismos de falla cuando estos presentan una ligera diferencia de FS, a diferencia del LEM donde si es posible identificar varias superficies de falla. Por lo que se sugiere que el LEM se realice previamente junto con el SRM como una verificación de rutina. Un ejemplo de lo mencionado se presenta en la Figura N°2-16.

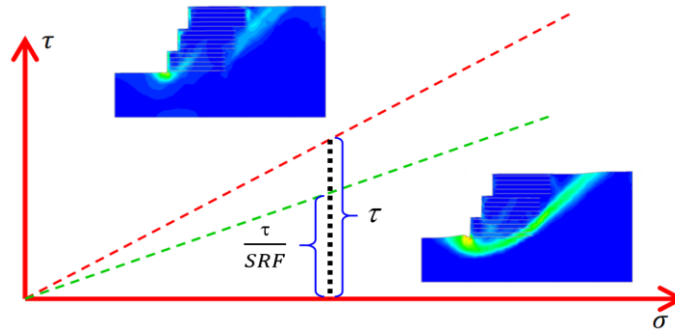


Figura N°2-15: Interpretación geométrica de la reducción de la envolvente de resistencia al corte de un material

Fuente: Elaboración Propia

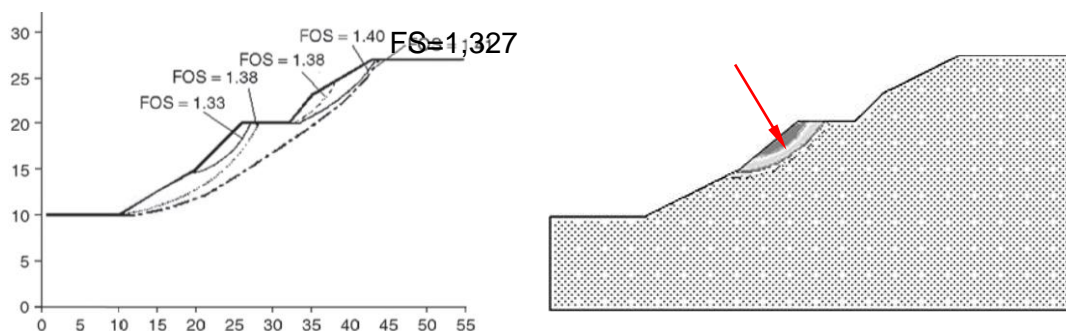


Figura N°2-16: FS por LEM (izquierda) y SRM (derecha)

Fuente: Modificado de Cheng et al. (2008)

2.6.4. Comparación del Método de Equilibrio Límite (LEM) vs Método de Elementos Finitos (FEM)

El método de equilibrio límite (LEM) y el método de reducción de resistencia (SRM) basados en el método de elementos finitos/diferencias finitas son actualmente los métodos más populares entre los ingenieros. A diferencia del LEM, el SRM no define *a priori* una superficie crítica o mecanismo de falla para calcular un FS; desde que este método está basado en FEM, el modelo por sí mismo genera una zona de fluencia continua, como se muestra en la Figura N°2-15, la cual no necesariamente puede presentar una forma conocida (circular, cuña, etc).

Una cuestión inmediata respecto a ambos enfoques (LEM y FEM), es respecto al grado de similitud de los FS y superficies o mecanismos de falla crítica obtenidos de la aplicación de ambos métodos. Muchos investigadores compararon ambos resultados y encontraron que generalmente se obtienen resultados similares. Sin embargo, estas comparaciones fueron realizadas en su mayoría en modelos

geotécnicos con un material homogéneo y con una geometría regular (es decir, sin la presencia de capas de material blando o de especial geometría), características poco usuales en las estructuras geotécnicas típicas.

Un ejemplo de estos estudios fue presentado por Cheng et al. (2008), que comparó el SRM obtenido para una regla de flujo no-asociada (SRM1), así como para una regla de flujo asociada (SRM2). Por otro lado, el LEM consideró el uso del método de Morgenstern & Price. El modelo geotécnico considerado se muestra en la Figura N°2-17, donde el análisis se realizó paramétricamente, es decir, variando las propiedades de resistencia al corte del material que conforma el talud. La comparación de los resultados se muestra en la Tabla N°2-3.

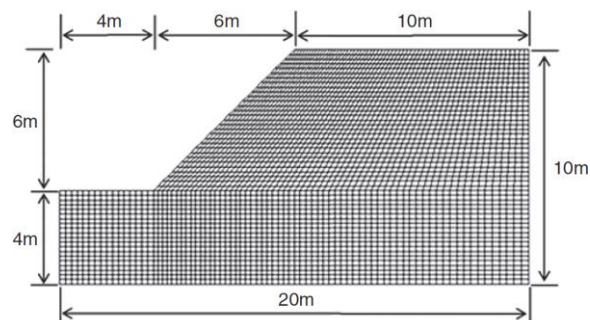


Figura N°2-17: Modelo geotécnico para análisis paramétrico de los métodos LEM y SRM

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°2-3: Comparación de resultados de los métodos LEM y SRM en términos de FS

Case	c' (kPa)	ϕ' (°)	FOS (LEM)	FOS (SRM1, non- associated)	FOS (SRM2, associated)	FOS difference with LEM (SRM1, %)	FOS difference with LEM (SRM2, %)	FOS difference between SRM1 and SRM2
1	2	5	0.25	0.25	0.26	0	4.0	4.0
2	2	15	0.50	0.51	0.52	2.0	4.0	2.0
3	2	25	0.74	0.77	0.78	4.0	5.4	1.3
4	2	35	1.01	1.07	1.07	5.9	5.9	0
5	2	45	1.35	1.42	1.44	5.2	6.7	1.4
6	5	5	0.41	0.43	0.43	4.9	4.9	0
7	5	15	0.70	0.73	0.73	4.3	4.3	0
8	5	25	0.98	1.03	1.03	5.1	5.1	0
9	5	35	1.28	1.34	1.35	4.7	5.5	0.7
10	5	45	1.65	1.68	1.74	1.8	5.5	3.6
11	10	5	0.65	0.69	0.69	6.2	6.2	0
12	10	15	0.98	1.04	1.04	6.1	6.1	0
13	10	25	1.30	1.36	1.37	4.6	5.4	0.7
14	10	35	1.63	1.69	1.71	3.7	4.9	1.2
15	10	45	2.04	2.05	2.15	0.5	5.4	4.9
16	20	5	1.06	1.20	1.20	13.2	13.2	0
17	20	15	1.48	1.59	1.59	7.4	7.4	0
18	20	25	1.85	1.95	1.96	5.4	5.9	0.5
19	20	35	2.24	2.28	2.35	1.8	4.9	3.1
20	20	45	2.69	2.67	2.83	0.7	5.2	6.0
21	5	0	0.20	—	0.23	—	15.0	—
22	10	0	0.40	—	0.45	—	12.5	—
23	20	0	0.80	—	0.91	—	13.8	—

Fuente: Cheng et al. (2008)

Asimismo, una comparación de los mecanismos de falla se ilustra en la Figura N°2-18.

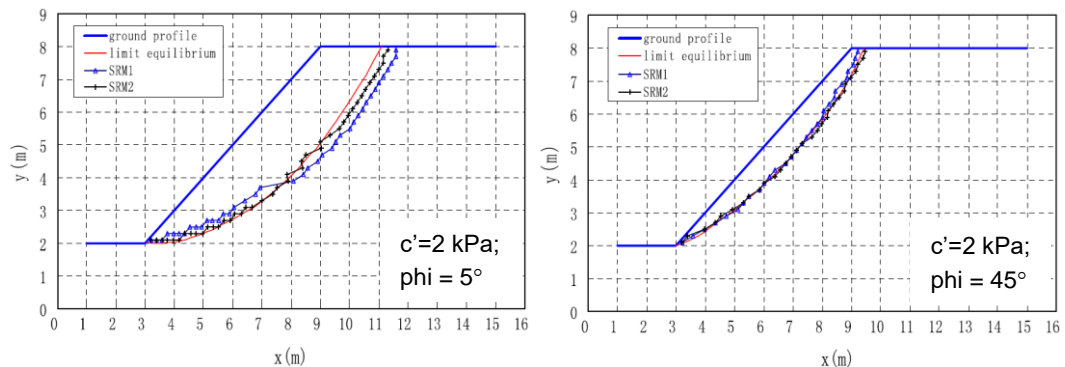


Figura N°2-18: Comparación de mecanismos de falla

Fuente: Modificado de Cheng et al. (2008)

Con base en el análisis paramétrico de Cheng et al. (2008), se puede concluir para el caso de taludes homogéneos y de geometría regular.

- Los FS obtenidos de la aplicación del SRM son ligeramente más altos que los obtenidos del LEM.
- El FS con la regla de flujo asociada o SMR2 ($\psi=\phi$) es ligeramente mayor en comparación al FS para el SMR1 ($\psi=0$), incrementándose esta diferencia con el aumento del ángulo de fricción. Asimismo, el mecanismo de falla para una regla de flujo asociada (SRM2) es más cercano al LEM, que una regla de flujo no-asociada (SRM1).
- Cuando el ángulo de fricción de un suelo es bajo, las diferencias entre los mecanismos de falla de SRM1 y SRM2 son mayores que para cohesiones bajas (ver Figura N°2-18).

A pesar de las ligeras diferencias entre los resultados de SRM y LEM, Cheng et al. (2008) sugiere que el uso tanto de LEM o SRM son en general indistintos.

Una limitante del análisis presentado es que se basó en un caso de un talud homogéneo y de geometría regular. Por lo que, Cheng et al. (2008) llevó a cabo un análisis en un talud más “acorde” a la realidad, es decir, considerando estratos

de suelos blandos y con modelos geotécnicos con diferentes materiales. Una vista del modelo analizado con los aspectos en mención se ilustra en la Figura N°2-19.

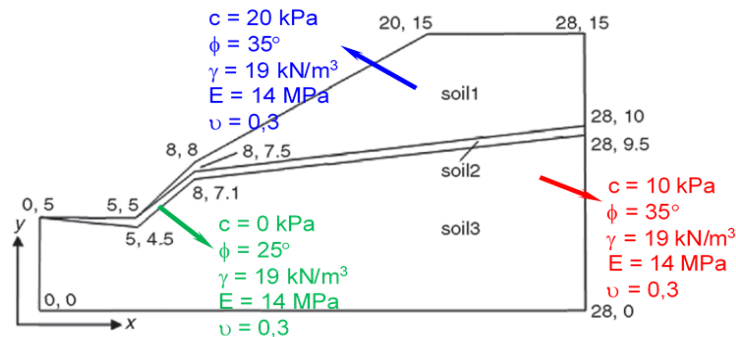


Figura N°2-19: Propiedades del modelo geotécnico para análisis comparativo

Fuente: Modificado de Cheng et al. (2008)

Para este caso, el autor concluyó que debido a que el FS es muy sensible a las variables numéricas de los programas geotécnicos, como: el tamaño del elemento numérico (nivel de discretización), tolerancia numérica, número de iteraciones permitidas y la dilatación asumida; el LEM podría resultar más conveniente en este tipo de problemas (con suelos blandos y de geometría poco regular).

2.6.5. Análisis Pseudoestático

El análisis pseudoestático está basado en LEM y puede ser aplicado para evaluar el efecto potencial de las cargas sísmicas en las estructuras geotécnicas (presas, depósitos de desmonte, pilas de lixiviación, etc.). Consiste en el supuesto que las fuerzas sísmicas horizontales y verticales generadas por un sismo, pueden ser representadas mediante fuerzas horizontales y verticales “constantes” proporcionales a la masa deslizante, los cuales se aplican en su centro de gravedad, y en una proporción definida mediante un coeficiente sísmico (K_h y K_v), como se muestra en la Figura N°2-20. Aunque generalmente la componente de la fuerza vertical es ignorada (Negrón, 2015).

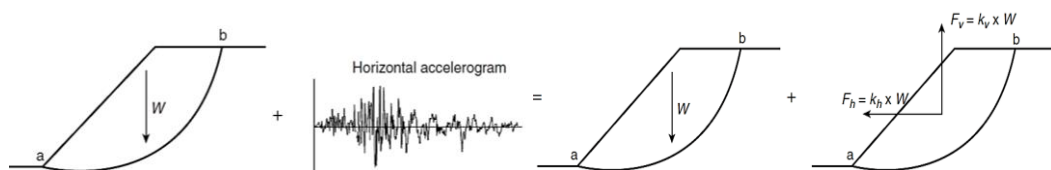


Figura N°2-20: Componentes del coeficiente sísmico

Fuente: Modificado de Cheng et al. (2008)

La selección del coeficiente sísmico apropiado es un *input* crítico en el análisis pseudoestático, el cual puede ser estimado bajo diferentes criterios, como se indica en la Tabla N°2-4. En el estado de la práctica es común la adopción del criterio de Hynes-Griffin & Franklin (1984), sin embargo, recientemente se está optando por el criterio de Bray & Travararou (2009), dado que está representa un procedimiento más racional al considerar factores clave como la deformación permisible de una estructura geotécnica, la magnitud del sismo, aceleración espectral y el periodo inicial de la masa deslizante.

Tabla N°2-4: Coeficientes sísmicos horizontales para análisis pseudoestáticos

Coeficiente horizontal sísmico	Comentario	Fuente
0,05 – 0,15	Típicos valores en USA	Cunning & Hawley (2017)
0,12 – 0,25	Típicos valores en Japón	Cunning & Hawley (2017)
0,1 – 0,2	$FS \geq 1,5$	Seed (1979)
1/2-1/3 de la aceleración horizontal pico en el terreno (PGA) en g	$FS > 1,0$	Marcurson & Franklin (1983)
1/2 de la aceleración horizontal pico en el terreno (PGA) en g	$FS > 1,0$	Hynes-Griffin & Franklin (1984)
f(deformación sísmica permisible, magnitud del sismo y aceleración espectral, periodo inicial de la masa deslizante)		Bray & Travararou (2009)

Fuente: Modificado de Cunning & Hawley (2017)

La aplicación del análisis pseudoestático debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Este procedimiento está limitado en casos que el modelo o problema geotécnico no presente materiales con una reducción significativa de la resistencia al corte durante un evento sísmico, es decir, no sería aplicable cuando se han identificado suelos susceptibles a la licuación.
- El enfoque pseudoestático no representa realmente el comportamiento sísmico y, debido a las suposiciones simplificadas que este método considera, el FS pseudoestático obtenido no representa una falla del talud si es logrado valores menores a la unidad, sino que representa la ocurrencia de potenciales deformaciones excesivas.

Además de otros parámetros clave (además de la selección del coeficiente sísmico) corresponde a la caracterización de la resistencia al corte del material y la inclusión del efecto del sismo en el valor de estas resistencias. La

caracterización de la resistencia se refiere a la adopción de una resistencia al corte drenado o no drenado en los parámetros de los materiales. La resistencia al corte no drenado se utiliza normalmente para los materiales que están debajo del nivel freático y pueden responder de manera no drenada durante la carga sísmica. Las estructuras geotécnicas compuestas por enrocados típicamente están no saturadas; por lo tanto, la resistencia al corte drenado sería más apropiado en los análisis pseudoestáticos. Por otro lado, para incluir el efecto del sismo en la resistencia al corte, debe considerarse una reducción de un 20% en la resistencia (Hynes-Griffin & Franklin, 1984), aunque otros autores refieren que bajo ciertas circunstancias no debe considerarse ninguna reducción (Duncan & Wright, 2005).

Una revisión de literatura llevado a cabo por Small et al. (2018), recomienda los siguientes enfoques para llevar a cabo análisis pseudoestáticos:

Para materiales *arcillosos* o que presenten *similar comportamiento* y que son *densos/dilatativos*.

- Usar resistencias no drenadas con un factor de reducción de 0,8.
- Usar resistencias no drenadas sin ninguna reducción.
- Usar resistencias drenadas con un factor de reducción de 0,8 (0,8 en la $\tan(\phi)$, ϕ : ángulo de fricción).

Para materiales *arcillosos* o que presenten *similar comportamiento* y que son *blandos/contractivos*.

- Usar resistencias no drenadas sin ninguna reducción.
- Usar resistencias drenadas con un factor de reducción de 0,8.

Para materiales *arenosos* o *poco cohesivos* y que son *densos/dilatativos*.

- Usar resistencias no drenadas con un factor de reducción de 0,8.
- Usar resistencias drenadas sin ninguna reducción.
- Usar resistencias drenadas con un factor de reducción de 0,8.

Para materiales *arenosos* o *poco cohesivos* y que son *suelos/contractivos*.

- Usar resistencias no drenadas sin ninguna reducción.
- Usar resistencias drenadas con un factor de reducción de 0,8 .

CAPÍTULO III. CARACTERIZACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE ENROCADOS: ENFOQUES EXPERIMENTALES

Desde los años cuarenta, diversos investigadores buscaron cuantificar la resistencia al corte de un enrocado, dado que el diseño de estructuras geotécnicas con este tipo de materiales, p. ej. presas, depósitos de desmonte, pilas de lixiviación, *stockpiles*, entre otros; se basaban esencialmente en metodologías empíricas y con poca posibilidad de optimización.

Considerando un enfoque experimental, existen dos formas de resolver el problema en mención, por un lado, mediante la aplicación de metodologías de escalamiento de partículas, para hacer posible un ensayo con el uso de un equipo de laboratorio convencional o, por otro lado, desarrollando aparatos de grandes dimensiones que permitan ensayar muestras con partículas de enrocado.

Para el primer caso, los investigadores desarrollaron cuatro metodologías (método de corte, método de corte y reemplazo, método de la matriz, método de las curvas homotéticas o gradación paralela). Por otro lado, para el segundo caso, alrededor del mundo se lograron construir nuevos equipos de laboratorio a gran escala, siendo el referente más próximo a Perú, el caso de Chile.

A pesar que ambas soluciones resuelven el problema de la caracterización de la resistencia al corte de enrocados, la primera solución tiene aplicabilidad restringida para cierto tipo de enrocados donde las metodologías de escalamiento han sido exitosamente probadas, por lo que la extrapolación de su éxito a otro tipo de materiales significaría la asunción que las propiedades de un enrocado en particular (donde se ha verificado la metodología) se reflejan de forma similar en otros enrocados, evidentemente, esto no podría concluirse dado que las características mecánicas de un enrocado depende de una gama de variables difícilmente reproducibles. Por otro lado, la segunda solución, no resulta factible para todos los proyectos geotécnicos, debido a que involucra elevados costos.

Por lo tanto, de acuerdo a lo expuesto, la caracterización de la resistencia al corte de un enrocado desde un enfoque experimental implica el conocimiento de las limitaciones y criterios de aplicabilidad de las metodologías de escalamiento de partículas. Una descripción de las metodologías en mención se presenta en las siguientes secciones.

3.1. MÉTODO DE CORTE

Consiste en remover las partículas más grandes de una muestra de suelo que se encuentran sobre el tamaño máximo de partícula que es posible ensayar en un equipo de laboratorio (convencional o de gran escala). La Figura N°3-1, ilustra la aplicación de esta metodología en una muestra de material fluvial del río Aconcagua (Chile) utilizada por Dorador (2010).



Figura N°3-1: Muestras con 0%, 40%, 65% (original), 80% y 100% de sobretamaño
Fuente: Adaptado de Dorador (2010)

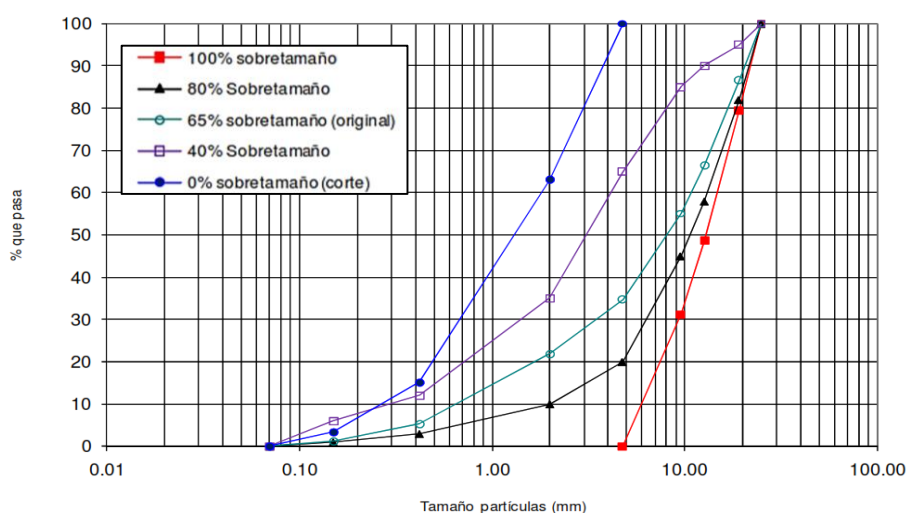


Figura N°3-2: Curvas granulométricas de muestras con 0%, 40%, 65% (original), 80% y 100% de sobretamaño
Fuente: Dorador (2010)

Ensayos triaxiales CD en muestras de grava del río Maipo con densidades relativas de 70% llevados a cabo por De la Hoz (2007), demostraron que las muestras cortadas alcanzan menor resistencia al corte y mayor módulo de elasticidad (E_{50}) respecto a la muestra original. De forma similar, Dorador (2010) ejecutó ensayos triaxiales CD en las muestras de la Figura N°3-2, coincidiendo sus resultados con De la Hoz (2007); ambos concluyeron en recomendar este método limitando el corte de sobre-tamaño hasta un máximo de 20%.

3.2. MÉTODO DE CORTE Y REEMPLAZO

Consiste en remover las partículas de sobre-tamaño que no pueden ser ensayado en los equipos convencionales para reemplazarlos por una misma cantidad en peso de partículas más pequeñas.

El método implica utilizar un material menos gradado, pero con la misma densidad que la muestra original, por lo tanto, según lo explicado en sección 2.4.2, probablemente se obtendrán valores de resistencia menores, sin embargo, debido a que el material de reemplazo es de menor tamaño, implica que la densidad relativa de la muestra será mayor, por lo que, en concordancia con la sección 2.4.3, conllevaría a un incremento de la resistencia. Debido a que no podemos cuantificar el grado de efecto de cada parámetro (granulometría o la densidad relativa) y definir el de mayor efecto, los ensayos triaxiales CU desarrollados por Donaghe y Torrey (1979) determinaron que la muestra a escala real alcanza hasta 3° de diferencia respecto a las muestras cortadas y reemplazadas, como se muestra en la Figura N°3-3(b). Con base en estos resultados, el autor recomienda utilizar este método en muestras con un contenido de gravas mayor a 40%.

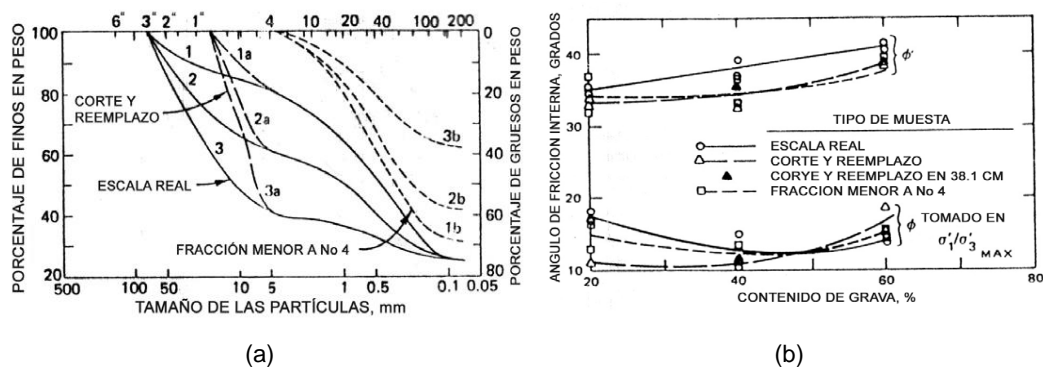


Figura N°3-3: (a) Distribución granulométrica real y con aplicación del método de corte y reemplazo, (b) Ángulo de fricción en función del contenido de grava

Fuente: Donaghe & Torrey (1979)

3.3. MÉTODO DE LA MATRIZ

Metodología más apropiada a MGG con alto contenido de finos (posiblemente no compatible con materiales tipo enrocados), debido a que está basada en que una partícula de gran tamaño puede “flotar” en una matriz de partículas finas que controlarían el comportamiento del MGG, este concepto se ilustra en la Figura N°3-4. Bajo este supuesto, puede inferirse que, mientras más fina es la

matriz, el método es más eficiente, dado que se producirían bandas de corte más delgadas donde el sobre-tamaño no podría intervenir (ver Figura N°3-5).

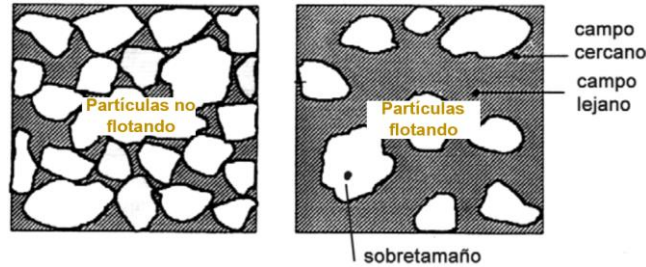


Figura N°3-4: Esquema de un suelo con partículas de sobre-tamaño flotando y no flotando
Fuente: Adaptado de Fragasz et al. (1992)

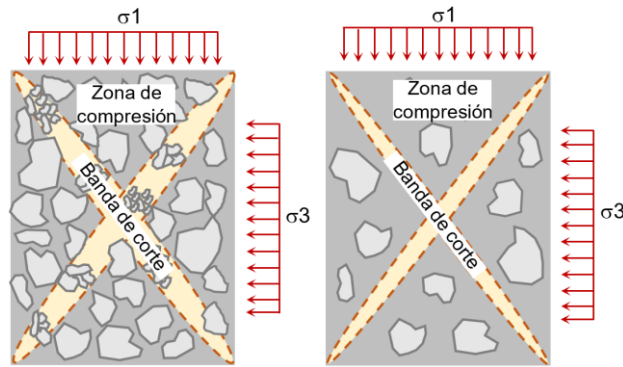


Figura N°3-5: Bandas de corte en muestras con partículas flotando y sin flotar
Fuente: Elaboración propia

Asimismo, la metodología supone que la densidad de las partículas de campo lejano (distribuidos lejos de las partículas de sobre-tamaño, ver Figura N°3-6) controlan la resistencia del MGG (Siddiqi, 1984), por lo tanto, es necesario determinar adecuadamente el valor de esta densidad.

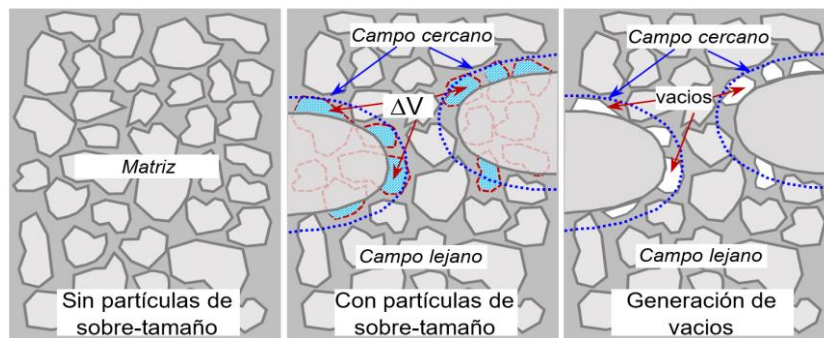
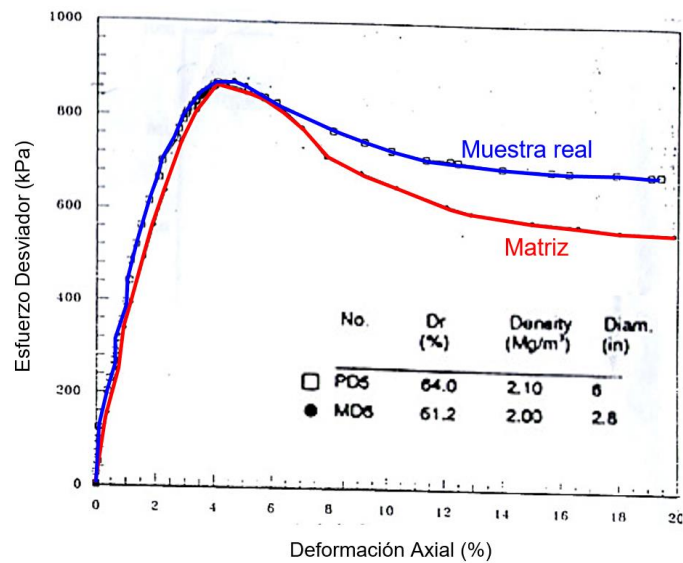
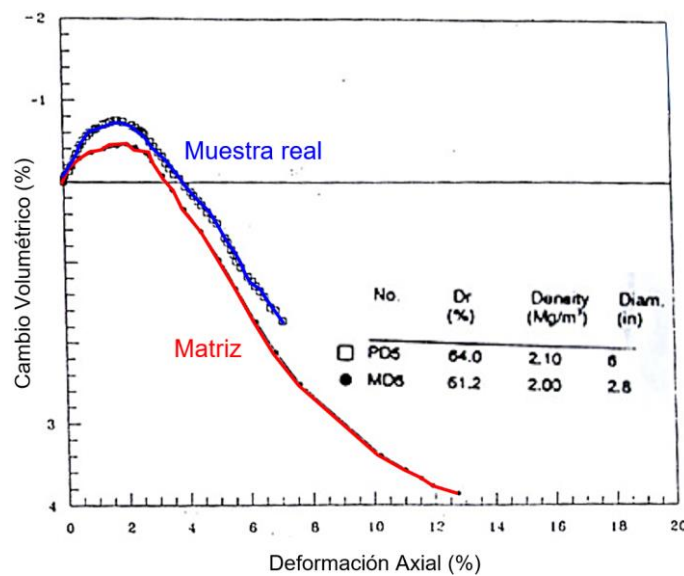


Figura N°3-6: Generación de vacíos debido a la inclusión de partículas de sobre-tamaño en la matriz fina
Fuente: Elaboración propia

Debido a que el cálculo de la densidad de la matriz de campo lejano depende del volumen considerado para su cálculo y considerando que existe un contraste entre la densidad de campo cercano y lejano (ver Figura N°3-6) debido a efectos de superficie y de compactación por la inclusión de partículas de sobre-tamaño (Siddiqi 1984); Fragaszy et al. (1992) propone una metodología que toma en cuenta la adición de un volumen de vacíos (ΔV) generado por la inclusión de las partículas de sobre-tamaño, este efecto se ilustra en la Figura N°3-6.



(a)



(b)

Figura N°3-7: Comparación (a) de trayectoria de esfuerzos para una muestra real y su matriz, (b) de cambio volumétrico, presión de confinamiento 150 kPa

Fuente: Adaptado de Siddiqi (1984)

Considerando la aplicación de la corrección de la densidad de campo lejano, Fragasz et al. (1992) llevó a cabo ensayos triaxiales CD con muestras de hasta 30% de sobre-tamaño, donde determinó que la resistencia pico y el cambio volumétrico entre una muestra para un tamaño de probeta de 6" y su respectiva matriz en un tamaño de probeta de 2,8", presentan comportamientos similares como se muestra en la Figura N°3-7.

Por otro lado, De la Hoz (2007) concluyó que el método de la matriz es efectivo para muestras con un porcentaje de sobre-tamaño de hasta 20%.

3.4. MÉTODO DE LAS CURVAS HOMOTÉTICAS O GRADACIÓN PARALELA

Consiste en construir curvas granulométricas paralelas a una curva en escala real, hasta coincidir el tamaño máximo de partícula con el tamaño máximo posible de ensayar en un equipo de laboratorio (convencional o de gran escala).

El método fue inicialmente probado por Lowe (1964) para el diseño de la presa Shihmen en Taiwan. Debido a que el cuerpo de la presa tenía 12" de $T_{máx}$ se decidió escalar la curva granulométrica real (o también denominado como prototipo) aplicando un radio de similitud (r_s) de 8 ($r_s = D_{máx} / d_{máx}$), y obtener la curva escalada (modelo), como se muestra en la Figura N°3-8.

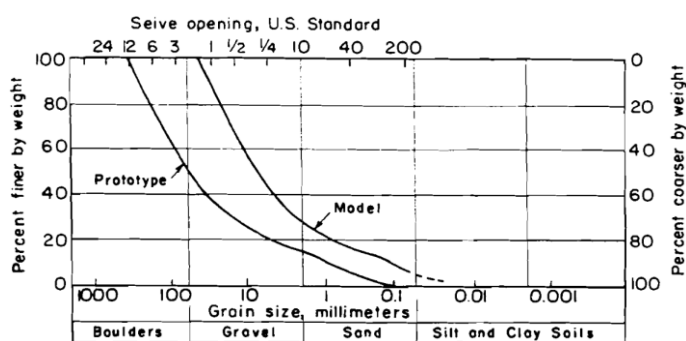


Figura N°3-8: Curva granulométrica modelo y prototipo
Fuente: Marachi (1969)

La metodología asume que en MGG donde la única diferencia entre el prototipo y la muestra modelo es el tamaño de partículas, el prototipo puede representar muy cercanamente el comportamiento geomecánico del modelo (Lowe, 1964), esta suposición estaba basada en el comportamiento mecánico de esferas ideales en un ordenamiento regular donde las deformaciones (ϵ) y esfuerzos de contacto

máximo ($\sigma_{\text{máx}}$) son independientes del tamaño de partícula (ver Figura N°3-9), siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones.

- El módulo de elasticidad “E” del prototipo se replica en la muestra modelo.
- La rugosidad y forma de las partículas del prototipo y del modelo son las mismas.
- El efecto de rotura de partículas es modelado adecuadamente en la muestra prototipo y el modelo.

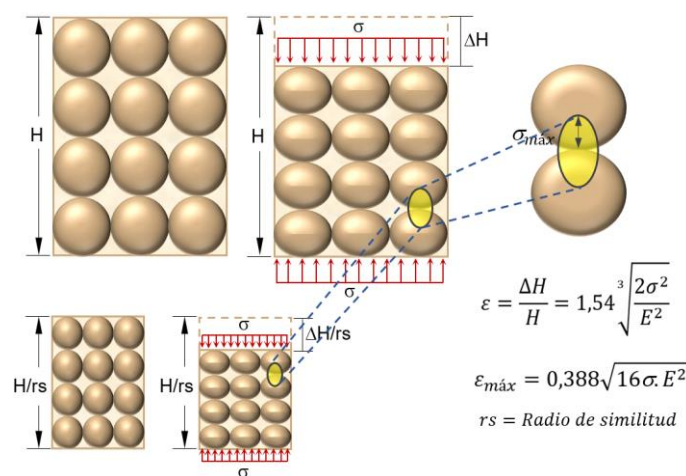


Figura N°3-9: Esfuerzos de contacto máximo y deformaciones en una muestra prototipo y muestra modelo

Fuente: adaptado de Marachi (1969)

De acuerdo a Lowe (1964), el éxito de la metodología de curvas paralelas dependerá del cumplimiento de los requisitos en los que el método se basó. Diversos estudios verificaron la efectividad de la metodología en distintos tipos de materiales: materiales fluviales (Gesche, 2002; De la Hoz, 2007), materiales de alta resistencia como el balasto (Jernigan, 1998; Cambio & Ge, 2007) y rocas sedimentarias como enrocados de caliza (Hu et al., 2011)

Por ejemplo, para el caso de materiales fluviales, De la Hoz (2007) demostró la efectividad de las curvas homotéticas llevando a cabo ensayos triaxiales en las muestras que se indican en la Figura N°3-10, donde obtuvo que el comportamiento geomecánico del prototipo y los modelos presentaban una gran similitud, tanto en las trayectorias de esfuerzo-deformación y deformación volumétrica (ver Figura N°3-11), así como, en la rigidez y resistencia máxima (ver Figura N°3-12).

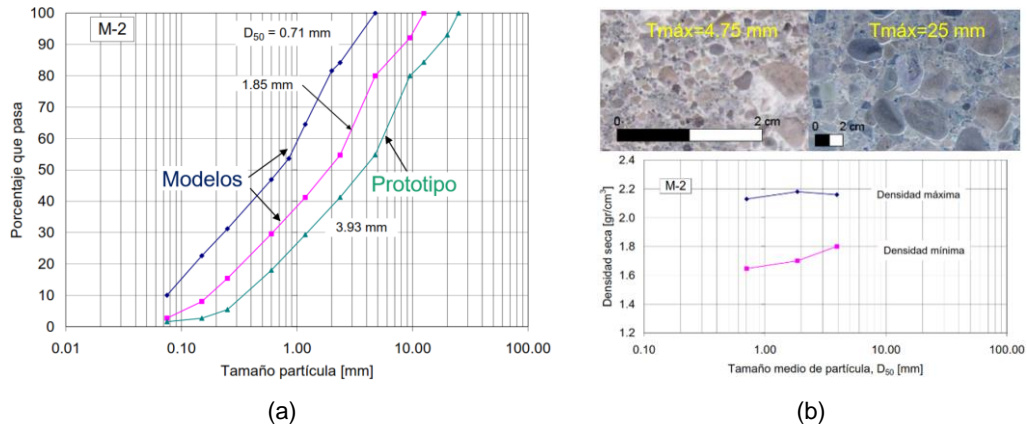


Figura N°3-10: (a) Granulometría paralela, (b) Fotografía de las muestras escaladas y Densidades límites

Fuente: Adaptado de De la Hoz (2007)

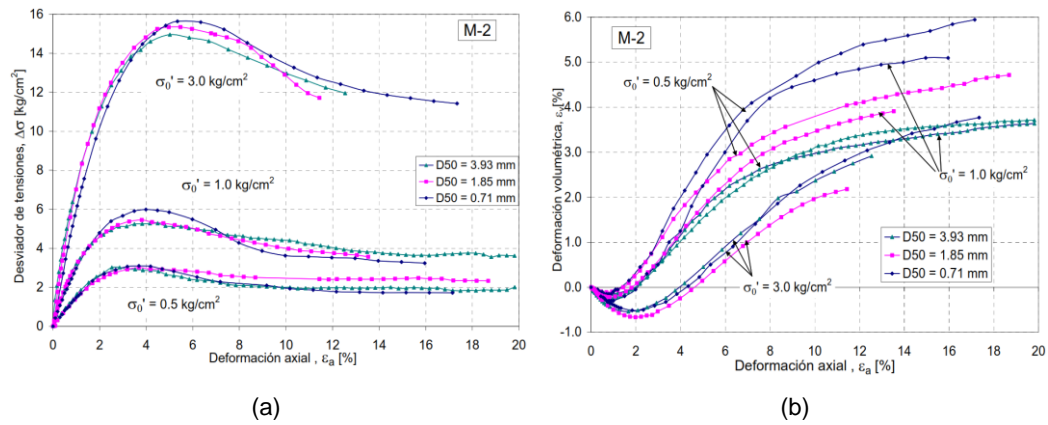


Figura N°3-11: (a) Comportamiento esfuerzo-deformación, (b) Variación volumétrica

Fuente: De la Hoz (2007)

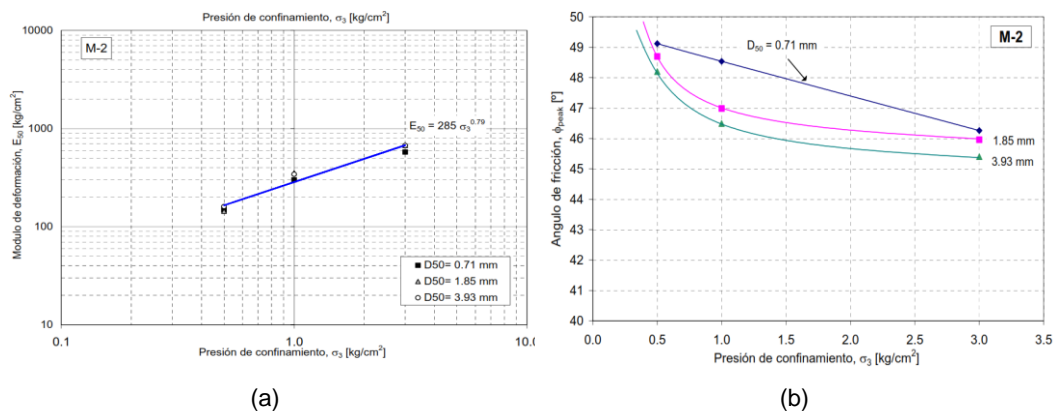


Figura N°3-12: (a) Módulo de deformación vs presión de confinamiento, (b) Variación del ángulo de fricción máximo con el nivel de confinamiento – Grava fluvial

Fuente: De la Hoz (2007)

Aunque el ejemplo anterior demuestra buenas estimaciones del comportamiento geomecánico de MGG con la aplicación de las curvas homotéticas, es importante mencionar que el procedimiento de los ensayos triaxiales, llevados a cabo por De la Hoz (2007), consideró muestras paralelas que cumplieran un conjunto de requisitos coherentes con lo indicado por Lowe (1964).

Sin embargo, debido a la popularidad que el método ha ganado, en la práctica actual su aplicación se ha generalizado, desestimándose el hecho de que su efectividad solo ha sido verificada en ciertos materiales; la extrapolación del éxito de esta metodología para otros materiales puede conllevar a diseños muy conservadores o incluso poco conservadores, dependerá del grado de efecto que cada uno de los parámetros (explicados en la sección 2.4) tengan en cada material en particular.

Un panorama detallado de los efectos de no considerar algunos de los requisitos que la metodología de curvas paralelas requiere, se detalla líneas abajo, y puede ser útil cuando se extrapola el método en otro tipo de materiales.

3.4.1. Requisito N°1: Limitar el Contenido de Finos a un Máximo de 10%

Es una condición que explícitamente no fue mencionado en el trabajo de Lowe (1964), sin embargo, debido a la importancia de los finos en la respuesta mecánica de un MGG, fue incluido a sugerencia de De la Hoz (2007).

Generalmente, en muestras provenientes de canteras de enrocados y materiales que conforman depósitos de desmonte de mina, el contenido de finos del prototipo y del modelo tienden a ser menor a 10%, sin embargo, se ha notado que en muestras con $Cu > 20$, en ocasiones, el procedimiento de curvas homotéticas genera muestras equivalentes con contenido de finos mayores a 10%, como se muestra encerrado en círculo en la Figura N°3-13, bajo esa condición, se puede producir un aumento del ángulo de fricción interna con el aumento del tamaño de partículas (De la Hoz, 2007).

Usualmente, cuando se excede el 10% de contenido de finos máximo, se opta por ajustar las curvas granulométricas de las muestras modelo a este valor máximo

(ver Figura N°3-13), en consecuencia, se obtienen granulometrías que no son perfectamente paralelas, incumpléndose necesariamente el requisito N°2.

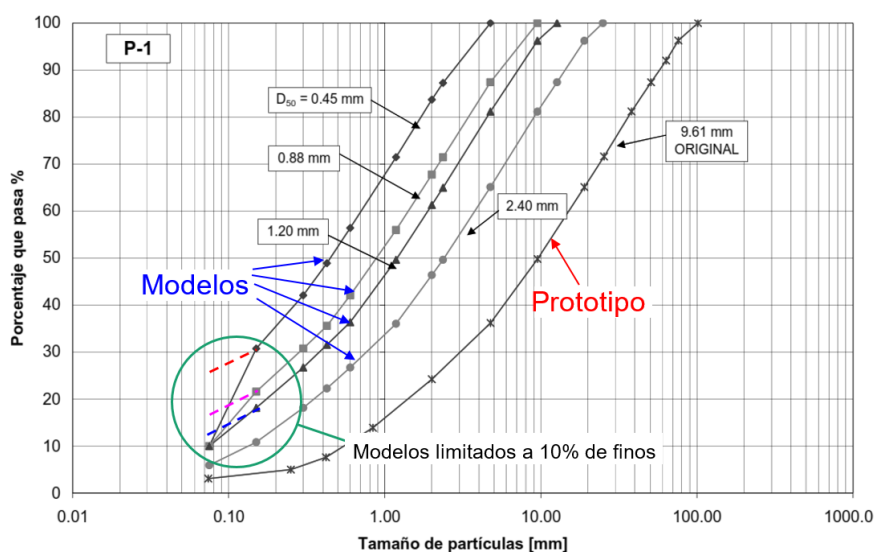


Figura N°3-13: Granulometrías homotéticas limitadas a 10% de contenido de finos
Fuente: Adaptado de De la Hoz (2007)

3.4.2. Requisito N°2: Mantener los Coeficientes de Uniformidad (C_u) y de Curvatura (C_c) en las Muestras Paralelas

A pesar que explícitamente Lowe (1964) no mencionó este requisito, debido a que su supuesto se basaba en partículas esféricas regulares, se infiere que para muestras naturales los arreglos de partículas del prototipo y modelo deben de mantenerse iguales, es decir, curvas granulométricas perfectamente paralelas.

Sin embargo, como se mencionó en líneas anteriores, al ajustar el contenido de finos a 10%, se condiciona a obtener muestras que no son perfectamente paralelas, en consecuencia, los coeficientes C_u y C_c son necesariamente afectados, traduciéndose en gradaciones más uniformes y posiblemente con menores resistencias al corte. Ensayos triaxiales CD en muestras de gravas de origen fluvial provenientes del río Maipo (Chile) que no mantenían el paralelismo (ver Figura N°3-13), conllevaron a obtener diferencias de hasta 10° en el ángulo de fricción secante, siendo los resultados de los modelos muy conservadores (como se esperaba); asimismo, se obtuvieron módulos de elasticidad (E_{50}) menores respecto al prototipo (De la Hoz, 2007), estos resultados se ilustran en la Figura N°3-14.

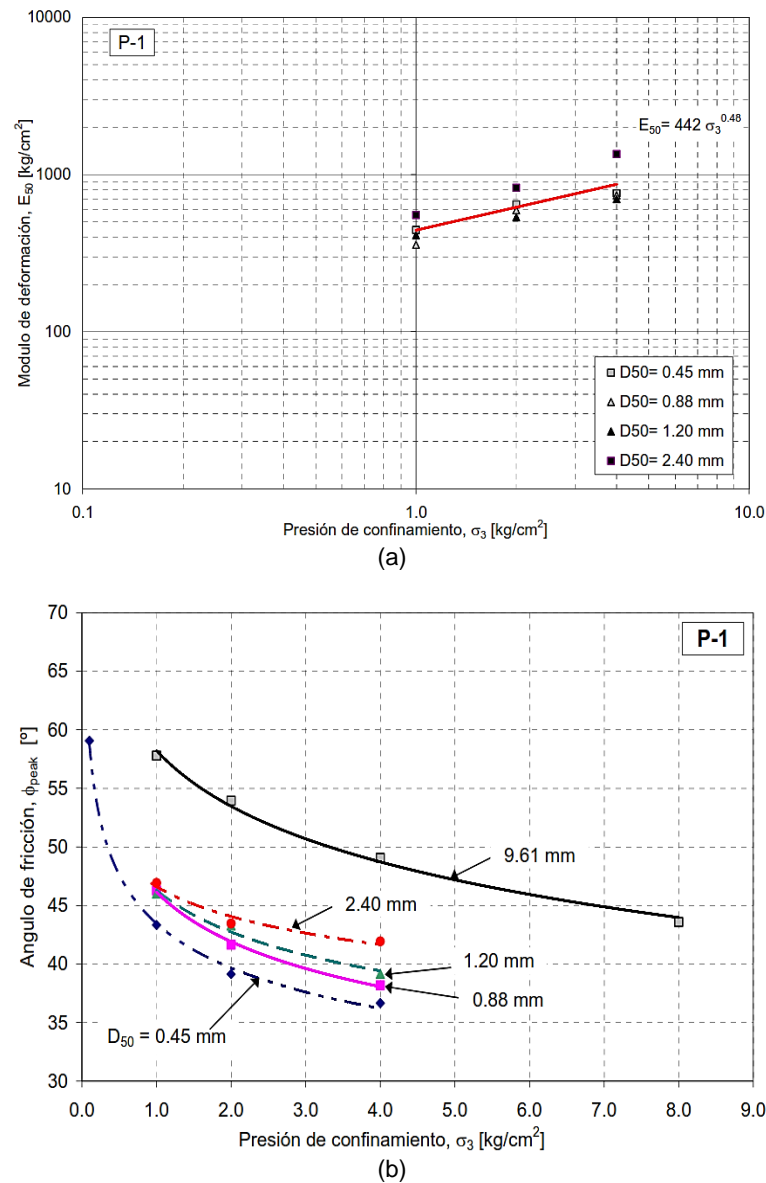


Figura N°3-14: (a) Módulo de deformación vs presión de confinamiento, (b) Variación del ángulo de fricción máximo con el nivel de confinamiento – Grava Fluvial

Fuente: De la Hoz (2007)

Respecto a este requisito, podemos concluir que, en muestras que no son perfectamente paralelas, existe gran posibilidad de obtener resultados muy conservadores en la resistencia al corte, en otras palabras, diseños más conservadores y probablemente más caros. A su vez, las muestras “modelos” otorgan módulos de elasticidad (E_{50}) de menor valor respecto a la muestra prototipo, esto implicaría la sobreestimación de deformaciones de una estructura en los análisis numéricos.

3.4.3. Requisito N°3: Mantener la Dureza y Mineralogía de las Partículas

Estos requisitos pueden estar correlacionados con las condiciones de modelar el efecto de rotura de partículas y mantener el módulo de elasticidad que Lowe (1964) sugirió. El grado de efecto de la mineralogía, por sí misma, es complicada de determinar, puede mencionarse los ensayos triaxiales CD en gravas fluviales que De la Hoz (2007) llevó a cabo, donde las muestras contenían partículas de diferentes rocas parentales, sin embargo, debido al efecto de transporte que sufrieron dichas muestras y que generaron partículas redondeadas de alta resistencia, impidieron asociar un efecto directo de esta variable en la resistencia al corte del MGG.

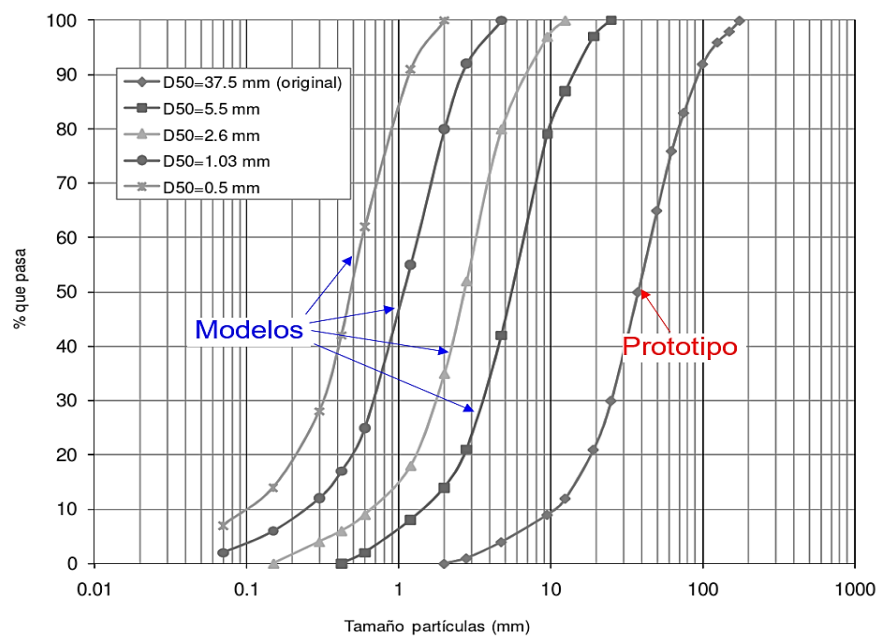
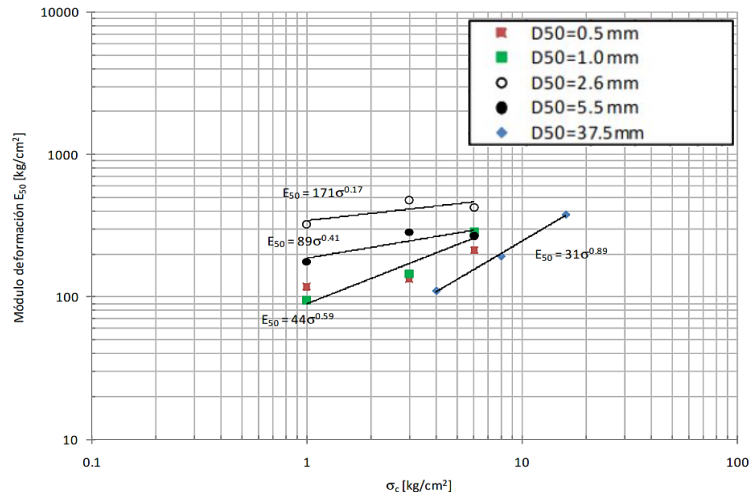


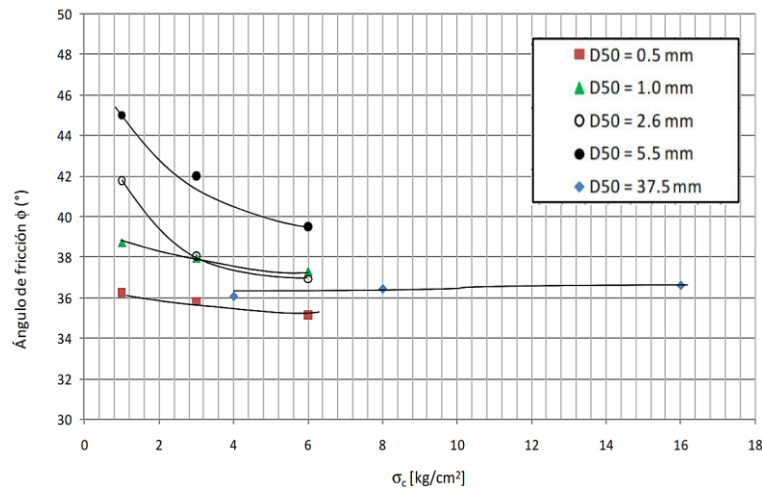
Figura N°3-15: Granulometrías homotéticas de muestras con partículas de diferente resistencia
Fuente: Adaptado de Dorador (2010)

Por otro lado, el efecto de la dureza, pudo ser estudiado en el trabajo de Dorador (2010), que ensayó una muestra compuesta por andesita sana mezclada con andesita meteorizada, donde las partículas sanas tenían una resistencia a la compresión no confinada (UCS) entre 11,7 a 14,7 MPa, en contraste a las partículas meteorizadas, que tenían resistencias entre 1,0 a 3,9 MPa. A pesar que la muestras eran totalmente paralelas, como se muestra en la Figura N°3-15, se obtuvieron diferencias de hasta 9° y 4° en el ángulo de fricción secante para esfuerzos de confinamiento de 1 kg/cm² y 6 kg/cm², respectivamente, indicando

valores sobredimensionados en las muestras escaladas; asimismo, se obtuvo valores de módulo de deformación (E_{50}) mayores a medida que la muestra tenía partículas más pequeñas. El autor asoció sus resultados al efecto de rotura de partículas. Estos resultados se muestran en la Figura N°3-16.



(a)



(b)

Figura N°3-16: (a) Módulo de elasticidad vs presión de confinamiento, (b) Variación del ángulo de fricción máximo con el nivel de confinamiento - Andesita

Fuente: Dorador (2010)

Por otro lado, Dorador (2010) también ensayó una muestra de enrocado lixiviado afectado por efectos químicos de degradación química; por lo que sus partículas presentaban diferencias en la resistencia UCS (correspondiendo las resistencias más bajas a las partículas más pequeñas); asimismo, la muestra se caracterizaba por no presentar curvas paralelas perfectas, por lo tanto, no mantenían los coeficientes C_c y C_u como se muestra en la Figura N°3-17.

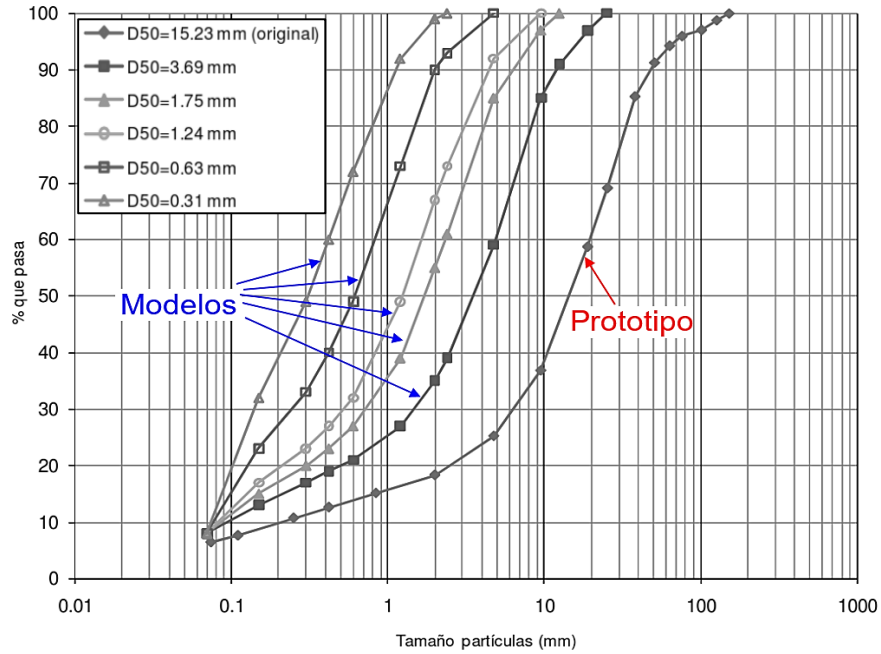
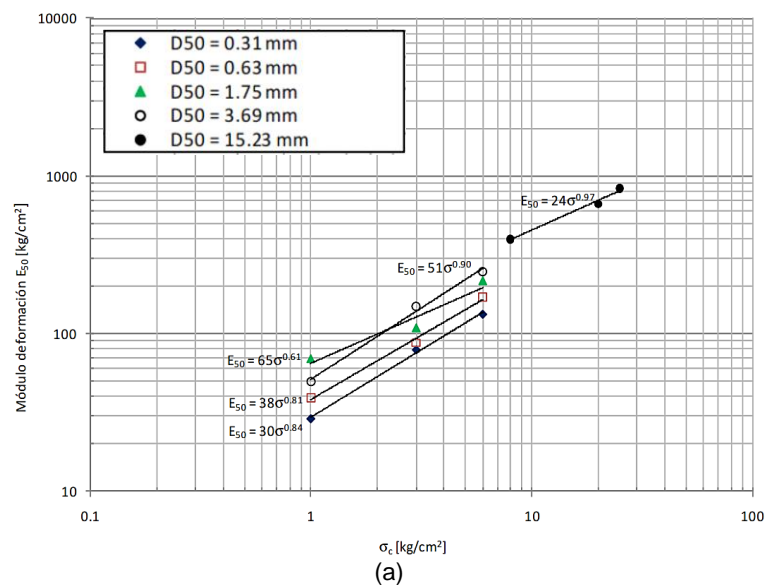


Figura N°3-17: Granulometrías homotéticas sin paralelismo perfecto

Fuente: Adaptado de Dorador (2010)

Dado que la muestra incumplía con dos de los requisitos que hasta ahora han sido mencionados, las consecuencias se reflejaron en las diferencias notables de hasta 10° en la fricción secante, siendo los resultados en las muestras escaladas (modelos) más conservadoras. Por otro lado, se obtuvieron valores de módulo de elasticidad (E_{50}) mayores en la muestra prototipo. Los resultados se muestran en la Figura N°3-18.



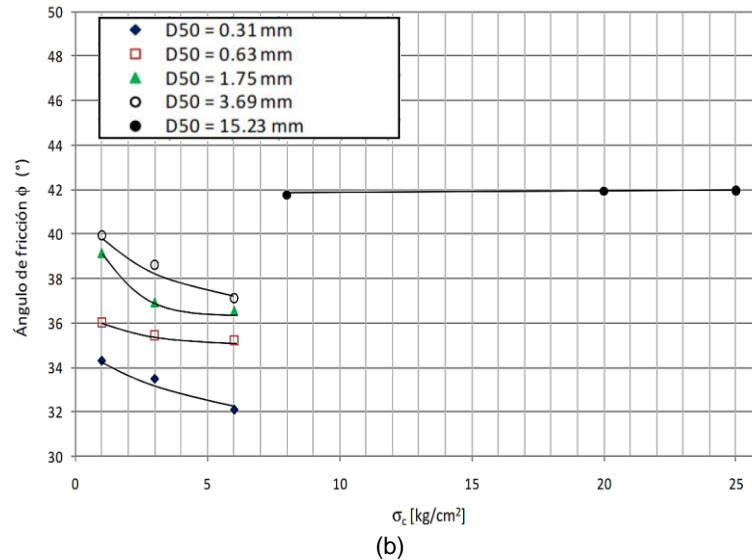


Figura N°3-18: (a) Módulo de elasticidad vs presión de confinamiento, (b) Variación del ángulo de fricción máximo con el nivel de confinamiento – Enrocado Lixiviado

Fuente: Dorador (2010)

Respecto a este requisito, se puede concluir que, en muestras compuestas por partículas con diferentes resistencias, puede obtenerse resistencias al corte sobreestimadas en las muestras modelo; además, si en adición se incumple el requisito de paralelismo perfecto, puede determinarse resultados conservadores en los modelos.

Por otro lado, al incumplirse el requisito N°3 las muestras modelos otorgan módulos de elasticidad (E_{50}) de mayor valor respecto a la muestra prototipo, esto implicaría la subestimación de las deformaciones de una estructura en los análisis numéricos, en caso se utilizarán los resultados de las muestras “modelos”. Asimismo, si a su vez se incumple el requisito N°2, se pueden obtener módulos de elasticidad en los “modelos” de menor valor, sobreestimándose las deformaciones. Por lo tanto, es evidente que, no se puede asociar un efecto único en las resistencias al corte y módulos de elasticidad de un material de enrocado al incumplirse algunos requisitos. Sin embargo, resulta claro que el incumplimiento de algún requisito representa un importante efecto (positivo y/o negativo).

3.4.4. Requisito N°4: Conservar la Forma y Rugosidad de las Partículas

Requisito inicialmente establecido por Lowe (1964) para asegurar que los esfuerzos entre las partículas se mantengan iguales entre las muestras paralelas.

Un análisis comparativo entre los resultados de ensayos triaxiales en una grava chancada (partículas sub-angulosas) y una grava natural (partículas sub-redondeadas) del Río Maipo, llevado a cabo por De la Hoz (2007), encontró que para esfuerzos de confinamiento superior a 4 kg/cm², la muestra natural alcanza una resistencia mayor que la muestra chancada (ver Figura N°3-19).

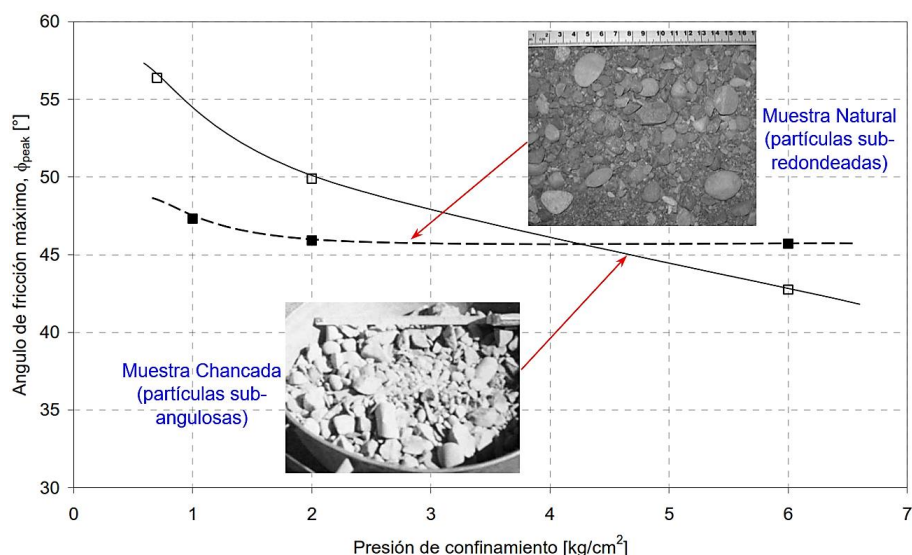


Figura N°3-19: Variación del ángulo de fricción máximo con el nivel de confinamiento
Fuente: Adaptado de De la Hoz (2007)

Un resumen de las características principales de las metodologías de escalamiento de partículas se presenta en la Tabla N°3-1. Por otro lado, la Tabla N°3-2, resume los requisitos y los efectos en la resistencia al corte de los enrocados por la no consideración de las mismas.

Tabla N°3-1: Resumen de las metodologías de escalamiento de partículas

Met.	Principales autores	Procedimiento	Requisitos y Limitaciones
Corte	Pionero: Zeller & Wullimann (1957)	Consiste en remover las partículas más grandes de una muestra de suelo que se encuentran sobre el tamaño máximo de partícula que es posible ensayar en un equipo de laboratorio	Las investigaciones recomiendan un rango de 20% a 30% de sobre-tamaño para remover de la muestra original.
	Otros: Al Hussaini (1983), Simoni & Houlsby (2006), De la Hoz (2007), Bareither et al. (2008), Dorador (2010)		No hay un entendimiento claro de cómo influye el tipo de granulometría a ser cortada (uniforme o bien gradada) en la eficacia del método.

Met.	Principales autores	Procedimiento	Requisitos y Limitaciones
Corte y Reemplazo	Pionero: Donaghe y Torrey (1979)	Consiste en remover las partículas de sobre-tamaño que no puede ser ensayado en los equipos convencionales para reemplazarlos por una misma cantidad de peso de partículas más pequeñas	Recomendable para granulometrías a escala real con un contenido de gravas mayor a 40%.
Método de la Matriz	Pionero: Siddiqi (1984) Otros: Fragaszy (1992) De la Hoz (2007)	Basado en que las partículas de gran tamaño pueden “flotar” en una matriz de partículas finas que controlarían el comportamiento del MGG.	Se recomienda un máximo de 25-40% de sobre-tamaño, probablemente con mayor aplicabilidad en materiales aluviales, fluviales y morrenas glaciares que contienen gran cantidad de finos. Se limita a muestras con un gran contenido de finos que eviten el contacto de las partículas de sobre-tamaño para garantizar la condición de flotación de las partículas gruesas.
Curvas Homotéticas o granulometrías paralelas	Pionero: Lowe (1964) Otros: Jernigan (1998) Gesche (2002) De la Hoz (2007) Cambio & Ge (2007) Hu et al. (2011)	Consiste en construir curvas granulométricas paralelas a una gradación en escala real, hasta coincidir el tamaño máximo de partícula con el tamaño máximo posible de ensayar en un equipo de laboratorio	Ver Tabla N°3-2

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°3-2: Metodología de curvas homotéticas - Resumen de requisitos y efectos en la resistencia al corte de los enrocados por la no consideración de las mimas

Requisitos para las muestras paralelas	Probable efecto en la resistencia al corte por su no consideración	Referencia	Comentario
R1: Limitar el contenido de finos a un máximo de 10%	El incremento de la cantidad de finos condiciona a obtener resultados poco conservadores de la resistencia al corte de un MGG.	Marachi et al. (1969), De la Hoz (2007)	En algunos casos limita a obtener granulometrías que no son perfectamente paralelas y con granulometrías más uniformes
R2: Mantener el Cu y Cc entre el prototipo y sus modelos	Existe gran posibilidad de obtener resultados muy conservadores en la resistencia al corte de la muestra modelo.	Lowe (1964), De la Hoz (2007)	Al ajustar el contenido de finos a 10%, se condiciona a obtener muestras que no son perfectamente paralelas, en consecuencia, los coeficientes Cu y Cc son necesariamente afectados

Requisitos para las muestras paralelas	Probable efecto en la resistencia al corte por su no consideración	Referencia	Comentario
R3: Mantener la dureza y mineralogía	Existe gran posibilidad de obtener resultados muy conservadores en la resistencia al corte de la muestra modelo	Lowe (1964), De la Hoz (2007), Dorador (2010)	Requisito complicado de cumplir en muestras de depósitos de desmonte, dado que las rocas provienen de diferentes litologías o con variados grados de alteración.
R4: Conservar la forma y rugosidad de las partículas	Existe gran posibilidad de obtener resultados conservadores si la muestra modelo tiene partículas redondeas/textura lisa en comparación a la muestra prototipo con partículas angulares/textura rugosas, este efecto puede revertirse a altos esfuerzos de confinamiento	Lowe (1964), De la Hoz (2007)	Generalmente, el incumplimiento de este requisito es poco usual en enrocados de depósitos de desmonte o de presas.

Fuente: Elaboración Propia

En resumen, la metodología de curvas paralelas ha sido verificada exitosamente en suelos gruesos sedimentarios (gravas fluviales), enrocados de rocas sedimentarias (caliza) y materiales de rocas de gran resistencia (balasto). Por lo que, la extrapolación del éxito de esta metodología a otro tipo de muestras no necesariamente puede asegurar resultados adecuados, es primordial reunir todos los criterios detallados anteriormente, asimismo, se debe tener en conocimiento que la aplicación del método (incumpliendo uno o más de los requisitos) no resultará representativo con respecto al material de escala real que se quiere representar. Es recomendable para cualquier proyecto programar al menos dos ensayos con muestras paralelas (con diferente tamaño máximo de partícula) a fin de verificar la eficacia del método en un determinado material.

CAPÍTULO IV. CARACTERIZACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE ENROCADOS: ENFOQUES EMPÍRICOS

La forma más directa para obtener las propiedades de resistencia al corte de los enrocados es a través de ensayos de corte directo o ensayos triaxiales a gran escala. Comercialmente se encuentra disponible grandes aparatos de corte directo que pueden ensayar muestras con tamaño máximo de partícula de 4” (Laboratorio Geotécnico del CISMID); sin embargo, los equipos triaxiales a gran escala todavía son relativamente poco comunes, algunos de estos se muestran en la Tabla N°4-1, donde se puede observar que el referente más próximo al Perú, correspondería el laboratorio de la Universidad de Chile (IDIEM).

Tabla N°4-1: Aparatos de ensayos triaxiales de gran dimensión

N°	Laboratorio	Diámetro de muestra (mm)	Ubicación
1	Universidad de Cataluña	300	España
2	Geodelft	400	Países Bajos
3	University of Karlsruhe	800	Alemania
4	University of California – Berkeley	915	USA
5	University of Nantes	1000	Francia
6	Missouri Institute of Science and Technology	420	USA
7	University of Nottingham	300	UK
8	Universidad de Chile (Instituto IDIEM)	1000	Chile
9	Norwegian University of Science and Technology	500	Norway
10	National Laboratory of Civil Engineering	300	Portugal
11	Building and Housing Research Center, Tehran	300	Irán
12	Snowy Mountains Engineering Corporation, Cooma	570	Australia

Fuente: Cuning & Hawley (2017)

En la mayoría de proyectos, donde es necesario caracterizar materiales tipo enrocado, resulta inviable llevar a cabo ensayos en ese tipo de equipos, debido a los elevados costos y tiempo que involucra. En consecuencia, alternativamente se opta por enfoques empíricos, uno de los más populares corresponde al trabajo de Leps (1970), que compiló una amplia base de datos de resultados de ensayos triaxiales a gran escala, provenientes principalmente de los trabajos de Hall et al. (1963), Marsal et al. (1965) y Marsal (1967), a fin de crear límites de resistencia al corte de enrocados, los cuales fueron presentados en un gráfico denominado “Ábaco de Leps”. Investigaciones más recientes, se encargaron de actualizar la base de datos que este autor consideró, adicionándose nuevos resultados de laboratorio, destacan: Indraratna et al. (1993), Contreras (2011), Ovalle et al. (2014) y el más reciente Cuning & Hawley (2017).

Por otro lado, Douglas (2002) desarrolló una metodología más refinada, con base en un análisis estadístico de un conjunto de 307 resultados de ensayos triaxiales y de corte directo en MGG. Asimismo, Barton & Kjærnsli (1981) planteaba una perspectiva diferente, fundamentada en el análisis del comportamiento mecánico de la resistencia de las juntas de las rocas, que se asemejaba a un enrocado. Sin embargo, estos dos últimos enfoques no fueron muy difundidos.

Una descripción detallada de las relaciones empíricas indicadas en los párrafos anteriores se presenta en las siguientes secciones:

4.1. MÉTODO DE LEPS

Como se adelantó en la parte introductoria de este capítulo, Leps (1970) compiló una amplia base de datos de resultados de ensayos triaxiales a gran escala, que incluyó 15 diferentes tipos de enrocados, asimismo, estableció límites de resistencia del enrocado clasificados en tres categorías; enrocados de alta resistencia (*high-strength rockfill*), de resistencia promedio (*average rockfill*), y baja resistencia (*low-strength rockfill*), basados en propiedades tales como la densidad del enrocado, la distribución granulométrica y la resistencia de la roca. Sin embargo, su relación empírica solo ofrecía una guía limitada sobre cómo involucrar los factores en mención, por lo que, el tomar en cuenta algunas características específicas del material (p. ej., densidad inicial o contenido de finos) recaían en el juicio del ingeniero.

Posterior a Leps (1970), varios autores actualizaron el ábaco de Leps con aportes de nuevos ensayos triaxiales; por ejemplo, Indraratna, et al. (1993), basado en los resultados que obtuvo de los ensayos triaxiales en roca grauvaca, propuso un nuevo límite de resistencia inferior como se muestra en la Figura N°4-1.

Por otro lado, Ovalle, et al. (2014) actualizó el ábaco de Leps incluyendo resultados de ensayos triaxiales a gran escala obtenidos en los laboratorios de IDIEM (Chile) y de la *Ecole Centrale* de Nantes (Francia). A diferencia de otros autores, su data consideró únicamente las pruebas en muestras con $T_{máx}$ de partícula superior a 4", con el fin de disminuir el posible efecto de escala de ensayos realizados con muestras de menor diámetro que se presentaron en trabajos menos recientes de Marsal (1965) y Marachi, et al. (1969). El gráfico resultante se muestra en la Figura N°4-2.

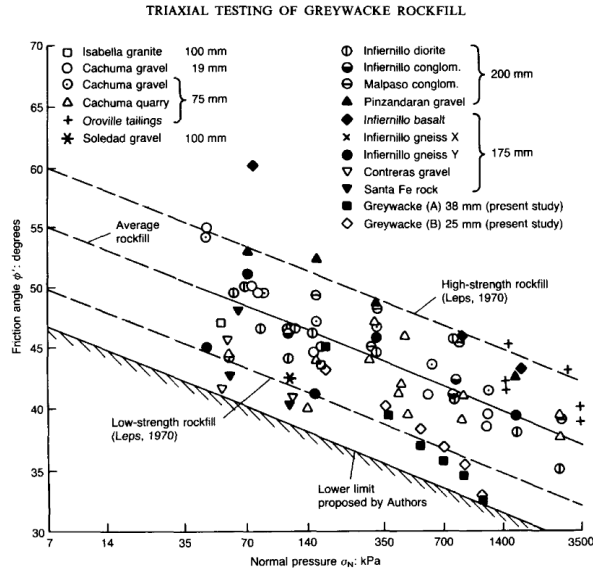


Figura N°4-1: Abaco de resistencia del enrocado de Leps modificado

Fuente: Indraratna, et al. (1993)

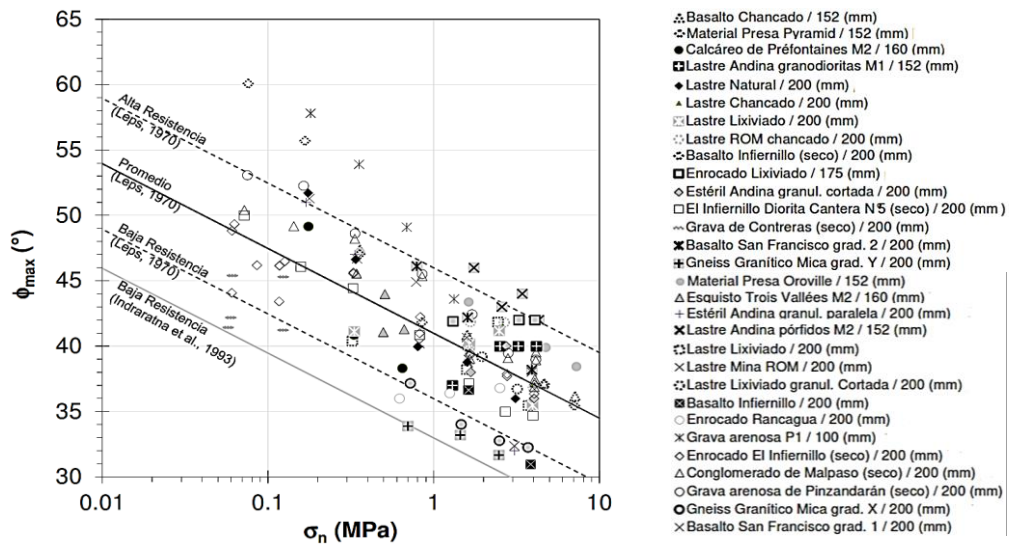


Figura N°4-2: Ábaco de resistencia del enrocado de Leps modificado con ensayos de compresión triaxial drenada en suelos gravosos y enrocados con $d_{máx} \geq 100\text{mm}$

Fuente: Ovalle, et al. (2014)

4.1.1. Función de Resistencia al Corte del Enrocado Basado en el Método de Leps

Como se describió en el apartado 2.5, la mejor representación de la resistencia al corte de enrocados es mediante la definición de envolventes no lineales de la forma $\tau = a \cdot \sigma_n^b$ (ver Ec.4). En este sentido, Cuning & Hawley (2017) definieron los valores de los parámetros a y b , como se muestra en la Tabla N°4-2, correspondientes a los límites de resistencia al corte de enrocados del ábaco de

Leps, presentados en función de esfuerzos normales vs ángulo de fricción (ver Figura N°4-3), y de esfuerzos normales vs resistencia al corte (ver Figura N°4-4).

Tabla N°4-2: Funciones de resistencia al corte del enrocado

Envolvente de Leps (1970)	Características del Enrocado	UCS (MPa) ⁽¹⁾	<i>a</i>	<i>b</i>	Funciones de Resistencia al Corte (τ y σ en kPa)
Límite inferior	Baja Densidad ⁽²⁾ , Pobremente gradado, Partículas Débiles	3,4 – 17,2	1,446	0,898	$\tau = 1,446 \cdot \sigma^{0,898}$
Límite Promedio	Enrocado Promedio	17,2 – 68,9	1,738	0,899	$\tau = 1,738 \cdot \sigma^{0,899}$
Límite Superior	Alta Densidad, Bien Gradado, Partículas fuertes	68,9 – 206,8	2,067	$\tau = 2,067 \cdot \sigma^{0,899}$	

⁽¹⁾ Rangos de UCS sugeridos por Leps (1970)

⁽²⁾ La densidad puede estimarse de acuerdo a Riquelme y Dorador (2016)

Fuente: Modificado de Leps (1970) y Cuning & Hawley (2017)

Como se observa de la Tabla N°4-2, la elección de una envolvente de resistencia al corte en particular está basada en las características cualitativas de gradación, densidad y resistencia de las partículas de un enrocado. Por lo tanto, la aplicación de este criterio sería adecuado para justificar diseños preliminares de estructuras geotécnicas en una etapa conceptual o de pre-factibilidad del desarrollo de un proyecto donde la información es limitada.

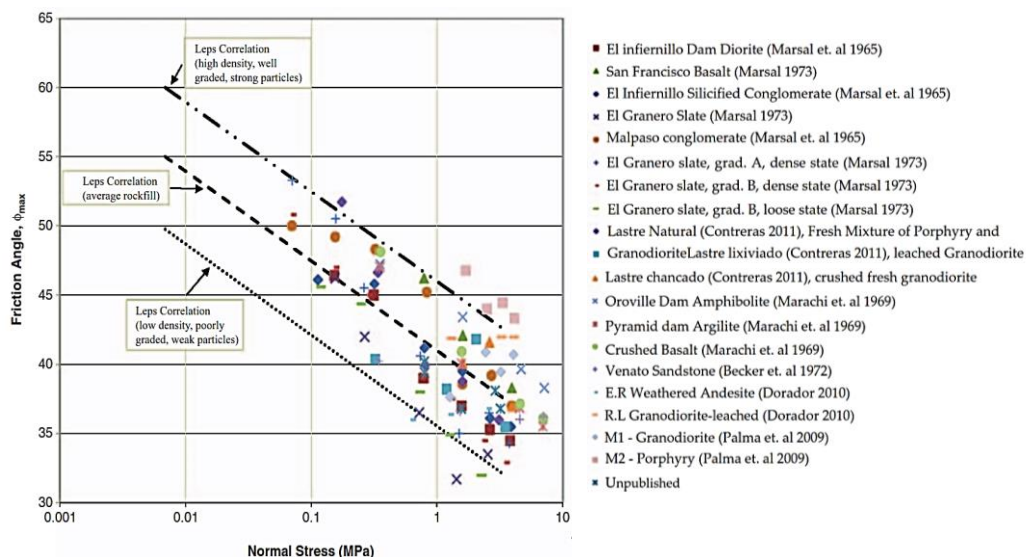


Figura N°4-3: Límites de resistencia al corte del enrocado

Fuente: Cuning & Hawley (2017)

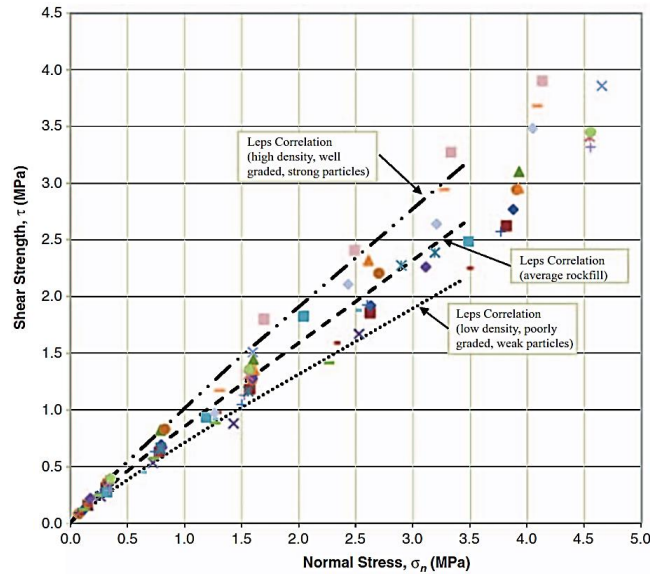


Figura N°4-4: Resistencia al corte del enrocado usando funciones de envolventes no-lineales
Fuente: Cunning & Hawley (2017)

4.2. MÉTODO DE LEPS BASADO EN EL ORIGEN LITOLÓGICO

Como se discutió en el apartado 2.4.8, el análisis de los resultados recopilados de ensayos triaxiales agrupados en base al tipo de roca (ígneo, metamórfico y sedimentarios) no otorgó tendencias claras. Sin embargo, si el tratamiento de los datos es llevado a cabo en base a otras características geológicas, que pueden estar asociadas a niveles de resistencia o dureza de las partículas, como: tipos de textura en las rocas ígneas, grado de metamorfismo en las rocas metamórficas, y tipo de partícula predominante en la conformación de rocas sedimentarias; se obtienen correlaciones más notorias.

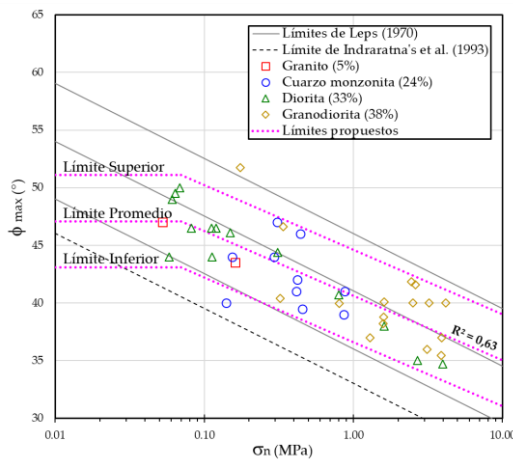
Este análisis se presenta en las siguientes secciones, donde se proponen límites de resistencia al corte de enrocados (superior, intermedio e inferior), en similitud al trabajo de Leps (1970), donde en adición a los parámetros de gradación, densidad y resistencia de las partículas de un enrocado del criterio de Leps, se ha agregado la variable denominada “origen litológico de las partículas de enrocado”.

Para una mejor representación de los resultados a bajos esfuerzos normales, en cada análisis se presenta un gráfico semilogarítmico que relaciona el ángulo de fricción vs los esfuerzos normales; por otro lado, para el caso de altas presiones normales, los gráficos consideran la resistencia al corte vs los esfuerzos normales. Debido a que en la mayoría de casos no se disponía de resultados de ensayos

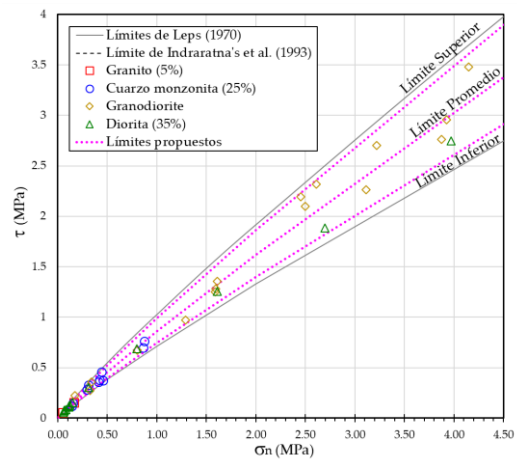
triaxiales a bajos esfuerzos normales, se ha considerado el criterio de limitar los límites de resistencia al corte de enrocados propuestos al valor máximo de ángulo de fricción alcanzado en el rango de bajos esfuerzos normales (ϕ_m), es decir, entre 0,01 MPa a 0,07 MPa, según Leps (1970).

4.2.1. Resistencia al Corte de Enrocados con Partículas de Origen Ígneo

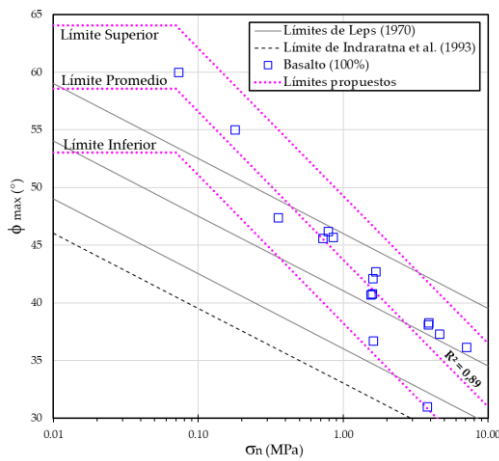
Para este tipo de roca, la base de datos fue agrupada considerando la clasificación de las texturas de las rocas ígneas, la Figura N°4-5(a y b) presenta los resultados en rocas de textura fanerítica; para la textura afanítica, las rocas basalto y andesita fueron analizados independientemente, debido a que ambos presentaron diferentes tendencias, como se indican en la Figura N°4-5(c y d) y Figura N°4-5(e y f), respectivamente. En el caso de la textura piroclástica solo la información de toba volcánica estaba disponible (ver Figura N°4-5(g y h)). En términos de la textura porfírica, la Figura N°4-5(i y j), muestra los datos disponibles.



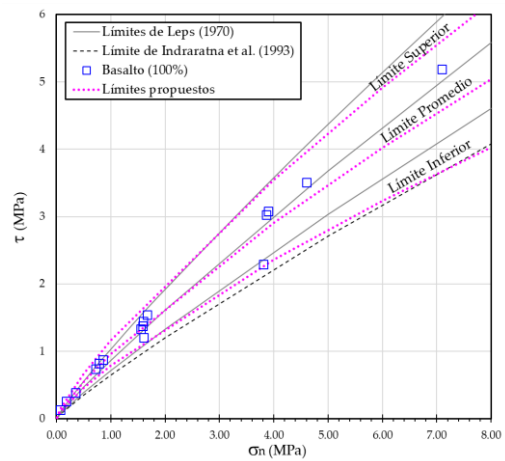
(a)



(b)



(c)



(d)

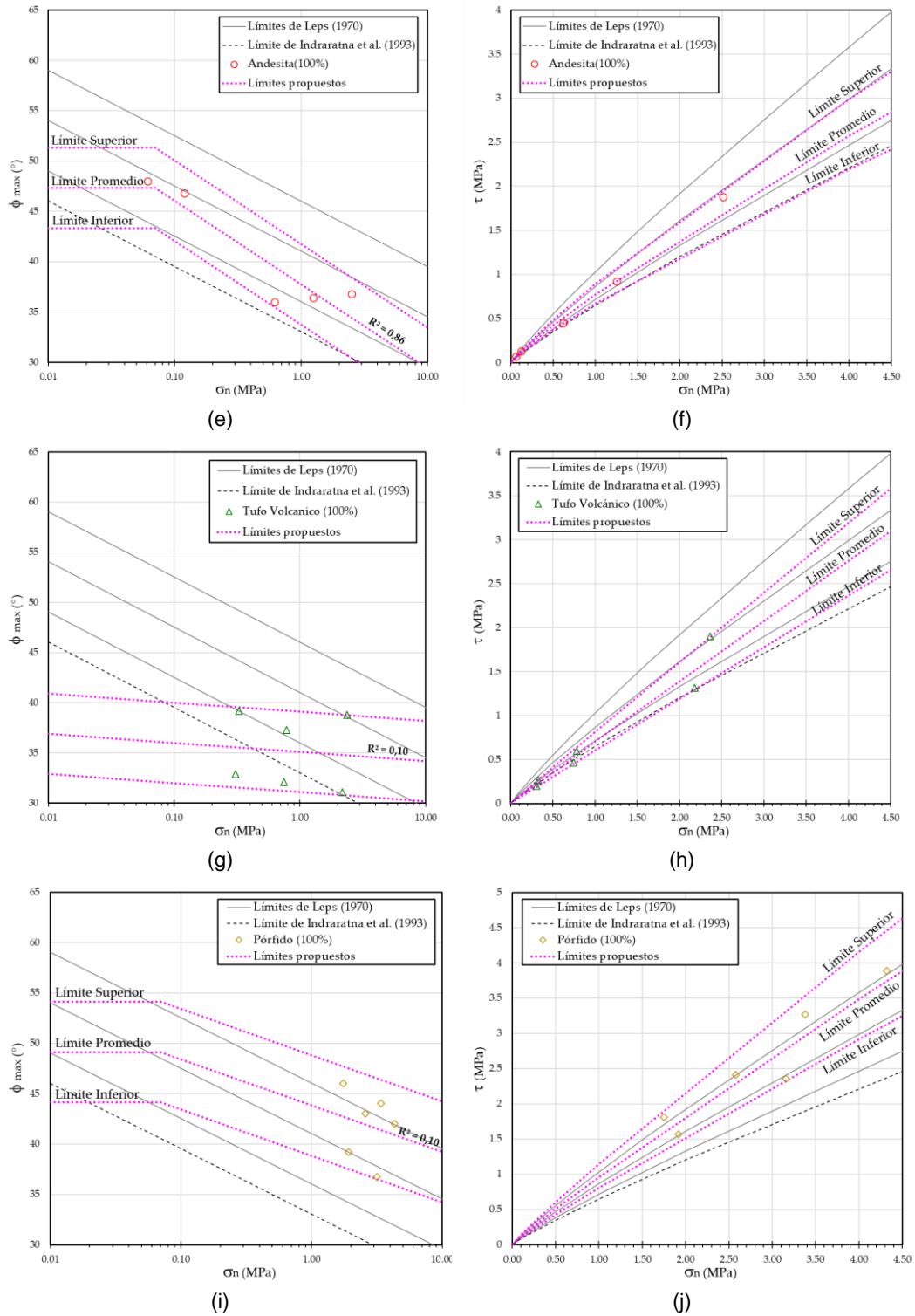


Figura N°4-5: Límites de resistencia al corte para enrocados con rocas ígneas de textura (a y b) Fanerítica, (c y d) Afanítica (basalto), (e y f) Afanítica (andesita), (g y h) Piroclástica, (i y j) Porfírica

Fuente: Elaboración Propia

4.2.2. Resistencia al Corte de Enrocados con Partículas de Origen Metamórfico

Debido a que la base de datos incluye solamente rocas metamórficas foliadas, estos fueron agrupados en base a su grado de metamorfismo. La Figura N°4-6(a y b), muestra los límites de resistencia para rocas con bajo a medio grado de metamorfismo, y la Figura N°4-6(c y d), con alto grado de metamorfismo.

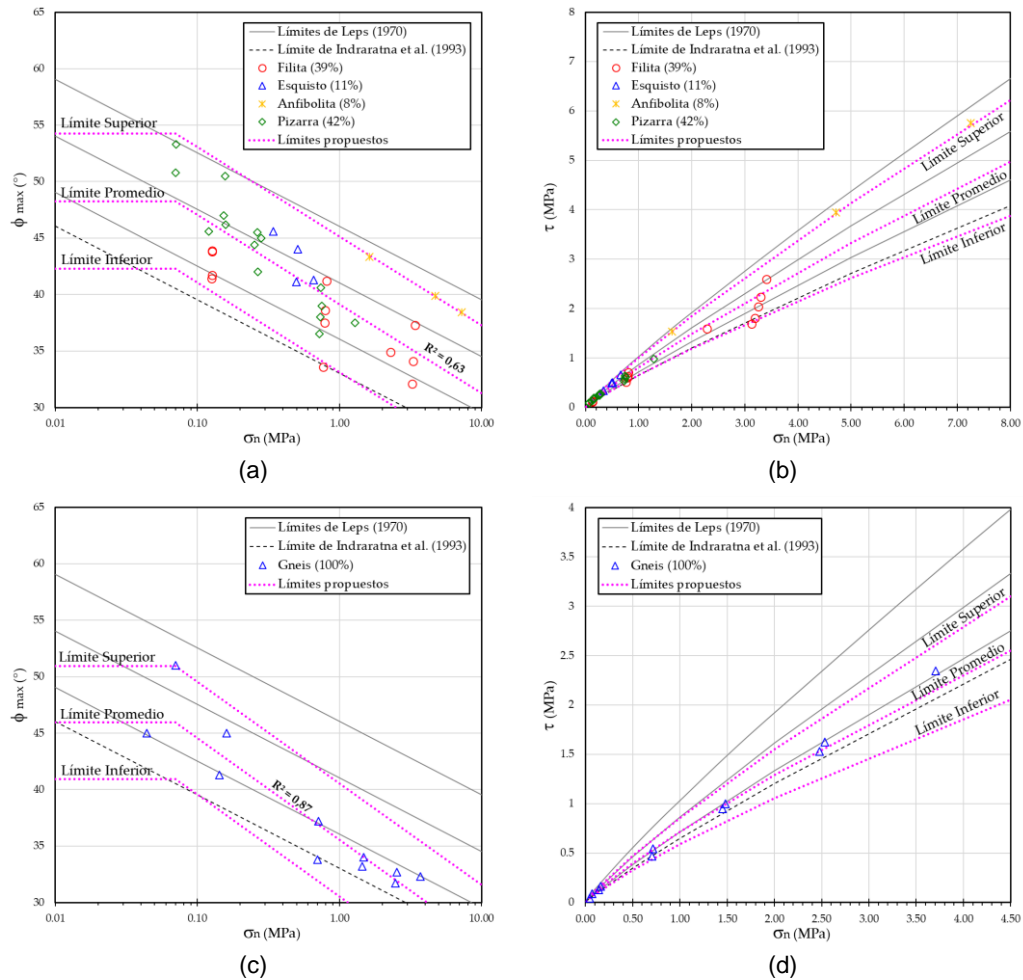


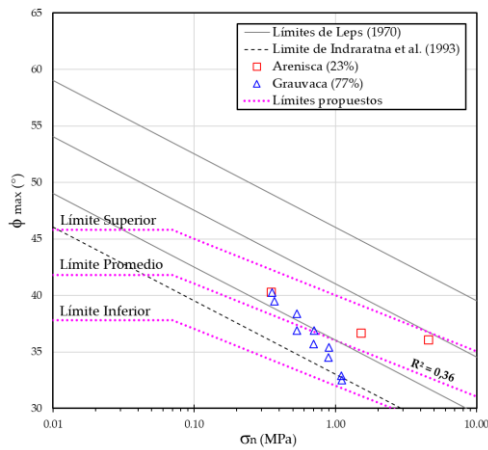
Figura N°4-6: Límites de resistencia al corte para enrocados con rocas metamórficas de (a y b) Bajo a Medio grado de metamorfismo, (c y d) Alto grado de metamorfismo

Fuente: Elaboración Propia

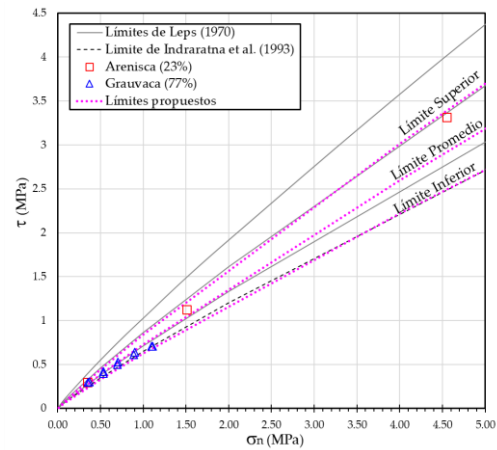
4.2.3. Resistencia al Corte de Enrocados con Partículas de Origen Sedimentario

Basados en la clasificación de rocas sedimentarias clásticas, los datos disponibles fueron agrupados en tres conjuntos, el primero, compuesto por enrocados de grauvaca y arenisca (ver Figura N°4-7(a y b)) que contienen principalmente partículas de arena; el segundo grupo, conformado por enrocados de conglomerado (compuesto por gravas), mostrado en la Figura N°4-7(c y d); y el

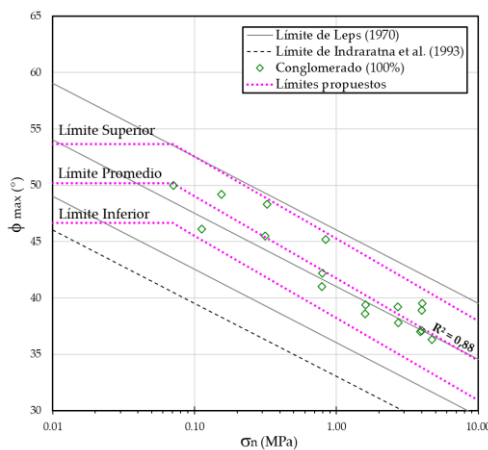
tercer grupo, que incluye a la roca argilita, compuesto por partículas finas (limos y arcillas) presentado en la Figura N°4-7(e y f). En cuanto a las rocas sedimentarias biogénicas, la información disponible corresponde a las rocas calizas, donde se consideró datos históricos y resultados de ensayos recientes que se presentan en el caso de estudio (ver Capítulo VI) y mostrados en la Figura N°4-7(g y h).



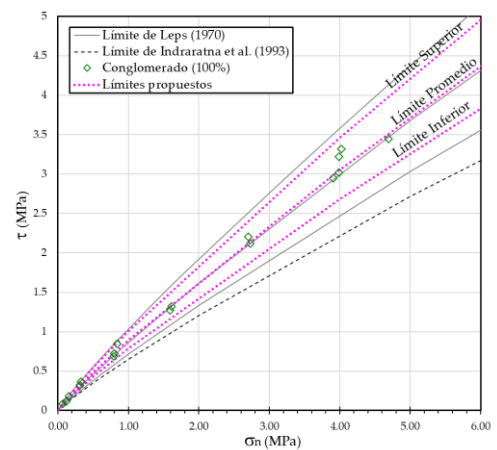
(a)



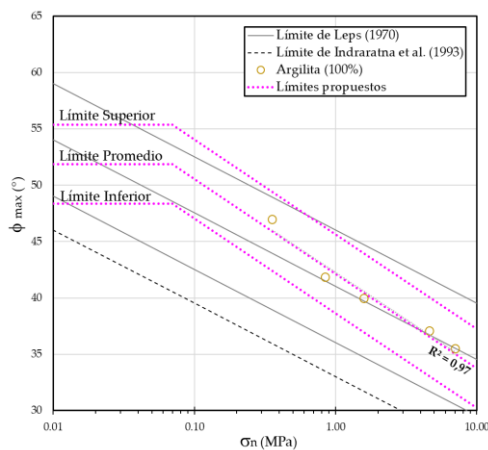
(b)



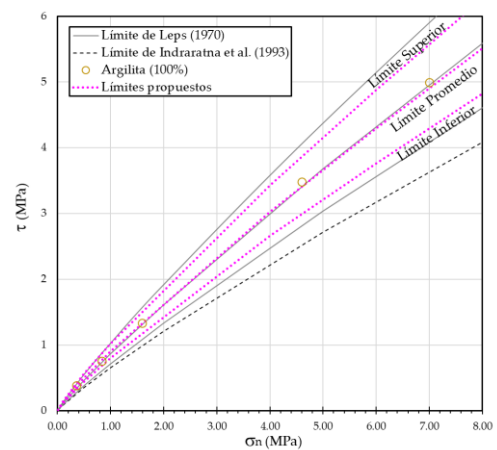
(c)



(d)



(e)



(f)

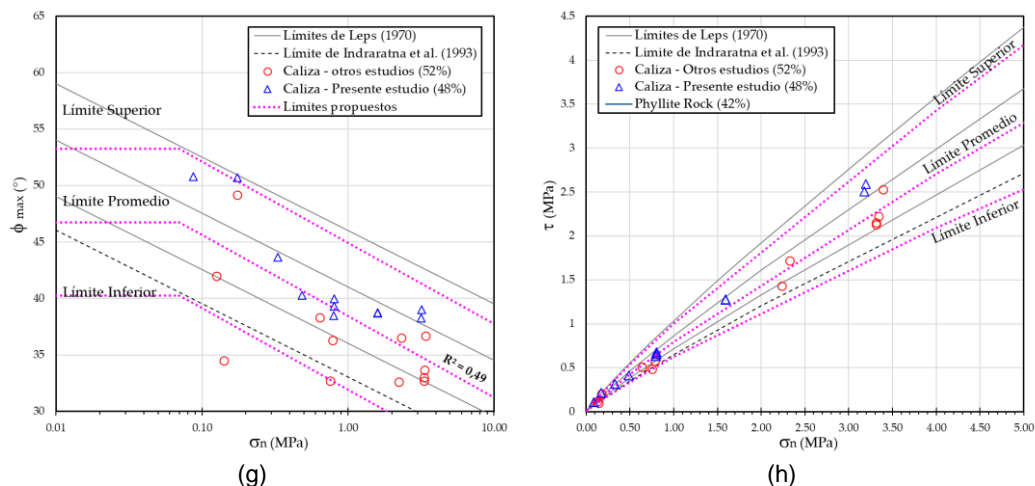


Figura N°4-7: Límites de resistencia al corte para enrocados con rocas sedimentarias clásticas compuestas (a y b) por arenas, (c y d) por gravas, (e y f) por finos, (g y h) rocas sedimentarias biogénicas

Fuente: Elaboración Propia

En referencia a los enrocados de roca ígnea, destacan los resultados del enrocado con textura afanítica (basalto), que presenta los mayores valores de ángulo de fricción, en contraste a los enrocados con textura piroclástica, que denota los valores más bajos. Asimismo, puede notarse que los resultados en enrocados ígneos con textura fanerítica, presentan gran similitud a los límites de resistencia al corte definidos en el Ábaco de Leps (1970).

De acuerdo a los resultados en roca metamórfica, los límites de resistencia al corte de las rocas con metamorfismo bajo a medio, son similares a los límites de resistencia al corte definidos en el Ábaco de Leps (1970). En cambio, los enrocados con metamorfismo alto (gneis), presentan resultados conservadores que se ubican por debajo del límite de resistencia promedio de Leps.

Por otro lado, en cuanto a los resultados en las rocas sedimentarias, los enrocados con partículas más gruesas (conglomerado) presentan las resistencias más altas, seguido por los enrocados de partículas más finas (argilita) y finalmente, por los enrocados con partículas de tamaño medio (arenisca y grauvaca).

Un resumen de los límites de resistencia al corte de enrocados propuestos en la Figura N°4-5 a Figura N°4-7, se presenta en la Tabla N°4-3, definidos en términos de los parámetros ϕ_1 y $\Delta\phi$, según la ecuación (Ec.7), y a y b según la ecuación

(Ec.4). Asimismo se indican los valores de ángulo de fricción máximo (ϕ_m) considerados para los bajos niveles de esfuerzos normales

$$\phi = \phi_1 - \Delta\phi \log\left(\frac{\sigma'_n}{P_a}\right) \quad \forall \sigma'_n \geq 0,07 \text{ MPa} \quad (\text{Ec.7})$$

Donde:

ϕ = Ángulo de Fricción para esfuerzos normales mayores a 0,07 MPa

ϕ_1 = Ángulo de Fricción para un esfuerzo normal a 0,1 MPa

σ'_n = Presión Normal (MPa)

P_a = Presión Atmosférica (0,1013 MPa)

Tabla N°4-3: Límites de resistencia al corte de enrocados para diferentes litologías en términos de los parámetros ϕ_1 , $\Delta\phi$, ϕ_m , a y b

Tipo	Criterio	Sub-Criterio	Litologías	Parámetros			
				Factor	Lím. Sup.	Lím. Prom.	Lím. Inf.
I	Textura	Fanerítica	Granito, Cuarzo monzonita, Diorita, Granodiorita	$\Delta\phi$	5,6	5,6	5,6
				ϕ_1 (°)	50,2	46,2	42,2
				ϕ_m (°)	51,1	47,1	43,1
				a	1,572	1,368	1,198
				b	0,931	0,931	0,929
			Basalto	$\Delta\phi$	12,8	12,8	12,8
				ϕ_1 (°)	62,0	56,5	51,0
				ϕ_m (°)	64,1	58,6	53,1
				a	3,636	2,862	2,357
				b	0,838	0,838	0,836
		Afanítica	$\Delta\phi$	8,3	8,3	8,3	
			ϕ_1 (°)	50,0	46,0	42,0	
			ϕ_m (°)	51,3	47,3	43,3	
			a	1,788	1,566	1,385	
			b	0,897	0,895	0,890	
		Piroclástica	Toba volcánica	$\Delta\phi$	0,9	0,9	0,9
				ϕ_1 (°)	40,0	36,0	32,0
				ϕ_m (°)	-	-	-
				a	0,804	0,777	0,749
				b	1,000	0,986	0,970
Porfírica	Pórfido		$\Delta\phi$	4,6	4,6	4,6	
			ϕ_1 (°)	53,4	48,4	43,4	
			ϕ_m (°)	54,1	49,1	44,1	
			a	1,687	1,406	1,185	
			b	0,943	0,943	0,942	
M	Grado de metamorfismo	Bajo a medio	Fillita, Esquisto, Anfibolita y Pizarra	$\Delta\phi$	7,9	7,9	7,9
				ϕ_1 (°)	53,0	47,0	41,0
				ϕ_m (°)	54,3	48,3	42,3
				a	1,947	1,580	1,312
				b	0,903	0,902	0,896

Tipo	Criterio	Sub-Criterio	Litologías	Parámetros			
				Factor	Lím. Sup.	Lím. Prom.	Lím. Inf.
S	Alto	Gneis	$\Delta\phi$	9,0	9,0	9,0	
			$\phi_1(^{\circ})$	49,5	44,5	39,5	
			$\phi_m(^{\circ})$	50,9	45,9	40,9	
			a	1,819	1,551	1,346	
			b	0,888	0,884	0,876	
			$\Delta\phi$	5,0	5,0	5,0	
	De arena	Arenisca, Grauvaca	$\phi_1(^{\circ})$	45,0	41,0	37,0	
			$\phi_m(^{\circ})$	45,8	41,8	37,8	
			a	1,279	1,118	0,982	
			b	0,938	0,936	0,933	
			$\Delta\phi$	7,3	7,3	7,3	
			$\phi_1(^{\circ})$	52,5	49,0	45,5	
	Clásica	De grava	Conglomerado	$\phi_m(^{\circ})$	53,7	50,2	46,7
				a	1,860	1,642	1,461
				b	0,910	0,909	0,908
				$\Delta\phi$	8,4	8,4	8,4
				$\phi_1(^{\circ})$	54,0	50,5	47,0
				$\phi_m(^{\circ})$	55,3	51,8	48,3
	De finos	Argilita	a	2,077	1,829	1,626	
			b	0,895	0,896	0,894	
			$\Delta\phi$	5,6	5,6	5,6	
			$\phi_1(^{\circ})$	51,7	46,2	40,7	
			$\phi_m(^{\circ})$	53,3	46,8	40,3	
			a	1,824	1,458	1,192	
Biogénica	-	Caliza	b	0,911	0,909	0,903	

I: Ígnea, M: Metamórfica, S: Sedimentaria

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados resumidos en la Tabla N°4-3 pueden constituir una nueva forma de caracterización de la resistencia al corte de enrocados, que requiere de la definición de las características de gradación, densidad, resistencia de las partículas, y en adición, del origen litológico de la roca. Sin embargo, se debe mencionar algunas limitaciones que involucra la caracterización mediante el “método de Leps basado en el origen litológico de las partículas”.

- Los límites de resistencia al corte de enrocados propuestos, no implican características cuantitativas de las propiedades de gradación, densidad y resistencia de las partículas de un enrocado en particular, por lo que la elección de un límite en particular (inferior, promedio y superior), se determina de forma cualitativa y según el juicio del ingeniero, se sugiere referirse a la Tabla N°4-2 donde se indican algunas guías útiles.
- Debido a que la información recopilada no cubre toda la gama de litologías existentes, en los casos que se requiera caracterizar un enrocado no

definido en los ábacos propuestos, se sugiere considerar el ábaco de Leps y contrastarlo con los ábacos de similar tipo de litología (ígneo, metamórfico o sedimentario), así como, con otras metodologías empíricas existentes del estado del arte.

- Debido a que la información recopilada reúne data de ensayos triaxiales donde las muestras de enrocados se conformaban por una única litología (excepto en el caso de las granodioritas y gneis, que a veces contenían hasta 30% de pórfidos o 30% de esquisto, respectivamente), para los casos donde los enrocados presentan más de un tipo de litología (mezcla de rocas), se recomienda considerar el ábaco presentado en el Capítulo V (para el caso de depósitos de desmonte). Alternativamente para otro tipo de estructuras geotécnicas con mezcla de rocas, se sugiere considerar el ábaco de resistencia correspondiente a la roca más débil de la mezcla. Si predominara la roca de mayor resistencia, se puede considerar su respectivo ábaco, pero con la premisa de que, a elevadas esfuerzos normales, su comportamiento será en gran medida afectado por el fenómeno de rotura de partículas.

4.3. MÉTODO DE BARTON & KJÆRNSLI

Barton & Kjærnsli (1981) identificaron una gran similitud entre las envolventes no lineales de resistencia al corte de los enrocados y de las juntas rocosas. De esta manera, a partir de la ecuación (Ec.8), que determina la resistencia al corte de las juntas rocosas, y mediante correlaciones de equivalencia entre los parámetros de resistencia, rugosidad y fricción entre los enrocados y las juntas rocosas (como se ilustra en la Figura N°4-8), determinaron la siguiente expresión (Ec.9).

$$\tau = \sigma'_n \cdot \tan\left[JRC \cdot \log\left(\frac{JCS}{\sigma'_n}\right) + \phi_r\right] \quad (\text{Ec.8})$$

Donde:

τ = Resistencia al corte pico

σ'_n = Esfuerzo normal efectivo

JRC = Coeficiente de rugosidad de la junta

JCS = Resistencia a la compresión de la pared de la junta

ϕ_r = Ángulo de fricción residual

$$\phi' = R \cdot \log\left(\frac{S}{\sigma_n}\right) + \phi_b \quad (\text{Ec.9})$$

Donde:

R = Rugosidad equivalente

S = Resistencia de partícula equivalente

ϕ_b = Ángulo de fricción base

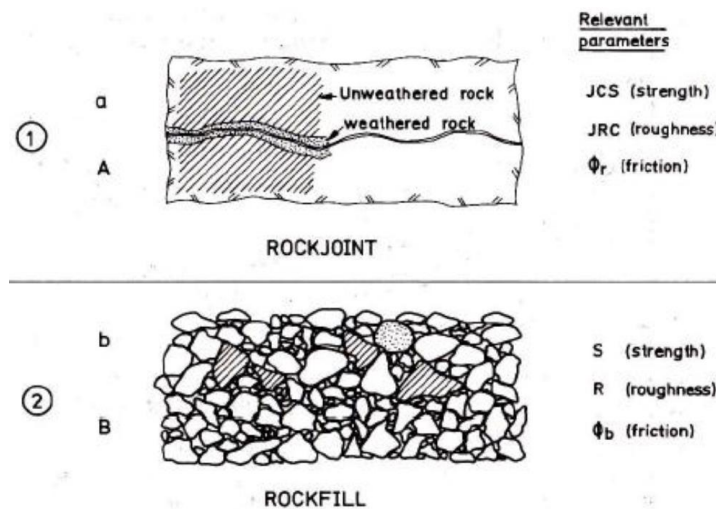


Figura N°4-8: Parámetros relevantes para el cálculo de la resistencia al corte de juntas de roca y enrocados

Fuente: Barton & Kjærnsli (1981)

La ecuación (Ec.9) permite evaluar la resistencia al corte de un enrocado, el cual está basado en tres variables: la rugosidad equivalente (R), la resistencia equivalente (S) y el ángulo de fricción base (ϕ_b), los cuales se detallan a continuación:

4.3.1. Rugosidad Equivalente (R)

Este parámetro puede ser estimado en base a: la porosidad después de la compactación de un enrocado (densidad), el origen del material, forma y rugosidad. Por otro lado, de forma experimental puede ser determinado a partir de pruebas de inclinación *in-situ* (*tilt test*).

La estimación de la rugosidad equivalente (R) requiere conocer el origen y forma del enrocado, para este fin, Barton & Kjærnsli (1981) sugieren el uso de la Figura N°4-9; asimismo, con el dato de la porosidad después de la compactación del enrocado, se procede a utilizar el ábaco mostrado en la Figura N°4-10.

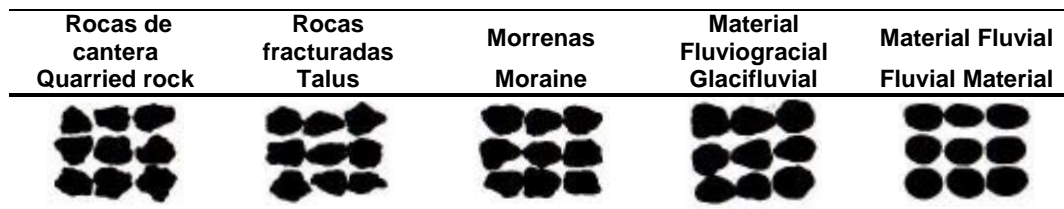


Figura N°4-9: Tipos de origen y forma de enrocados según Barton & Kjærnsli

Fuente: Barton & Kjærnsli (1981)

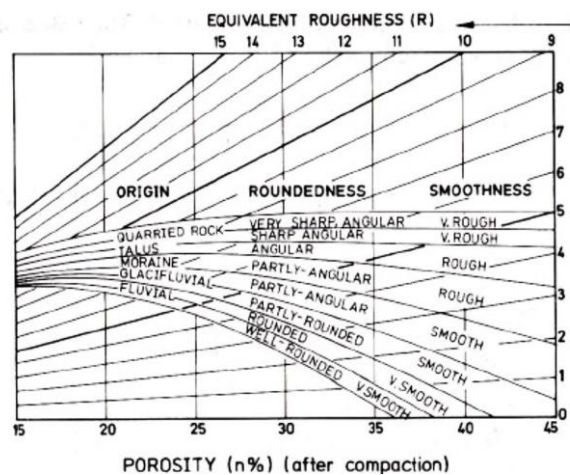


Figura N°4-10: Método de estimación de la rugosidad equivalente (R)

Fuente: Barton & Kjærnsli (1981)

La porosidad después de la compactación del enrocado puede obtenerse a partir de la densidad seca (γ_d) y gravedad específica de sólidos (G_s). Si la estructura no está construida, un ensayo próctor estándar (ASTM D698) resulta útil; si la estructura está construida puede determinarse la densidad *in-situ* mediante el método del reemplazo con agua (ASTM D5030).

Alternativamente, se puede estimar un rango de porosidades ($n\%_{\min}$ - $n\%_{\max}$) del material a partir de la curva granulométrica de la muestra de enrocado y mediante el uso de las correlaciones empíricas de Riquelme & Dorador (2016), por ejemplo, para correlacionar la relación de vacíos mínimo (e_{\min}) y C_u (ver Figura N°4-11(a)), así como, e_{\min} vs e_{\max} (ver Figura N°4-11(b)). Con la obtención de e_{\min} y e_{\max} , fácilmente se puede extender el cálculo de las porosidades ($n\%_{\min}$ y $n\%_{\max}$).

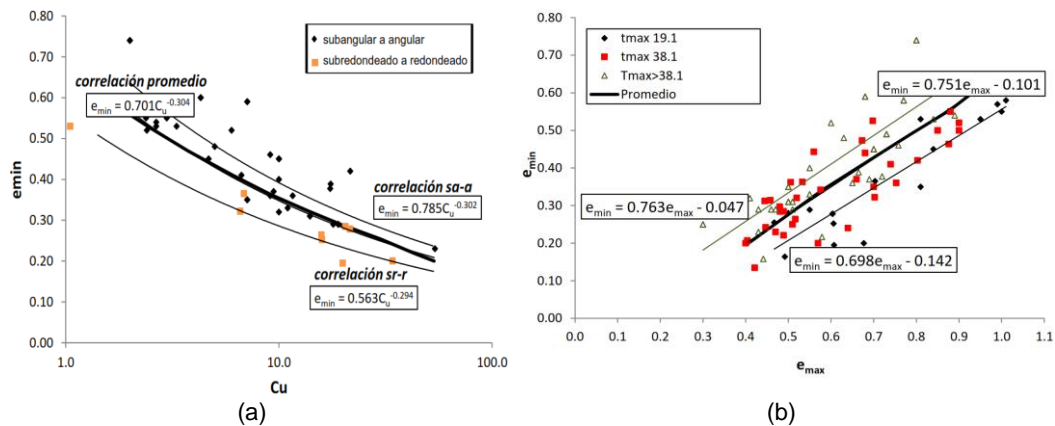


Figura N°4-11: (a) Correlación C_u vs e_{\min} , (b) Correlación e_{\max} vs e_{\min}

Fuente: Riquelme & Dorador (2016)

4.3.2. Resistencia Equivalente (S)

Este parámetro puede ser estimado a partir de pruebas de resistencia a la compresión uniaxial (UCS) de la roca que conforma el enrocado, así como del tamaño de partícula D_{50} , este último factor aparece debido a que resultados de pruebas triaxiales mostraron un efecto de reducción de la resistencia al corte del enrocado a medida que se incrementaba el tamaño de las partículas.

Producto de numerosos ajustes de los resultados de ensayos triaxiales, Barton & Kjærnsli (1981) determinaron una solución empírica del efecto del tamaño de la partícula, representado en el diámetro D_{50} . Asimismo, el gráfico muestra dos envolventes diferenciadas por el tipo de prueba: ensayos triaxiales y pruebas de deformación plana, como se muestra en la Figura N°4-12. Es usual en esta última (pruebas de deformación plana), que la falla del material ocurra a pequeñas deformaciones, resultando en un valor de ángulo de fricción más alto que en el caso de pruebas triaxiales, por lo tanto, el hecho que ambas envolventes estén desfasadas una de otra, prevé la diferencia de resultados en ángulos de fricción por el tipo de ensayo.

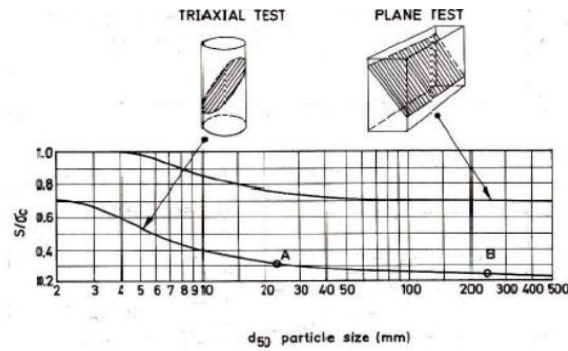


Figura N°4-12: Método de estimación de la resistencia equivalente (S) de enrocados

Fuente: Barton & Kjærnsli 1981)

4.3.3. Ángulo de Fricción Básico (ϕ_b)

Es el ángulo mínimo de resistencia al corte de una junta de roca, ligeramente mayor al ángulo de fricción residual (ϕ_r), oscila entre un rango de valores de 25° a 35°, depende del grado de alteración del enrocado y de la mineralogía de la roca. De forma práctica puede ser determinado mediante pruebas de inclinación (*tilt test*), en superficies secas, planas y no dilatantes de las rocas.

4.3.4. Discusión del Método

Barton & Kjærnsli (1981) validó su metodología mediante una comparación con los resultados de ensayos triaxiales del enrocado de la presa Oroville (roca anfíbolita), como se muestra en la Figura N°4-13. Nótese que a bajos esfuerzos de confinamiento no se obtiene un buen ajuste, sin embargo, a esfuerzos mayores a 1 MPa, hay una buena correlación.

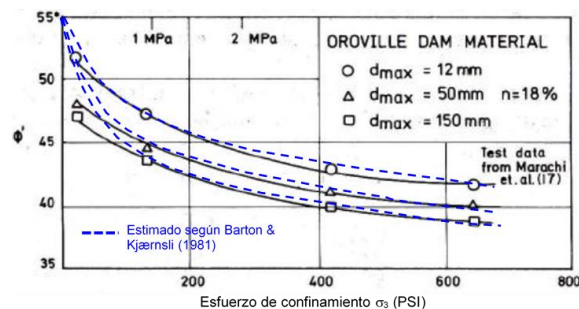


Figura N°4-13: Validación del método de Barton & Kjærnsli

Fuente: Adaptado de Barton & Kjærnsli (1981)

Por otro lado, la aplicación de la relación empírica en un enrocado de gravaca, llevada a cabo por Indraratna et al. (1993), sugirió que la metodología resulta adecuada solo para esfuerzos normales debajo de 0,7 MPa (ver Figura N°4-14).

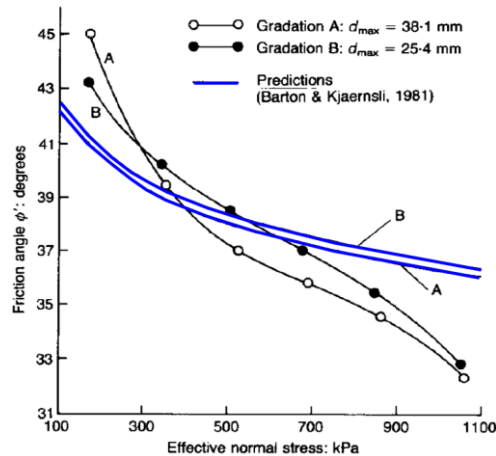


Figura N°4-14: Comparación de resultados de roca grauvaca en laboratorio vs la aplicación de la metodología de Barton & Kjærnsli

Fuente: Indraratna et al. (1993)

A pesar que las comparaciones de los autores se llevaron a cabo, en el primer caso, en función de los esfuerzos de confinamiento, y en el segundo caso, en función de los esfuerzos normales, aparentemente existe una contradicción. Un análisis de las muestras ensayadas (anfíbolita y grauvaca), donde el primero es más resistente que el segundo (ver Figura N°4-6(a) y Figura N°4-7(a)), sugiere que mientras más resistente son las partículas del enrocado, hay una mejor correlación con la metodología de Barton & Kjærnsli (1981).

Esta afirmación se basa en el hecho que, a altas presiones normales, un enrocado resistente presenta una tasa de decrecimiento de la resistencia menor que un enrocado con partículas débiles, donde la caída es más significativa. Desde que la expresión matemática (Ec.9) no puede representar adecuadamente las caídas rápidas de resistencia a altas presiones normales, este método sería más conveniente para enrocados con alta resistencia.

4.3.5. Comparación del Método de Leps (1970) vs Barton & Kjærnsli (1981)

De acuerdo a lo indicado en la Figura N°4-15, variando los parámetros de R entre 5-10 y S entre 10-100 MPa, se logra cubrir los rangos de resistencias que Leps (1970) propuso. Nótese que la relación empírica de Barton & Kjærnsli (1981) estima mayores valores de resistencias a bajos esfuerzos normales, mientras que, a altas presiones, las resistencias determinadas son más conservadoras respecto a Leps (1970).

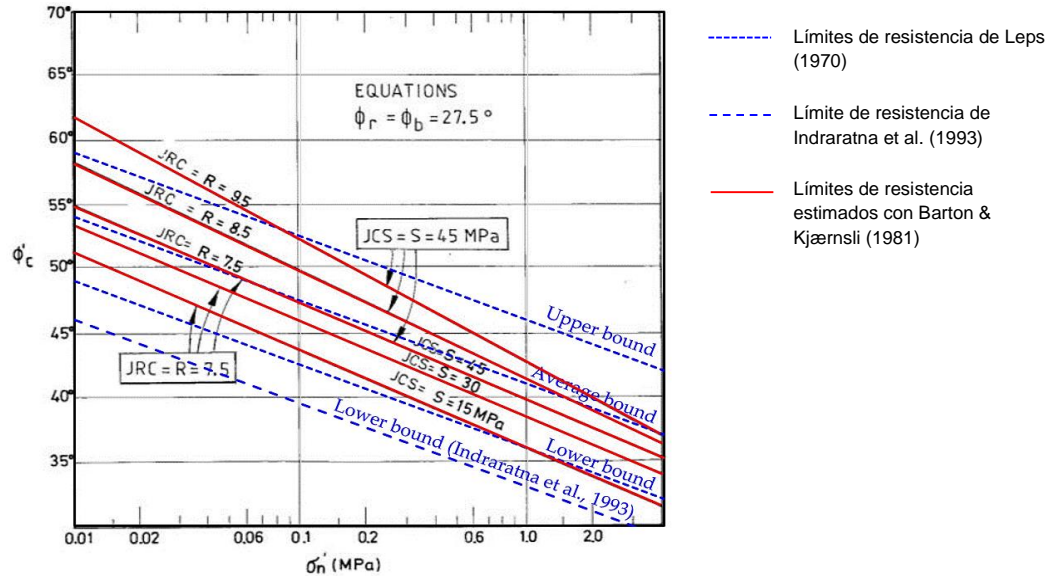


Figura N°4-15: Comparación de las metodologías de resistencia de estimación de la resistencia al corte de Leps y Barton & Kjærnsli

Fuente: Adaptado de Barton & Kjærnsli (1981)

4.4. MÉTODO DE DOUGLAS

Douglas (2002) recopiló una gran base de datos de ensayos triaxiales y de corte directo en MGG (gravas y enrocados), conformada por resultados de 307 ensayos en materiales de hasta 200 mm de diámetro. En más del 50% de los materiales ensayados el origen litológico no era conocido, sin embargo, del resto se conocía que consistían en MGG de basalto, granito, arenisca y caliza, en 18,7%, 14,9%, 8,2% y 3,9%, respectivamente. Un resumen de las características de la base de datos recopilada se presenta en la Tabla N°4-4.

Tabla N°4-4: Características de la base de datos de MGG

Parámetro	Mínimo	Promedio	Máximo
Diámetro de Muestra (mm)	50,8	332	1130,3
Tamaño Mínimo de Partícula, d_{min} (mm)	0,0035	3,6	40
D_{10} (mm)	0,001	4,3	53
D_{30} (mm)	0,01	9	90
D_{50} (mm)	0,09	16	100
D_{60} (mm)	0,22	20	110
Tamaño Máximo de Partícula, d_{max} (mm)	4,8	59	200
Contenido de Finos (%)	0	4,1	45
Coefficiente de Uniformidad, C_u	1,3	81	3243
Coefficiente de Curvatura, C_c	0,04	2	16,9
Resistencia a la Compresión Uniaxial UCS (Mpa)	25	153	761

Fuente: Douglas (2002)

La investigación de Douglas (2002) incluyó el análisis de los factores que afectan la resistencia al corte de MGG, asimismo, propuso dos nuevos enfoques para la caracterización de la resistencia al corte de MGG, los cuales se presentan en las siguientes secciones. Dado que el alcance de esta investigación está referida a materiales tipo enrocado, el término MGG será referido como enrocado.

4.4.1. Función de Resistencia al Corte Usando Ángulo de Fricción Secante vs Esfuerzos Normales ($\phi'_{sec} - \sigma'_n$)

Douglas (2002) llevó a cabo un análisis estadístico correlacionando una gran variedad de factores que afectan la resistencia al corte de enrocados, producto de su análisis estableció la ecuación (Ec.10) que relaciona el ángulo de fricción secante (ϕ'_{sec}) versus el esfuerzo normal (σ'_n).

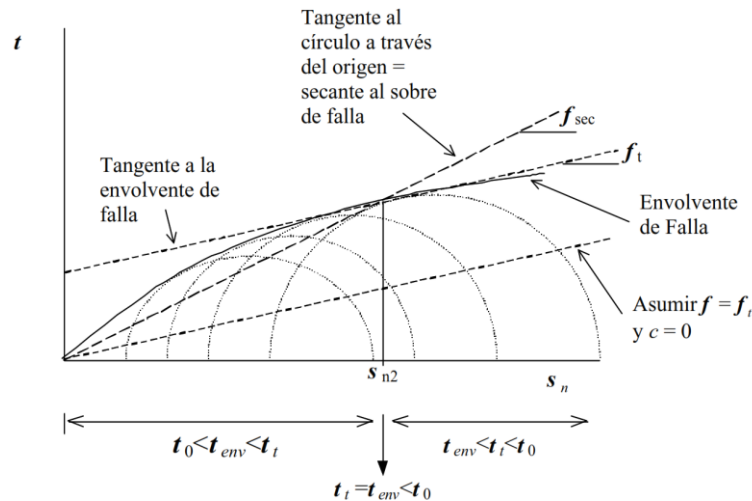


Figura N°4-16: Resistencia al corte del enrocado usando funciones de envolventes no-lineales
Fuente: Douglas (2002)

$$\phi'_{sec} = a + b \cdot \sigma'_n{}^c \quad (\text{Ec.10})$$

Para determinar los coeficientes a , b y el exponente c , Douglas (2002) estableció las siguientes relaciones Ec.11, Ec.12 y Ec.13.

$$a = 36.43 - 0.267 \cdot ANG - 0.172 \cdot FINES + 0.756(c_c - 2) + 0.0459(UCS - 150) \quad (\text{Ec.11})$$

$$b = 69.51 + 10.27 \cdot ANG + 0.549 \cdot FINES - 5.105(c_c - 2) - 0.408(UCS - 150) - 0.408 \quad (\text{Ec.12})$$

$$c = -0.3974 \quad (\text{Ec.13})$$

Donde:

ANG = (Razón de angularidad - 5); para una razón de angularidad $> 5,5$, otros casos 0; las partículas redondeadas tienen una razón de angularidad de 1 a 2, las subredondeadas 3 a 4, las subangulosas de 5 a 6 y las angulares 7 a 8. Debe tenerse en cuenta que la razón de angularidad es un parámetro subjetivo.

$FINES$ = Porcentaje de contenido de finos (pasan el tamiz de 0,075 mm)

$$c_c = \text{Coeficiente de curvatura} = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$$

UCS = Resistencia a la Compresión Uniaxial de la roca intacta (MPa)

Similar al trabajo desarrollado por Leps (1970), Douglas (2002) elaboró un gráfico que correlaciona la variación del ángulo de fricción secante ϕ'_{sec} con los esfuerzos normales σ'_n , como se muestra en la Figura N°4-17. Adicionalmente, con fines comparativos se agregaron los límites de resistencia de Leps (1970), donde se puede notar que, a diferencia de este último, Douglas (2002) ploteó resultados de pruebas a bajos esfuerzos normales (menores a 70 kPa).

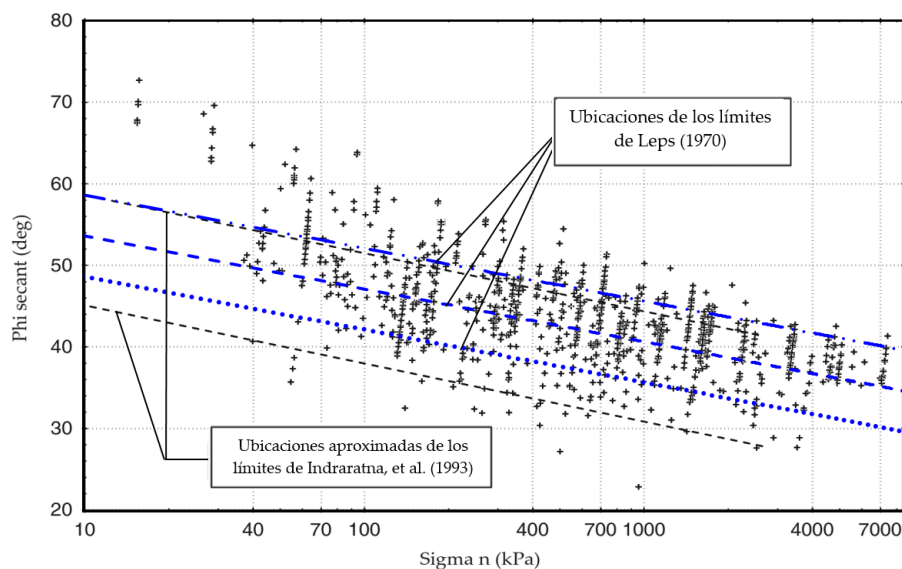


Figura N°4-17: Límites de resistencia de Leps (1970) e Indraratna et al. (1993) sobre la base de datos de Douglas

Fuente: Adaptado de Douglas (2002)

Según la Figura N°4-17, los resultados presentan una tendencia creciente del ángulo de fricción a bajos esfuerzos normales, lo que sugiere que el supuesto de Leps de considerar a bajos esfuerzos normales una tendencia lineal de los límites de resistencia (en el espacio semilogarítmico) no estaría adecuado.

4.4.2. Función de Resistencia al Corte Usando Esfuerzos Principales Máximos vs Esfuerzos Principales Mínimos ($\sigma'_1 - \sigma'_3$)

Debido a que la relación empírica (Ec.10) resultó en una varianza de alrededor de 61,7%, Douglas (2002) realizó un análisis estadístico correlacionando los esfuerzos principales σ'_1 y σ'_3 , determinando la expresión (Ec.14), el cual presentó una varianza del 98,8%, es decir un mejor ajuste respecto al primer enfoque.

$$\sigma'_1 = RFI \cdot \sigma'_3^{0.8726} \quad (\text{Ec.14})$$

$$RFI = 6.3491RFI_e + 0.48763 \cdot RFI_{ANG} - 0.0027 \cdot RFI_{dm\acute{a}x} - 1.1568 \cdot RFI_{FINES} + 0.30598 \cdot RFI_{UCS} \quad (\text{Ec.15})$$

$$RFI_e = \frac{1}{1+e_i} \quad (\text{Ec.16})$$

$$RFI_{ANG} = 1 \text{ si es angular, para otros casos} = 0 \quad (\text{Ec.17})$$

$$RFI_{dm\acute{a}x} = D_{m\acute{a}x} \text{ (mm)} \quad (\text{Ec.18})$$

$$RFI_{FINES} = \frac{e^{(FINES-20)}}{1+e^{(FINES-20)}} \text{ donde los finos est\aa n en \%} \quad (\text{Ec.19})$$

$$RFI_{UCS} = \frac{e^{(UCS-110)}}{1+e^{(UCS-110)}} \text{ donde UCS est\aa n en MPa} \quad (\text{Ec.20})$$

Donde:

e_i = Relaci3n de vacios inicial

$D_{m\acute{a}x}$ = Di\aa metro m\aa ximo de la part\iacula

Pese a que la expresi3n (Ec.15) depende de varios par\aa metros, algunos de estos tienen efecto limitado en cierto rango de valores, por ejemplo: el factor RFI_{UCS} tiene un efecto significativo para valores de UCS mayores a 100 MPa y menores a 120 MPa. Asimismo, el factor RFI_{FINES} afecta significativamente si este se encuentra entre el rango de 15% a 25%.

CAPÍTULO V. CARACTERIZACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE ENROCADOS: APLICACIONES EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA

Dado que el alcance de la investigación está referida a la caracterización de la resistencia al corte de enrocados, las siguientes secciones, detallan algunas aplicaciones de este material en la construcción de estructuras geotécnicas, particularmente, el trabajo se ha enfocado en las presas de enrocado y depósitos de desmonte.

5.1. PRESAS DE ENROCADO

5.1.1. Aspectos Generales

Una presa es una barrera artificial construida para uno o más de los siguientes propósitos: el almacenamiento de agua para el riego y/o consumo humano, almacenamiento de relaves, elevar el nivel de agua para producir energía, prevención de inundaciones, entre otros. Existen diferentes tipos de presas, que pueden agruparse en dos categorías: el primero referido a presas rígidas o construidas de concreto (presas de gravedad, de arco, etc.), y la otra categoría que agrupa a las presas flexible o conformadas por suelos y/o enrocados (presas de tierra, ECRD, CFRD, entre otros) (Díaz, 2014).

Hoy en día uno de los tipos de presas que está ganando popularidad es el conformado por enrocado con pantalla de concreto “*concrete face rockfill dam*” (CFRD, por sus siglas en inglés). Este tipo de presa esta conformado por materiales rocosos y losas de concreto que conforman la cara aguas arriba de la presa, el cual cumple la función del elemento impermeable. Por otro lado, su similar, las presas de enrocado con núcleo de tierra (ECRD, por sus siglas en inglés), difieren de la presa CFRD en que no está constituido exclusivamente por enrocado, sino además por un núcleo de tierra (que cumple la función de impermeabilización), la Figura N°5-1 muestra de forma ilustrativa las diferencias.

Como se observa en la Figura N°5-1, una de las características de las presas (ECRD o CFRD) es su conformación heterogénea o zonificada de materiales, los cuales cumplen diferentes roles para un adecuado desempeño de las estructuras. La Tabla N°5-1 resume algunas de las características y funciones de los tipos de materiales usualmente utilizados en la construcción de las presas CFRD.

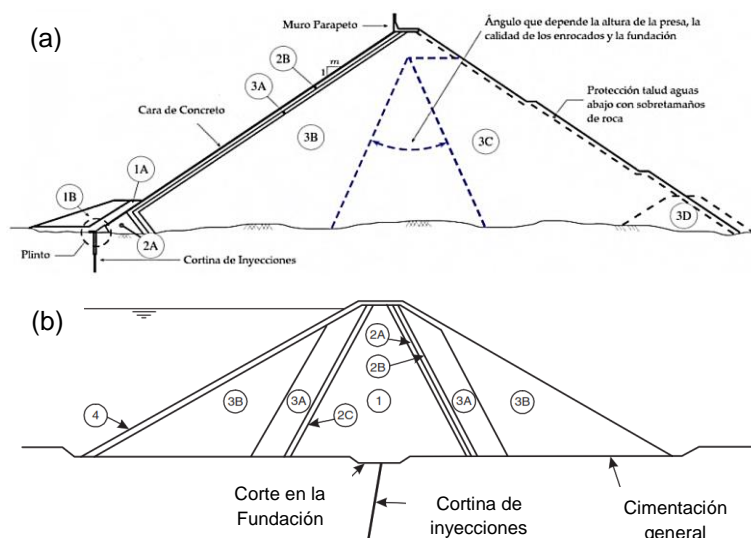


Figura N°5-1: (a) Esquema de la sección transversal típica de una presa CFRD, (b) Esquema de la sección transversal típica de una presa ECRD

Fuente: Díaz (2014); Fell et al. (2015)

Tabla N°5-1: Características de los materiales en una presa CFRD

Zona	Características
Pantalla de Concreto	Losa de concreto construidos sobre un curb de concreto o sobre la zona 2B, su diseño comprende la determinación del espesor (0,25 m a 0,6 m) y la ubicación de las juntas verticales y horizontales (entre 12 m a 18 m)
Curb de Concreto	El curb de concreto extruido actúa como soporte de la pantalla de concreto para protegerlo de problemas de erosión por lluvia, asimismo sirve como un muro para facilitar la compactación del material 2B (ver Figura N°6-6).
Zona 1A	Zona de protección de la cara aguas arriba, compuesta por limos no cohesivos o arena fina con algo de material grueso de hasta 0,15 m. Su compactación se lleva a cabo mediante pasadas de equipo neumático.
Zona 1B	Material tipo filtro de material seleccionado conformado por arenas y gravas con gradaciones especificadas, impide el transporte de partículas finas (limo); se conforma en capas de 0,2 m a 0,4 m de espesor y requieren el uso de compactadores vibratorios.
Zona 2B	Consiste en material tipo filtro compuesto por arenas y gravas (similar al agregado del concreto) dispuestas en capas de 0,4 m; usualmente se compacta mediante una vibro compactadora de 10 t con 4 pasadas, su ancho puede variar de 2 a 4 m.
Zona 3A	Zona de transición entre 2B y 3B, está compuesto por material enrocado con hasta 0,4 m de tamaño de partícula, se dispone en capas de 0,4 m; usualmente se compacta mediante una vibro compactadora de rodillo liso de 10 t o más, con 4 pasadas, su ancho puede variar de 2 a 4 m.
Zona 3B	Conforma el enrocado principal de la presa, está constituido por partículas de enrocado de hasta 1 m de tamaño máximo, colocados en capas de 1 m, usualmente se compacta mediante una vibro compactadora de rodillo liso de 10 t o más, con 2 a 12 pasadas (es recomendable paneles de prueba).
Zona 3C	Conforma el enrocado secundario de la presa, está constituido por partículas de enrocado de hasta 2 m de tamaño máximo, colocados en capas de 2 m, usualmente se compacta mediante una vibro compactadora de rodillo liso de 10 t o más, con 4 pasadas (es recomendable paneles de prueba).
Zona 3D	Provee condiciones de drenaje dentro del cuerpo de la presa



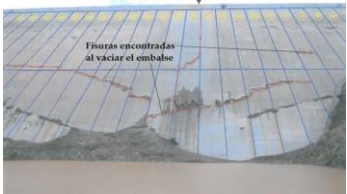

Fuente: Modificado de Díaz (2014)

5.1.2. Presas CFRD de Gran Altura

La actual demanda de estructuras geotécnicas de grandes dimensiones ha preferido la construcción de presas CFRD de gran altura, dado que estos presentan un desempeño confiable y una naturaleza estable en comparación a otros tipos de presa (Sherard & Cooke, 1987). Por ejemplo, en el Perú las presas de mayor altura son del tipo CFRD (presa de Antamina-Ancash, ~220 m y presa de la Central Hidroeléctrica Chaglla-Huánuco, ~211 m).

Sin embargo, uno de los problemas más comunes en estas estructuras, está relacionado a la generación de fisuras o la rotura de la pantalla de concreto, algunos de los casos más conocidos se resumen en la Tabla N°5-2.

Tabla N°5-2: Casos históricos de rotura de la pantalla de concreto en presas CFRD

Casos	Descripción	Fuente	Fotos
Mohale (Sudáfrica)	Presa de 143 m de altura. Se observaron roturas después del primer llenado del embalse. Se registraron fugas de hasta 0,6 m ³ /s.	Gratwick et al., 2000	
Barra Grande (Brasil)	Presa de 186 m de altura. Se observaron roturas 3 meses después del primer llenado. Se registraron fugas de hasta 0,43 m ³ /s.	Pritchard, 2008	
Campos Novos (Brasil)	Presa de 202 m de altura. Se observaron roturas cuando el embalse alcanzó el 92% de su capacidad normal. Al vaciar el embalse se encontraron más fisuras.	Lombardi, 2008	
Antamina (Perú)	Presa de 220 m de altura para almacenamiento de relaves. Se observaron roturas en el curb de concreto.	INGETEC S.A.	

Fuente: Elaboración Propia

Una característica común de las presas que sufrieron rotura de la pantalla de concreto o del curb, descritos en la Tabla N°5-2, es que se emplazaron en topografías encañodas estrechas, esta característica incrementa la concentración de esfuerzos en la zona central de la pantalla de concreto, y favorece su ruptura, otras características que implican un similar efecto son: la conformación del cuerpo de la presa con un enrocado con menos de 40 MPa de módulo de elasticidad (altamente compresibles), una altura de presa (H) mayor a 140 m y factores de forma (A/H^2) menor a 3, siendo A el área de la pantalla de concreto (Díaz, 2014).

5.1.3. Caracterización Geotécnica

El presente apartado desarrolla algunos aspectos relevantes de la caracterización geotécnica de los enrocados que componen una presa de enrocado, con énfasis en las presas tipo CFRD sujetas a altas presiones de confinamiento inducidos por el peso propio de la estructura.

5.1.3.1. Granulometría

A diferencia de los depósitos de desmonte, la construcción del cuerpo de las presas CFRD controla las características de los materiales de enrocado extraídos de cantera, mediante bandas o husos granulométricos. De forma similar, se controla las características granulométricas del material filtro y transición. Estos últimos desempeñan una función de prevención de migración de partículas finas hacia el cuerpo de la presa (de almacenamiento de relaves o de agua), que podrían generar una erosión interna y obstrucción de libre del flujo de agua a través del cuerpo.

Los criterios para establecer las bandas granulométricas para el material que conforma el cuerpo de una presa de enrocado se basa generalmente en casos históricos de éxito (p.ej. presa CFRD de Antamina en Perú), en cambio, el diseño de bandas para los filtros y materiales de transición consideran criterios de retención, permeabilidad, estabilidad interna, tamaño máximo y contenido de finos a fin de evitar la percolación de los relaves; una guía para el diseño de filtros es presentada por la ICOLD (2010). Un ejemplo de la especificación de los husos granulométricos para la construcción de una presa CFRD se muestra en la

Figura N°5-2. Donde se han determinado las bandas granulométricas con base en las consideraciones mencionadas en el párrafo anterior.

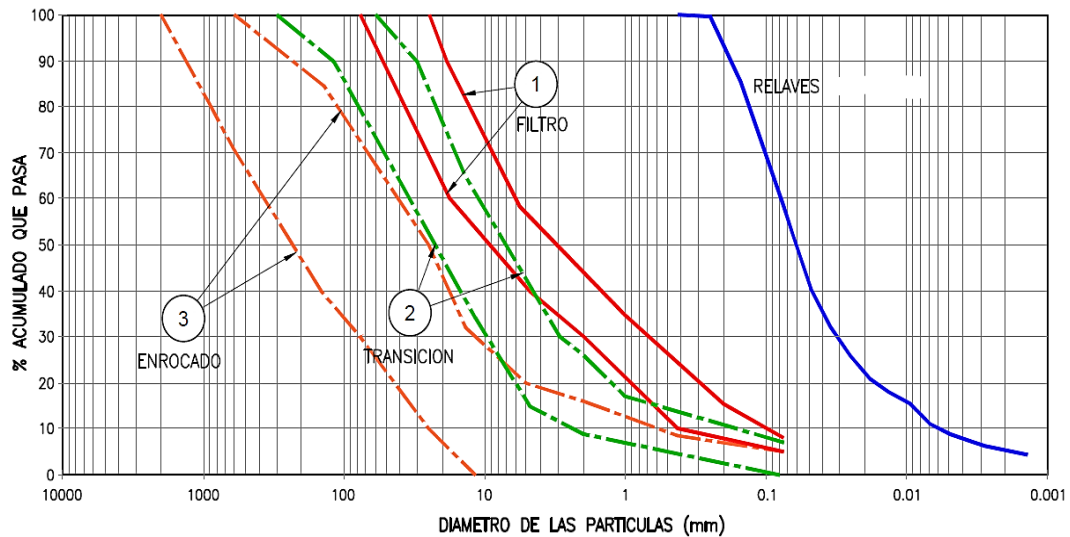


Figura N°5-2: Husos granulométricos para la construcción de una presa CFRD de almacenamiento de relaves
Fuente: Elaboración Propia

5.1.3.2. Densidad y Relación de Vacíos

Usualmente, una forma de medición directa de la densidad *in situ* y con esto derivar la relación de vacíos o porosidad, es usando el método del reemplazo con agua (ASTM D5030).

Un aspecto importante en materiales tipo enrocado es establecer un criterio de colocación de material, es decir, definir los espesores de compactación del enrocado, la humedad de compactación, el equipo mecánico a utilizar y el número de pasadas necesarias para obtener una adecuada densidad establecida en las especificaciones del material. A diferencia de los suelos, los enrocados no presentan una humedad óptima, es más apropiado para estos materiales referirnos al concepto de *sluicing*, que implica que a una mayor humedad se obtiene mayor densidad (Fell et al., 2015). Para establecer las variables de compactación listadas anteriormente, generalmente se opta por paneles de prueba, donde se varían las variables a fin de obtener la cantidad óptima de estos. Un ejemplo de este análisis se muestra en la Figura N°5-3, donde se ha fijado el espesor de compactación en 1,5 m y se han variado las otras variables a fin de

obtener una relación de vacíos (e) entre 0,2 a 0,24. Para el caso particular del ejemplo mostrado en la Figura N°5-3, se establecería de manera óptima la compactación con un tractor Bulldozer tipo D8T + Rodillo liso vibratorio de 17 t, con una aplicación mínima de agua de 150L/m^3 en 3 ciclos de compactación.

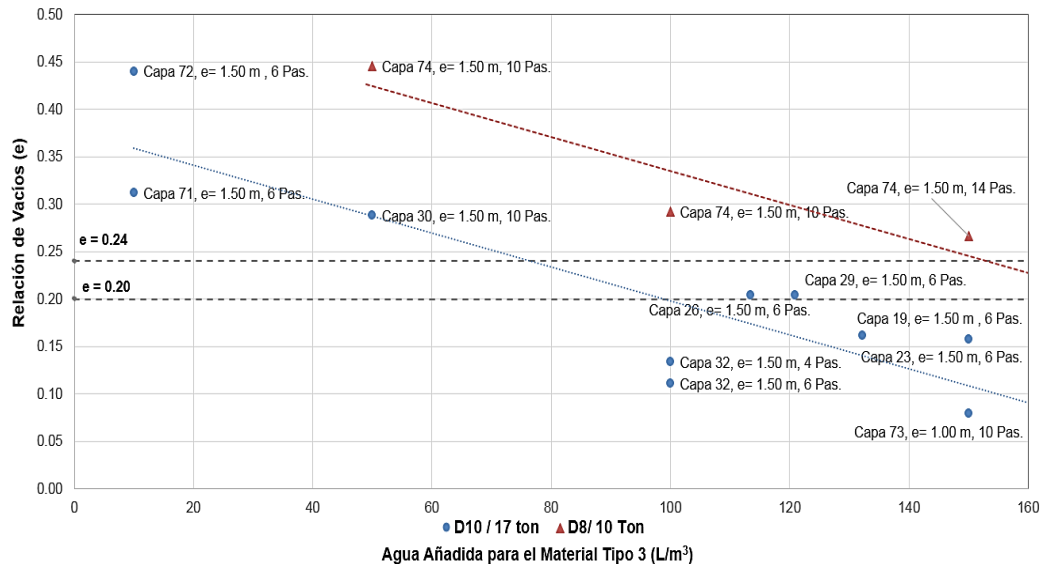


Figura N°5-3: Resultados de panel de prueba para dos tipos de equipos de compactación (Tractor Bulldozer Tipo D10 + Rodillo Liso de 17 t y Tractor Bulldozer Tipo D8 + Rodillo Liso de 10 t), espesor de capa 1,5 m y variación del número de pasadas y contenido de agua por m^3

Fuente: Elaboración Propia

5.1.3.3. Resistencia al Corte

Puede llevarse a cabo mediante un enfoque experimental o un enfoque empírico, para el primer caso, deben seguirse las recomendaciones detalladas en la sección 3.2, en el caso de aplicar las metodologías de escalamiento de partículas, o si es posible, realizar un programa de ensayos triaxiales a gran escala. Por otro lado, si la obtención de la resistencia al corte es mediante métodos empíricos, se sugiere la aplicación de las metodologías presentadas en el Capítulo 4.

5.1.3.4. Otras Propiedades Geotécnicas

Además de las principales propiedades geotécnicas de un enrocado descritas en los apartados anteriores, es importante también determinar las siguientes propiedades: resistencia a la compresión uniaxial (UCS), conductividad hidráulica, gravedad específica, densidad máxima y mínima, calidad de las partículas (método de abrasión de los ángeles).

5.1.4. Evaluación de Estabilidad Física

Uno de los países con la mayor cantidad de presas CFRD de gran altura es China, por lo que sus actuales códigos de diseño presentan ciertos criterios que resultan ser más exigentes respecto a otros países, por ejemplo, el diseño de presas entre 250 m a 300 m, exigen realizar análisis esfuerzo-deformación estática y dinámica del cuerpo de la presa y de la pantalla de concreto, análisis de infiltración, de estabilidad de taludes, entre otros. Respecto a este último, exigen un factor de seguridad estático superior a 1,7 (Ma et al., 2016), cuando en la práctica muchos códigos e investigadores proponen 1,5 (ver Tabla N°5-3).

Tabla N°5-3: Criterios de análisis de estabilidad de taludes

Descripción	Unidad	Criterio	Fuente
Factor de seguridad estático mínimo	-	1,5	CDA (2014), Marcuson and Curro (1981), USACE, Hynes-Griffin and Franklin (1984).
Factor de seguridad pseudoestático mínimo	-	1,0	

Fuente: Elaboración Propia

5.2. BOTADEROS DE DESMONTE DE MINA

5.2.1. Aspectos Generales

En las operaciones mineras a tajo abierto, los materiales extraídos por voladura son diferenciados en dos grupos: un primer grupo, aquellos que son económicamente rentables, que por un contenido de ley siguen un proceso de recuperación y obtención de minerales, por lo que es necesario acumularlos en estructuras de almacenamiento tales como *stockpiles*, *pads de lixiviación*, etc. Y un segundo grupo, conformado por los materiales con ley económicamente no rentables, los cuales se disponen en estructuras como depósitos o botaderos de desmonte (los cuales pueden ser generados de ácido o no generadores de ácido). Una vista transversal típica de este último se presenta en la Figura N°5-4.

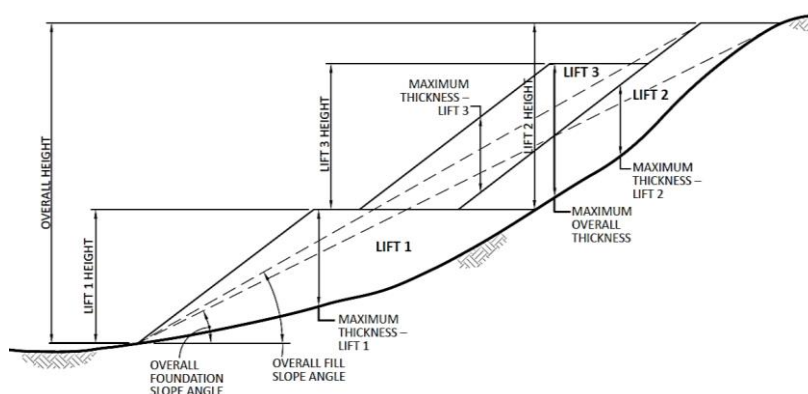


Figura N°5-4: Sección transversal y terminologías típicas de los depósitos de desmonte

Fuente: Cuning & Hawley (2017)

Actualmente la producción minera a nivel mundial se ha incrementado notablemente, en consecuencia, es cada vez más usual concebir estructuras de ingeniería geotécnica, como depósitos de desmonte, de mayor capacidad que estén acordes a estas nuevas demandas. Dado que el Perú es un país cuyo principal sector productivo de economía es la minería, no es ajeno a estas tendencias, por lo que las actuales operaciones mineras peruanas han concebido estructuras mineras de grandes dimensiones, como es el caso de la mina Antamina, que tiene construido un depósito de desmonte con más de 500 m de altura que contiene alrededor de un billón de toneladas de material (Cuning & Hawley, 2017), una vista panorámica de la zona este de esta estructura se observa en la Figura N°5-5. Asimismo, en Chile, se tiene proyectado un depósito de desmonte de hasta 900 m de altura máxima como se muestra en la Figura N°5-6.



Figura N°5-5: Vista de la zona este del depósito de desmonte de Antamina
Fuente: Cunning & Hawley (2017)

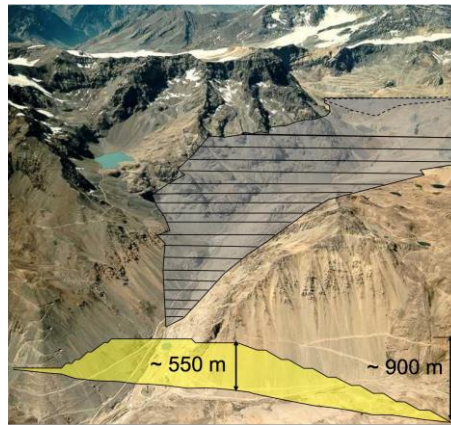


Figura N°5-6: Proyección de un depósito de desmonte en Chile
Fuente: Linero et al. (2008)

5.2.2. Caracterización Geotécnica

El presente apartado desarrolla algunos aspectos relevantes de la caracterización geotécnica de los enrocados que componen un depósito de desmonte, con especial énfasis en la caracterización del comportamiento geomecánico de estos materiales sujetos a altas presiones de confinamiento inducidos por el peso propio de la estructura. Se debe recalcar que la caracterización geotécnica de los enrocados de los botaderos de desmonte de mina presenta aspectos particulares en comparación a los enrocados para la construcción de presas. Por ejemplo:

- Generalmente los depósitos de desmonte son conformados mediante el volteo de material (con un importante grado de heterogeneidad de las partículas), por lo que, el cuerpo de esta estructura contiene materiales de distintos niveles de compactación, asimismo, este proceso de construcción produce la segregación de las partículas de mayor diámetro que tienden a acumularse en el pie de los taludes, como se muestra en la Figura N°2-2.

- Debido a que los depósitos de desmonte están constituidos por fragmentos rocosos producto de la voladura de las operaciones de extracción de mineral en los tajos abiertos, la composición de las partículas no corresponde a un único tipo de roca, al contrario, puede estar constituido por rocas de diferentes litologías. Incluso, a pesar de estar constituido por rocas de un único tipo de litología, estos pueden presentar diferentes cualidades mecánicas asociados a distintos niveles de erosión y desgaste a los que fueron sujetos. Una vista de los contrastes de los enrocados en un depósito de desmonte se muestra en la Figura N°5-7.

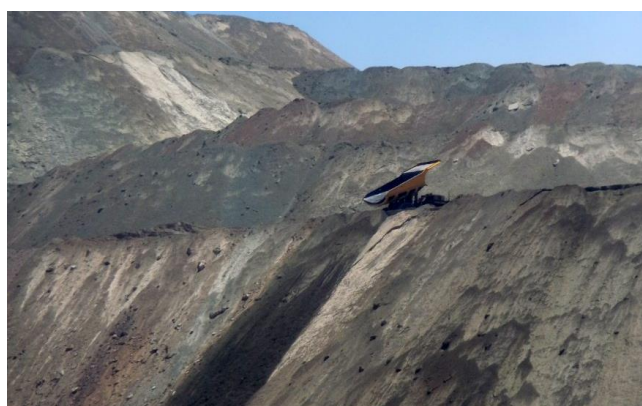


Figura N°5-7: Depósito de desmonte de la mina Chuquicamata en Chile
Fuente: Cunning & Hawley (2017)

5.2.2.1. Granulometría (Macrogranulometría)

Uno de los aspectos más relevantes en la caracterización geotécnica de los enrocados que componen un depósito de desmonte, corresponde a la determinación de la distribución granulométrica. Debido a la gran variabilidad en los tamaños de las partículas de los enrocados, es recomendable, realizar una *macrogranulometría in-situ* a diferentes niveles del depósito del desmonte. Usualmente esta actividad se lleva a cabo mecánicamente, es decir, separando las partículas de mayor tamaño, para realizar la medición manualmente, y las de menor tamaño (debajo de 3”) para realizarlo en laboratorio. Un ejemplo de esto se muestra en la Figura N°5-8.

Sin embargo, el desarrollo de macrogranulometrías puede significar el procesamiento de grandes cantidades de material de enrocado, por ejemplo, para muestras con tamaño máximo de 24”, se requeriría de al menos 6 toneladas de

material para que sea representativo, o hasta 400 kg, para un tamaño de 6". Un método alternativo reciente es a través del procesamiento de imágenes digitales, que utilizan diferentes sistemas tales como *Fragscan* (Schleifer & Tessier, 1996), *Split* (Kemeny et al., 1993) y *WipFrag* (Maerz et al., 1996). Un ejemplo de este último se presenta en la Figura N°5-9.

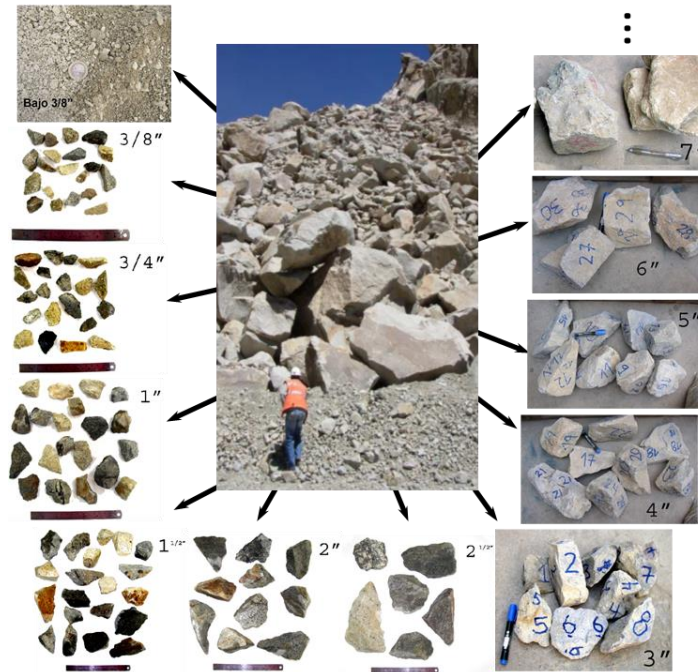


Figura N°5-8: Clasificación por tamaño de las partículas que conforman un depósito de desmorte

Fuente: Modificado de Contreras (2011)

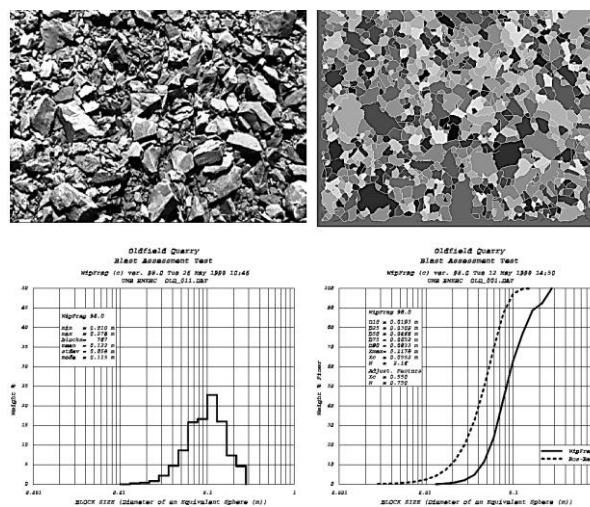


Figura N°5-9: Determinación de macrogranulometrías mediante el sistema WipWrag

Fuente: Maerz et al. (1998)

5.2.2.2. Densidad y Relación de Vacíos

La determinación de la relación de vacíos de un enrocado puede resultar muy difícil, principalmente debido al contenido de grandes partículas y al significativo grado de segregación de partículas que ocurre en la construcción de los depósitos de desmonte. Usualmente, una forma de medición directa de la densidad *in situ* y con esto derivar la relación de vacíos o porosidad, es usando el método del reemplazo con agua (ASTM D5030). Una vista de la ejecución de este ensayo se muestra en la Figura N°5-10.



Figura N°5-10: Ejecución de ensayo de densidad *in situ* con el método del reemplazo con agua (ASTM D5030)

Fuente: Lino (2016)

Algunas investigaciones presentan valores de relación de vacíos, los cuales presentan importante variabilidad asociado al fenómeno de segregación, a la forma de las partículas y a la gradación. La Figura N°5-11, representa un resumen de resultados de ensayos oedométricos en enrocados, recopilados por Valenzuela et al. (2008), donde se observa que a medida que se incrementa la carga, se produce rotura de partículas, por tanto, una menor proporción de vacíos y en consecuencia un aumento de la densidad.

5.2.2.3. Resistencia al Corte

Debido a que las dimensiones de las partículas de los enrocados son muy variables, desde suelos de grano fino hasta bloques que superan el metro de tamaño. Los equipos de laboratorio y los procedimientos de prueba para estos materiales a menudo se han visto limitados por el tamaño de las partículas y los niveles relativamente bajos de los esfuerzos de confinamiento aplicadas (generalmente hasta 1 MPa). Sin embargo, recientemente se han desarrollado

equipos de laboratorio de grandes dimensiones, como en el laboratorio del Instituto de Investigaciones y de Ensayos de Materiales (IDIEM), donde es posible ejecutar ensayos triaxiales con muestras de 1,0 m de diámetro por 1,8 m de altura, considerando hasta 8" (0,2 m) de tamaño máximo de partículas.

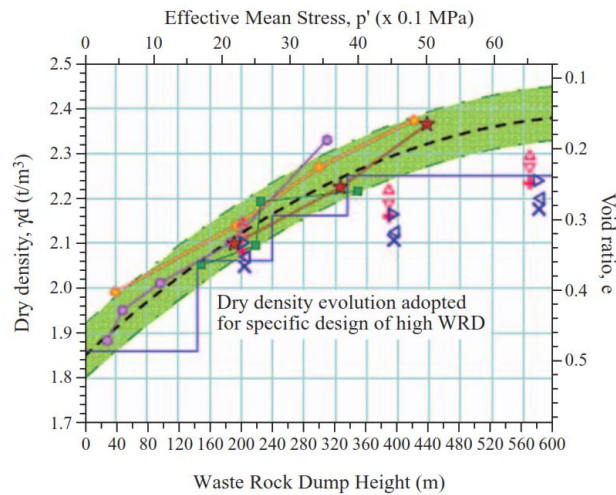


Figura N°5-11: Relación entre el esfuerzo efectivo promedio versus la relación de vacíos en botaderos de desmonte

Fuente: Cunning & Hawley (2017)



Figura N°5-12: Ejecución de ensayo triaxial a gran escala (izquierda), Ejecución de ensayo oedométrico a gran escala (derecha),

Fuente: Modificado de Contreras (2011), Linero et al. (2008)

Asimismo, es posible llevar a cabo ensayos oedométricos en moldes con un diámetro interno de 0,95 m y 1,0 m de altura, que permite la aplicación de esfuerzos verticales que superan los 12 MPa, así como pruebas de permeabilidad de carga constantes con dicho molde. Una vista de los equipos en mención se muestra en la Figura N°5-12.

A pesar de la existencia del equipo a gran escala mencionado en el párrafo anterior, este involucra un alto costo que imposibilita su uso en algunos proyectos, alternativamente se opta por procedimientos empíricos, comúnmente Leps (1970); sin embargo, se debe tener en cuenta que los datos considerados en dicho trabajo consideraron ángulos de fricción pico, producto del comportamiento dilatante de los materiales ensayados que se caracterizaban por una elevada densidad y resistencia de sus partículas. En ese sentido, no sería adecuado estimar la resistencia al corte de los enrocados que conforman los depósitos de desmonte mediante la metodología empírica en mención, dado que estas estructuras se encuentran generalmente en estado suelto (poca densidad) o poseen una competencia que conlleva a un comportamiento contractivo (un ángulo de fricción residual), en consecuencia, se sobreestimaría la resistencia al corte del enrocado.

A fin de evitar lo comentado en líneas anteriores, se ha recopilado resultados de ensayos triaxiales en materiales de enrocado de depósitos de desmonte, similar a lo realizado en el apartado 3.2.7. La Tabla N°5-4 resume las fuentes de información de referencia, asimismo, la Figura N°5-13 (a y b) presenta un resumen de la información compilada en términos de ϕ vs σ_n y σ_n vs τ .

Tabla N°5-4: Fuentes de información de ensayos triaxiales a gran escala en muestras de enrocados que conforman depósitos de desmonte

N°	Litología	Fuente	# de ensayos	Comentario
1	Granodiorita		4	Desmonte Granodiorita M1
2	Pórfido	Bard et al. (2007)	4	Desmonte Pórfido M2
3	Pórfido		2	Desmonte Lixiviado gran.cort.
4	Mezcla (granodiorita y pórfido)	Contreras (2011)	5	Desmonte Natural
5	Granodiorita		3	Desmonte Chancado
6	Granodiorita		4	Desmonte Lixiviado
7		Dorador (2010)	3	Enrocado Lixiviado (R.L.)
8	Andesita		3	Enrocado Alterado (E.R.)
TOTAL			28	

Fuente: Elaboración Propia

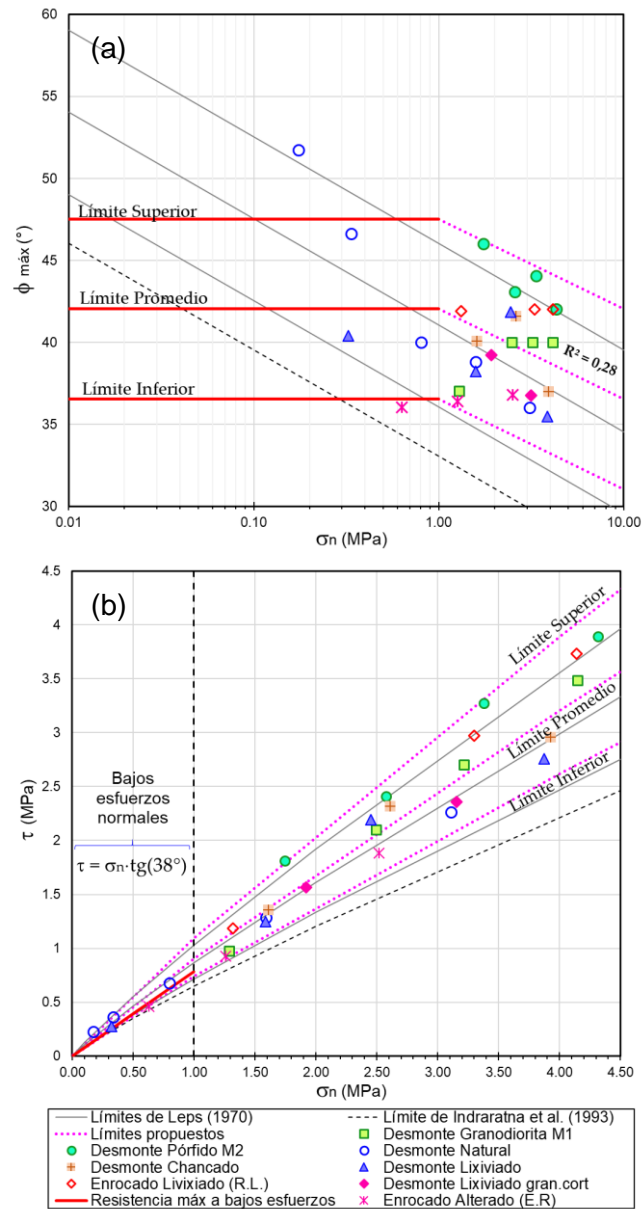


Figura N°5-13: Límites de resistencia al corte para enrocados que conforman depósitos de desmorte (a) ϕ_m VS σ_n , (b) σ_n VS τ

Fuente: Elaboración Propia

Un resumen de los límites de resistencia al corte de enrocados propuestos en la Figura N°5-13, se presenta en la Tabla N°5-5, definidos en términos de los parámetros ϕ_1 y $\Delta\phi$, según la ecuación (Ec.11), y a y b según la ecuación (Ec.1). Asimismo se indican los valores de ángulo de fricción máximo (ϕ_m) considerados para los bajos niveles de esfuerzos normales, menor a 1 MPa (Linero et al., 2007). Nótese que en la Figura N°5-13 (b) se recomienda una resistencia máxima del enrocado a bajos esfuerzos normales de la forma $\tau = \sigma_n \cdot \text{tg}(38^{\circ})$, dado que en la

práctica, el ángulo de reposo del material suelto (colocado por volteo de camiones) alcanza hasta 38° como máximo. Además, en caso de sismo, son frecuentes las movilizaciones del material superficial, denotando que el material hacia la cara del talud se encuentra cerca del equilibrio límite. Lo anterior puede estar relacionado con el hecho de que el método constructivo hace que la orientación de las partículas en la cara del talud de los depósitos coincida con la dirección de las potenciales superficies de falla superficiales

Tabla N°5-5: Límites de resistencia al corte de enrocados de desmonte de mina para esfuerzos normales mayores a 1 MPa, en términos de los parámetros ϕ_1 , $\Delta\phi$, ϕ_m , a y b

Límite de Resistencia al Corte	Parámetros				
	$\Delta\phi$	ϕ_1	ϕ_m	a	b
Límite Superior	5,5	53,0	47,5	1,220	0,974
Límite Promedio	5,5	47,5	42,0	1,009	0,973
Límite Inferior	5,5	42,0	36,5	0,834	0,972

Fuente: Elaboración Propia

5.2.2.4. Otras Propiedades Geotécnicas

Además de las principales propiedades geotécnicas de un enrocado descritas en los apartados anteriores, es importante también determinar las siguientes propiedades que se mencionan a continuación: resistencia a la compresión uniaxial (UCS), gravedad específica, conductividad hidráulica, contenido de humedad, densidad máxima y mínima, calidad de las partículas (método de abrasión de los ángulos).

5.2.3. Evaluación de Estabilidad Física

Los depósitos de desmonte son estructuras que presentan grandes desafíos y sus procedimientos de construcción deben mejorarse mediante la adopción de una serie de medidas preventivas para reducir las posibles inestabilidades. Algunas recomendaciones de Bard et al. (2007) en referencia a lo anterior se indican en los siguientes párrafos.

Teniendo en cuenta el comportamiento mecánico de la roca en un depósito de desmonte sometido a altos esfuerzos, la pendiente frontal del depósito debe diseñarse con un ángulo global suave (*overall fill slope angle*, ver Figura N°5-4), mucho más plano que 37° , Asimismo, los avances de construcción de los taludes

deben constituir un contrafuerte (*buttress*), para proporcionar la contención y la estabilidad adecuadas de la roca de desecho. Estos contrafuertes deben estar contruidos por los enrocados del depósito que presentan alta calidad geotécnica y con bajo contenido de finos, el resto de material de mala calidad debe encapsularse en celdas ubicadas detrás del contrafuerte.

En referencia a la construcción de las banquetas (*lift*, ver Figura N°5-4), cada una debe construirse con una pendiente local de aproximadamente 37°, asimismo, deben incluir bermas intermedias para controlar cualquier inestabilidad local (que afecte a una capa). Para controlar las posibles inestabilidades que afectan a más de una capa, se recomienda que se incluya una gran berma en un cierto número de elevaciones, de acuerdo con un análisis de estabilidad general. Un ejemplo de la aplicación de estas recomendaciones en un análisis de estabilidad física se presenta en la Figura N°5-14, que muestra la geometría final de un depósito de desmorte de gran altura ~990 m ubicado en un valle montañoso estrecho en un área altamente sísmica de Chile.

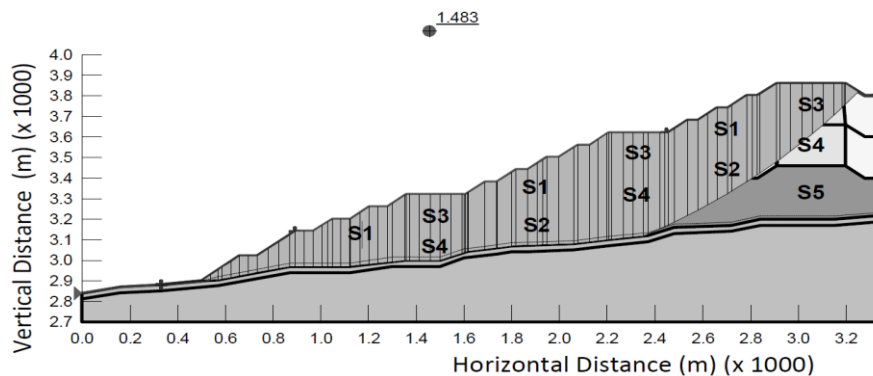


Figura N°5-14: Análisis de estabilidad de taludes de un depósito de desmorte de gran altura

Fuente: Bard et al. (2007)

5.2.3.1. Criterios de Análisis

Como se observa de la Figura N°5-14, el depósito de desmorte de mina de gran altura presenta un factor de seguridad estático por el método de equilibrio límite (ver apartado 2.5.2) de 1,48, este valor debe ser contrastado con algunos criterios de aceptación, usualmente plasmados en las normativas ambientales o de minería de cada país (p. ej. del MEM en el caso del Perú).

Un enfoque reciente acerca de los criterios de análisis para depósitos de desmonte fue presentado por Cuning & Hawley (2017), que además de los criterios deterministas clásicos que definen valores mínimos aceptables de FS, introducen criterios probabilísticos asociado con probabilidades máximas permisibles de falla para los análisis estáticos. Así como criterios para la máxima deformación permisible bajo cargas sísmicas, que pueden ser determinados mediante modelos numéricos o metodologías simplificados.

La cantidad de “deformación” permitida se define como el desplazamiento de corte acumulado a lo largo de una superficie de falla generada por un evento sísmico, dividida por la longitud de la superficie de falla (expresada en porcentaje). Por otro lado, las definiciones de convergencia varían según el profesional y la técnica de modelado numérico empleada, pero la convergencia generalmente se caracteriza por un umbral de velocidad numérica después de un número específico de pasos de tiempo del modelo. Un resumen de los criterios de estabilidad propuestos por Cuning & Hawley (2017), se muestra en la Tabla N°5-7.

Tabla N°5-6: Criterios de análisis según Cuning & Hawley (2017)

Consecuencia ^{1,3}	Confianza ^{2,3}	Análisis estático		Análisis pseudo-estático	Máxima deformación permisible ⁴
		Mín FS	Máx PF	Mín FS	
Baja	Baja	1,3-1,4	10-15%	1,05-1,1	≤1%
	Moderada	1,2-1,3	15-25%	1,0-1,05	≤1,5%
	Alta	1,1-1,2	25-40%	1,0	≤2%
Moderada	Baja	1,4-1,5	2,5-5%	1,1-1,15	≤0,75%
	Moderada	1,3-1,4	5-10%	1,05-1,1	≤1%
	Alta	1,2-1,3	10-15%	1,0-1,05	≤1,5%
Alta	Baja	≥1,5	≤1	1,15	≤0,5%
	Moderada	1,4-1,5	1-2,5%	1,1-1,15	≤0,75%
	Alta	1,3-1,4	2,5-5%	1,05-1,1	≤1%

1. Consecuencia

Baja: Depósitos de desmonte con taludes globales menores a 25° o con menos de 100 m de altura y con taludes de reposo menores a 50 m de altura. No hay infraestructura crítica o accesos sin restricciones dentro de la huella potencial de falla. Impacto ambiental potencial limitado. Exposición a largo plazo (más de 5 años) en sitios sujetos a una precipitación anual muy baja a baja (menos de 350 mm); exposición a mediano plazo (1 a 5 años) en sitios sujetos a precipitación anual moderada (350-1000 mm); exposición a corto plazo (menos de 1 año) para sitios sujetos a precipitaciones anuales altas (1000–2000 mm); construcción/operación en estación seca solo para sitios sujetos a precipitaciones anuales muy altas (más de 2000 mm) o temporada(s) de lluvia intensiva.

Moderada: Depósitos de desmonte con taludes globales menores a 30° o con menos de 250 m de altura y con taludes de reposo menores a 100 m de altura. No hay infraestructura crítica o accesos sin restricciones, o medidas de contención/mitigación robusta para proteger la infraestructura crítica y los accesos dentro de la huella potencial de falla. Impacto ambiental potencial moderado pero manejable.

Exposición a largo plazo (más de 5 años) en sitios sujetos a una precipitación anual moderada (350-1000 mm); exposición a mediano plazo (1 a 5 años) en sitios sujetos a precipitación anual alta (1000-2000 mm); exposición a corto plazo (menos de 1 año) para sitios sujetos a precipitaciones anuales muy altas (más de 2000 mm) o estación(es) de lluvias intensas.

Alta: Depósitos de desmonte con taludes globales mayores a 30°, con más de 250 m de altura o con taludes de reposo mayores a 200 m de altura. Presencia de infraestructura crítica o accesos sin restricciones dentro de la huella potencial de falla con medidas limitadas de mitigación/contención. Impacto ambiental potencial elevado que puede ser difícil de manejar. Exposición a largo plazo (más de 5 años) en sitios sujetos a una precipitación anual alta (1000-2000 mm); exposición a mediano plazo (1 a 5 años) en sitios sujetos a precipitación anual muy alta (más de 2000 mm) o estación(es) de lluvias intensas.

2. Confianza

Baja: Limitada confianza en las condiciones de la fundación, propiedades del material del depósito de desmonte, medidas piezométricas, técnicas de análisis o mecanismo(s) potencial de inestabilidad. Parámetros de entrada poco justificados u optimistas; alta variabilidad de los datos. Para las estructuras propuestas, investigaciones a un nivel de estudio conceptual con datos de apoyo limitados. Para las estructuras existentes, poca documentación o conocimiento del historial de construcción; falta de registros de monitoreo; rendimiento histórico desconocido o pobre.

Moderado: Moderada confianza en las condiciones de la fundación, propiedades del material del depósito de desmonte, medidas piezométricas, técnicas de análisis o mecanismo(s) potencial de inestabilidad. Parámetros de entrada adecuadamente definidos; moderada variabilidad de los datos. Para las estructuras propuestas, investigaciones a un nivel de estudio de pre-factibilidad con datos de apoyo adecuados. Para las estructuras existentes, documentación razonablemente completa de la construcción y de registros de monitoreo. Rendimiento histórico razonable.

Alto: Alta confianza en las condiciones de la fundación, propiedades del material del depósito de desmonte, medidas piezométricas, técnicas de análisis o mecanismo(s) potencial de inestabilidad. Parámetros de entrada bien definidos y conservativos; poca variabilidad de los datos. Para las estructuras propuestas, investigaciones a un nivel de estudio de factibilidad con datos de apoyo completos. Para las estructuras existentes, documentación de construcción y de registros de monitoreo completos. Buen Rendimiento histórico.

3. En los casos en que la orientación para la consecuencia o la confianza entre en conflicto o no sea clara, la selección del nivel apropiado debe basarse en el juicio, y la justificación de la selección debe documentarse.

4. Se puede obtener una estimación simplificada y conservadora del potencial de desplazamiento o deformación que puede ocurrir durante un evento sísmico utilizando una variedad de métodos simplificados (p. ej., Newmark 1965; Swaisgood 2003; Bray & Travarasrou, 2007; Bray, Macedo & Travarasrou, 2017). Para los propósitos de estos criterios de aceptación, las estimaciones de desplazamiento o deformación derivadas de estos métodos se pueden convertir en una deformación "equivalente" al dividir el desplazamiento acumulado estimado o la deformación por la longitud de la superficie de falla crítica y expresar este resultado como un porcentaje. Si la longitud de la superficie de falla crítica es desconocida o no es fácil de obtener, la longitud total del talud o la altura del terraplén se puede usar como una estimación conservadora de la longitud de la superficie de falla crítica. Si se utilizan técnicas numéricas, entonces es necesaria la convergencia del modelo numérico antes de poder calcular el desplazamiento acumulativo. Un modelo numérico no convergente no cumplirá los criterios de aceptación.

Fuente: Cunning & Hawley (2017)

CAPÍTULO VI. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LA PRESA CFRD – CASO DE ESTUDIO

El caso de estudio consiste en el diseño de la tercera etapa de recrecimiento de una presa de enrocado con cara de concreto (CFRD) para el almacenamiento de relaves, el cual está cimentada en un macizo rocoso. Está ubicada en la zona Central de los Andes del Perú. Una vista general del estado actual de dicha estructura se muestra en la Figura N°6-1.

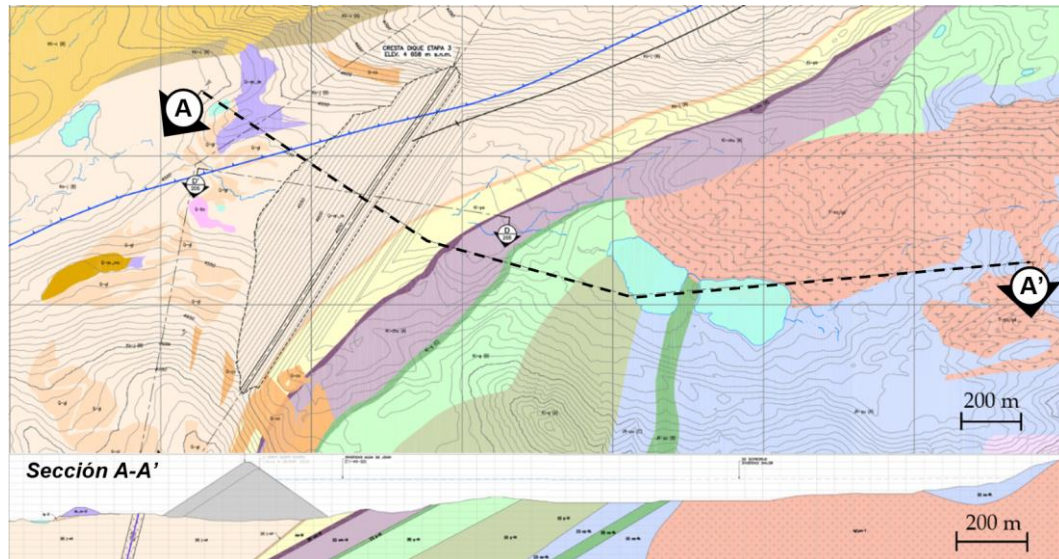


Figura N°6-1: Vista general del estado actual de la presa CFRD-caso de estudio.

Fuente: Archivos fotográficos

El presente capítulo detalla la caracterización geotécnica de los materiales que conforman el cuerpo de la presa, la fundación y el relave; con especial énfasis en la determinación de los parámetros de resistencia al corte del cuerpo de enrocado de la presa.

La caracterización geotécnica del caso de estudio ha considerado la aplicación de enfoques experimentales, es decir, la ejecución de ensayos a gran escala y la aplicación de metodologías de escalamiento de partículas (ver Capítulo III), así como, de los enfoques empíricos, que comprende la aplicación de los métodos de Leps (1970), Leps basado en el origen litológico (ver Capítulo IV), Barton & Kjærnsli (1981) y Douglas (2002).



(a)

T-mz/gd	Eventos Intrusivos	Pe-mi	Volcánico Catalina
Q-8	Basamento Rocoso - Limolitas	UR-pu (A)	Basamento Rocoso - Dolomía Silícea
Ka-j (A)	Basamento Rocoso - Dolomías	Q-gl	Depósito Glaciar
Ka-j (B)	Basamento Rocoso - Calizas	Q-cl	Depósito Coluvial
Ki-pa	Basamento Rocoso - Calizas Margosas	Q-bo	Depósito de Arcillas Saturada (antiguo Bofedal)
Ki-chu (B)	Basamento Rocoso - Calizas Litoclásticas	Q-on_ma	Depósito de Material Orgánico
Ki-chu (A)	Basamento Rocoso - Calizas y Dolomías litoclásticas	Q-on_de	Depósito de Desmorte
Ki-g (C)	Basamento Rocoso - Basalto Goyllarisquizga	Leyenda	
Ki-g (B)	Basamento Rocoso - Limolita Silícea y Calizas		Espejo de Falla
Ki-g (A)	Basamento Rocoso - Limolitas y Lutitas		Falla Inversa
UR-pu (C)	Basamento Rocoso - Dolomías		Curvas de Nivel
UR-pu (B)	Basamento Rocoso - Basalto Montero		Presa de Relaves - Etapa3

(b)

Figura N°6-3: (a) Vista en planta y sección geológica A-A' de la presa CFRD-caso de estudio;
(b) Resumen de unidades geológicas identificadas

Fuente: Elaboración Propia

La geología superficial en el área de estudio, está representada por los depósitos de edad cuaternaria, los cuales son principalmente de origen glacial tales como morrenas, y también de origen gravitacional tales como conos de derrubios y derrubios de ladera.

La Figura N°6-3 presenta la vista en planta y una sección típica A-A' de la configuración geológica de la zona del proyecto, donde se puede notar que la huella de la presa CFRD se encuentra emplazado sobre una falla inversa de alcance regional (ubicado al medio del talud del estribo derecho), el cual fue posible diferenciarlo por las características disturbadas del material rocoso alrededor de dicha estructura.

6.1.3. Características de la Presa CFRD-Caso de Estudio

La presa está cimentada en un macizo rocoso y provista de un filtro (material Tipo 1) y un material de transición (material Tipo 2) aguas arriba, el cuerpo principal está conformado por un enrocado de roca caliza y presenta un curb de concreto en la cara aguas arriba que actúa como material de baja permeabilidad.

Su construcción está contemplada mediante la ejecución de dos sub-etapas denominadas 3A y 3B (cotas de cresta 4 648 m s.n.m., y 4 658 m s.n.m., respectivamente) alcanzándose una altura máxima final de aproximadamente 175 m. Geométricamente la presa presenta taludes de diseño aguas abajo de 1,5H/1V, mientras que el talud aguas arriba se ha determinado en 1,33H/1V, para compensar posibles deformaciones, dado que en etapas anteriores fue diseñado con un talud de 1,4H/1V.

Por otro lado, una inspección de los materiales que conforman la presa CFRD identificaron grietas en el material de transición, por lo que el nuevo diseño consideró modificar el espesor de esta capa a 4 m, dado que las etapas anteriores fueron construidas con 3 m; el material de filtro se mantuvo con su espesor inicial de diseño de 3 m como se muestra en la Figura N°6-5. Asimismo, se ha definido un borde libre mínimo de 10 m, durante y al final de construcción, así como un ancho de cresta de 15 m. Las Figuras N°6-4, N°6-5 y N°6-6 muestran en detalle las características mencionadas de la presa.

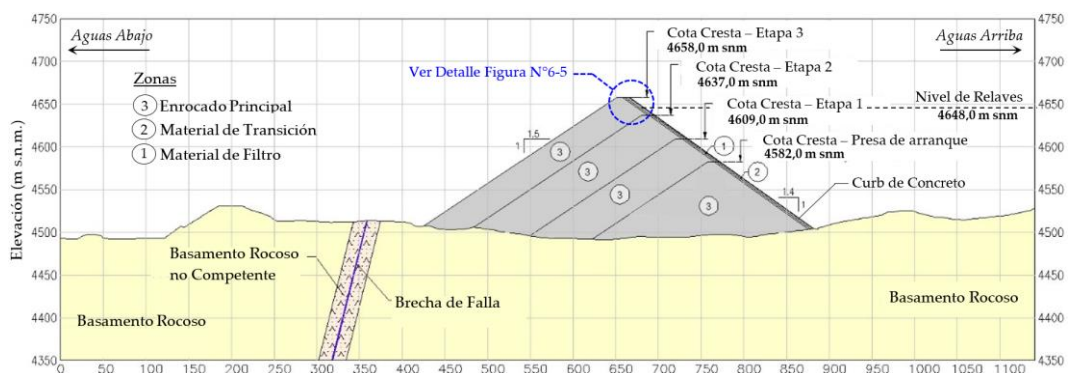


Figura N°6-4: Sección típica presa CFRD-caso de estudio Etapa 3

Fuente: Elaboración Propia

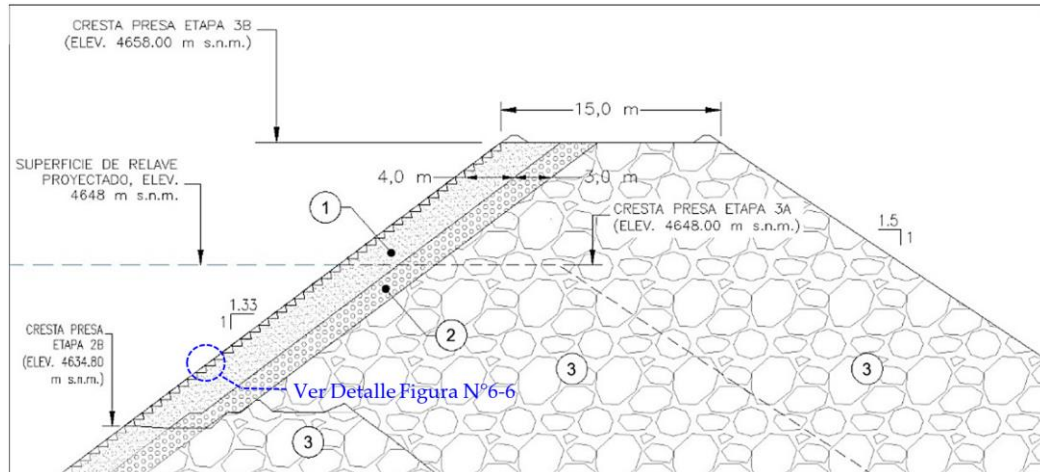


Figura N°6-5: Detalle geométrico de la cresta de la presa de relaves CFRD caso de estudio
Fuente: Elaboración Propia

6.1.3.1. Curb de Concreto

Como se describió en la Tabla N°5-1, el curb de concreto facilita la construcción del material de filtro (tipo 2B); en el caso de la presa CFRD-caso de estudio, dicho material se denomina (material Tipo 1), su colocación es a través de un vaciado de concreto a lo largo de toda la presa y utilizando un equipo móvil que lo vibro compacta (máquina extrusora) y le da el acabado superficial con poca fluidez y sin llegar al endurecimiento. Esta estructura debe ser lo suficientemente flexible para acompañar las deformaciones del enrocado y no producir espacios entre el Curb y material de la presa, asimismo debe soportar los esfuerzos laterales debido a la compactación del material de filtro. La Figura N°6-6 muestra el detalle del concreto curb extruido para el proyecto-caso de estudio.

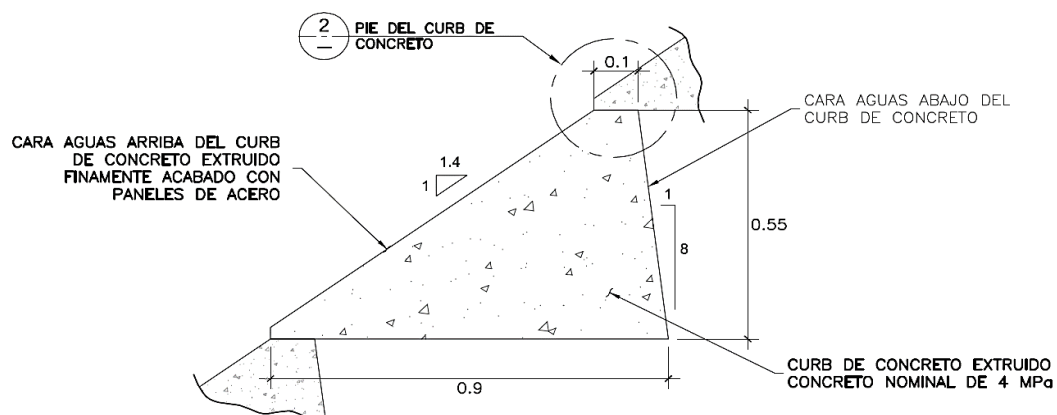


Figura N°6-6: Detalle de concreto curb extruido
Fuente: Elaboración Propia

6.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES DE LA PRESA CFRD CASO DE ESTUDIO: FUNDACIÓN

La presa CFRD-caso de estudio se encuentra cimentada sobre un basamento rocoso compuesto principalmente por roca caliza de resistencia media a alta en el estribo este, y de resistencia baja a media en el estribo oeste. Asimismo, debido a la presencia de una falla geológica, el basamento rocoso se ha sub-dividido en tres unidades geotécnicas: Basamento Rocosos Competente, Basamento Rocosos no Competente (zona adyacente a la brecha de falla) y Brecha de Falla, como se ilustró en la Figura N°6-4.

Para la caracterización geotécnica de estos materiales se programó una campaña de investigaciones geotécnicas consistente en perforaciones diamantinas con extracción de testigos de roca intacta para la ejecución de ensayos de laboratorio, asimismo, en cada perforación se realizó la clasificación geomecánica RMR'89.

6.2.1. Peso Unitario

De acuerdo a los resultados de ensayos de laboratorio, el peso unitario seco promedio es de $27,2 \text{ kN/m}^3$ para la roca intacta. Teniendo en cuenta el grado de fracturamiento del basamento rocoso competente y no competente, se ha estimado una porosidad de 10% y de 15%, respectivamente, por lo que los pesos unitarios seco y saturado para el macizo rocoso competente son $24,4 \text{ kN/m}^3$ y $25,4 \text{ kN/m}^3$ y $23,1 \text{ kN/m}^3$ y $24,6 \text{ kN/m}^3$, para el macizo rocoso no competente. Por otro lado, considerando que la brecha de falla estaba compuesta por roca muy triturada, se consideró este material como un suelo denso, en ese sentido, se asumió un peso unitario seco y saturado de 20 kN/m^3 y 21 kN/m^3 .

6.2.2. Resistencia al Corte

La caracterización de la resistencia al corte del basamento rocoso, se ha definido según el criterio de rotura generalizado de Hoek-Brown. Para el caso del basamento rocoso competente, se ha tomado en cuenta un RMR promedio de 53, una resistencia a la compresión uniaxial de 121 MPa (valor mínimo), un GSI de 45, un factor de disturbancia de 0 (excavación mecánica en la cimentación), así como un coeficiente para la roca intacta de 9 (por tratarse de roca caliza). Por otro lado, para el caso del basamento no competente, se ha tomado en cuenta un RMR

promedio de 25, una resistencia a la compresión uniaxial de 110 MPa (valor mínimo), un GSI de 30, un factor de disturbancia de 0, así como un coeficiente para la roca intacta de 9. Con base en los parámetros mencionados, tanto para el basamento rocoso competente y no competente, se establecieron las envolventes de resistencia que se muestran en la Figura N°6-7.

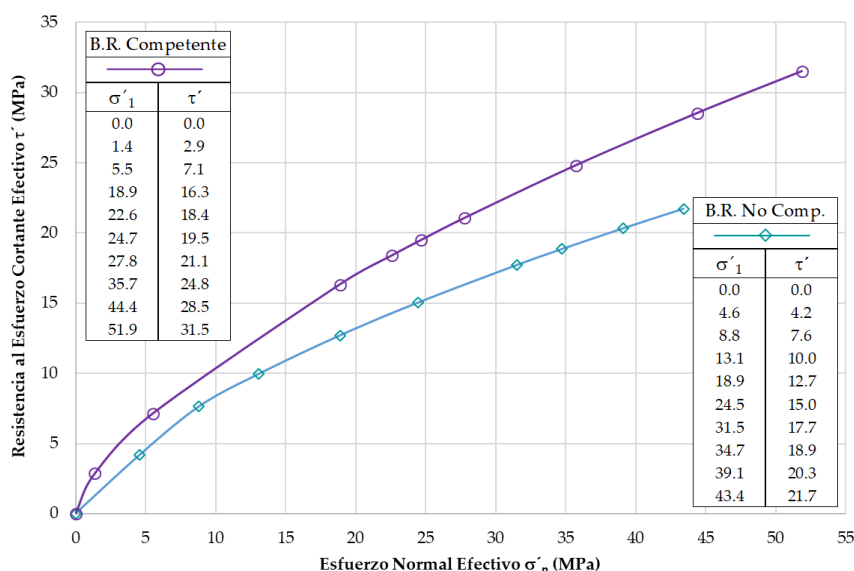


Figura N°6-7: Envoltura de resistencia al corte en función al esfuerzo normal efectivo en basamento rocoso competente y no competente

Fuente: Elaboración Propia

Asimismo, con base en las envolventes de la Figura N°6-7, se determinó los parámetros de Mohr-Coulomb para el basamento rocoso competente, es decir, una cohesión de 265 kPa y un ángulo de fricción de 31,5°; asimismo, para el basamento rocoso no competente se definió una cohesión y ángulo de fricción de 125 kPa y 17,5°, respectivamente. La brecha de falla se consideró como un suelo denso, donde se estimó un ángulo de fricción de 35° y una cohesión nula.

6.2.3. Parámetros Hidráulicos

La conductividad hidráulica asignada para el basamento rocoso competente es de $1,9 \times 10^{-6}$ m/s. Para el basamento rocoso no competente, a partir de los ensayos realizados en la zona cercana a la falla, se conoce que la conductividad hidráulica varía de $1,22 \times 10^{-7}$ a $1,26 \times 10^{-6}$ m/s, teniendo un valor promedio de $6,9 \times 10^{-7}$ m/s. Asimismo, se estimó para la brecha de falla una permeabilidad de $1,22 \times 10^{-7}$.

6.3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES DE LA PRESA CFRD CASO DE ESTUDIO: CUERPO DE LA PRESA

El cuerpo de la presa de enrocado está compuesto por tres materiales gruesos de roca caliza, enrocado principal (material 3), material de filtro (material 1) y material de transición (material 2), como se mostró en la Figura N°6-4. Debido a las limitaciones de los equipos de laboratorio para ensayar estos materiales de grandes dimensiones, estos fueron reconstituidos en laboratorio utilizando una metodología de escalamiento de partículas, específicamente la técnica de curvas paralelas o curvas homotéticas. Se ha visto conveniente utilizar la técnica en mención y no otras metodologías (método de corte, método de la matriz, método de corte y reemplazo) debido a que la distribución granulométrica del material de enrocado (1, 2 y 3) presentan sobretamaños superiores al 20% (ver Figura N°6-8). En ese sentido, ha sido necesario verificar el cumplimiento de los requisitos que implica el método, los cuales se describieron en el apartado 3.4.

- Requisito N°1: Limitar el contenido de finos a un máximo de 10%:

La Figura N°6-8 presenta las distribuciones granulométricas globales (modelo) y sus respectivas paralelas (prototipos) de todos los materiales del cuerpo de la presa; donde se puede notar que todas presentan un contenido de finos menor al 10%, en ese sentido, se cumpliría con este primer requisito.

- Requisito N°2: Mantener el Cu y Cc entre el prototipo y los modelos:

Con respecto a este requisito, la Tabla N°6-1 resume un conjunto de parámetros que caracterizan las curvas granulométricas del modelo (global) y de los prototipos (paralelas). Se puede notar que los coeficientes de uniformidad y curvatura son muy cercanos, y esto es más notable a menor valor del radio de similitud.

Tabla N°6-1: Resumen de los diámetros representativos, Cu, Cc y radios de similitud de los materiales de enrocado del caso de estudio

Material	Curva	$d_{m\acute{a}x}^{(1)}$ (mm)	Diámetros Representativos (mm)			Cu	Cc	Radio de Similitud ⁽²⁾
			D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀			
Enrocado Principal (Material 3)	Prototipo	1500 (59")	4,75	25,4	135,84	28,59	1,00	-
	Modelo 1 (100x180cm)	200 (8")	0,60	4,06	21,09	35,15	1,30	7,5
	Modelo 2 (30x60cm)	50 (2")	0,097	0,855	4,85	50,00	1,55	30,0

Material	Curva	$d_{m\acute{a}x}^{(1)}$	Diámetros Representativos (mm)			Cu	Cc	Radio de Similitud ⁽²⁾
			D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀			
Transición (Material 2)	Prototipo	300 (12")	0,70	5,32	20,11	28,57	2,00	-
	Modelo 1 (15x30cm)	38,1 (1 1/2")	0,14	0,71	2,92	20,76	1,22	8,0
Filtro (Material 1)	Prototipo	76 (3")	0,20	1,57	9,70	49,11	1,29	-
	Modelo 1 (15x30cm)	38,1 (1 1/2")	0,10	0,85	4,85	50,05	1,55	2,0

(1) Tamaño máximo de partícula, (2) tamaño máximo de partícula de prototipo dividido con el tamaño máximo de los modelos. Cu: Coeficiente de Uniformidad, Cc: Coeficiente de Curvatura

Fuente: Elaboración Propia

- Requisito N°3: Mantener la dureza y mineralogía de las partículas

El cuerpo de la presa está conformado por enrocado de roca caliza, el cual proviene de una cantera, es decir, se mantendría la litología de la roca para cada tamaño de partícula, lo que implicaría que la dureza y mineralogía se mantienen. Cabe destacar que, para la construcción de la presa CFRD caso de estudio, el material fue sometido a estrictos controles de calidad, particularmente el enrocado debía poseer una resistencia UCS de 40 MPa, asimismo, un porcentaje de desgaste (del ensayo de abrasión de los Ángeles) máximo de 40%.

- Requisito N°4: Conservar la forma y rugosidad de las partículas

Debido al origen de cantera del material del cuerpo de la presa, la forma y rugosidad de las partículas se mantienen para todos los tamaños.

A pesar que el material de enrocado cumple con los criterios anteriormente descritos, la aplicación de esta metodología debe al menos justificarse con dos ensayos a diferentes escalas a fin de verificar que las propiedades que se quieren representar no estén afectadas por el tamaño de las partículas. El apartado 6.3.1.3, describe esta verificación, donde se demuestra que la aplicación de la metodología de curvas homotéticas, es efectiva para el enrocado en estudio.

Las curvas homotéticas de los materiales reconstituidos en laboratorio para la ejecución de ensayos triaxiales CD y de permeabilidad se presenta en la Figura N°6-8; nótese que el material de enrocado principal se reconstituirá para dos dimensiones de equipos de ensayos triaxiales CD: 100x180cm y de 30x60cm, ambos desarrollados en el Laboratorio de IDIEM ubicado en Chile, a fin de validar la aplicación de la metodología de curvas homotéticas.

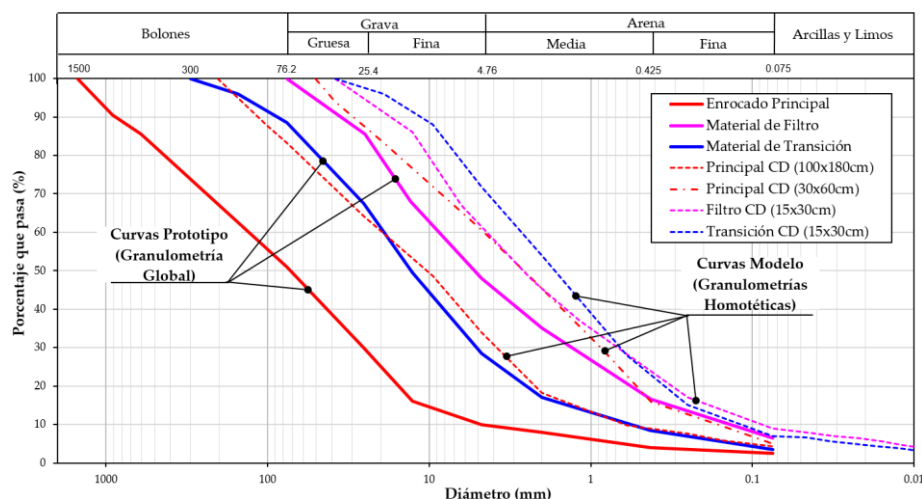


Figura N°6-8: Distribución granulométrica de los prototipos y modelos de los enrocados de la presa CFRD caso de estudio

Fuente: Elaboración Propia

Los certificados de los ensayos de laboratorio ejecutados para la caracterización geotécnica de los materiales de la presa CFRD se muestran en el Anexo A.

6.3.1. Enrocado Principal (Material 3)

Este material está constituido por enrocado de caliza de tamaño máximo igual a 59" (150 cm) de diámetro, la matriz está conformada por una grava bien gradada con un contenido máximo de finos de hasta 5%.

6.3.1.1. Peso Unitario

De los resultados de ensayos de densidad *in-situ* por el método de reemplazo de agua (ASTM D5030) realizados en la construcción de la presa CFRD, se determinaron los pesos unitarios secos y saturados, contenido de humedad, relación de vacíos, los cuales se resumen en la Tabla N°6-2. Para los análisis geotécnicos se ha considerado el peso unitario saturado promedio de 23,8 kN/m³.

Tabla N°6-2: Pesos unitarios para el material de enrocado principal

Valor	Peso Unitario Seco (kN/m ³)	Contenido de Humedad - w (%)	Peso Unitario <i>in-situ</i> (kN/m ³)	Relación de Vacíos - e	Peso Unitario Saturado ⁽¹⁾ (kN/m ³)
Mínimo - Máximo	19,2 - 24,8	5,1 - 2,3	20,2 - 25,3	0,40 - 0,09	22,1 - 25,6
Promedio	22,0	-	22,8	-	23,8

⁽¹⁾Peso unitario saturado calculado para una gravedad específica de sólidos promedio de G_s=2,75, obtenido de ensayos de laboratorio.

Fuente: Elaboración Propia

6.3.1.2. Programa de Ensayos Triaxiales

Para evaluar la resistencia al corte del material 3 se ejecutaron 11 ensayos de compresión triaxial CD a gran escala los cuales considerando muestras escaladas (ver Figura N°6-8), una condición saturada antes de la etapa de corte y los tamaños máximos que se indican a continuación:

- M-01: T_{máx} de 8" (200 mm) valor que representa 1/5 del diámetro del espécimen en laboratorio 1000 mm (39,4").
- M-02: T_{máx} de 2" (50 mm) valor que representa 1/6 del diámetro del espécimen en laboratorio 300 mm (11,8").

Asimismo, los ensayos consideraron la aplicación de un amplio rango de esfuerzos de confinamiento que varió desde los 49 kPa a 1960 kPa, los mismos que fueron llevados a cabo en el laboratorio del IDIEM (Chile). Un resumen de las características de los ensayos se muestra en la Tabla N°6-3. Asimismo, los certificados de los ensayos de laboratorio se presentan en el Anexo A.

Tabla N°6-3: Características de los ensayos triaxiales CD a gran escala

N° de Muestra	Dimensiones de la Probeta	T _{máx}	Presión de Confinamiento (kPa)	Densidad de remoldeo (kg/cm ²)
1			49	
2			98	
3			196	2,25
4	30 cm x 60 cm	2"	294	
5			490 (*)	
6			490 (*) (**)	
7			980 (*)	2,20
8			1960 (*)	
9			490 (*)	
10	100 cm x 180 cm	8"	980 (*)	2,25
11			1960 (*)	

(*) Muestras ensayadas en diferentes tamaños para validar la metodología de curvas homotéticas

(**) Muestras ensayadas a una misma presión de confinamiento para analizar la repetibilidad de ensayos

Fuente: Elaboración Propia

6.3.1.3. Verificación del Método de Granulometrías Paralelas

Como se anticipó en el apartado 6.3, la presente sección describe el análisis de los resultados de ensayos triaxiales CD de los especímenes 6 a 11, a fin de verificar la efectividad de la aplicación de la metodología de curvas homotéticas.

La verificación considerará la comparación de: Las trayectorias de esfuerzos desviadores (q) vs deformación axial, las trayectorias del cambio volumétrico en función de la deformación axial, la variación del módulo de elasticidad (E_{50}) con la presión de confinamiento, la variación del ángulo de fricción secante con el esfuerzo normal y las envolventes de resistencia al corte.

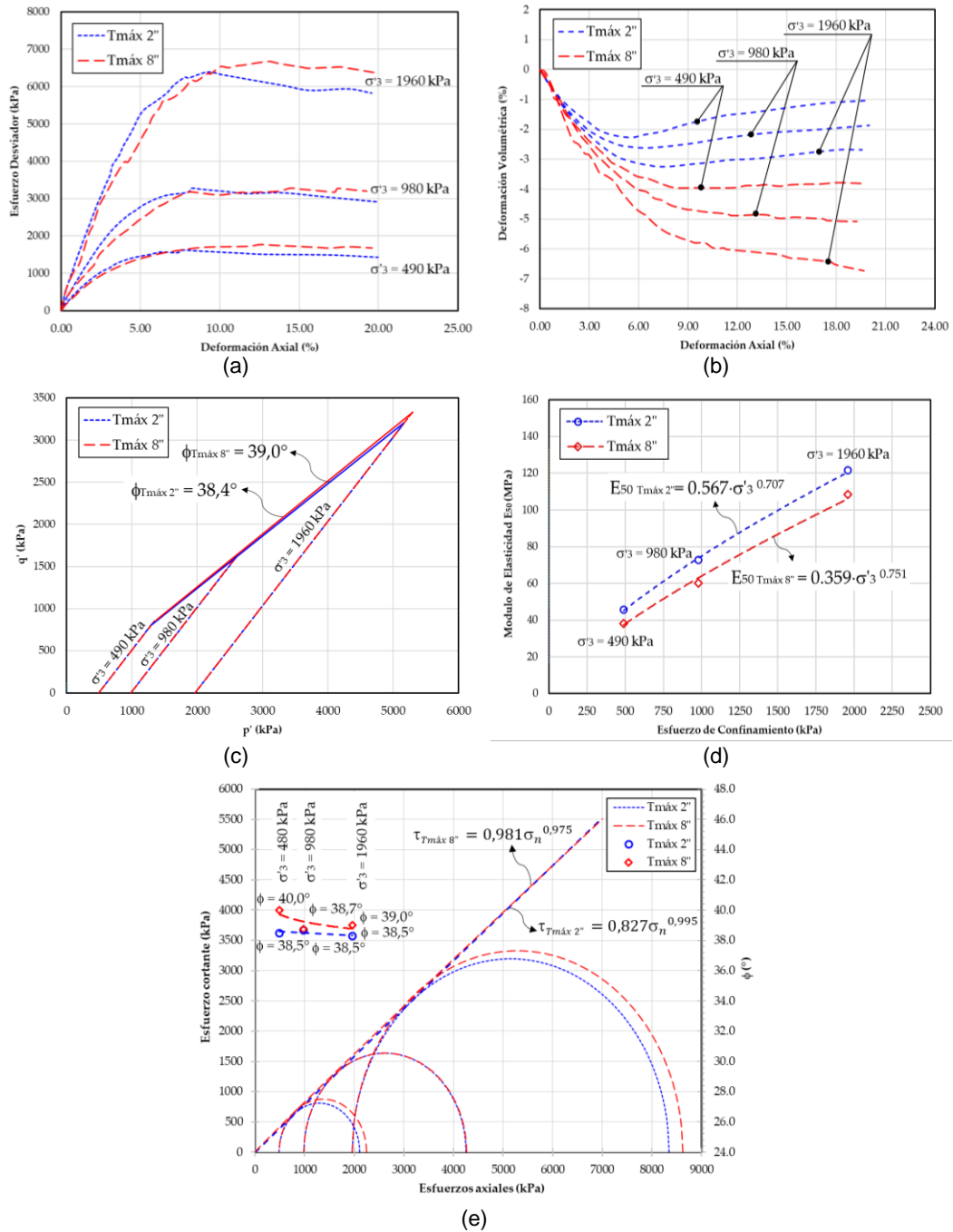


Figura N°6-9: (a) ϵ_a vs q , (b) ϵ_a vs ϵ_v , (c) Diagrama p' q , (d) E_{50} vs σ_3 (e) Envolventes de resistencia al corte y ϵ_a vs τ - Material 3

Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo a los resultados de los ensayos triaxiales para la muestra con $T_{\text{máx}} 2''$ y $T_{\text{máx}} 8''$ (a gran escala) presentados en la Figura N°6-9. Las trayectorias de esfuerzos desviadores (q) vs deformación axial, en la Figura N°6-9(a), muestran tendencias muy cercanas. Por lo que se podría afirmar que la muestra escalada representa adecuadamente la resistencia al corte de la muestra a gran escala. Si se compara las trayectorias del cambio volumétrico en función de la deformación axial, mostrada en la Figura N°6-9(b), la muestra con $T_{\text{máx}} 2''$ denota un comportamiento dilatativo, en cambio, la muestra con $T_{\text{máx}} 8''$ (a gran escala) sugiere un comportamiento claramente contractivo, acentuándose esta característica a altas presiones de confinamiento. Lo anterior reflejaría la mayor ocurrencia del fenómeno de rotura de granos en la muestra de $T_{\text{máx}} 8''$, el cual no sería adecuadamente representada por la muestra escalada de $T_{\text{máx}} 2''$.

En referencia a la Figura N°6-9(c), que muestra las trayectorias p - q , se ha determinado un ángulo de fricción secante de $38,4^\circ$ y una cohesión nula para la muestra con $T_{\text{máx}} 2''$, a diferencia de la muestra con $T_{\text{máx}} 8''$, donde se ha determinado un ángulo de fricción secante de $39,0^\circ$ y una cohesión nula; debido a que los pares de valores son muy cercanos, por lo que la muestra escalada representaría adecuadamente la resistencia al corte de la muestra a gran escala.

Con respecto a la Figura N°6-9(e), que muestra la variación del ángulo de fricción secante en función del esfuerzo de confinamiento, se puede notar que los valores obtenidos son muy cercanos. Asimismo, si se compara las envolventes de resistencia al corte obtenidas para cada muestra, (ver Figura N°6-9(e)), puede notarse que existe prácticamente una superposición de las curvas.

Por otro lado, según la Figura N°6-9(d), que compara los módulos de elasticidad (E_{50}) obtenidos para las muestras de $T_{\text{máx}} 2''$ y $T_{\text{máx}} 8''$, se puede apreciar que la muestra de menor escala otorga menores valores de módulo de elasticidad.

En conclusión, de acuerdo a lo expuesto en los párrafos anteriores, la muestra de menor escala representa con éxito la resistencia al corte del material de enrocado que conforma la presa CFRD del caso de estudio, sin embargo, en términos de la estimación del módulo de elasticidad (E_{50}), la muestra de menor escala otorga menores valores de módulo de elasticidad, denotando de esta manera, una

condición más rígida para el material de enrocado, lo que conllevaría a la estimación de menores deformaciones. A pesar de este último hallazgo, podemos afirmar que la metodología de curvas homotéticas es efectiva para el material estudiado; sin embargo, debe reconocerse el hecho que, a pesar de cumplir con los cuatro requisitos de la metodología, no necesariamente se reproducirán de manera efectiva todas las propiedades mecánicas.

6.3.1.4. Análisis del Efecto de la Repetibilidad de Ensayos al Material del Caso de Estudio

De acuerdo a lo indicado a la Tabla N°6-3, los especímenes 5, 6 y 9, fueron ensayados bajo una misma presión confinamiento (490 kPa), los dos primeros, fueron ejecutados en una probeta de 30 cm x 60 cm, en cambio el último, se ensayó en una probeta de gran escala (100 cm x 180 cm). Los resultados de los ensayos triaxiales CD y la determinación de las propiedades de resistencia al corte y deformabilidad del enrocado, se presentan a continuación:

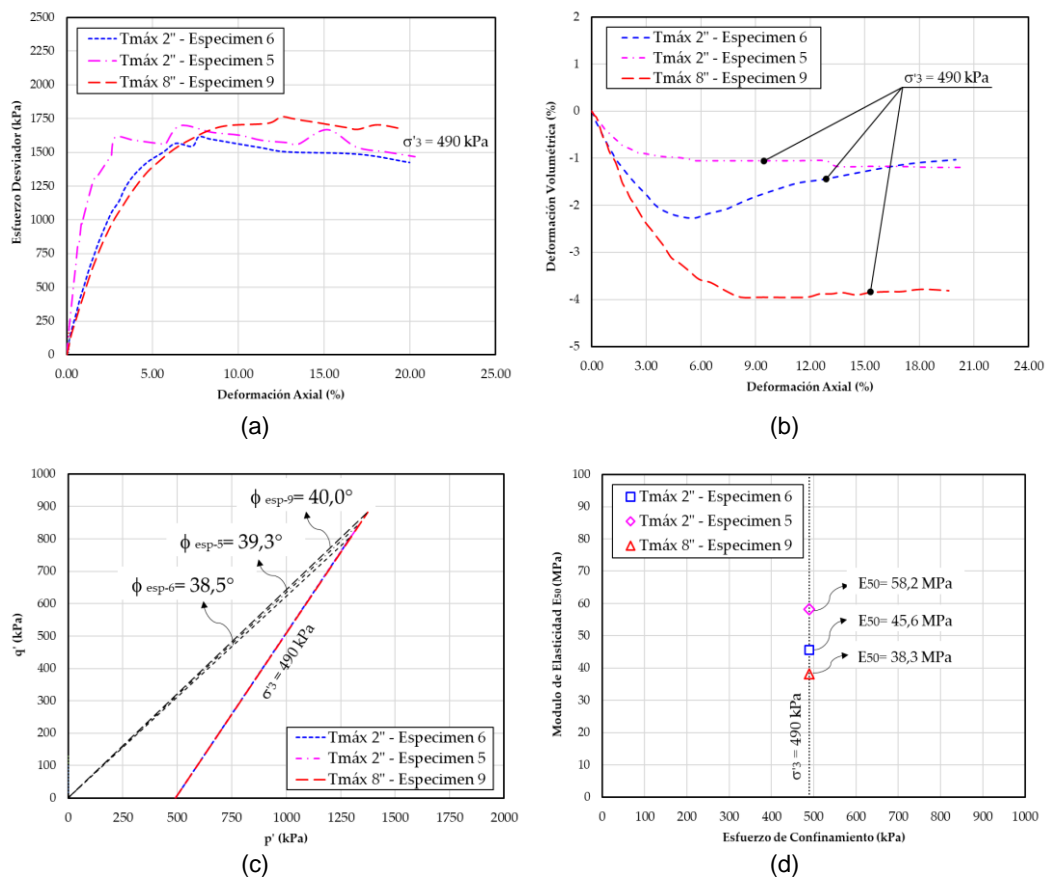


Figura N°6-10: (a) ϵ_a vs q , (b) ϵ_a vs ϵ_v , (c) Diagrama p' q , (d) E_{50} para $\sigma'_3 = 490$ kPa

Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo a los resultados de los ensayos triaxiales para las muestras 5, 6 y 9 mostrados en la Figura N°6-10. Las trayectorias de esfuerzos desviadores (q) vs deformación axial, en la Figura N°6-10(a), muestran tendencias muy cercanas, particularmente, las muestras 6 y 9, indican una gran correlación a bajas deformaciones axiales (menor a 7%), sin embargo, a mayores deformaciones, las muestras 5 y 6, son las que presentan mejor semejanza.

De la misma manera, si se compara las trayectorias del cambio volumétrico en función de la deformación axial, mostrada en la Figura N°6-10(b), la muestras del mismo diámetro de probeta (5 y 6), denotan comportamientos muy diferenciados, debido a que el primero (muestra 5), sugiere un comportamiento claramente contractivo del enrocado, en cambio, la muestra 6 refleja un comportamiento dilatativo; se evidencia también, que la muestra 5 representa mejor el cambio volumétrico, de la muestra de mayor escala (muestra 9), dado que en ambos casos, se refleja un comportamiento predominantemente contractivo.

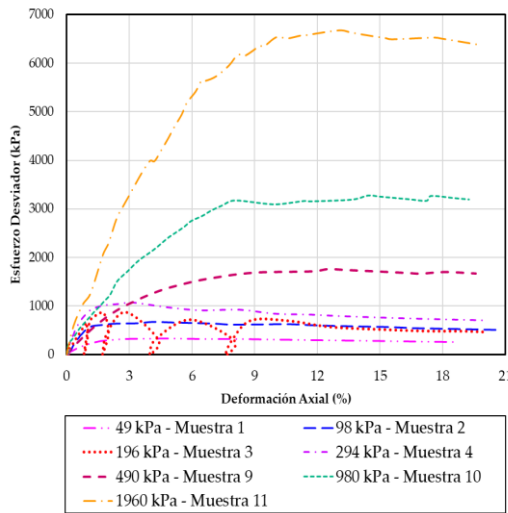
En referencia a la Figura N°6-10(c), que muestra las trayectorias p - q , se ha determinado un ángulo de fricción secante de $39,3^\circ$ y una cohesión nula para la muestra 5, a diferencia de la muestra 6, donde se ha obtenido un ángulo de fricción secante de $38,5^\circ$ y una cohesión nula, de ambos ensayos, la muestra 5 representa de forma más aproximada la resistencia al corte de la muestra a gran escala (muestra 9), donde se determinó un ángulo secante de $40,0^\circ$ y una cohesión nula.

Con respecto a la Figura N°6-10(d), que muestra los diferentes resultados obtenidos para el módulo de elasticidad (E_{50}), se puede notar que el valor obtenido para la muestra 6, se asemeja en mayor medida a la muestra de gran escala (muestra 9), en contraste a la muestra 5, que sugiere un mayor valor de E_{50} .

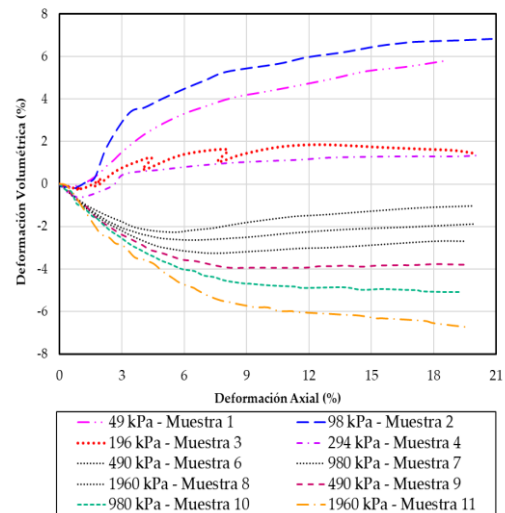
En conclusión, es un hecho evidente el efecto asociado a la repetibilidad de ensayos, donde a pesar de conservar las características granulométricas, densidad de remoldeo y un proceso semejante de preparación de muestra, se obtengan resultados que no son totalmente iguales. Sin duda, la suposición del suelo como un continuo (ver sección 2.1), se hace notorio, lo cual invita a los ingenieros geotécnicos a tomar medidas (que podrían ser conservadoras) a fin de considerar las suposiciones propias de la mecánica de suelos.

6.3.1.5. Resistencia al Corte: Enfoque Experimental

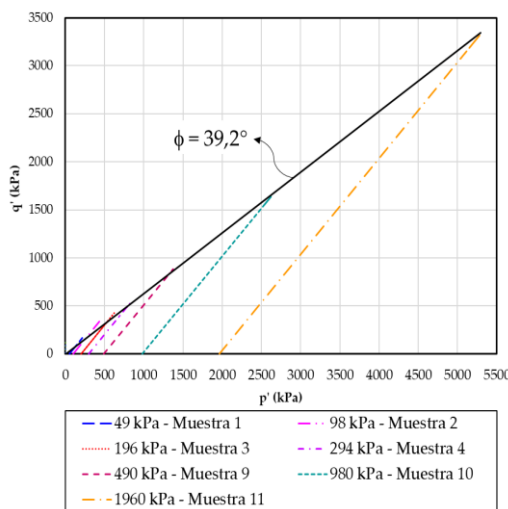
De acuerdo a lo indicado en el apartado 6.3.1.2, la evaluación de la resistencia al corte del material Tipo 3 ha considerado un extensivo programa de ensayos triaxiales CD con la aplicación de un amplio rango de esfuerzos de confinamiento que van desde los 49 kPa (bajos esfuerzos) hasta los 1960 kPa (elevados esfuerzos), a fin de obtener un entendimiento completo del comportamiento mecánico del material de enrocado. Las pruebas se ejecutaron bajo una condición saturada antes de la prueba, y se cargaron en condiciones de esfuerzo controlado. Cabe aclarar que los resultados que se presentan a continuación consideraron los especímenes 1 al 4 (ensayados en la probeta de 30 cm x 60 cm) y 9 al 11 (ensayados en la probeta de 100 cm x 180 cm).



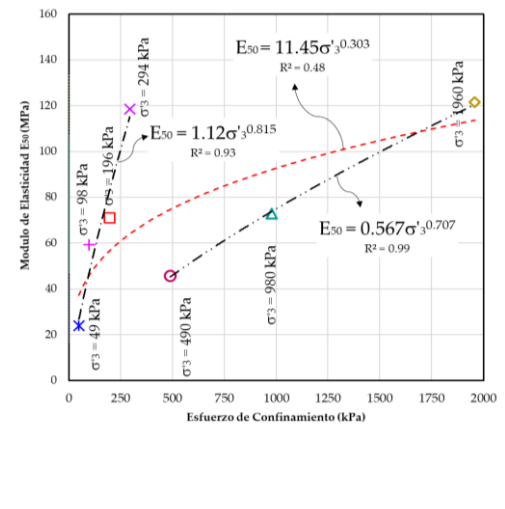
(a)



(b)



(c)



(d)

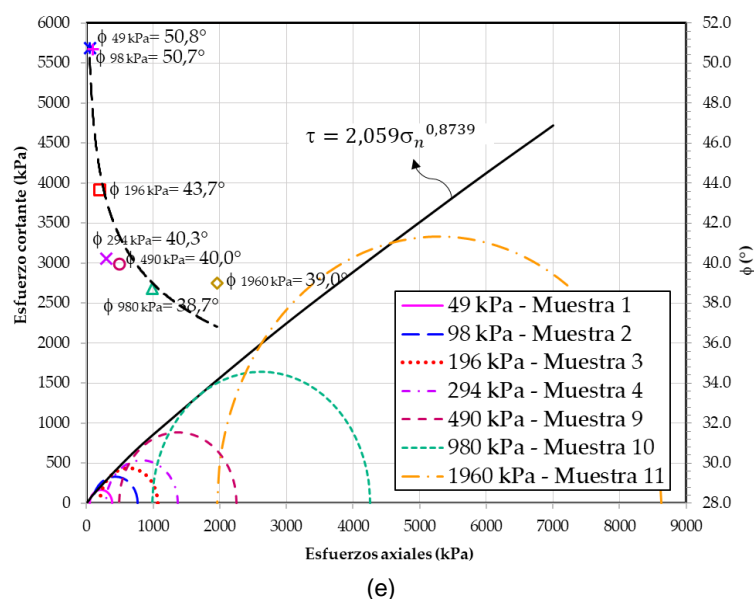


Figura N°6-11: (a) ϵ_a vs q , (b) ϵ_a vs ϵ_v , (c) Diagrama p' q , (d) E_{50} vs σ'_3 (e) Envolventes de resistencia al corte y ϵ_a vs τ - Material 3

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados de los ensayos triaxiales se presentan en la Figura N°6-11. Las trayectorias de esfuerzos desviadores (q) vs deformación axial, en la Figura N°6-11(a) muestran que la máxima resistencia al corte para los ensayos a bajos esfuerzos de confinamiento ($\sigma'_3 < 294$ kPa), se alcanza a una deformación axial cercana al 3%. En contraste a los ensayos a altos esfuerzos, donde la resistencia máxima se obtiene a partir de una deformación axial mayor a 9%. Para los menores esfuerzos de confinamiento se pueden advertir “peaks” de ruptura, mientras que a mayores esfuerzos de confinamiento se obtienen tendencias más asintóticas para la resistencia al corte.

Las trayectorias del cambio volumétrico en función de la deformación axial, mostradas en la Figura N°6-11(b), denotan un comportamiento claramente dilatativo a bajos esfuerzos de confinamiento; mientras que, a elevados esfuerzos de confinamiento, el comportamiento es predominantemente contractivo, nótese que se ha incluido en la gráfica, los resultados de los ensayos en las muestras 6, 7 y 8 (probeta de 30 cm x 60 cm), ejecutados a los mismos esfuerzos de confinamiento que la muestra de mayor escala (100 cm x 180 cm); a fin de afirmar que para todos los esfuerzos de confinamiento en probetas de pequeña escala, el material de enrocado Tipo 3 presenta un comportamiento esencialmente dilatativo, típico de materiales bien compactados.

En referencia a la Figura N°6-11(c), que muestra las trayectorias p-q, se ha determinado un ángulo de fricción secante de 39,2° y una cohesión nula para el material considerando su distribución granulométrica, nótese que a bajos esfuerzos, las trayectorias p' q exceden la recta de tendencia promedio.

Por otro lado, según la Figura N°6-11(d), que muestra los módulos de elasticidad (E_{50}) para diferentes niveles de confinamiento, se puede apreciar que la tendencia potencial promedio para todos los niveles de confinamiento no es clara, dado que se obtiene una correlación baja ($R^2=0,48$); sin embargo, si el análisis diferencia los niveles de confinamiento (bajos y elevados), se observan tendencias mejor definidas ($R^2>0,90$).

En la Figura N°6-11(e) se presenta la variación del ángulo de fricción secante en función del esfuerzo confinamiento, donde se reportan valores decrecientes con el esfuerzo de confinamiento, entre 50,8° a 38,7° (ver Tabla N°6-4). Asimismo, la Figura N°6-11(e) muestra la envolvente de resistencia al corte del enrocado representado mediante la ecuación potencial de la forma $\tau = 2,059 \cdot \sigma_n^{0,8739}$ (kPa), donde los esfuerzos debes ser expresados en kPa. Nótese que esta ecuación ($R^2=0,99$) representa conservadoramente la resistencia al corte a elevados esfuerzos normales.

Tabla N°6-4: Resumen de los resultados de los ensayos triaxiales CD en material Tipo 3

N° de Muestra	Dimensiones de la Probeta	T _{máx}	Esfuerzo de Confinamiento σ'_3 (kPa)	Esfuerzo Normal σ'_n (kPa)	Ángulo de Fricción Secante ϕ' (kPa)
1	30 cm x 60 cm	2"	49	87,1	50,8
2			98	174,0	50,7
3			196	331,7	43,7
4			294	484,5	40,3
5			490	801,3	39,3
6			490	805,7	40,0
7			980	1594,9	38,7
8			1960	3197,2	39,0
9	100 cm x 180 cm	8"	490	795,5	38,5
10			980	1593,6	38,7
11			1960	3176,5	38,3

Fuente: Elaboración Propia

6.3.1.6. Resistencia al Corte: Enfoque Empírico

Como se detalló en el Capítulo IV, diversos autores propusieron enfoques empíricos para estimar la resistencia al corte de enrocados, destacan los trabajos de: Leps (1970) y su variación, que considera el origen litológico de las partículas; Barton & Kjærnsli (1981) y Douglas (2002). En las siguientes secciones se aplican dichos enfoques a fin de caracterizar empíricamente la resistencia al corte del enrocado de la presa CFRD caso de estudio.

Aplicación del Método de Leps

Considerando las características del enrocado principal (material Tipo 3) presentados en la Tabla N°6-1, es decir, granulometría bien gradada ($c_c=1,00$ y $c_u=28,59$), partículas resistentes con UCS entre 40 MPa a 255 MPa y un promedio de 98,8 MPa (ver Anexo B) y medianamente densa $Dr=55\%$ ($e_{max} = 0,40$, $e_{min} = 0,09$, $e_i = 0,23$), correspondería asignarle un límite de resistencia al corte entre el promedio (*average rockfill*) y superior (*high-strength rockfill*), según el enfoque de Leps (ver Tabla N°4-2). Conservadoramente se ha considerado el límite de resistencia promedio (*average rockfill*). Una comparación de los resultados obtenidos de los ensayos triaxiales CD, resumidos en la Tabla N°6-4, versus el límite de resistencia al corte promedio de Leps, se muestra en la Figura N°6-12.

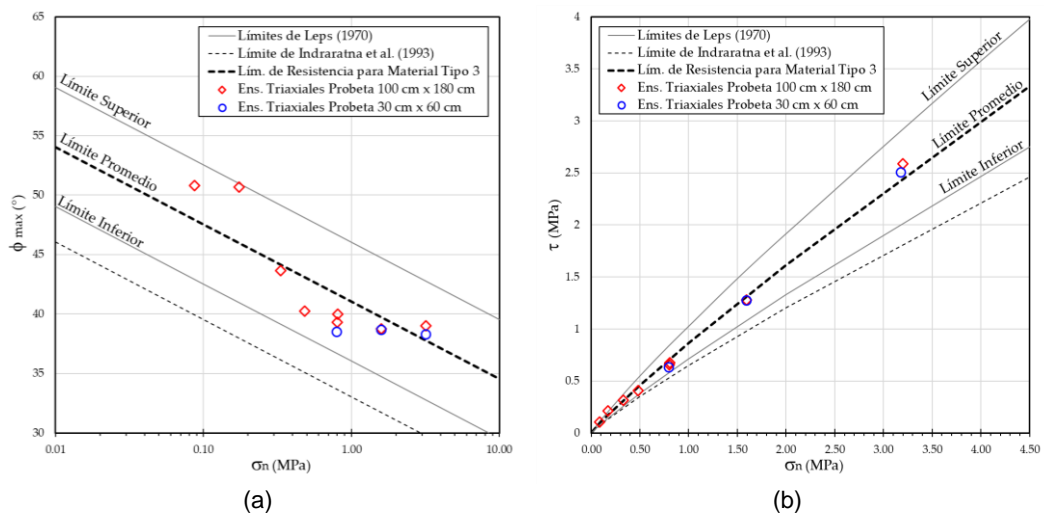


Figura N°6-12: Selección del límite de resistencia al corte según Leps para el material Tipo 3

(a) σ'_n vs $\phi_{máx}$, (b) σ'_n vs τ

Fuente: Elaboración Propia

Aplicación del Método de Leps Basado en el Origen Litológico

De acuerdo con las características del material Tipo 3, es decir, granulometría bien gradada ($c_c=1,00$ y $c_u=28,59$), partículas resistentes con UCS entre 40 MPa a 255 MPa y un promedio de 98,8 MPa, medianamente densa $Dr=55\%$ ($e_{max} = 0.40$, $e_{min} = 0.09$, $e_i = 0.23$), y de origen litológico sedimentario biogénico (caliza), correspondería caracterizar al material con un límite de resistencia al corte entre el promedio (*average rockfill*) y superior (*high-strength rockfill*), según el enfoque de Leps basado en el origen litológico. Por lo que, los parámetros seleccionados según la Tabla N°4-3, resultarían: $\Delta\phi = 5,6$; $\phi_1(^{\circ}) = 48,9$; $\phi_{max}(^{\circ}) = 50,1$; $a = 1,641$ y $b = 0,910$. La representación gráfica que considera las propiedades seleccionadas se muestra en la Figura N°6-13.

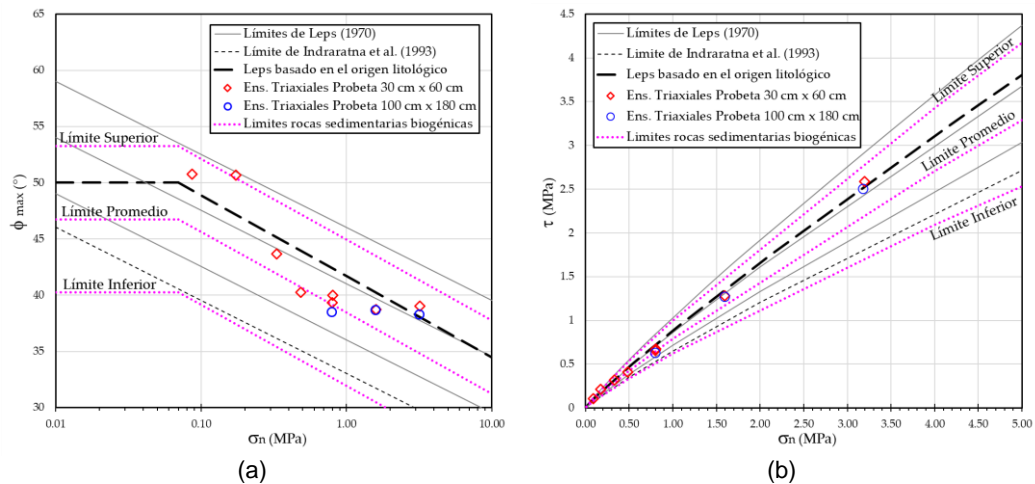


Figura N°6-13: Selección del límite de resistencia al corte según Leps basado en el origen litológico para el material Tipo 3 (a) σ'_n vs ϕ_{max} , (b) σ'_n vs τ

Fuente: Elaboración Propia

Aplicación del Método de Barton & Kjærnsli

El método requiere la determinación de la rugosidad equivalente (R), resistencia equivalente (S) y el ángulo de fricción básico (ϕ_b).

La determinación de la Rugosidad Equivalente (R) se realizó con base en el ábaco presentado en la Figura N°4-10; para ello, se han considerado para el enrocado:

- Origen de cantera - *quarried rock* (ver Figura N°6-14),

- Porosidad después de la compactación $n = 19\%$ o $e_i = 0,23$ (ver Tabla N°6-2),
- Forma angular de las partículas (ver Figura N°6-15)

Con base en las características mencionadas anteriormente, se ha calculado el valor de rugosidad equivalente $R = 9,8$, como se muestra en la Figura N°6-16.



Figura N°6-14: Extracción de material Tipo 3 de una cantera de enrocado
Fuente: Archivo Fotográfico Propio



Figura N°6-15: Forma angular de las partículas del enrocado extraído de la cantera
Fuente: Archivo Fotográfico Propio

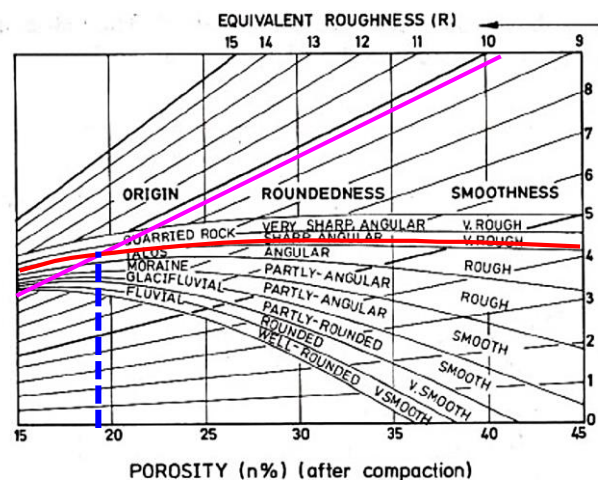


Figura N°6-16: Estimación de la rugosidad equivalente (R) del material Tipo 3
Fuente: Adaptado de Barton & Kjærnsli, 1981

La Resistencia Equivalente (S) ha sido determinado con base en el ábaco de la Figura N°4-12. La resistencia a la compresión uniaxial (UCS) de la roca que conforma el material Tipo 3 está entre 40 MPa a 255 MPa con un promedio de 98,8 MPa (ver Anexo B), presenta un diámetro D_{50} de 74,0 mm (ver Figura N°6-19). Con base en los anteriores parámetros, se ha determinado una resistencia equivalente (S) igual a 10,4 MPa, para el valor mínimo de UCS y, 25,7 MPa, para el promedio (ver Figura N°6-17); no se ha considerado el cálculo para el valor máximo, dado que no corresponde a un valor representativo.

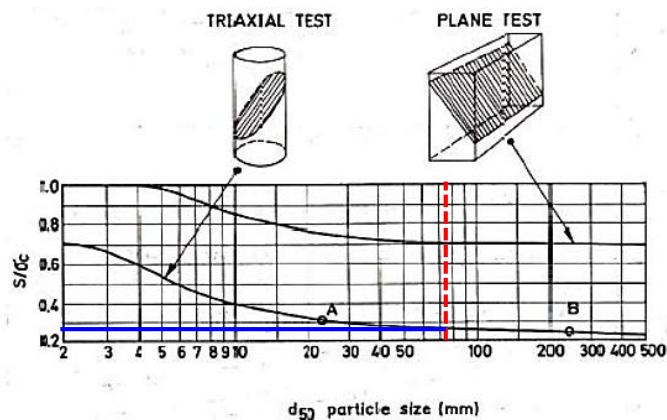


Figura N°6-17: Estimación de la Resistencia Equivalente (S) para el enrocado caso de estudio

Fuente: Adaptado de Barton & Kjærnsli, 1981

El Ángulo de Fricción Básico (ϕ_b) ha sido asumido conservadoramente en el valor de 30° (promedio entre 25° a 35°); considerando que el enrocado de caliza (material Tipo 3) está poco alterado.

Reemplazando los parámetros obtenidos en la ecuación Ec.9, se han definido dos expresiones para la resistencia al corte del material Tipo 3, a fin de evaluar la sensibilidad de dichas funciones con los valores de UCS.

$$\text{UCS} = 40 \text{ MPa:} \quad \phi' = 9,8 \cdot \log\left(\frac{10,4}{\sigma_n}\right) + 30 \quad (\text{Ec.21})$$

$$\text{UCS} = 98,8 \text{ MPa:} \quad \phi' = 9,8 \cdot \log\left(\frac{25,7}{\sigma_n}\right) + 30 \quad (\text{Ec.22})$$

La representación gráfica que considera las funciones determinadas se muestra en la Figura N°6-18.

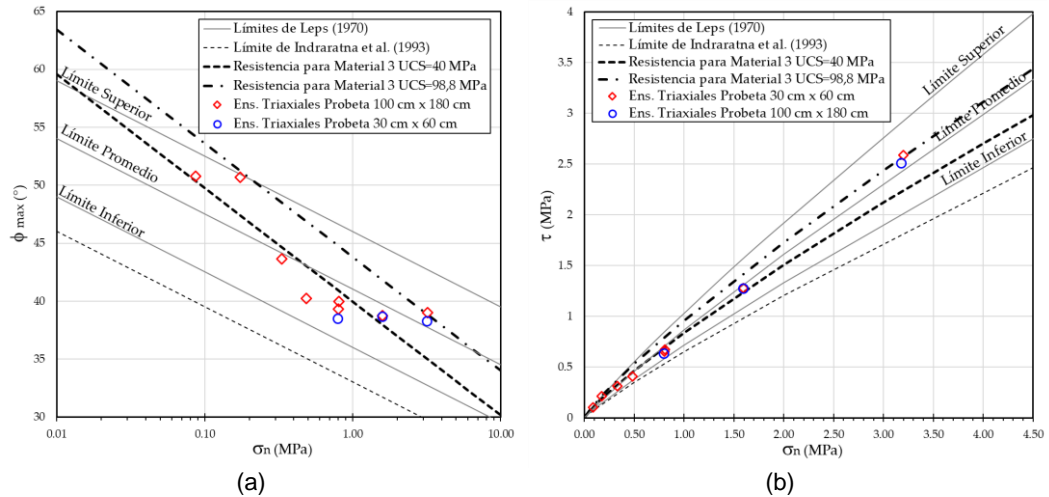


Figura N°6-18: Límite de resistencia al corte según Barton & Kjærnsli para el material Tipo 3

(a) σ'_n vs $\phi_{m\acute{a}x}$, (b) σ'_n vs τ

Fuente: Elaboración Propia

Aplicación del Primer Enfoque del Método de Douglas

A fin de caracterizar la resistencia al corte del material Tipo 3 mediante el primer enfoque desarrollado por Douglas (2002), es decir, determinando la función que relaciona el ángulo de fricción secante (ϕ'_{sec}) y los esfuerzos normales (σ'_n) (ver apartado 4.4.1), se han determinado los parámetros listados a continuación:

- $ANG = 2$ (Roca angular con razón de angularidad de 7, ver Figura N°6-15),
- $FINES = 2,5 \%$ (ver Figura N°6-19),
- $c_c = 1,00$ ($D_{10} = 4,75 \text{ mm}$, $D_{30} = 25,4 \text{ mm}$, $D_{60} = 135,8 \text{ mm}$, ver Tabla N°6-1),
- $UCS = 40 \text{ MPa}$ a 255 MPa (promedio $98,8 \text{ MPa}$)

Reemplazando los parámetros en las expresiones Ec.10 a Ec.13; se han determinado las siguientes funciones para la resistencia al corte del enrocado:

$UCS = 40 \text{ MPa} : a = 29,66, b = 141, c = -0.3974,$

$$\phi'_{sec} = 29,66 + 141 \cdot \sigma'_n{}^{-0.3974} \quad (\text{Ec.23})$$

$UCS = 98,8 \text{ MPa} : a = 32.36, b = 117,01, c = -0.3974.$

$$\phi'_{sec} = 36,29 + 90,02 \cdot \sigma'_n{}^{-0.3974} \quad (\text{Ec.24})$$

La representación gráfica que considera las funciones determinadas se muestra en la Figura N°6-20.

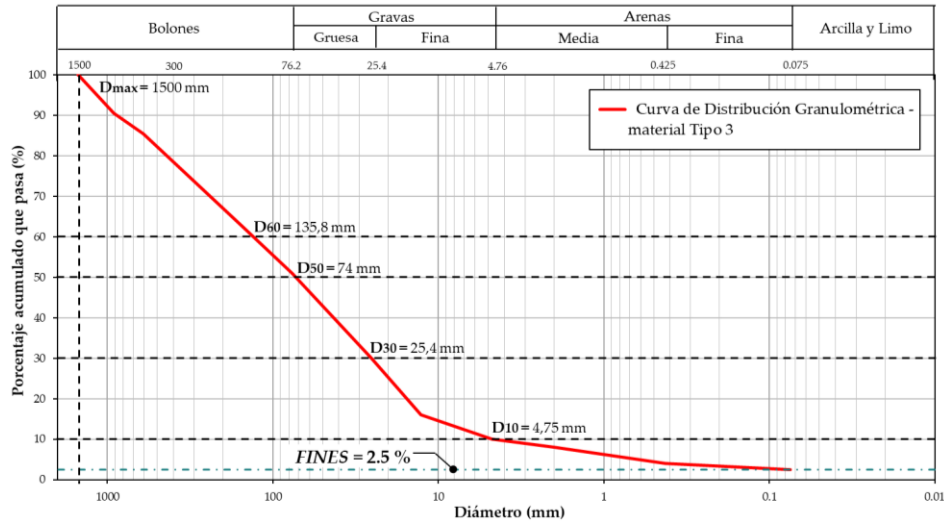


Figura N°6-19: Distribución granulométrica, *FINES* y diámetros representativos - material Tipo 3

Fuente: Elaboración Propia

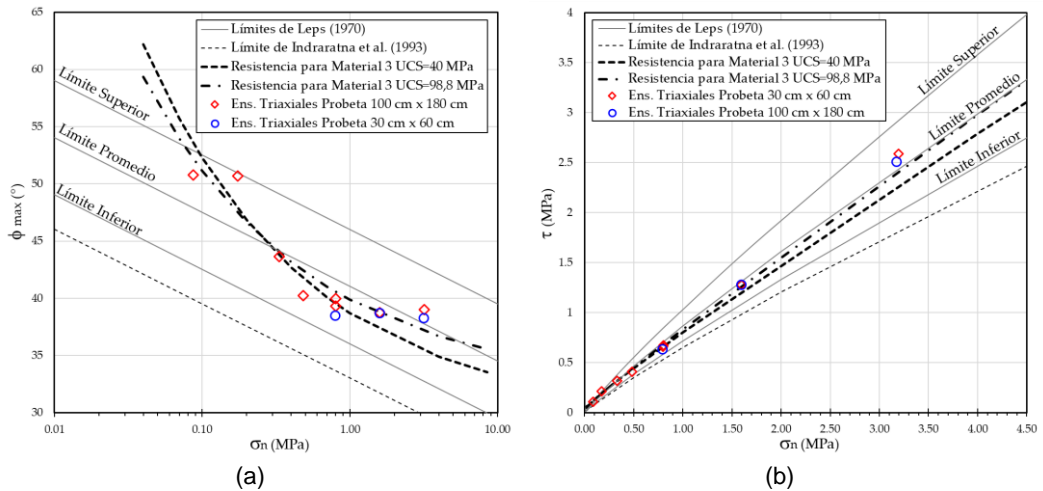


Figura N°6-20: Límite de resistencia al corte según el primer enfoque de Douglas para el material Tipo 3 (a) σ'_n vs $\phi_{máx}$, (b) σ'_n vs τ

Fuente: Elaboración Propia

Aplicación del Segundo Enfoque del Método de Douglas

Con base en el segundo enfoque desarrollado por Douglas (2002), es decir, determinando la función que relaciona los esfuerzos principales (σ'_1 y σ'_3), se ha determinado la resistencia al corte del material Tipo 3. Se ha considerado una relación de vacíos inicial de $e_i = 0.23$ ($G_s = 2.75$, $\gamma_d = 22.8 \text{ kN/m}^3$) y un tamaño

máximo de partícula igual a $d_{max} = 200$ mm (este valor fue asumido debido a que la base de datos de Douglas tiene como tamaño máximo de partícula 200 mm, pero el enrocado del caso de estudio tiene 1500 mm, ver Figura N°6-19).

Según lo indicado en el apartado 4.4.2, la relación empírica de Douglas requiere del cálculo del coeficiente RFI , el cual depende de los factores obtenidos mediante de las ecuaciones Ec.15 a Ec.20, para el caso del material Tipo 3 resultaría.

- $RFI_e = 0.813$
- $RFI_{ANG} = 1$ (angular)
- $RFI_{dmax} = 200$ mm
- $RFI_{FINES} \approx 0$ (para un contenido de finos de 2,5 %, ver Figura N°6-19)
- $RFI_{UCS} \approx 0$ (para UCS = 40 MPa y UCS = 98,8 MPa)

Finalmente, en la ecuación Ec.14, la función de resistencia resulta:

$$\sigma'_1 = 5,1095 \cdot \sigma'_3^{0.8726} \quad (\text{Ec.25})$$

La representación gráfica que considera la función determinada, se muestra en la Figura N°6-21.

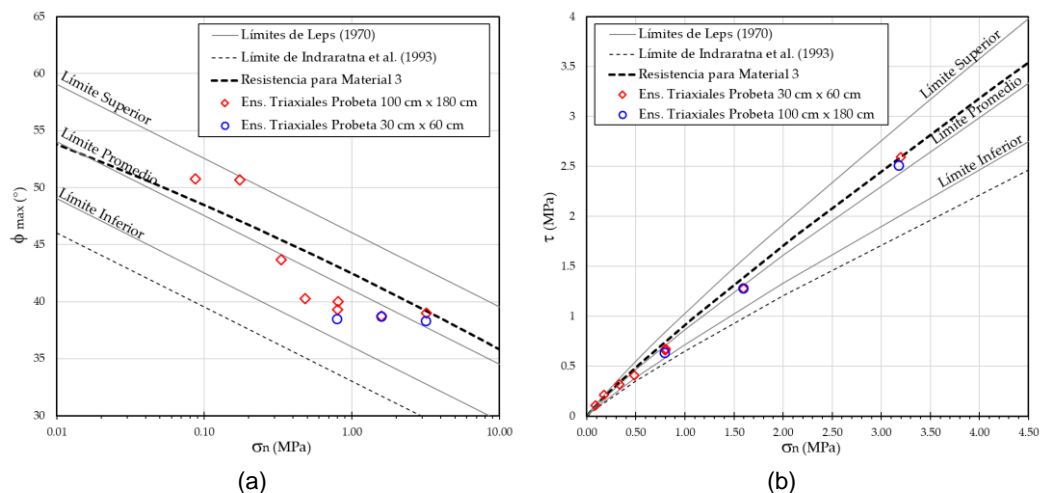


Figura N°6-21: Límite de resistencia al corte según el segundo enfoque de Douglas para el material Tipo 3 (a) σ'_n vs $\phi_{máx}$, (b) σ'_n vs τ

Fuente: Elaboración Propia

6.3.1.7. Comparación Enfoque Empírico vs Enfoque Experimental

Una comparación entre las envolventes de resistencia al corte obtenidos por el método de Leps (1970) y su variación, que considera el origen litológico de las partículas; Barton & Kjærnsli (1981), los dos enfoques de Douglas (2002) y los resultados de pruebas de laboratorio para el material Tipo 3 (enfoque experimental) son presentados en las Figuras N°6-22 y N°6-23. La Figura N°6-22 relaciona σ_n vs ϕ_{max} , para una mejor representación de las resistencias cortantes a bajos esfuerzos normales; mientras que la Figura N°6-23, relaciona σ_n vs τ , para el caso de elevados esfuerzos normales.

De la Figura N°6-22 se puede notar que a bajos esfuerzos normales (los cuales se considerarán para $\sigma'_n < 1$ MPa), el primer enfoque de Douglas (2002), el enfoque de Barton & Kjærnsli (1981) para un UCS de 40 MPa, presentan el mejor ajuste a los resultados de los ensayos de laboratorio. Por lo que, estas relaciones empíricas representarían de mejor forma la resistencia al corte de enrocados de caliza de presas de pequeña altura (~ menor a 50 m). Sin embargo, dado que la presa CFRD caso de estudio, presenta una altura cercana a 150 m, estas relaciones no resultarían ser las más convenientes. Por otro lado, a elevados esfuerzos normales, la Figura N°6-23 muestra que las relaciones empíricas de Douglas (2002) para un UCS de 98,8 MPa, el método de Leps (1970) y el método de Leps basado en el origen litológico, son las que denotan una mejor correlación con el enfoque experimental.

En general, para una práctica de diseño, resultaría razonable optar por los enfoques empíricos que se ajusten de mejor forma con el enfoque experimental, pero otorgando un cierto margen de conservadurismo, es decir, las metodologías de Leps (1970), el primer enfoque de Douglas (2002) para un UCS = 98,8 MPa, y Leps basado en el origen litológico serían las más adecuados.

En el Capítulo VII, se aplican cada una de las envolventes de resistencia al corte obtenidas de los análisis detallados anteriormente, esta evaluación permitirá, desde otro enfoque, seleccionar el método empírico con mejor ajuste al enfoque experimental.

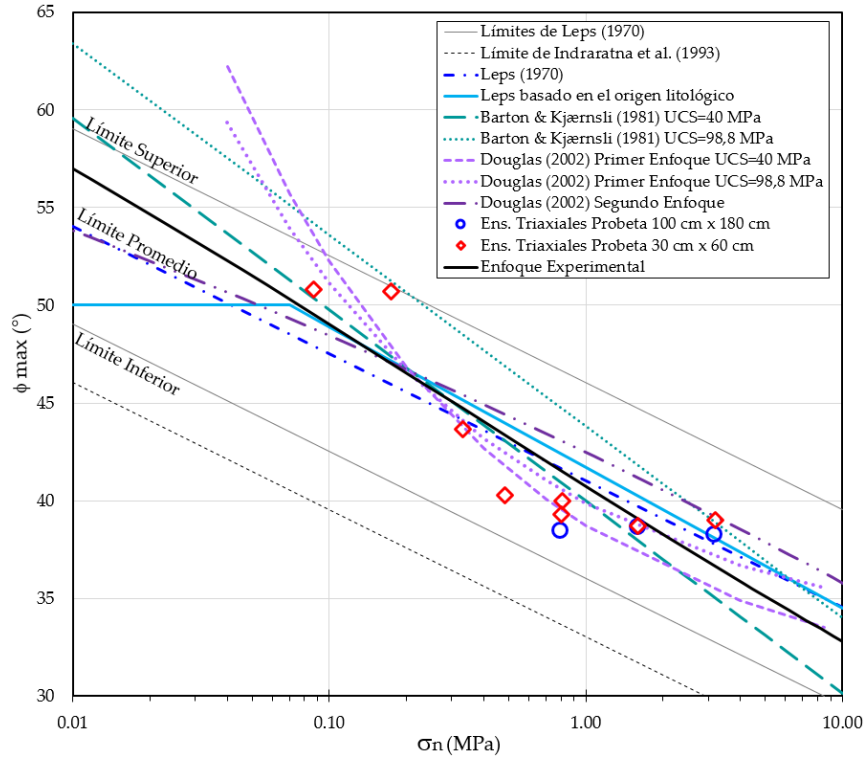


Figura N°6-22: Comparación de los enfoques empíricos y experimental de determinación de la resistencia al corte del material Tipo 3 (σ'_n VS $\phi_{máx}$)

Fuente: Elaboración Propia

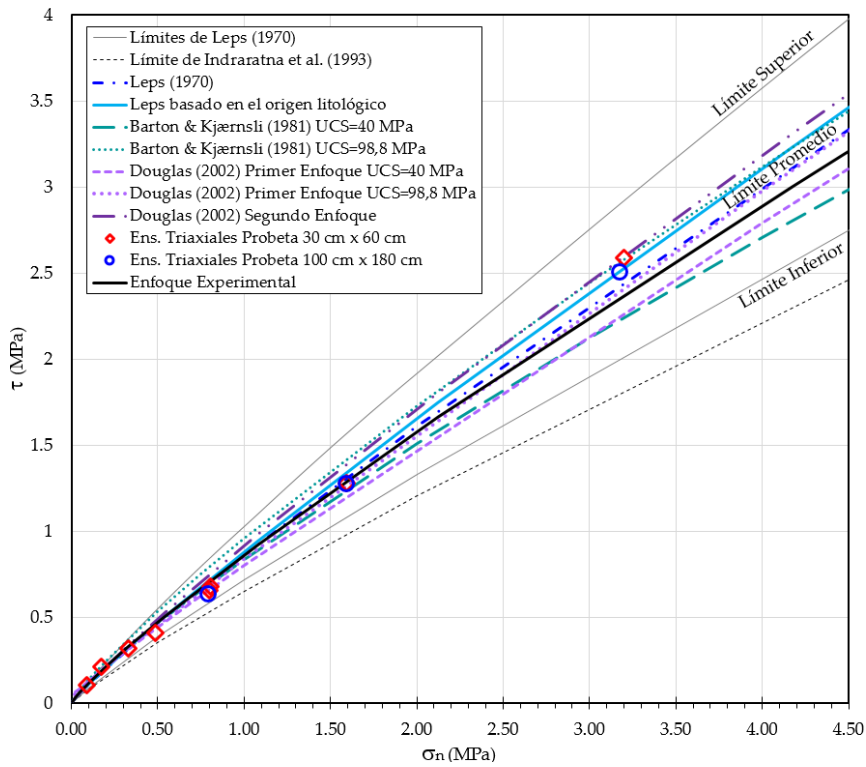


Figura N°6-23: Comparación de los enfoques empíricos y experimental de determinación de la resistencia al corte del material Tipo 3 (σ'_n VS τ)

Fuente: Elaboración Propia

6.3.1.8. Análisis de la Rotura de Partículas

Como se describió con mayor detalle en el apartado 2.4, la resistencia al corte del enrocado es afectado por varios parámetros tales como el nivel de esfuerzos de confinamiento, la relación de vacíos, la resistencia de las partículas, la distribución granulométrica, el tamaño máximo, forma y rugosidad de las partículas, entre otros; los cuales tienen una relación directa con el grado de rotura de partículas ante el incremento de esfuerzos (Leps, 1970; Marsal, 1973; Douglas, 2002).

En la presente investigación, la determinación del grado de rotura de partículas se llevó a cabo con base a dos enfoques, el primero, a través del cálculo del parámetro de rotura de partículas (B_g) de Marsal (1973), y segundo, mediante el nuevo parámetro (v) de Konrad & Salami (2018) (ver apartado 2.4.1.1.)

Enfoque de Marsal (1973)

Con respecto al enfoque de Marsal (1973), la Figura N°6-24 muestra las distribuciones granulométricas finales del enrocado luego de la aplicación de diferentes niveles de esfuerzos de confinamiento (490 kPa, 980 kPa y 1960 kPa). La Tabla N°6-5 resume las variaciones de los diámetros de las partículas (D_{10} , D_{30} , D_{60} y D_{90}), donde se logra identificar que hay una relación directa entre el incremento de la presión de confinamiento con el aumento del parámetro B_g de Marsal que implica la rotura de partículas del enrocado.

Los resultados del parámetro B_g de Marsal, son coherentes con lo determinado en la Figura N°6-11(e), dado que se ha evidenciado que a elevados esfuerzos de confinamiento (donde se acentúa la rotura de partículas) la resistencia del enrocado tiende a estabilizarse, hasta un valor de ϕ_{sec} de 38,7°.

Tabla N°6-5: Análisis de rotura de partículas

PSD	$D_{m\acute{a}x}$ (mm) (1)	$d_{m\acute{a}x}$ (mm)	Diámetros Repr. (mm)				Cu	Cc	RS (2)	B_g (%) (3)
			D_{10}	D_{30}	D_{60}	D_{90}				
En laboratorio (100x180cm)			0,55	3,9	18,5	125,0	33,64	1,49		-
Muestra 9 ($\sigma_3' = 490$ kPa)	1500	200	0,10	3,2	18,0	100,0	180,0	5,69	7,5	10,8
Muestra 10 ($\sigma_3' = 980$ kPa)			0,07	2,5	17,0	90,0	242,9	5,25		15,4

PSD	$D_{m\acute{a}x}$ (mm) (1)	$d_{m\acute{a}x}$ (mm)	Diámetros Repr. (mm)				Cu	Cc	RS (2)	Bg (%) (3)
			D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	D ₉₀				
Muestra 11 ($\sigma_3' = 1960 \text{ kPa}$)			-	1,5	16,0	80,0	-	-		24,5

(1) Tamaño máximo de partícula en campo, (2) RS = radio de similitud, tamaño máximo de partícula en campo dividido con el tamaño máximo en laboratorio $D_{m\acute{a}x}/d_{m\acute{a}x}$. Cu: Coeficiente de Uniformidad, Cc: Coeficiente de Curvatura, (3) Bg = Parámetro de rotura de partículas de Marsal.

Fuente: Elaboración Propia

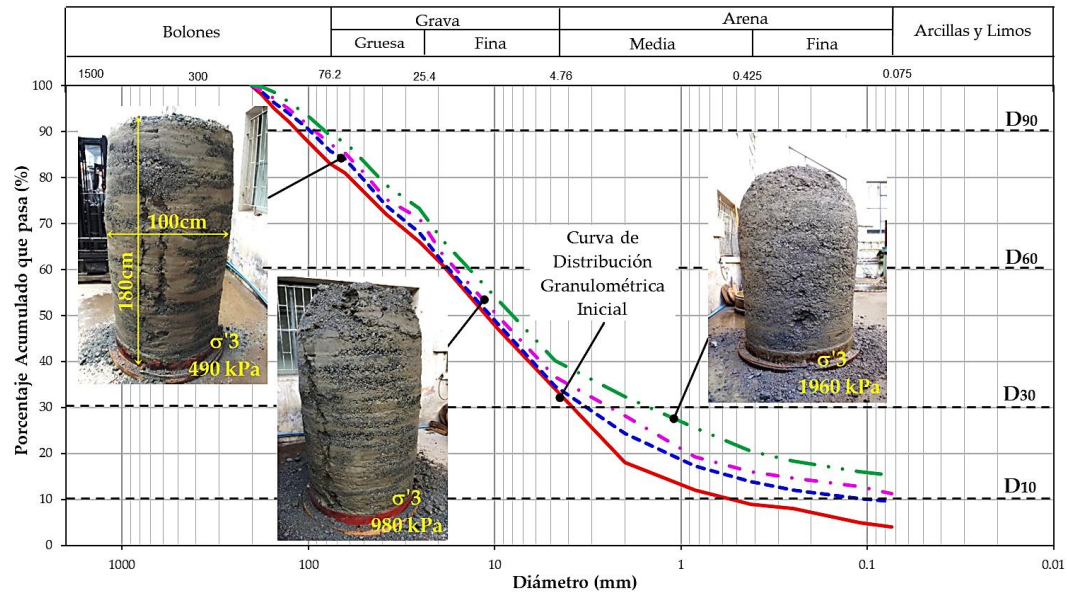


Figura N°6-24: Distribución granulométrica antes y después del ensayo triaxial CD a gran escala (muestras 9, 10 y 11) para diferentes esfuerzos de confinamiento

Fuente: Elaboración Propia

Enfoque de Konrad & Salami (2018)

El enfoque de Konrad & Salami (2018), define un nuevo parámetro de rotura de partículas denotado por “ v ”, que representa la pendiente promedio de una curva de distribución granulométrica en un espacio $\log\text{-}\log$. Un aspecto resaltante de este nuevo enfoque, es que presenta un modelo capaz de predecir la evolución de la rotura de partículas ante incrementos de trabajo (W), que podría traducirse en niveles de confinamiento, lo cual permitiría definir un límite máximo de esfuerzos donde un enrocado es afectado por el efecto de la rotura de partículas. En otras palabras, se podría predecir la altura máxima en que una estructura de enrocado puede ser influenciado por la rotura de partículas.

El enfoque de Konrad & Salami (2018) requiere de la definición de cuatro parámetros: v_i , v_{ref} , α y v_u . La Figura N°6-25(b) presenta la determinación del

parámetro $v_i = 1,15$, asimismo, en la Figura N°6-25(a) se muestra que el diámetro promedio para la muestra de enrocado es $D_{50} = 11,5$ mm, la resistencia reportada para este enrocado UCS es en promedio 98,8 MPa (ver Anexo B), por lo que se estimaría una resistencia a la tracción de $\bar{\sigma}_t = 4$ MPa (aproximadamente 20 veces menor al valor del UCS, según Konrad & Salami (2018)).

Basado en la resistencia a la tracción obtenida y utilizando las ecuaciones (Ec.1, Ec.2 y Ec.3), se obtienen los parámetros $\alpha = 0,55$, $v_{ref} = 5,46$ y $v_u = 0,12$, basado en estos parámetros, el trabajo crítico y último resultaría en $W_{crit} = 0,30$ MPa y $W_u = 20,0$ MPa.

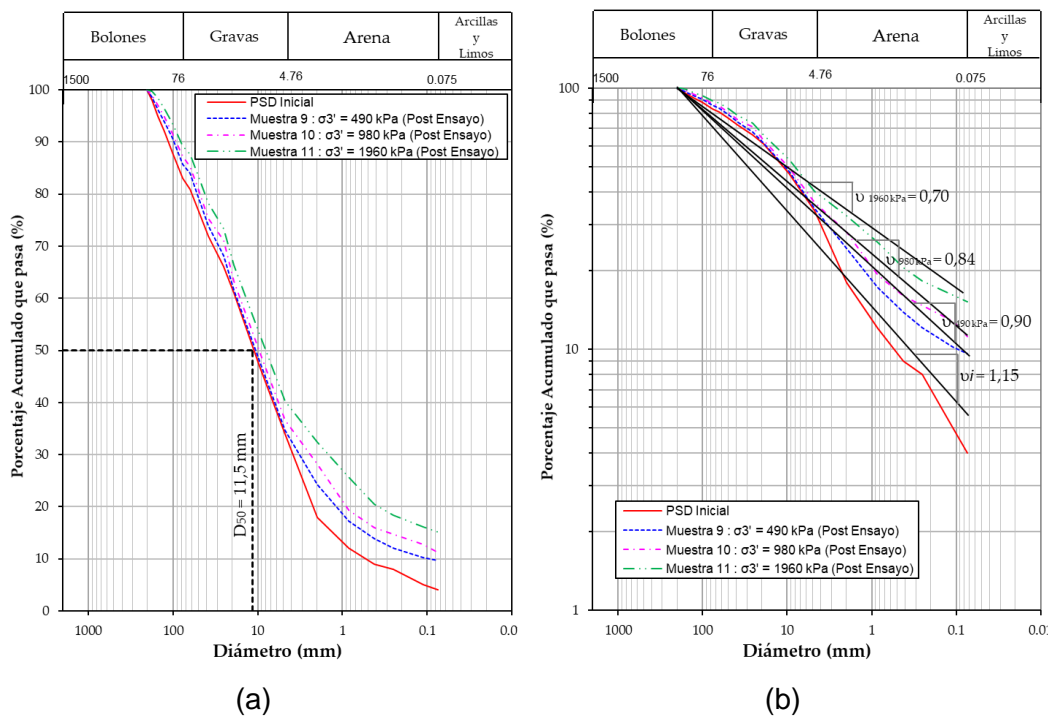


Figura N°6-25: (a) Curvas de distribución granulométrica inicial y post-ensayo, (b) Determinación del parámetro de rotura de partículas v

Fuente: Elaboración Propia

Considerando los parámetros determinados, es posible graficar el modelo conceptual de evolución de rotura de partículas, similar a lo mostrado en la Figura N°2-7(a); particularmente para el enrocado Tipo 3, resultaría según se muestra en la Figura N°6-26.

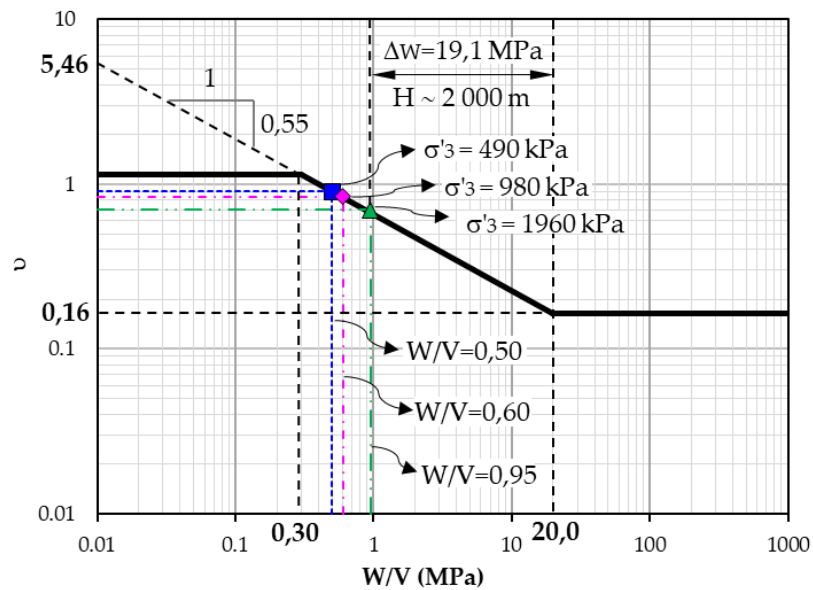


Figura N°6-26: Modelo conceptual de evolución de rotura de partículas para el material de enrocado Tipo 3

Fuente: Elaboración Propia

Es importante notar que las pruebas a altos esfuerzos de confinamiento, se encuentran alejadas del punto de trabajo último o de estabilización de rotura de partículas, esto significaría que aún el enrocado presenta un alto potencial de rotura de partículas y que se necesitaría de la aplicación de un trabajo de hasta 19,1 MPa, que traducido aproximadamente a una altura de terraplén correspondería al valor de 2000 m, lo cual resultaría poco probable alcanzar.

6.3.1.9. Parámetros Hidráulicos

En función a las características granulométricas del material de enrocado Tipo 3 se le asignó un coeficiente de conductividad hidráulica de 5×10^{-3} m/s.

6.3.2. Material de Transición (Material 2)

Es un material permeable de granulometría bien gradada compuesto por bolones, grava y arena con tamaño máximo de partícula de 300 mm (12”), cumple la función de transición entre el filtro (material Tipo 1) y el enrocado principal (material Tipo 3). La Figura N°6-8 muestra la granulometría real y la escalada, este último ha sido apropiado para la ejecución de ensayos de laboratorio.

6.3.2.1. *Peso Unitario*

Con base en las pruebas de campo realizadas durante la construcción de la presa de relaves, se determinó un peso unitario saturado que varía en el rango de 23,1 kN/m³ a 23,5 kN/m³, por lo que se optó por el valor promedio de 23,3 kN/m³.

6.3.2.2. *Resistencia al Corte*

Para evaluar la resistencia al corte del material Tipo 2, se realizó un ensayo de compresión triaxial CD considerando muestras homotéticas. Se llevaron a cabo tres pruebas de especímenes en una condición saturada antes de la prueba. Los especímenes fueron sometidos a tensiones de confinamiento teóricas de 400; 800 y 1600 kPa y luego se cargaron en condiciones de esfuerzo controlado.

Los resultados de los ensayos triaxiales se presentan en la Figura N°6-27. Las trayectorias de esfuerzos desviadores (q) vs deformación axial, en la Figura N°6-27(a) muestran que la resistencia al corte aumenta en forma aproximadamente lineal hasta una deformación axial cercana al 1%. Posteriormente la tasa de incremento disminuye y la resistencia alcanza sus valores máximos a deformaciones superiores al 14%. Para todos los esfuerzos de confinamiento no se identifican “*peaks*” de ruptura y las curvas parecen tender al valor máximo en forma asintótica.

La trayectoria del cambio volumétrico en función de la deformación axial, mostrada en la Figura N°6-27(b), denota un comportamiento claramente contractivo acentuándose este comportamiento a elevados esfuerzos de confinamiento. Lo anterior reflejaría la ocurrencia del fenómeno de rotura de granos. La disminución de volumen es el resultado del reacomodo de los granos y el relleno de espacios con las partículas resultantes de la rotura de granos.

En la Figura N°6-27(d) se presenta la variación del ángulo de fricción secante en función del esfuerzo normal, donde se reportan valores decrecientes con el esfuerzo de confinamiento, entre $42,1^\circ$ a $38,3^\circ$. Asimismo, la Figura N°6-27(d) muestra la envolvente de resistencia al corte del material el cual tiene la forma de $\tau = 1,745 \cdot \sigma_n^{0,899}$ (kPa), donde los esfuerzos debes ser expresados en kPa.

Adicionalmente, según la Figura N°6-27(c) se ha determinado un ángulo de fricción secante de $38,8^\circ$ y una cohesión nula.

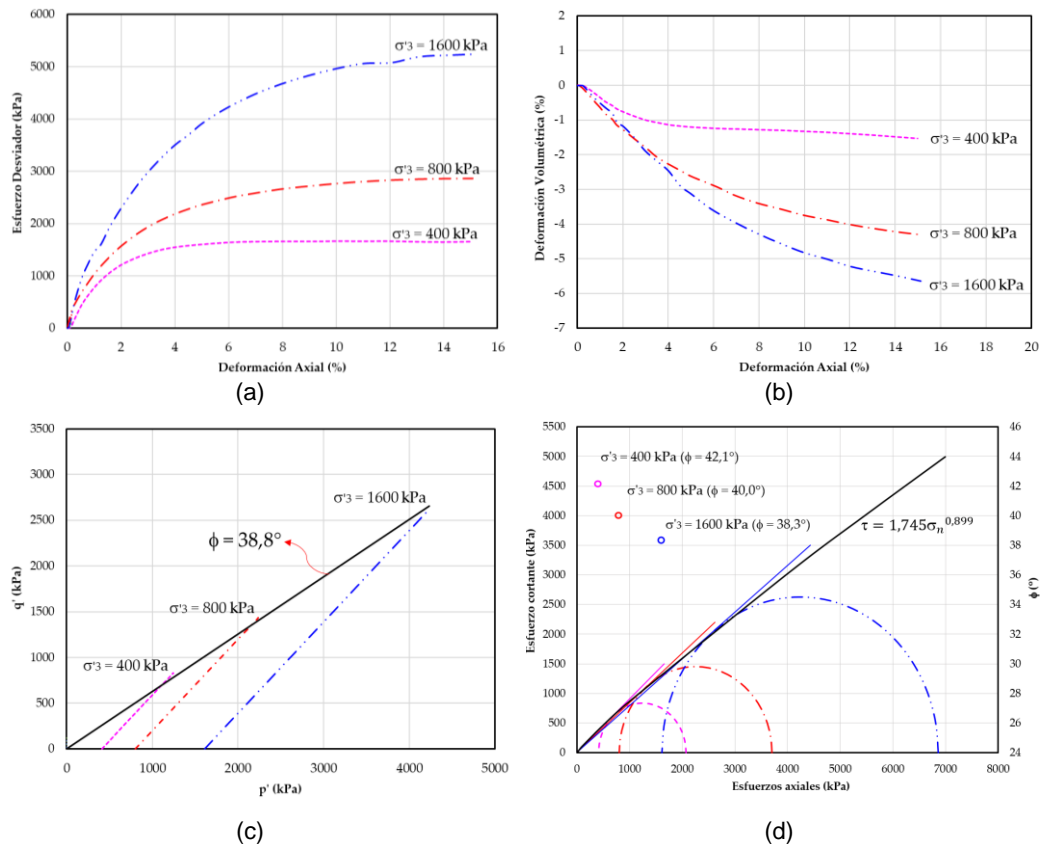


Figura N°6-27: (a) ϵ_a vs q , (b) ϵ_a vs ϵ_v , (c) Diagrama p' q , (d) Envolvente de resistencia al corte y ϵ_a vs τ - Material 2

Fuente: Elaboración Propia

6.3.2.3. Parámetros Hidráulicos

Los resultados de ensayos de permeabilidad realizados en laboratorio para este material, reportaron valores en el rango de $1,0 \times 10^{-2} - 4,6 \times 10^{-3}$ m/s. Para fines de la caracterización geotécnica se ha considerado un coeficiente de conductividad hidráulica promedio de $6,7 \times 10^{-3}$ m/s.

6.3.3. Material de Filtro (Material 1)

Material constituido por grava y arena con tamaño máximo de partícula de 75 mm (3"), cumple la función de filtro compatible con el material de relave, evitando la migración de partículas finas del relave hacia el cuerpo de la presa. Presenta una clasificación SUCS de una grava bien gradada (GW) con un contenido de finos no plásticos de 6,5%. La Figura N°6-8 muestra la granulometría real y la escalada, este último ha sido apropiado para la ejecución de ensayos de laboratorio.

6.3.3.1. *Peso Unitario*

Con base en las pruebas de campo realizadas durante la construcción de la presa de relaves, se determinó un peso unitario saturado que varía en el rango de 22,0 kN/m³ a 24,7 kN/m³, por lo que se optó por el valor promedio de 23,3 kN/m³.

6.3.3.2. *Resistencia al Corte*

Para evaluar la resistencia al corte del material Tipo 1, se realizó un ensayo de compresión triaxial CD considerando muestras homotéticas. Se llevaron a cabo tres pruebas de especímenes en una condición saturada antes de la prueba. Los especímenes fueron sometidos a tensiones de confinamiento teóricas de 400; 800 y 1600 kPa y luego se cargaron en condiciones de esfuerzo controlado.

Los resultados de los ensayos triaxiales se presentan en la Figura N°6-16. Las trayectorias de esfuerzos desviadores (q) vs deformación axial, en la Figura N°6-16(a) muestran que la resistencia al corte aumenta en forma aproximadamente lineal hasta una deformación axial cercana al 1,5%. Posteriormente la tasa de incremento disminuye y la resistencia alcanza sus valores máximos a deformaciones superiores al 14%. Para todos los esfuerzos de confinamiento no se identifican "peaks" de ruptura y las curvas parecen tender al valor máximo en forma asintótica.

La trayectoria del cambio volumétrico en función de la deformación axial, mostrada en la Figura N°6-16(b), denota un comportamiento claramente contractivo en el rango inicial (hasta deformación axial del 10%). Posteriormente la tendencia disminuye a medida que la deformación axial aumenta, pero se mantiene para los ensayos efectuados con esfuerzos de confinamiento altas. Lo anterior reflejaría la

ocurrencia del fenómeno de rotura de granos, más acentuado a esfuerzos altos. La disminución de volumen es el resultado del reacomodo de los granos y el relleno de espacios con las partículas resultantes de la rotura de granos.

En la Figura N°6-9(d) se presenta la variación del ángulo de fricción secante en función del esfuerzo normal, donde se reportan valores decrecientes con el esfuerzo de confinamiento, entre 43,1° a 39,6°. Asimismo, la Figura N°6-9(d) muestra la envolvente de resistencia al corte del material representado mediante la ecuación potencial (Ec.1) el cual tiene la forma de $\tau = 1,651 \cdot \sigma_n^{0,912}$ (kPa), donde los esfuerzos debes ser expresados en kPa.

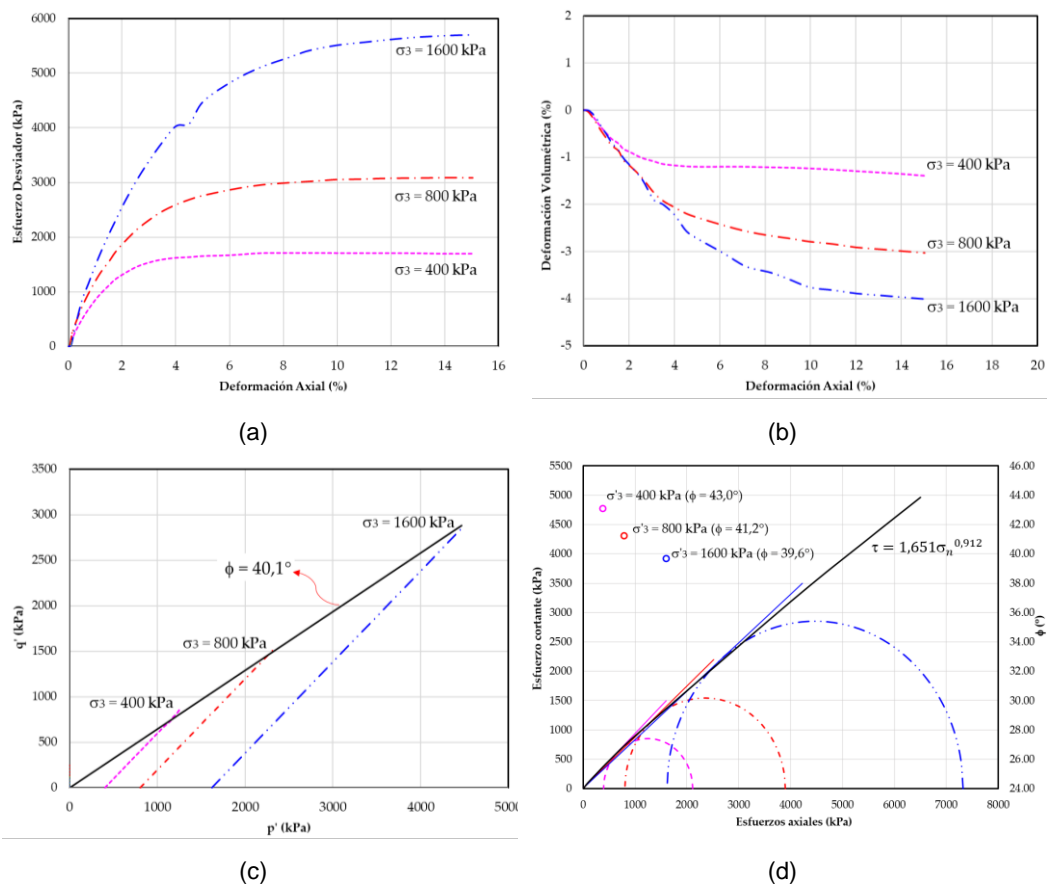


Figura N°6-28: (a) ε_a vs q , (b) ε_a vs ε_v , (c) Diagrama p' q , (d) Envolvente de resistencia al corte y ε_a vs τ - Material 1

Fuente: Elaboración Propia

Adicionalmente, según la Figura N°6-16(c) se ha determinado un ángulo de fricción secante de 40,1° y una cohesión nula considerando las distribución granulométrica del material filtro.

6.3.3.3. Parámetros Hidráulicos

Los resultados de ensayos de permeabilidad realizados en laboratorio para este material, reportaron valores en el rango de $7,8 \times 10^{-4}$ – $3,0 \times 10^{-4}$ m/s. Para fines de la caracterización geotécnica se ha considerado un coeficiente de conductividad hidráulica de 5×10^{-7} m/s, debido a que se ha considera la presencia del curb de concreto de juntas no selladas.

6.3.4. Relaves

Los relaves corresponden al residuo que contiene mineral molido y agua el cual corresponde a la cola del proceso de flotación, conformados principalmente por arenas con importante presencia de materiales finos, dispuestos en estado saturado. Para la caracterización geotécnica de este material se han muestreado relaves cerca de la cara aguas arriba de la presa.

La Figura N°6-29, muestra la distribución granulométrica de la muestra global, donde se nota que la muestra presenta alrededor de 60% de finos, predominantemente conformados por limos, así como un $D_{50} = 0,053$ mm.

6.3.4.1. Peso Unitario

Con base en las pruebas de laboratorio realizadas en los relaves muestreados, se determinó un peso unitario saturado que varía en el rango de $18,0 \text{ kN/m}^3$ a $21,7 \text{ kN/m}^3$, por lo que se optó por el valor promedio de $19,9 \text{ kN/m}^3$.

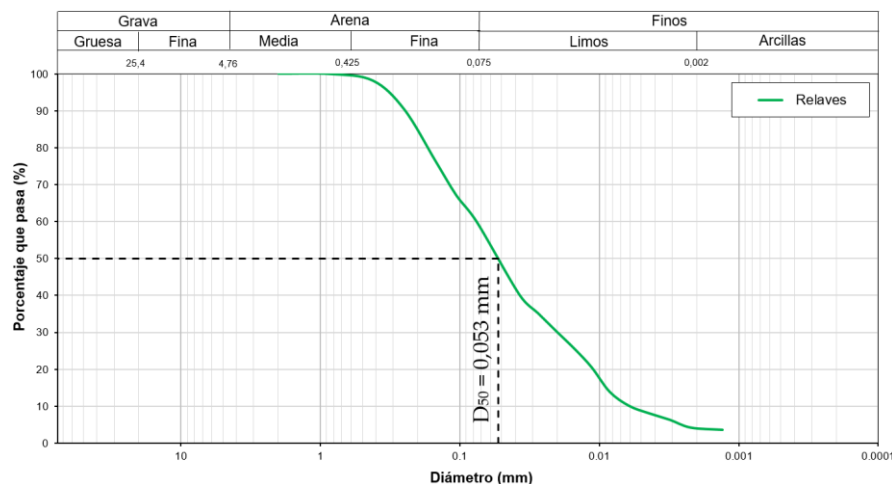


Figura N°6-29: Curva de distribución granulométrica del relave

Fuente: Elaboración Propia

6.3.4.2. Resistencia al Corte

Para evaluar la resistencia al corte del relave, se realizaron nueve ensayos de compresión triaxial CU a diferentes niveles de esfuerzos de confinamiento (154 kPa a 1605 kPa). Los resultados se han planteado en la Figura N°6-30, donde se puede notar que el ángulo de fricción interna tiende a mantenerse constante 7, independiente del esfuerzo de confinamiento (σ'_3), por lo que conservadoramente se ha asignado un ángulo de fricción interna constante de $34,9^\circ$.

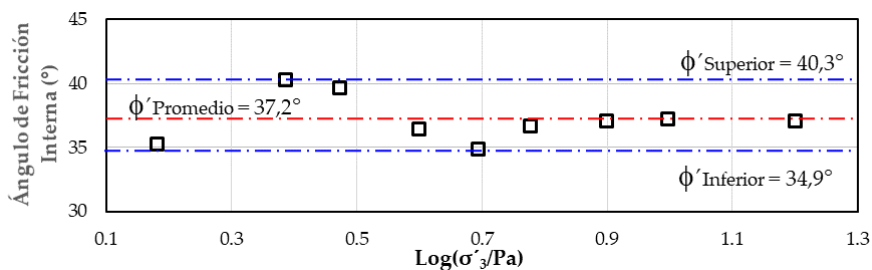


Figura N°6-30: Variación del ángulo de fricción Interna con el esfuerzo de confinamiento
Fuente: Elaboración Propia

6.3.4.3. Parámetros Hidráulicos

Los resultados de ensayos de permeabilidad en pared flexible realizados en laboratorio, reportaron valores en el rango de $5,8 \times 10^{-7} - 4,5 \times 10^{-8}$ m/s. Para fines de la caracterización geotécnica se ha considerado un coeficiente de conductividad hidráulica promedio de $1,97 \times 10^{-7}$ m/s.

CAPÍTULO VII. VALIDACIÓN DEL ENFOQUE ACTUALIZADO DE ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE ENROCADOS

En los capítulos anteriores se ha desarrollado un estudio completo acerca de la caracterización de la resistencia al corte de enrocados. El estudio ha incluido la descripción del estado de arte tanto de los enfoques experimentales y empíricos existentes. Adicionalmente, ha contemplado la aplicación de ambos enfoques en la caracterización de la resistencia al corte del enrocado principal de un caso de estudio real, consistente en el diseño de una presa CFRD de gran altura.

Con base en los resultados obtenidos, se plantea un enfoque actualizado o conjunto de procedimientos para la estimación de la resistencia al corte de enrocados, que contempla la aplicación tanto de los métodos empíricos y experimentales existentes. Este enfoque actualizado surge debido a que en la práctica actual y por varios años el proceso de caracterización de la resistencia al corte de enrocados se ha limitado a aplicar el enfoque empírico de Leps (1970), a pesar que dicha metodología solo ofrece una guía limitada para considerar algunos de los factores más influyentes en la resistencia al corte de estos materiales, o enfoques experimentales (p. ej. curvas homotéticas o de granulometrías paralelas), donde se desestima que su aplicación solamente está verificada para un número limitado de materiales.

El enfoque actualizado indica una serie de recomendaciones y procedimientos para llevar a cabo la estimación de la resistencia al corte de enrocados. El enfoque ha sido aplicado y validado mediante la evaluación de estabilidad física de la presa CFRD caso de estudio, donde se han comparado los factores de seguridad y superficies de falla crítica resultantes de la evaluación de estabilidad de taludes mediante el método de equilibrio límite (LEM) y elementos finitos (FEM).

7.1. ENFOQUE ACTUALIZADO PARA LA ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE ENROCADOS

En la práctica de ingeniería, la resistencia al corte de enrocados es típicamente obtenida de literatura (enfoque empírico) o mediante pruebas triaxiales y/o de corte directo con aplicación de técnicas de escalamiento de partículas a fin de hacer factible un ensayo de laboratorio en un equipo convencional (enfoque experimental). En cuanto a los enfoques empíricos, una de las referencias ampliamente adoptada en el diseño de estructuras geotécnicas de enrocados es el trabajo de Leps (1970), a pesar que dicha metodología solo ofrece una guía limitada para considerar algunos de los factores más influyentes en la resistencia al corte de estos materiales. Por otro lado, en referencia al enfoque experimental, la metodología de escalamiento de partículas denominada “curvas homotéticas o de granulometrías paralelas” es típicamente la más aplicada para la determinación de la resistencia al corte de enrocados, a pesar que su aplicación solamente está verificada para un número limitado de materiales.

Por lo anteriormente expuesto, se puede concluir que el actual estado de la práctica se ha restringido a llevar a cabo la caracterización de la resistencia al corte de enrocados mediante enfoques empíricos limitados y en algunos casos mediante enfoques experimentales (metodologías de escalamiento de partículas) sin el conocimiento de las limitaciones de los mismos.

La presente tesis ha dado a conocer información adicional de otras formas empíricas de caracterización de enrocados, los cuales han resultado más adecuados al caso de estudio, asimismo, entendiendo la gran aceptación del método de Leps (1970) se ha propuesto una actualización del mismo, adicionándose una nueva variable denominada “origen litológico de las partículas”.

Por otro lado, en el presente estudio se ha verificado que la aplicación de la metodología de curvas homotéticas o granulometrías paralelas en la caracterización del enrocado de caliza del presente estudio, otorgue resultados adecuados. La secuencia de pasos seguida para la caracterización de enrocados en la presenta tesis, trata de representar un enfoque actualizado para la caracterización de estos materiales. Un resumen de los procedimientos y recomendaciones sugeridos en el presente estudio se detalla a continuación:

1ero: La caracterización de enrocados en presas de enrocado, botaderos de desmonte de mina, *stockpiles* u otras estructuras similares deben considerar la literatura adicional existente además de Leps (1970) (es decir, Leps basado en el origen litológico (presente estudio), Barton & Kjærnsli, 1981 y Douglas, 2002) a fin de reducir las incertidumbres en el desarrollo de la estimación de la resistencia al corte de estos materiales. Asimismo, debido a la gran variabilidad de la resistencia a la compresión uniaxial de los enrocados, se recomienda aplicar las metodologías empíricas considerando al menos dos valores representativos, en el caso de de la presente investigación se consideró el valor mínimo y promedio. Evidentemente, si la caracterización se desarrolla a una etapa conceptual o pre-factibilidad, donde no se cuentan con ensayos de laboratorio, debe estimarse y considerarse un mayor rango de valores de UCS, a fin de medir la sensibilidad de este parámetro.

2do: Dependiendo de la etapa de desarrollo de un determinado proyecto, es decir, factibilidad o ingeniería de detalle, donde son requeridos ensayos de laboratorio, debe programarse un conjunto de ensayos que abarquen el mayor rango de esfuerzos de confinamiento que sean posibles, si no es factible ejecutar ensayos en equipos de gran escala, pueden aplicarse metodologías de escalamiento de partículas (p.ej. curvas homotéticas), siempre y cuando los requisitos que exigen dichos métodos (referirse a las Tablas N°3-1 y N°3-2), sin embargo, aun cuando se cumplan la mayoría de los requisitos, debe verificarse que las propiedades mecánicas (particularmente el ángulo de fricción y módulo de elasticidad) de una muestra de mayor tamaño sea exitosamente representada por otra de menor escala. En este sentido, los ensayos programados deben considerar un mismo esfuerzo de confinamiento a diferentes dimensiones de probeta a fin de realizar las comparaciones.

Cabe recalcar que en la presente investigación se ha revisado y presentado de forma gráfica, los casos históricos de resultados de pruebas triaxiales para diferentes tipos de enrocados. Esta información podría ser útil para verificar si los resultados de laboratorio se encuentran dentro de un rango esperado.

Asimismo, en el presente estudio, se ha programado ensayos triaxiales en un amplio rango de esfuerzos de confinamiento (49 kPa a 1 960 kPa), asimismo, para tres esfuerzos específicos (490 kPa, 980 kPa y 1960 kPa) se consideraron

muestras de diferente tamaño máximo de partículas (50 mm y 200 mm) con el fin de comparar las propiedades mecánicas de resistencia y de deformación. Debido a que se ha demostrado resultados satisfactorios, se ha supuesto que independientemente del tamaño máximo de partícula del enrocado estudiado, las muestras a escalas menores, representan adecuadamente el comportamiento mecánico del enrocado de tamaño real.

3ro: Obtenidos los resultados de la aplicación de los enfoques empíricos y experimental en términos de esfuerzos normales, ambos deben compararse. La presente tesis recomienda dos formas de realizar la comparación; la primera, calculándose los factores de seguridad producto de una evaluación de estabilidad física, y segundo, determinándose las superficies de falla crítica. Respecto a este último, si el diseñador considera conveniente puede llevar a cabo un análisis de estabilidad mediante elementos finitos (FEM), es decir, aplicando la técnica de reducción de resistencia (SRM).

La secuencia de procedimientos sugeridos como parte del nuevo enfoque de caracterización de la resistencia al corte de enrocados, tiene la ventaja de considerar ambos enfoques (empírico y experimental) de forma racional. A pesar que con el presente análisis se puede determinar la relación o función empírica de mejor ajuste a los resultados de laboratorio, el autor considera más relevante, la obtención de un amplio rango de resultados que permitan al diseñador crear un juicio con base en una mayor variabilidad de parámetros. Lamentablemente no se han desarrollado relaciones empíricas que combinen en sus ecuaciones todas las variables que afectan la resistencia al corte de un enrocado, sin embargo, la suma de los existentes, puede involucrar la mayoría de estas variables.

Un flujograma que resume lo descrito en párrafos anteriores se muestra en la Figura N°7-1.

En las siguientes secciones se detalla la evaluación de estabilidad física (por LEM y FEM) de la presa CFRD caso de estudio, donde se ha considerado la verificación y aplicación del conjunto de procedimientos sugeridos en el enfoque actualizado de estimación de la resistencia al corte de enrocados.

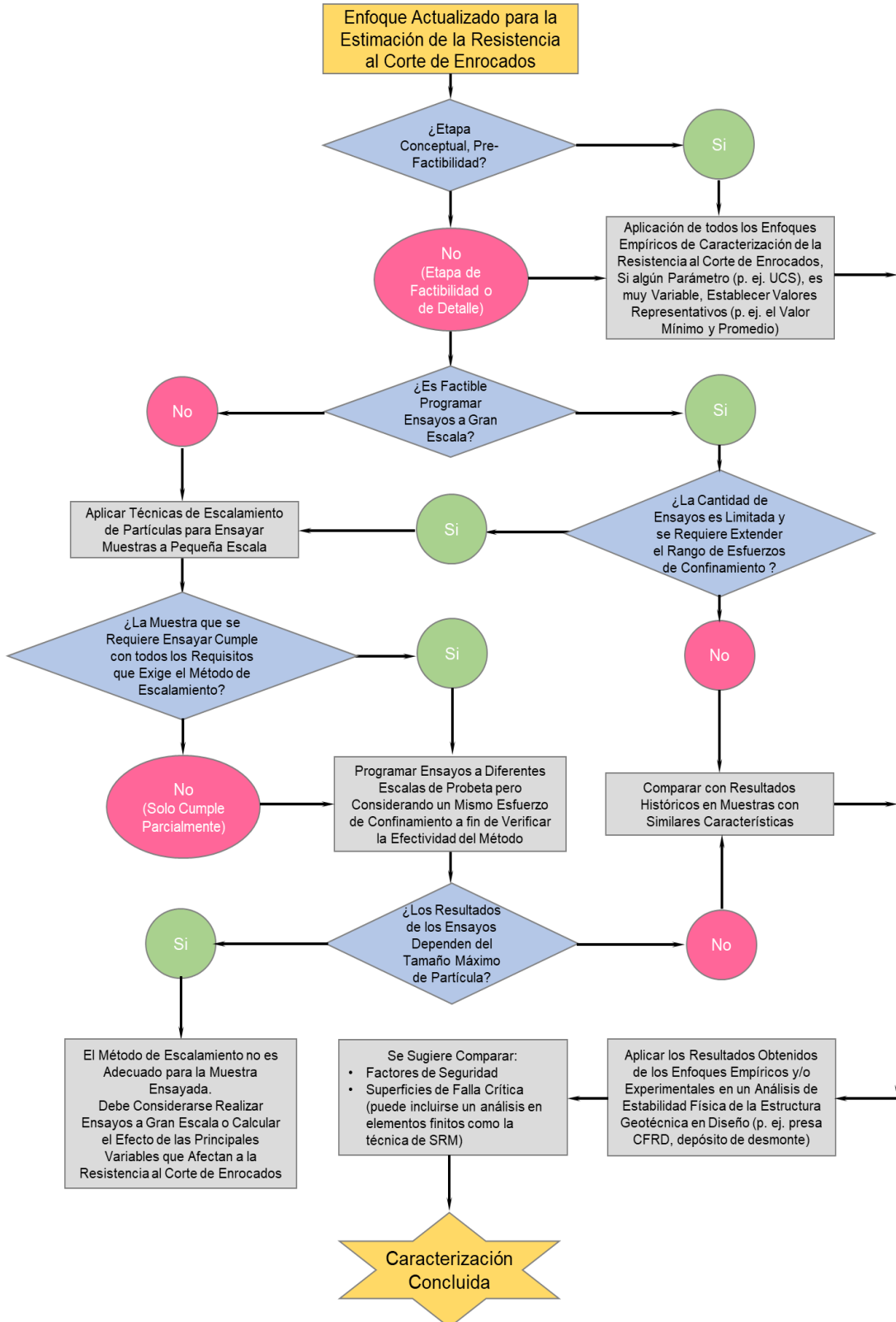


Figura N°7-1: Flujograma para la aplicación del enfoque actualizado de estimación de la resistencia al corte de enrocados

Fuente: Elaboración Propia

7.2. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA POR EQUILIBRIO LÍMITE

7.2.1. Aspectos Generales

7.2.1.1. Caracterización Geotécnica

Las propiedades geotécnicas de los materiales que conforman la presa CFRD caso de estudio se detalló en el Capítulo VI, un resumen de tales propiedades y parámetros geotécnicos se presenta en la Tabla N°7-1.

Tabla N°7-1: Propiedades y parámetros geotécnicos de los materiales para análisis de estabilidad de taludes por el método de equilibrio límite (LEM) y mediante el método de reducción de resistencia (SRM)

Material	Peso Unitario (kN/m ³)		SRM		LEM		k (m/s) ⁽⁷⁾
	Seco	Saturado	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	
Tipo 1	22,0	23,3	40,1	0	(1)	(1)	5E-7 ⁽⁷⁾
Tipo 2	21,6	23,3	38,8	0	(2)	(2)	6,7E-3
Tipo 3	22,0	23,8	(4)	0	(3)	(3)	5,0E-3
Relaves	15,4	19,9	34,9	0	34,9	0	2,0E-7
Basamento Rocosos Competente	24,4	25,4	31,5	265	(5)	(5)	1,9E-6
Basamento No Competente	23,1	24,6	17,5	125	(6)	(6)	6,9E-7
Brecha de Falla	20,0	21,0	35,0	0	35,0	0	1,2E-7

⁽¹⁾ Curva de resistencia al esfuerzo cortante en función al esfuerzo normal efectivo para material Tipo 1 $\tau = 1,651 \cdot \sigma_n^{0,912}$ (Figura N°6-28(d)).

⁽²⁾ Curva de resistencia al esfuerzo cortante en función al esfuerzo normal efectivo para material Tipo 2 $\tau = 1,745 \cdot \sigma_n^{0,899}$ (Figura N°6-27(d)).

⁽³⁾ Curva de resistencia al esfuerzo cortante en función al esfuerzo normal efectivo para material Tipo 3 Enfoque Empírico : $\tau = 2,059 \cdot \sigma_n^{0,8739}$ (Figura N°6-11(e)) / Enfoques Empíricos (Figura N°6-23).

⁽⁴⁾ Ángulo de fricción dependiente del estado de esfuerzos normales (Figura N°7-4).

⁽⁵⁾ Curva de resistencia al esfuerzo cortante en función al esfuerzo normal efectivo para Basamento Rocosos Competente (Figura N°6-7).

⁽⁶⁾ Curva de resistencia al esfuerzo cortante en función al esfuerzo normal efectivo para Basamento Rocosos No Competente (Figura N°6-7).

⁽⁷⁾ Conductividad hidráulica asignada considerando la presencia del curb de concreto de juntas no selladas.

k: Conductividad hidráulica.

Fuente: Elaboración Propia

7.2.1.2. Metodología y Criterios de Análisis

El análisis se llevó a cabo mediante el método de Spencer (Spencer, 1967), que satisface la condición de equilibrio de fuerza y de momento. Se empleó el programa computacional Slide V.6 (Rocscience Inc.) el cual realiza iteraciones a través de varias superficies de falla para determinar la superficie con el mínimo factor de seguridad, definido como la superficie crítica. El análisis ha considerado la existencia del nivel freático y parámetros de resistencia en esfuerzos efectivos de acuerdo a la caracterización geotécnica.

En cuando a los criterios de análisis, estos fueron presentados en la Tabla N°5-3, donde se ha indicado que los valores mínimos aceptables para un análisis estático y pseudoestático son respectivamente, 1,5 y 1,0.

7.2.1.3. Sección de Análisis

Como se describió en el apartado 6.1.3, la configuración geométrica de la presa CFRD caso de estudio tiene pendientes de diseño 1,33H:1V y 1,4H:1V para el talud aguas arriba, y de 1,5H:1V para el talud aguas abajo de la presa de relaves. Se analizó una sección representativa denominada Sección A-A', que representa la sección más crítica debido a que se alcanza la máxima altura de la presa (174,5 m, aproximadamente), medida desde la superficie de fundación hasta la cresta de la presa (eje central). Las Figuras N°7-2 y N°7-3 muestran respectivamente la vista en planta y la sección transversal A-A', utilizada en el análisis de estabilidad física y de infiltración.

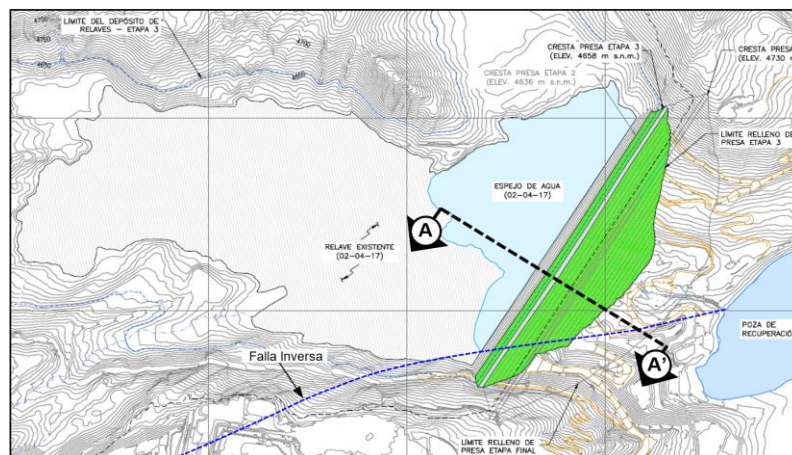


Figura N°7-2: Vista en planta de la sección de análisis A-A'

Fuente: Elaboración Propia

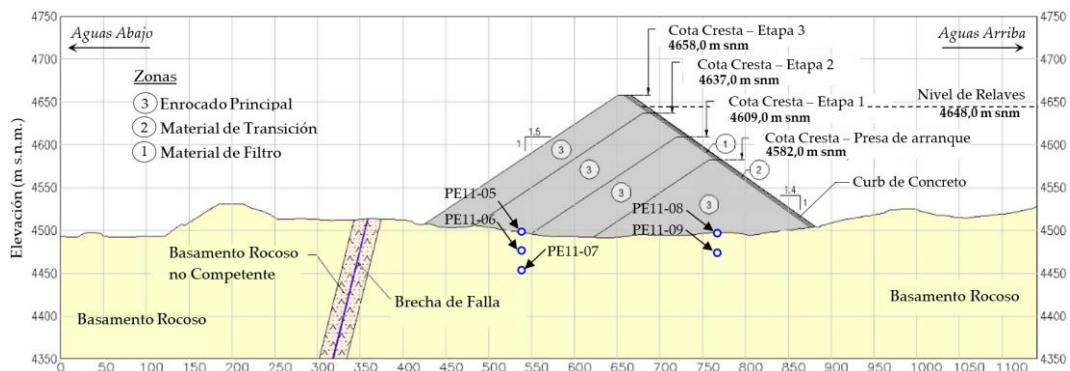


Figura N°7-3: Vista en perfil de la sección de análisis A-A'

Fuente: Elaboración Propia

7.2.2. Análisis de Infiltración

El análisis de filtraciones para el final de depositación de relaves de la presa CFRD caso de estudio se realizó mediante un modelo bidimensional de elementos finitos que toma en cuenta el efecto de la presión de poros, empleándose el programa Slide V.6 (Rocscience Inc.) y PLAXIS 2D V.2010, pudiéndose considerar permeabilidades en condición saturada para los materiales.

Para el análisis se consideró la geometría de la presa presentada en la Figuras N°7-3 (Slide) y N°7-5 (Plaxis); así como los parámetros de conductividad hidráulica de los materiales resumidos en la Tabla N°7-1. Asimismo, se aplicaron condiciones de contorno de carga hidráulica constante, aguas arriba y aguas abajo de la presa, considerando un borde libre de 10 metros en la zona aguas arriba de la presa, en secciones lo suficientemente alejadas de la zona central del modelo.

Adicionalmente se verificó el nivel freático en el cuerpo de la presa con los datos de monitoreo geotécnico de los piezómetros instalados en la presa: PE11-05, PE11-06, PE11-07, PE11-08 y PE11-09. Las cotas de instalación se muestran en la Figura N°7-3 y los niveles registrados se presentan a continuación:

- Piezómetro PE11-05: 4 501,77 m s.n.m.
- Piezómetro PE11-06: 4 498,65 m s.n.m.
- Piezómetro PE11-07: 4 509,68 m s.n.m.
- Piezómetro PE11-08: 4 494,94 m s.n.m.
- Piezómetro PE11-09: 4 494,63 m s.n.m.

En la Figura N°7-7 se muestra las superficies de nivel freático obtenidas de la presente evaluación (tanto mediante Slide y Plaxis). Donde se puede notar una buena coincidencia con los registros piezómetros.

7.2.3. Análisis de Estabilidad Pseudo-Estático

Las condiciones de carga sísmica fueron simuladas mediante un método pseudo-estático, procedimiento comúnmente utilizado para aplicar cargas sísmicas equivalentes en estructuras de tierra y/o enrocado. En un evento sísmico, la

aceleración pico durará sólo una fracción de segundo. Las aceleraciones producidas por eventos sísmicos rápidamente invierten el movimiento y generalmente tienden a llegar a una aceleración pico que decae a aceleraciones menores. En consecuencia, el tiempo que una masa es realmente sometida a una aceleración unidireccional sísmica máxima es finita, y no constante. Los análisis pseudo-estáticos conservativamente modelan los eventos sísmicos, como una aceleración constante y en una misma dirección, es decir, un pulso infinitamente largo. Es habitual tomar solo una fracción de la máxima aceleración de diseño previsto cuando se modelan eventos sísmicos usando análisis pseudo-estáticos, esta fracción varía entre 1/2 y 2/3.

De acuerdo a un estudio de peligro sísmico llevado a cabo para la zona del proyecto, el valor del PGA correspondiente al Sismo Máximo Creíble (MCE, siglas en inglés), corresponde al valor de 0,43 g. Por lo que, para los análisis efectuados para la presa CFRD caso de estudio se ha considerado un coeficiente sísmico de 0,215 g (1/2 del PGA). Por otro lado, según lo descrito en el apartado 2.6.5, una consideración para los análisis pseudo-estáticos, es la caracterización de resistencia “pseudo-estática” de los materiales, para el caso de la presa de enrocado (principalmente denso/dilatativo) se debería usar resistencias drenadas sin ninguna reducción de resistencia así como con una reducción de 0,8 (en la $\tan(\phi)$). Los análisis mostrados en la presente tesis muestran los resultados para el primero (sin ninguna reducción de la resistencia).

7.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA POR ELEMENTOS FINITOS (MÉTODO DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA-SRM)

Con la finalidad de reflejar la variación del ángulo de fricción interna en función al esfuerzo normal (σ'_n), de acuerdo a la ecuación presentada para el material Tipo 3 en la Figura N°6-11(e), se realizó una sectorización de la sección crítica A-A' en función estado de esfuerzos normales, como se muestra en Figura N°7-20.

Se consideró este procedimiento dado que, a elevados esfuerzos normales, el comportamiento del enrocado es altamente no-lineal, por lo que la resistencia (denotada por el ángulo de fricción) varía significativamente. Además, Plaxis no permite la caracterización de los geomateriales mediante relaciones de la forma $\tau = a \cdot \sigma_n^b$.

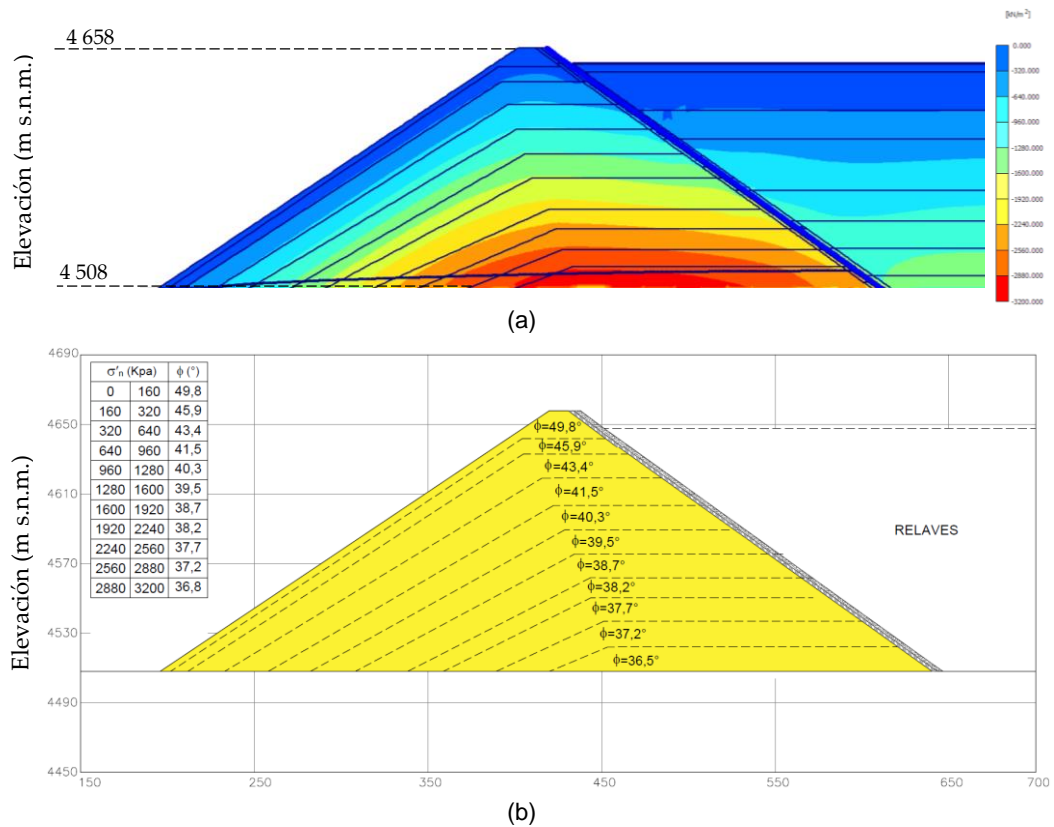


Figura N°7-4: (a) Variación del estado de esfuerzos normales en la presa CFRD caso de estudio, (b) Ángulo de fricción en función del estado de esfuerzos normales

Fuente: Elaboración Propia

Con base en la sectorización mostrada en la Figura N°7-4, se llevó a cabo un análisis de estabilidad de taludes por elementos finitos. El análisis se desarrolló mediante el programa geotécnico PLAXIS 2D V.2010, el modelo numérico presentó 24 053 nudos y consideró elementos triangulares de 15 nudos, como se muestra en la Figura N°7-5. Asimismo, a fin de evitar efectos por la superficie irregular de la fundación de la presa, el modelo geotécnico simplificó el relieve de fundación como horizontal.

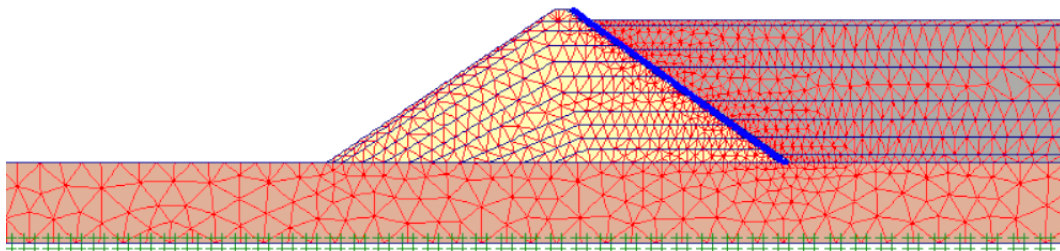


Figura N°7-5: Malla de elementos triangulares del modelo numérico

Fuente: Elaboración Propia

En cuanto a la caracterización geotécnica, se consideraron los parámetros resumidos en la Tabla N°7-1. Asimismo, según lo expuesto en el apartado 2.6.4, el análisis por FEM ha considerado un mecanismo de falla para una regla de flujo asociada (es decir, $\psi=\phi$).

7.4. RESULTADOS

En esta sección se presenta los resultados en términos de factores de seguridad obtenidos de los análisis de estabilidad física por equilibrio límite (LEM) considerando la aplicación de cada una de las envolventes de resistencia al corte mostrados en la Figura N°6-23. Asimismo, se indica el resultado obtenido mediante el método de elementos finitos (método de reducción de resistencia). Este último se presenta ilustrativamente en la Figura N°7-6.

Los análisis independientes de estabilidad física (por LEM) se presentan adjuntos en el Anexo C.

La Tabla N°7-2 resume los factores de seguridad determinados para las condiciones estáticas y pseudo-estáticas (ver apartado 7.2.3), considerando la posición del nivel freático en el cuerpo de la presa de acuerdo al análisis de infiltración (ver apartado 7.2.2).

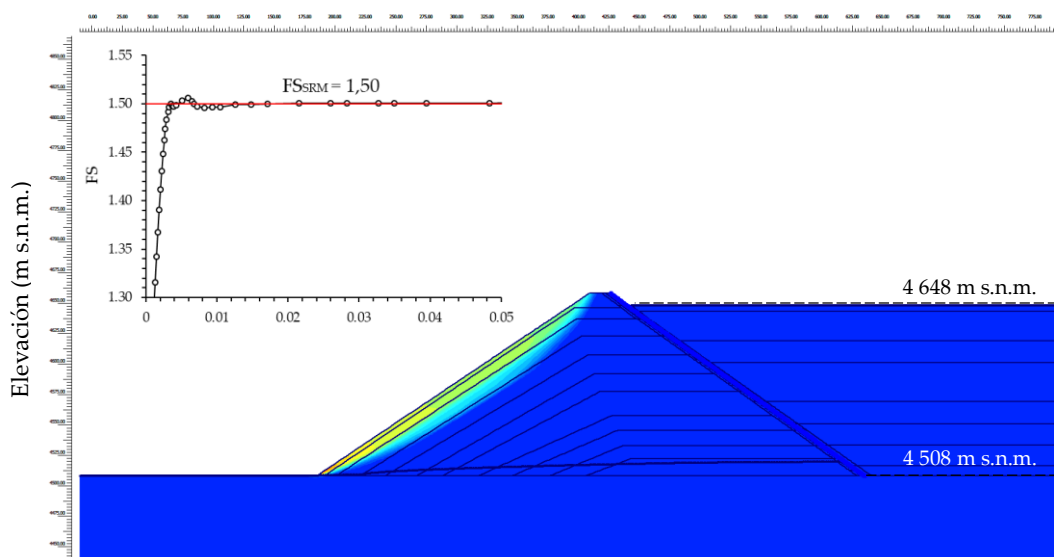


Figura N°7-6: Determinación del FS mediante SRM

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°7-2: Resultados de factores de seguridad estáticos y pseudo-estáticos obtenidos por el método de equilibrio límite (LEM) y mediante el método de reducción de resistencia (SRM)

Método	Envolvente de Resistencia al Corte	Factor de Seguridad		
		Estático	Pseudo-estático	Mínimo Requerido
Equilibrio Límite (LEM)	Enfoque Experimental	1,57	1,05	Estático / Pseudo-estático 1,5 / 1,0 (ver apartado 5.1.4)
	Leps (1970) / <i>Average Rockfill</i>	1,51	1,00	
	Leps basado en el origen litológico (elaboración propia)	1,55	1,03	
	Barton & Kjærnsli (1981) UCS = 40 MPa	1,55	1,05	
	Barton & Kjærnsli (1981) UCS = 98,8 MPa	1,77	1,20	
	Douglas (2002) Primer Enfoque UCS = 40 MPa	1,50	1,02	
	Douglas (2002) Primer Enfoque UCS = 98,8 MPa	1,52	1,03	
	Douglas (2002) Segundo Enfoque	1,61	1,07	
Método de Reducción de Resistencia (SRM)	-	1,50	1,01	

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados de los factores de seguridad presentados en la Tabla N°7-3 son mayores a los mínimos requeridos. Por lo tanto, se concluye que el diseño de la presa CFRD caso de estudio se considera estable bajo las condiciones analizadas.

Un análisis comparativo de las superficies de falla crítica y factores de seguridad estáticos obtenidos se muestra en la Figura N°7-7.

De la Figura N°7-7 puede notarse que mediante LEM se ha desarrollado principalmente tres mecanismos de falla circular. A pesar que la mayoría de los enfoques empíricos no reproducen el *1er mecanismo de falla* (correspondiente al enfoque experimental), gran parte de estos presentan un buen ajuste. Asimismo, si se compara las superficies de falla obtenidas por LEM y FEM (*4to mecanismo*), puede notarse que existe buena coincidencia.

Por otro lado, si se comparan los factores de seguridad, los cuales bajo cargas estáticas oscilan entre 1,50 a 1,61 (sin considerar lo obtenido mediante Barton & Kjærnsli (1981) para UCS = 98,8 MPa, por estar muy alejado de la tendencia),

puede notarse que mediante la aplicación de los enfoques de Leps basado en el origen litológico, Barton & Kjærnsli (1981) para UCS = 40,0 MPa y Douglas (2002) segundo enfoque, se obtienen los resultados con mejor ajuste al valor obtenido del enfoque experimental (FS = 1,57). Sin embargo, solo la metodología de Barton & Kjærnsli (1981) para UCS = 40,0 MPa, se ajusta tanto en el valor del factor de seguridad y superficie de falla crítica.

Cabe mencionar con base en los resultados obtenidos, que el método empírico tradicional de mayor aplicación, es decir, Leps (1970), representa un enfoque conservador, que además no logra capturar el mecanismo de falla obtenido para un enfoque experimental.

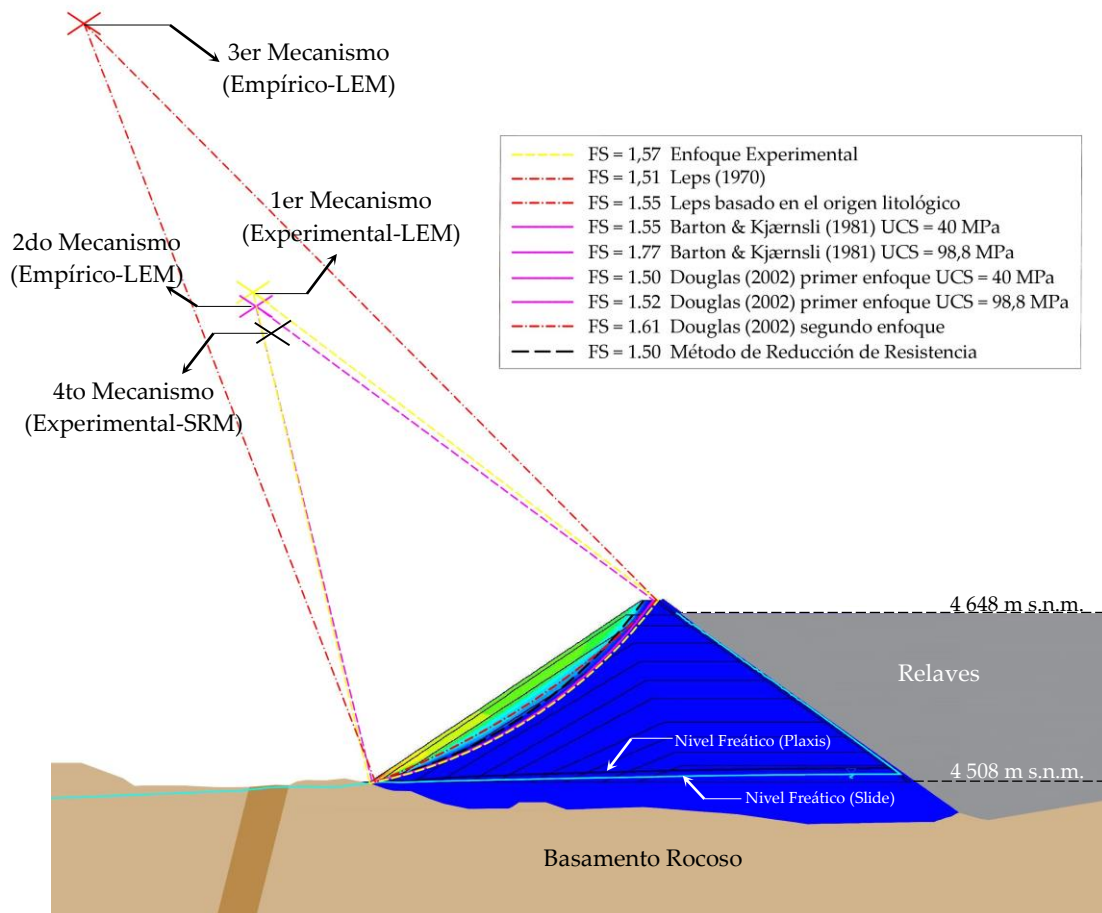


Figura N°7-7: Comparación de los factores de seguridad y superficies de falla crítica de los enfoques empíricos y experimentales

Fuente: Elaboración Propia

CONCLUSIONES

Con base en los análisis y revisión bibliográfica acerca de la caracterización de la resistencia al corte de enrocados detallado en los acápite anteriores, se ha concluido lo siguiente:

- Se ha verificado que las metodologías empíricas del estado de arte acerca de la caracterización de la resistencia al corte de enrocados, tales como: Leps (1970), Douglas (2002) y Barton & Kjærnsli (1981), otorgan resultados satisfactorios y compatibles con los resultados de ensayos triaxiales a gran escala ejecutados como parte del diseño de la presa CFRD del caso de estudio. Asimismo, entre estos métodos empíricos, destaca la relación de Barton & Kjærnsli (1981) que otorga el menor margen de error tanto en la determinación del factor de seguridad y superficie de falla crítica en un análisis de estabilidad física. Esta conclusión, debe alentar a los diseñadores a tomar en cuenta otras relaciones empíricas que vayan más allá de la simple aplicación del método de Leps (1970), dado que, además de ofrecer una guía limitada sobre cómo involucrar los factores que influyen en la resistencia al corte de enrocados, otorga resultados muy conservadores en términos de factores de seguridad, además que no logra capturar el mecanismo de falla obtenido mediante un enfoque experimental.
- Entendiéndose la gran popularidad de la aplicación del método de Leps (1970) para la caracterización de la resistencia al corte de enrocados, se ha considerado útil proponer una actualización de dicho método añadiendo una nueva variable denominada “origen litológico de las partículas de enrocado”, donde se han desarrollado 11 ábacos que incluyen límites de resistencia al corte de enrocados de presas. El nuevo enfoque fue aplicado en la caracterización de la resistencia al corte del enrocado de caliza de la presa CFRD caso de estudio. Los resultados determinados en términos de factores de seguridad, demostraron un mejor ajuste al enfoque experimental respecto al obtenido por la aplicación del método de Leps (1970).
- Considerando las diferencias entre los procedimientos constructivos de una presa, donde se efectúan procesos de compactación, y un depósito de desmonte, donde generalmente el material de enrocado se dispone en un

estado suelto o poco compacto, se ha propuesto un ábaco de caracterización de la resistencia al corte para enrocados que conforman depósitos de desmonte. El ábaco se basó en la agrupación de resultados históricos de pruebas triaxiales a gran escala efectuadas en enrocados de desmonte de mina. El procesamiento de dicha información permitió concluir que, a elevados esfuerzos normales (mayor a 1 MPa), la resistencia al corte de los enrocados de desmonte es ligeramente superior a los límites de resistencia propuestos por Leps (1970). Asimismo, a bajos esfuerzos normales, la resistencia debe ser limitada a un ángulo de fricción de 38° , que corresponde al valor máximo de resistencia típica de un enrocado de desmonte de mina en un estado suelto.

- De acuerdo a los resultados de los análisis de estabilidad física considerando la aplicación de los enfoques empíricos y experimentales, se ha determinado que bajo cargas estáticas los factores de seguridad oscilan entre 1,50 a 1,61 (sin considerar lo obtenido mediante Barton & Kjærnsli (1981) para UCS = 98,8 MPa debido a que está muy alejado de las tendencias); asimismo, considerando los resultados de los análisis pseudoestáticos, se han obtenido valores entre 1,00 a 1,07, lo que indicaría que la presa CFRD del caso de estudio es estable bajo los criterios analizados.
- Con base en un análisis de los efectos de los principales factores que afectan la resistencia al corte de enrocados, se ha demostrado que un aumento de los esfuerzos de confinamiento afecta negativamente en la resistencia al corte de los enrocados, en contraste con el incremento de la densidad, resistencia de las partículas, rugosidad y coeficiente de uniformidad que incrementan la resistencia. Sin embargo, para el caso del análisis de otras variables como el tamaño máximo y la angularidad de las partículas no existe un consenso único entre los investigadores.
- Basados en la revisión bibliográfica acerca de los enfoques experimentales para la determinación de la resistencia al corte de enrocados, en particular del método denominado granulometrías paralelas, se ha observado que solo se ha demostrado su efectividad en materiales fluviales, balastos y calizas, por lo que, su extensión a otros tipos de materiales debe incluir, además de la verificación de los requisitos de la metodología, una verificación de su efectividad mediante

pruebas de laboratorio. Este aspecto es relevante, dado que se ha demostrado que en muestras sin paralelismo perfecto y/o con partículas de diferentes resistencias, se obtienen resistencias al corte que pueden ser muy conservadores e incluso poco conservadores. En general, los enrocados que conforman presas, pueden resultar potencialmente más aptos para la aplicación de la metodología de curvas paralelas, en contraste con los depósitos de desmonte de mina, donde el control de la calidad es mínimo y existe mezcla de enrocados de diferentes durezas y litologías que dificultan el cumplimiento de los requisitos de la metodología en mención.

- De acuerdo al análisis comparativo de los resultados de ensayos triaxiales en dos muestras de enrocado de caliza de diferente tamaño máximo de partícula (2" y 8"), se ha demostrado que es factible obtener los parámetros de resistencia al corte aplicando la metodología de granulometrías paralelas. Sin embargo, los parámetros elásticos obtenidos con muestras a pequeña escala ($T_{máx} 2''$) son sobreestimados. Estos resultados deben alertar a los diseñadores a tomar en cuenta que, el cálculo de deformaciones estáticas mediante análisis numéricos basadas en resultados de ensayos de laboratorio en muestras a pequeña escala, pueden ser subestimados; en otras palabras, se pueden obtener menores deformaciones a los que en realidad puede desarrollar una estructura conformada por enrocados.
- Basados en el análisis de rotura de partículas, se ha determinado de acuerdo al enfoque de Marsal, que el enrocado de caliza presenta un nivel alto de rotura de partículas ($B_g > 10\%$), asimismo, de acuerdo al enfoque reciente de Konrad & Salami (2018), se ha estimado que dicho enrocado presenta un rango remanente para desarrollar rotura de partículas el cual está limitado hasta la aplicación de una carga equivalente de 19 MPa.

RECOMENDACIONES

- Dado que no se han desarrollado relaciones empíricas que combinen en sus ecuaciones todas las variables que afectan la resistencia al corte de un enrocado, se recomienda aplicar la mayoría de las metodologías empíricas disponibles a fin de involucrar el mayor número de las variables.
- Debido a la gran variabilidad de algunas propiedades geomecánicas de un enrocado, por ejemplo, la resistencia a la compresión uniaxial de las partículas, se recomienda aplicar las metodologías empíricas considerando al menos dos valores representativos, en el caso de la presente investigación se consideró el valor mínimo y promedio. Evidentemente, si la caracterización se desarrolla a una etapa conceptual, pre-factibilidad o incluso factibilidad, donde no se cuentan con ensayos de laboratorio, debe estimarse y considerarse un mayor rango de valores de UCS, a fin de medir la sensibilidad de este parámetro.
- Dependiendo de la etapa de desarrollo de un determinado proyecto, es decir, factibilidad o ingeniería de detalle, donde son requeridos ensayos de laboratorio, se recomienda programar un conjunto de ensayos que abarquen el mayor rango de esfuerzos de confinamiento que sean posibles, si no es factible ejecutar ensayos en equipos de gran escala, pueden aplicarse metodologías de escalamiento de partículas (p.ej. curvas homotéticas), siempre y cuando los requisitos que exigen dichos métodos sean satisfechos (ver Tablas N°3-1 y N°3-2), sin embargo, aun cuando se cumplan la totalidad o la mayoría de los requisitos, se recomienda fuertemente verificar que las propiedades geomecánicas (particularmente el ángulo de fricción y módulo de elasticidad) de una muestra de mayor tamaño sea exitosamente representada por otra de menor escala.
- Se recomienda comparar los resultados obtenidos de las pruebas triaxiales de un determinado enrocado, con los resultados históricos en muestras con similares características litológicas, para esta tarea, se sugiere referirse a los apartados 4.2 y 5.2.2.3.
- En el caso que se haya demostrado que la aplicación de algún método de escalamiento de partículas no es adecuada para una determinada muestra de

enrocado, se recomienda evaluar el efecto de las principales variables que afectan la resistencia al corte de enrocados; y si es factible, se deben preferir llevar a cabo pruebas triaxiales a gran escala.

- Debido a que el análisis de estabilidad física mediante el método de elementos finitos (FEM) con la técnica de reducción de resistencia (SRM) en Plaxis 2D V.2010., requiere de un proceso de sectorización según la variación de los esfuerzos normales, se sugiere, como una efectiva alternativa, considerar el método de equilibrio límite (LEM), dado que se ha demostrado que los resultados obtenidos con FEM son susceptibles al grado de sectorización de los materiales.
- Para el desarrollo de análisis de infiltraciones, se recomienda, si es necesario, calibrar los parámetros de conductividad hidráulica a fin de ajustar la superficie freática a las lecturas de los niveles piezométricos.
- Como parte de la rutina de la ingeniería práctica en la caracterización de enrocados, se recomienda evaluar la rotura de partículas. Un marco teórico clásico en esta tarea, consiste en la obtención del parámetro de Marsal, sin embargo, se sugiere aplicar un enfoque más reciente desarrollado por Konrad & Salami (2018), que permite ilustrar el potencial de rotura de partículas que puede alcanzar un determinado enrocado.
- Se recomienda, en la medida que sea factible, llevar a cabo dos ensayos triaxiales bajo las mismas condiciones de carga, densidad, similares características granulométricas y con un mismo proceso de preparación de muestra, a fin de evaluar el efecto de la repetibilidad de ensayos.

BILIOGRAFÍA

Al-Hussaini, Mosaid. (1983) "Effect of particle size and strain conditions on the strength of crushed basalt", Canadian Geotechnical Journal, 20(4): 706-717.

Anagnosti, P. and Popovic, M. (1982) "Evaluation of shear strength for coarse-grained granular materials", Fourteenth Congress on Large Dams, Rio de Janeiro, ICOLD. Vol. Q55 pp. 753-767.

Assaad, A. & Masad, E. (2004) "Analysis of factors influencing the shear deformation of granular materials", Geotechnical Testing Journal, Volume 27, Issue 5, pp. 1-7.

Bard E., Campaña J., Anabalón Ma E. (2007) "Waste rock behaviour under high pressures", XIII Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Venezuela.

Bareither, C., Benson, C., Edil, T. (2008) "Comparison of shear strength of sand backfills measured in small scale and large scale direct shear tests", Canadian Geotechnical Journal.

Barton, N. & Kjaernsli, B. (1981) "Shear strength of rockfill", Journal of Geotechnical Engineering Div. ASCE, Vol. 107, No. 7, pp. 873 - 891.

Barton, N. (2014) "Non-linear shear strength for rock, rock joints, rockfill and interfaces", Sexta Conferencia Raúl J. Marsal, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C.

Becker, E., Chan, C. K. & Seed, H. B. (1972) "Strength and deformation characteristics of rockfill materials in plane strain and triaxial compression tests", Report No. TE-72.3, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley.

Bishop, A.W. (1955) "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes", Géotechnique 5, 7-17.

Bray, J.D. and Travasarou, T. (2007) "Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deviatoric Slope Displacement", J. of Geotech. & Geoenviron. Engrg., ASCE, Vol. 133(4), 381-392.

Bray, J.D. and Travasarou, T. (2009) "Pseudostatic Coefficient for Use in Simplified Seismic Slope Stability Evaluation", *J. of Geotechnical and Geoenv. Engineering*, ASCE, 135(9), 1336-1340.

Bray, J.D., Macedo, J. and Travasarou, T. (2017) "Simplified Procedure for Estimating Seismic Slope Displacements for Subduction Zone Earthquakes", *Journal of Geotechnical and Geoenv. Engineering*, ASCE.

Breitenbach, A.J. (1993) "Rockfill placement and compaction guidelines", *Geotechnical Testing Journal*, pp 76-84.

Cambio & Ge, (2007) "Effects of parallel gradation on strength properties of ballast materials", *Advances in Measurement and Modeling of Soil Behavior*, Denver USA.

CDA (2014) "Dam Safety Guidelines – 2014", Canadian Dam Association, pp.70 - 71.

Charles, J.A. and Watts, K.S. (1980) "The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill", *Géotechnique* 30(4): 353–367.

Chávez, C. (1996) "Rotura de partículas en materiales granulares", Tesis de Maestría, Universidad Autónoma de Chihuahua, México.

Cheng, Y.M, Lau, C.K (2008) "Slope stability analysis and stabilization – New Methods and Insight", Routledge, pp. 138 – 154.

Cho, G.C, Dodds, J., and Santamarina, J.C. (2006) "Particle shape effects on packing density, stiffness, and strength: Natural and crushed sands", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 591-602.

CISMID (2018) Laboratorio geotécnico del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres, UNI-FIC, Lima, Perú.

Contreras, L. (2011) "Comportamiento friccionante de materiales granulares gruesos", Tesis de Magister en Ciencias de la Ingeniería, Universidad de Chile.

Cunning, J., and Hawley, M. (2017) "Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design", Ed. By Csiro Publishing, Australia.

De La Hoz, K. (2007) "Estimación de los parámetros de resistencia al corte en suelos granulares gruesos", Tesis de Magíster en Ciencias, Universidad de Chile.

De Mello, V. (1977) "Reflection on design decisions of practical significance to embankment Dams", *Géotechnique*, 27(3):279-355.

Diaz, D.F. (2014) "Validación de un modelo numérico de diseño de presas de enrocado con cara de concreto a partir de la instrumentación geotécnica caso Ponce III", Tesis de Magíster en Ingeniería Geotécnica, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá.

Donaghe, R. T. y Torrey, V. H. (1979) "Scalping and replacement effects on strength parameters of earth-rock mixtures", *Proc. Conf. on Design Parameters in Geotechnical Engineering*, London, vol.2, pp.29-34.

Dorador, L. (2010) "Análisis experimental de las metodologías de curvas homotéticas y corte en la evaluación de propiedades geotécnicas de suelos", Tesis de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, Universidad de Chile.

Douglas, K.D, (2002) "The shear strength of rock masses". PhD Thesis. School of Civil and Environmental Engineering, The University of New South Wales, Sydney.

Duncan, J. & Wright, S. (2005) "Soil strength and slope stability", Wiley, New Jersey, USA.

Fell, R., McGregor, P., Stapledon, D., & Bell, G. (2015) "Geotechnical engineering of dams", London, Great Britain: Taylor & Francis Group.

Fellenius, W. (1936) "Calculation of the stability of earth dams, Transactions of the 2nd Congress on Large Dams", International Commission on Large Dams of the World Power Conference, Vol. 4, pp. 445–462.

Fragaszy, R.J., Su, J., Siddiqi, F. H. and Ho, C. (1992) "Modeling strength sandy gravel". *Journal of Geotechnical Engineering*, 118(6):920-935.

Gesche, R., (2002) "Metodología de evaluación de parámetros de resistencia al corte de suelos granulares gruesos", Tesis de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Chile.

Gratwick, C., P. Johannesson, S. Tohlang, T. Tente, and N. Monpathi (2000) "Mohale dam, Lesotho", In CIGB-ICOLD (Ed.), Proceedings of the International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams, pp. 257-272.

Hall, E.B., & Gordon B.B. (1963) "Triaxial testing with large-scale high pressure equipment". ASTM, STP 361, pp. 315 - 328.

Hammah, R., Yacoub, T. and Corkum, B. (2005) "The Shear Strength Reduction Method for the Generalized Hoek-Brown Criterion", in 40th U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS): Rock Mechanics for Energy, Mineral and Infrastructure Development in the Northern Regions, Anchorage, Alaska.

Hardin, B. O. (1985) "Crushing of soil particles". ASCE Journal of Geotechnical Geoenvironment Engineering 111, N° 10, pp. 1177 - 1 192.

Hu, W., Dano, C., Hicher, P.Y., Le Touzo, J.Y., Derkx, F., Merliot, E. (2011) "Effect of sample size on the behavior of granular materials". Geotech. Test. J. 34(3).

Hynes-Griffin, M. E., and Franklin, A. G., (1984). "Rationalizing the Seismic Coefficient Method", Miscellaneous Paper GL-84-13, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

ICOLD (2010) "Concrete face rockfill dams: Concepts for design and construction", Bulletin N°141.

IDIEM (2018) Investigación, Desarrollo e Innovación de Estructuras y Materiales, Santiago de Chile, Chile.

Indraratna, B., Wijewardena, L., Balasubramaniam, A. (1993) "Large-scale triaxial testing of greywacke rockfill", Géotechnique 43(1), pp. 539-543.

Indraratna, B., Ionescu, D. & Christie, H. D. (1998) "Shear behaviour of railway ballast based on large-scale triaxial test", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(5), pp.439 - 449.

Janbu, N. (1973) "Soil compressibility as determined by odometer and triaxial test", European Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Wiesbaden, Germany Vol. 1, pp. 19 - 25.

Jernigan, R.L., (1998) "The Physical Modeling of Soils Containing Oversized Particles", PhD Thesis. Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado at Boulder.

Kemeny, J., Devgan, A., Hagaman, R., Wu, X. (1993) "Analysis of rock fragmentation using digital image processing", Journal of Geotechnical Engineering 119, 1144-1160.

Koerner, Robert M. (1970) "Effect of particle characteristics on soil strength", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 96(4):1221-1234.

Konrad, J.M., and Salami, Y. (2018) "Particle breakage in granular materials a conceptual framework", Canadian Geotechnical Journal, 55(5): 710–719.

Lee K.L., Farhoomand I. (1967) "Compressibility and crushing of granular soil in anisotropic triaxial compression", Canadian Geotechnical Journal, vol.4, no. 1, pp. 68-100.

Leps, T.M. (1970) "Review of shearing strength of rockfill", ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 96 (SM4), pp. 1159-1170.

Linero, S., Palma, C., Apablaza, R. (2007) "Geotechnical characterization of waste material in very high dumps with large scale triaxial testing", Proceedings of International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering, Perth, Australia, pp 59-75.

Linero, S., Palma, C., Vergara, C. (2008) "Caracterización geotécnica de materiales constitutivos de los depósitos de lastre de División Andina", Codelco División Andina, SRK Consulting Chile S.A., Santiago de Chile, Chile.

Lino, E. (2016) "Análisis dinámico por elementos finitos de un depósito de desmonte mediante la aplicación del modelo constitutivo HS Small", Tesis de Grado, UNI-FIC, Lima, Perú.

Lo, K.Y., Roy, M. (1973) "Response of particulate materials at high pressures", Soils Found, 13(1), 61-76.

Lombardi, L. (2008) "Algunas trampas en el diseño y en la construcción de presas", VIII Jornadas Españolas de Presas, Córdoba 26-27 de noviembre, Comité Español de Grandes Presas.

Lowe, J. (1964) "Shear strength of coarse embankment dam materials", Proc. 8th Congress on Large Dams, Vol. 3, pp 745 - 761.

Ma, H., Chi, F. (2016) "Technical progress on researches for the safety of high concrete-faced rockfill dams", engineering, journal of the Chinese Academy of Engineering.

Maerz, N. H. (1998) "Aggregate sizing and shape Determination using digital image processing". Center for Aggregates Research (ICAR) Sixth Annual Symposium Proceedings, pp. 195-203.

Maerz, N. H., Palangio, T. C., and Franklin, J. A. (1996) "WipFrag image based granulometry system". Proceedings of the FRAGBLAST 5 Workshop on Measurement of Blast Fragmentation, Montreal, Quebec, Canada. Franklin, J. A, and Katsabanis, T., (ed.). A. A. Balkema, pp. 91-99.

Marachi, N.D., Chan, C.K., Seed, H.B., Duncan, J.M. (1969) "Strength and deformation characteristics of rockfills materials", Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, Report No. TE-69-5.

Marachi, D., Chan, C. & Seed, H. (1972) "Evaluation of properties of rockfill materials", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 98, No. 1, pp. 95 - 114.

Marcuson, W. F. I. and Curro, J. R. (1981) "Field and laboratory determination of soil moduli", Journal of the Geotechnical Engineering Division 107(GT10): 1269-1291

Marcuson, W. F. and Franklin, A. G. (1983) "Seismic design, analysis, and remedial measures to improve the stability of existing earth dams – Corps of Engineers approach", Seismic Design of Embankment and Caverns, pp. 65-78.

Marsal, R., Moreno, E., Nuñez, A., Moreno, R. (1965) "Research on the behaviour of granular materials and rockfill samples", Research report, Comisión Federal de Electricidad de México.

Marsal, R. (1967) "Large scale testing of rockfill materials", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 93, No. 2, pp. 27 - 43.

Marsal, R. (1973) "Mechanical properties of rockfill dams", Ed. Hirschfeld, R. y Poulos, S., Embankment-dam engineering: Casagrande Volumen, New York, Wiley, 454 p.

Mitchell, J. K. (1993) "Fundamentals of soil behaviour", Second Edition, John Wiley & Sons, Inc., New York.

Morgenstern, N.R., Price, V.E. (1965) "The analysis of stability of general slip surface", Geotechnique, 15(1), 79-93.

Negrón, J.R. (2015) "Análisis de respuesta sísmica y cálculo de desplazamientos permanentes inducidos por sismo en una pila de lixiviación", Tesis de Grado, UNIFIC, Lima, Perú.

Newmark, N. M. (1965) "Effects of earthquakes on dams and embankments", Géotechnique, 15(2), June, 139–160.

Ovalle, C., Bard, E., Dorador, L., De la Hoz, K., Dano, C., Campaña, J., Palma, C., Hicher, P., Acuña, G. (2014) "Una revisión de ensayos triaxiales en suelos gruesos y enrocados", VIII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica, Chile.

Palma C. (2009) "Caracterización geotécnica de materiales de lastre en botaderos de gran altura mediante ensayos triaxiales y edométricos de gran tamaño", III Conferencia Sudamericana de Ingenieros Geotécnicos, Córdoba, Argentina.

PLAXIS 2D V.2010 Geotechnical Finite Element Software.

Pritchard, S. (2008) "Taking the empirical approach. International", Water Power and Dam Construction.

Riquelme y Dorador (2016) "Estudio de correlaciones para densidad relativa y resistencia al corte de suelos granulares gruesos", Santiago de Chile, Chile.

Rocscience (2010) Software SLIDE V.6.

Rodríguez (2013) "Importance of the particle shape on mechanical properties of soil materials", Licentiate Thesis, Luleá University of Technology.

Rowe, P.W. (1962) "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact", Proceedings of the Royal Society of London, Series A, Mathematical and Physical Sciences, Vol. 269, N° 1339, pp. 500-527.

Sarac, Dz. and Popovic, M. (1985) "Shear strength of rockfill and slope stability", Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, pp. 641-645.

Seed, H. B. (1979) "Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams", Geotechnique 29(3), 215-263.

Segovia, W. (2012) "Determinación de parámetros de resistencia al corte empleando métodos alternativos en suelos con partículas mayores a 3" de diámetro", Tesis de Grado, UNI-FIC, Lima, Perú.

Sherard, J. L., and Cooke, J. B. (1987) "Concrete-face rockfill dam: I. Assessment", J. Geotech. Eng., 113(10), 1096-1112.

Schleifer, J., Tessier, B. (1996) "FRAGSCAN: A tool to measure fragmentation of blasted rock", In Proceedings of the FRAGBLAST 5, Workshop on Measurement of Blast Fragmentation, Montreal, pp. 73-78, A.A. Balkema, Rotterdam.

Siddiqi, F.H. (1984) "Strength evaluation of cohesionless soils with oversize particles", PhD thesis, University of California, Davis.

Siddiqi, F. H. y Fragaszy, R. J. (1991) "Strength evaluation of coarse grain dam material". IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Viña del Mar, Chile, pp 1293-1302.

Simoni, A., Houlsby, G.T. (2006) "The direct shear strength and dilatancy of sand-gravel mixtures", Geotechnical and Geological Engineering 24, pp. 523-549.

Small, A., Inparajah, D. (2018) "Pseudo-static stability analysis-part 1", Wood Presentation.

Spencer, E. (1967) "A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces", *Géotechnique*, 17(1), 11–26.

Sumi, E. (2017) "Análisis de estabilidad de una presa de enrocado de gran altura con pantalla de concreto", Tesis de Grado, UNI-FIC, Lima, Perú.

Swaisgood, J.T. (2003) "Embankment dam deformations caused by earthquakes", *Proceedings of the 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand National Society for Earthquake Engineers, Wellington.

Valenzuela L., Bard E., Campaña J., Anabalon M. (2008) "High waste rock dumps – challenges and developments", *First International Seminar on the Management of Rock Dumps, Stockpiles and Heap Leach Pads*, Australia.

Vallerga, B. A., Seed, H. B., Monismith, C. L. y Cooper, R. S. (1957) "Effect of shape size, and surface roughness of aggregate particles on the strength of granular materials. Road and paving materials", *2nd Pacific Area National Meeting*, Los Angeles, California.

Zeller, J. & Wullimann, D. (1957) "The shear strength of the shell materials for the Göschenenealp Dam, Switzerland", *4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Londres, Vol. 2, pp. 399-415.

ANEXOS

**Anexo A:
Certificados de Ensayos de Laboratorio**

**Material Tipo 1 - Material de Filtro
Material Tipo 2 - Material de Transición
Material Tipo 3 - Enrocado Principal
Relaves**



GOLDER ASSOCIATES PERÚ S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO (CD)

(ASTM D7181-11)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 13.05.2016
N° Solicitud: LGGA-SE-16-0012

N° Informe : E0391
N° Proyecto :
Sondaje : -
Muestra : AP-029-16E-Tipo 1
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS: SW-SM LL: NP LP: NP IP: NP
Observaciones: Remoldeado a la Densidad seca de 2.20 g/cm³ y 5.0% de humedad, según solicitud del cliente.
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.

ESPECIMEN 1

Parámetro B: 0.97

ETAPA DE CONSOLIDACIÓN

Presión de Celda: 941 kPa					Contrapresión: 538 kPa			
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3): 403 kPa								
	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Área (cm ²)	Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)	Relación de Vacíos	Saturación (%)	G. Específica Promedio
INICIAL	30.51	15.24	182.41	5.0	2.200	0.282	50.0	2.820
FINAL	30.02	14.99	176.52	7.5	2.310	0.221	95.1	

Nota: La altura y diámetro iniciales son medidos, todas las demás dimensiones son calculadas.

ETAPA DE CORTE

Razón de Deformación (%/min): 0.083		Esfuerzo Principal en la Falla (kPa)			
Deformación Axial en la Falla (%): 9.7		σ_1	σ_1'	σ_3	σ_3'
Criterios de Falla: Esfuerzo Desv. Máximo		2114	2109	403	398

Nota: Se aplicaron correcciones por membrana.

Deformación (%)	Esf. Desv. (kPa)	Def. Vol. (%)	σ_3 (kPa)	σ_1' (kPa)	p' (kPa)	q (kPa)	q/p'	Oblicuidad (σ_1'/σ_3')
0.00	1.23	0.00	402.65	403.88	403.26	0.61	0.00	1.00
0.05	1.30	0.00	402.61	403.91	403.26	0.65	0.00	1.00
0.10	47.40	0.00	402.61	450.01	426.31	23.70	0.06	1.12
0.15	133.71	-0.02	402.62	536.33	469.47	66.86	0.14	1.33
0.26	270.07	-0.06	402.42	672.49	537.46	135.04	0.25	1.67
0.51	497.37	-0.20	401.60	898.97	650.29	248.69	0.38	2.24
0.74	674.98	-0.35	400.97	1075.95	738.46	337.49	0.46	2.68
1.00	848.60	-0.49	403.10	1251.70	827.40	424.30	0.51	3.11
1.23	980.51	-0.61	402.32	1382.83	892.57	490.25	0.55	3.44
1.54	1130.98	-0.71	401.96	1532.94	967.45	565.49	0.58	3.81
1.74	1224.61	-0.82	403.81	1628.43	1016.12	612.31	0.60	4.03
2.05	1323.97	-0.89	404.21	1728.19	1066.20	661.99	0.62	4.28
2.55	1458.45	-1.01	415.91	1874.36	1145.13	729.23	0.64	4.51
3.06	1542.85	-1.08	402.95	1945.80	1174.37	771.43	0.66	4.83
3.47	1588.21	-1.14	405.52	1993.73	1199.63	794.11	0.66	4.92
3.98	1620.26	-1.17	402.31	2022.56	1212.43	810.13	0.67	5.03
4.49	1632.68	-1.19	402.70	2035.37	1219.03	816.34	0.67	5.05
5.00	1652.29	-1.20	403.41	2055.70	1229.56	826.15	0.67	5.10
6.12	1671.09	-1.20	399.55	2070.64	1235.09	835.55	0.68	5.18
7.13	1705.67	-1.20	399.15	2104.82	1251.99	852.84	0.68	5.27
8.15	1709.39	-1.21	399.19	2108.57	1253.88	854.69	0.68	5.28
9.16	1709.40	-1.22	398.52	2107.92	1253.22	854.70	0.68	5.29
10.18	1706.60	-1.24	398.84	2105.44	1252.14	853.30	0.68	5.28
10.94	1706.41	-1.26	397.35	2103.76	1250.55	853.20	0.68	5.29
11.96	1706.46	-1.29	397.33	2103.80	1250.56	853.23	0.68	5.29
12.98	1704.39	-1.32	395.35	2099.74	1247.54	852.19	0.68	5.31
13.99	1694.82	-1.35	395.34	2090.16	1242.75	847.41	0.68	5.29
15.01	1697.44	-1.39	395.52	2092.96	1244.24	848.72	0.68	5.29



GOLDER ASSOCIATES PERÚ S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO (CD)

(ASTM D7181-11)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 13.05.2016
N° Solicitud: LGGA-SE-16-0012

N° Informe : E0391
N° Proyecto :
Sondaje : -
Muestra : AP-029-16E-Tipo 1
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS: SW-SM LL: NP LP: NP IP: NP
Observaciones: Remoldeado a la Densidad seca de 2.20 g/cm³ y 5.0% de humedad, según solicitud del cliente.
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.

ESPECIMEN 2

Parámetro B: 0.95

ETAPA DE CONSOLIDACIÓN

Presión de Celda: 1012 kPa					Contrapresión: 207 kPa			
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3): 805 kPa								
	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Área (cm ²)	Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)	Relación de Vacíos	Saturación (%)	G. Específica Promedio
INICIAL	30.51	15.24	182.41	5.0	2.200	0.282	50.0	2.820
FINAL	29.92	14.94	175.33	7.0	2.333	0.209	95.1	

Nota: La altura y diámetro iniciales son medidos, todas las demás dimensiones son calculadas.

ETAPA DE CORTE

Razón de Deformación (%/min):	0.083	Esfuerzo Principal en la Falla (kPa)			
Deformación Axial en la Falla (%):	15.8	σ_1	σ_1'	σ_3	σ_3'
Criterios de Falla:	Esfuerzo Desv. Máximo	3898	3896	805	802

Nota: Se aplicaron correcciones por membrana.

Deformación (%)	Esf. Desv. (kPa)	Def. Vol. (%)	σ_3 (kPa)	σ_1' (kPa)	p' (kPa)	q (kPa)	q/p'	Oblicuidad (σ_1'/σ_3')
0.00	0.41	0.00	804.63	805.04	804.84	0.21	0.00	1.00
0.05	6.95	0.00	804.62	811.57	808.10	3.48	0.00	1.01
0.10	136.83	-0.01	804.53	941.37	872.95	68.42	0.08	1.17
0.15	251.83	-0.02	804.41	1056.25	930.33	125.92	0.14	1.31
0.26	417.60	-0.07	804.01	1221.61	1012.81	208.80	0.21	1.52
0.51	727.36	-0.24	803.05	1530.41	1166.73	363.68	0.31	1.91
0.74	963.24	-0.42	802.23	1765.48	1283.86	481.62	0.38	2.20
1.00	1195.91	-0.60	803.77	1999.68	1401.72	597.96	0.43	2.49
1.23	1377.41	-0.75	802.87	2180.28	1491.57	688.70	0.46	2.72
1.54	1577.95	-0.87	798.64	2376.59	1587.61	788.98	0.50	2.98
1.74	1723.43	-1.06	803.93	2527.36	1665.65	861.72	0.52	3.14
2.05	1898.77	-1.19	803.05	2701.83	1752.44	949.39	0.54	3.36
2.56	2148.65	-1.43	804.11	2952.76	1878.44	1074.33	0.57	3.67
3.07	2341.03	-1.74	802.75	3143.79	1973.27	1170.52	0.59	3.92
3.48	2472.81	-1.92	804.28	3277.09	2040.68	1236.40	0.61	4.07
3.99	2595.72	-2.06	803.52	3399.24	2101.38	1297.86	0.62	4.23
4.50	2691.31	-2.19	804.62	3495.93	2150.28	1345.65	0.63	4.34
5.01	2765.50	-2.28	804.09	3569.59	2186.84	1382.75	0.63	4.44
6.13	2881.38	-2.44	803.06	3684.45	2243.75	1440.69	0.64	4.59
7.15	2958.91	-2.57	803.75	3762.66	2283.21	1479.46	0.65	4.68
8.16	2999.42	-2.66	802.73	3802.15	2302.44	1499.71	0.65	4.74
9.18	3031.10	-2.73	802.10	3833.20	2317.65	1515.55	0.65	4.78
9.95	3057.23	-2.79	801.65	3858.87	2330.26	1528.61	0.66	4.81
10.97	3067.55	-2.84	801.12	3868.68	2334.90	1533.78	0.66	4.83
11.98	3082.20	-2.91	803.25	3885.45	2344.35	1541.10	0.66	4.84
13.00	3086.21	-2.95	803.03	3889.24	2346.14	1543.11	0.66	4.84
14.02	3092.95	-2.99	802.65	3895.60	2349.12	1546.47	0.66	4.85
15.04	3090.61	-3.03	803.45	3894.06	2348.76	1545.31	0.66	4.85



GOLDER ASSOCIATES PERÚ S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO (CD)

(ASTM D7181-11)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 13.05.2016
N° Solicitud: LGGA-SE-16-0012

N° Informe : E0391
N° Proyecto :
Sondaje : -
Muestra : AP-029-16E-Tipo 1
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS: SW-SM LL: NP LP: NP IP: NP
Observaciones: Remoldeado a la Densidad seca de 2.20 g/cm³ y 5.0% de humedad, según solicitud del cliente.
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.

ESPECIMEN 3

Parámetro B: 0.95

ETAPA DE CONSOLIDACIÓN

Presión de Celda: 1679 kPa					Contrapresión: 56 kPa			
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3): 1623 kPa								
	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Área (cm ²)	Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)	Relación de Vacíos	Saturación (%)	G. Específica Promedio
INICIAL	30.51	15.24	182.41	5.0	2.200	0.282	50.0	2.820
FINAL	29.83	14.89	174.15	7.0	2.356	0.197	95.0	

Nota: La altura y diámetro iniciales son medidos, todas las demás dimensiones son calculadas.

ETAPA DE CORTE

Razón de Deformación (%/min): 0.083		Esfuerzo Principal en la Falla (kPa)			
Deformación Axial en la Falla (%): 15.9		σ_1	σ_1'	σ_3	σ_3'
Criterios de Falla: Esfuerzo Desv. Máximo		7329	7325	1623	1620

Nota: Se aplicaron correcciones por membrana.

Deformación (%)	Esf. Desv. (kPa)	Def. Vol. (%)	σ_3 (kPa)	σ_1' (kPa)	p' (kPa)	q (kPa)	q/p'	Oblicuidad (σ_1'/σ_3')
0.00	1.47	0.00	1623.09	1624.55	1623.82	0.73	0.00	1.00
0.05	1.38	0.00	1623.09	1624.47	1623.78	0.69	0.00	1.00
0.10	16.92	0.00	1622.75	1639.67	1631.21	8.46	0.01	1.01
0.15	107.37	0.00	1622.56	1729.93	1676.25	53.68	0.03	1.07
0.26	366.18	-0.02	1622.49	1988.67	1805.58	183.09	0.10	1.23
0.51	844.34	-0.14	1621.60	2465.94	2043.77	422.17	0.21	1.52
0.75	1151.10	-0.33	1621.06	2772.16	2196.61	575.55	0.26	1.71
1.00	1473.88	-0.51	1622.02	3095.90	2358.96	736.94	0.31	1.91
1.23	1745.46	-0.69	1621.28	3366.74	2494.01	872.73	0.35	2.08
1.54	2083.86	-0.86	1621.48	3705.35	2663.42	1041.93	0.39	2.29
1.75	2296.00	-1.02	1620.38	3916.38	2768.38	1148.00	0.41	2.42
2.05	2599.53	-1.18	1621.06	4220.58	2920.82	1299.76	0.44	2.60
2.56	3053.77	-1.46	1619.27	4673.04	3146.15	1526.88	0.49	2.89
3.08	3448.26	-1.90	1620.97	5069.22	3345.09	1724.13	0.52	3.13
3.49	3728.70	-2.00	1622.61	5351.32	3486.97	1864.35	0.53	3.30
4.00	4028.60	-2.22	1620.63	5649.23	3634.93	2014.30	0.55	3.49
4.51	4078.50	-2.56	1620.70	5699.20	3659.95	2039.25	0.56	3.52
5.02	4482.66	-2.73	1622.30	6104.96	3863.63	2241.33	0.58	3.76
6.14	4862.33	-3.03	1622.95	6485.28	4054.12	2431.16	0.60	4.00
7.16	5106.82	-3.32	1620.84	6727.66	4174.25	2553.41	0.61	4.15
8.19	5284.42	-3.44	1620.39	6904.80	4262.59	2642.21	0.62	4.26
8.95	5411.33	-3.57	1619.54	7030.87	4325.20	2705.66	0.63	4.34
9.97	5508.36	-3.76	1620.13	7128.49	4374.31	2754.18	0.63	4.40
11.00	5564.37	-3.82	1619.42	7183.79	4401.61	2782.19	0.63	4.44
12.02	5617.08	-3.89	1621.48	7238.56	4430.02	2808.54	0.63	4.46
13.04	5659.93	-3.93	1620.26	7280.19	4450.23	2829.97	0.64	4.49
14.06	5686.91	-3.97	1619.53	7306.44	4462.98	2843.45	0.64	4.51
15.08	5700.75	-4.01	1619.18	7319.93	4469.55	2850.38	0.64	4.52



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

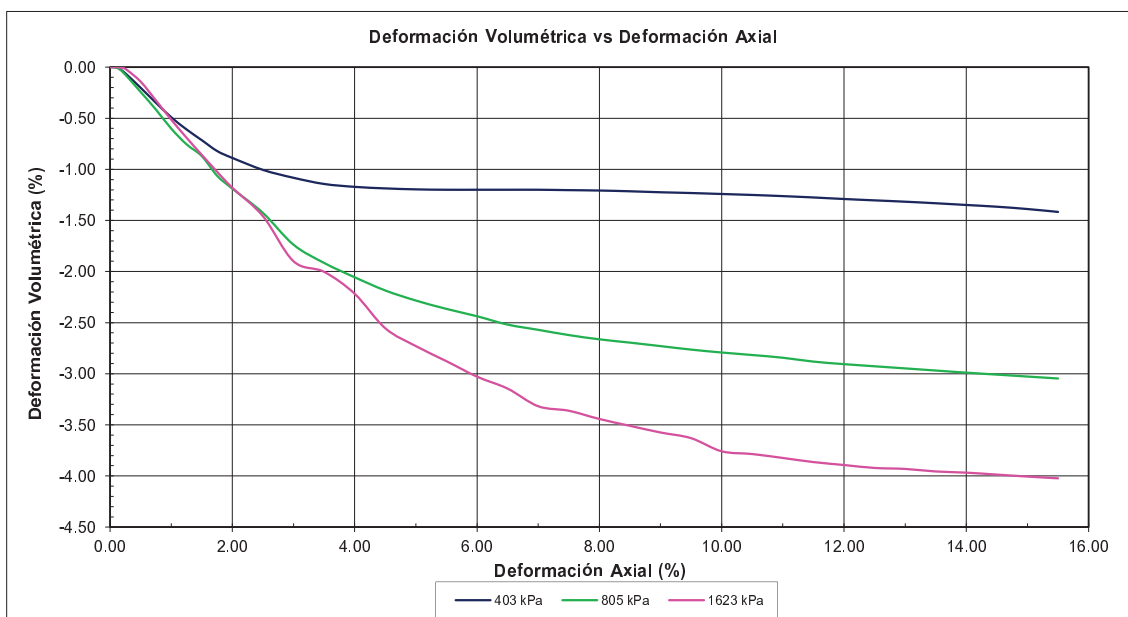
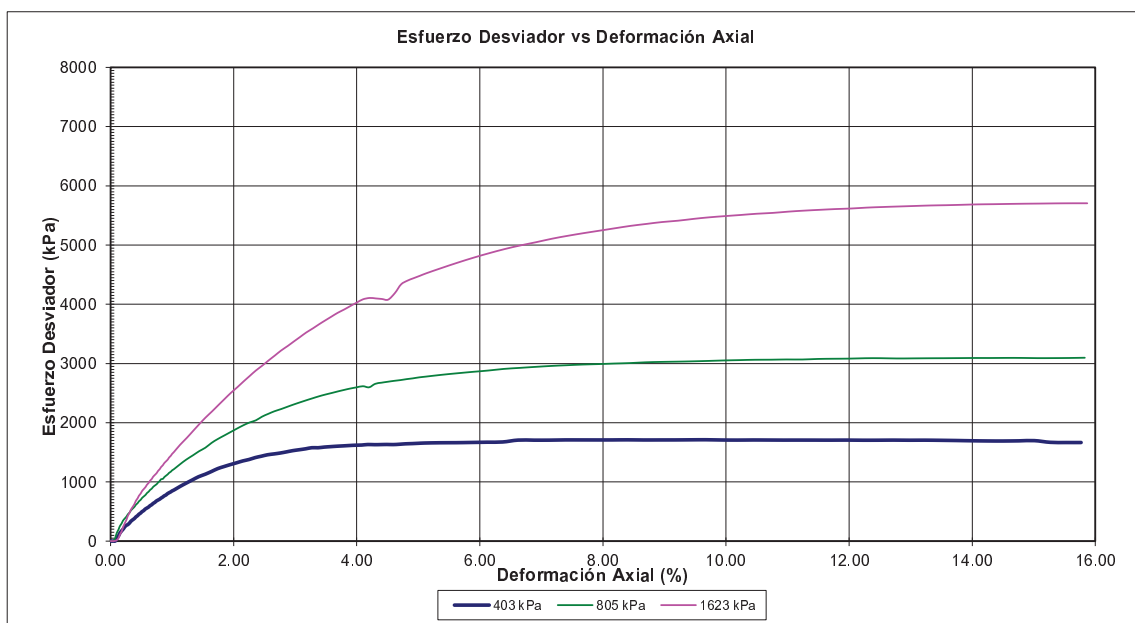
Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO (CD)
(ASTM D7181-11)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 13.05.2016
N° Solicitud : LGGA-SE-16-0012

N° Informe : E0391
N° Proyecto :
Sondaje : -
Muestra : AP-029-16E-Tipo 1
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS: SW-SM LL: NP LP: NP IP: NP
Observaciones: Remoldeado a la Densidad seca de 2.20 g/cm³ y 5.0% de humedad, según solicitud del cliente.
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.



Ensayado por: M.R.

Revisado y aprobado por: C.H.



GOLDER ASSOCIATES PERÚ S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO (CD)
(ASTM D7181-11)

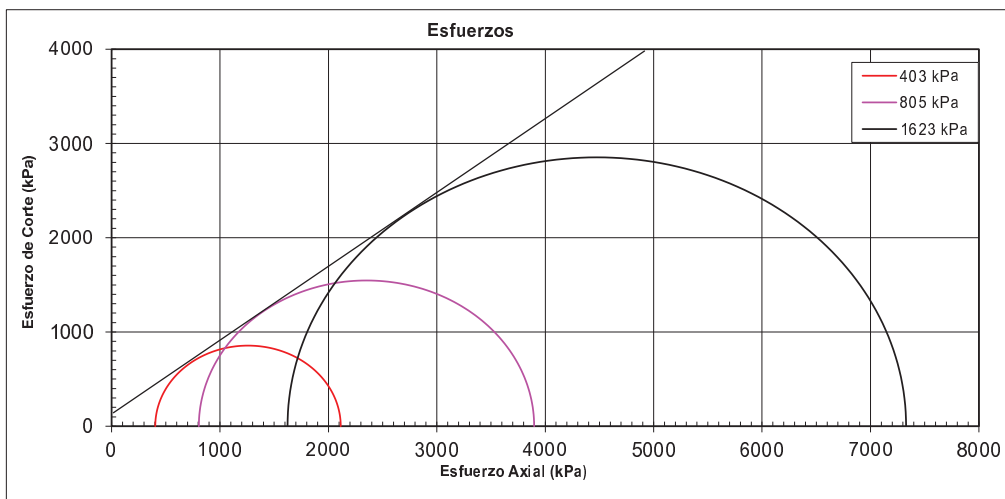
Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 13.05.2016
N° Solicitud: LGGGA-SE-16-0012

N° Informe : E0391
N° Proyecto : -
Sondaje : -
Muestra : AP-029-16E-Tipo 1
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS: SW-SM LL: NP LP: NP IP: NP
Observaciones: Remoldeado a la Densidad seca de 2.20 g/cm³ y 5.0% de humedad, según solicitud del cliente.
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.

CIRCULOS DE ESFUERZOS DE MOHR

PARAMETROS DE RESISTENCIA	
COHESIÓN (kPa)	ANG. DE FRICCIÓN (°)
103	38



Ensayado Por: M.R.

Revisado y Aprobado Por: C.H.



GOLDER ASSOCIATES PERÚ S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO (CD)

(ASTM D7181-11)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 13.05.2016
N° Solicitud: LGGA-SE-16-0012

N° Informe : E0391
N° Proyecto :
Sondaje : -
Muestra : AP-029-16E-Tipo 1
Prof. (m) : -

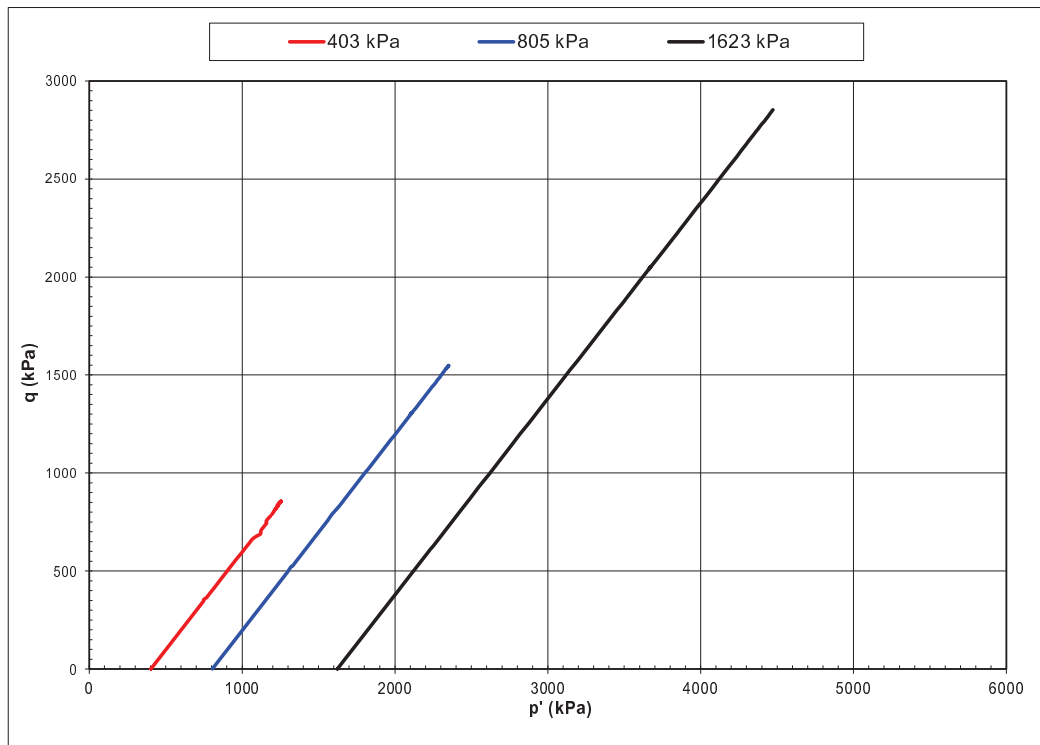
Clasificación SUCS: SW-SM LL: NP LP: NP IP: NP

Observaciones: Remoldeado a la Densidad seca de 2.20 g/cm³ y 5.0% de humedad, según solicitud del cliente.

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.

Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.

Diagrama p' q



Ensayado por: M.R.

Revisado y aprobado por: C.H.



GOLDER ASSOCIATES PERÚ S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)
(ASTM D4767-00)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 13.05.2016
N° Solicitud : LGGA-SE-16-0012

N° de Informe : E0391
N° de Proyecto :
Sondaje :-
Muestra : AP-029-16E-Tipo 1
Profundidad (m) :-

PANEL FOTOGRAFICO

ESPECIMEN 1
Esfuerzo Efectivo Inicial
403 kPa

ESPECIMEN 2
Esfuerzo Efectivo Inicial
805 kPa

ESPECIMEN 3
Esfuerzo Efectivo Inicial
1623 kPa



LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto:

Cliente:

Nº de muestra / Prof. (m):

Descripción / Zona:

Solicitado por:

Fecha: **23-mar-16**

Ubicación:

Estado de la muestra: Remoldeado a D.S.=2,2g/cm³
Clasificación SUCS: **GP-GM**

(*) El promedio corresponde a 10 lecturas pero solo se reportan 4 de éstas.

Datos del Ensayo

Diámetro (cm)	30,70	Densidad inicial seca(gr/cm ³)	2,20	Densidad final seca(gr/cm ³)	2,37
Altura (cm)	36,04	Humedad Inicial (%)	0,7	Humedad final (%)	5,9
Gravedad de Sólidos	2,74	Saturación inicial (%)	7,7	Saturación final (%)	99

Medición del Coeficiente de Permeabilidad

Carga

Gradiente hidráulico promedio				0,10	--				
H1 (cm)	H2 (cm)	Δη (cm)	Tiempo (s)	Volumen (cm ³)	Caudal (cm ³ /s)	K T (cm/s)	Temp. (°C)	K T20°C (cm/s)	
26,80	23,30	3,50	170,71	1 092,00	6,40	0,09	26,00	7,7E-02	
26,80	23,30	3,50	113,17	725,00	6,41	0,09	26,00	7,7E-02	
26,80	23,30	3,50	146,59	940,00	6,41	0,09	26,00	7,8E-02	
26,80	23,30	3,50	95,48	611,00	6,40	0,09	26,00	7,7E-02	

Promedio (cm/s) : 7,8E-02 (*)

Medición del Coeficiente de Permeabilidad

Carga

Gradiente hidráulico promedio				0,13	500 kPa				
H1 (cm)	H2 (cm)	Δη (cm)	Tiempo (s)	Volumen (cm ³)	Caudal (cm ³ /s)	K T (cm/s)	Temp. (°C)	K T20°C (cm/s)	
28,00	23,30	4,70	88,45	712,00	8,05	0,08	26,00	7,1E-02	
28,00	23,30	4,70	91,36	734,00	8,03	0,08	26,00	7,1E-02	
28,00	23,30	4,70	93,78	755,00	8,05	0,08	26,00	7,1E-02	
28,00	23,30	4,70	97,42	782,00	8,03	0,08	26,00	7,1E-02	

Promedio (cm/s) : 7,1E-02 (*)

Medición del Coeficiente de Permeabilidad

Carga

Gradiente hidráulico promedio				0,19	1000 kPa				
H1 (cm)	H2 (cm)	Δη (cm)	Tiempo (s)	Volumen (cm ³)	Caudal (cm ³ /s)	K T (cm/s)	Temp. (°C)	K T20°C (cm/s)	
29,80	23,30	6,50	89,25	945,00	10,59	0,08	26,00	6,7E-02	
29,80	23,30	6,50	97,07	1 026,00	10,57	0,08	26,00	6,7E-02	
29,80	23,30	6,50	79,89	842,00	10,54	0,08	26,00	6,6E-02	
29,80	23,30	6,50	83,14	876,00	10,54	0,08	26,00	6,6E-02	

Promedio (cm/s) : 6,6E-02 (*)

Medición del Coeficiente de Permeabilidad

Carga

Gradiente hidráulico promedio				0,18	2000 kPa				
H1 (cm)	H2 (cm)	Δη (cm)	Tiempo (s)	Volumen (cm ³)	Caudal (cm ³ /s)	K T (cm/s)	Temp. (°C)	K T20°C (cm/s)	
29,50	23,30	6,20	70,37	578,00	8,21	0,06	26,00	5,3E-02	
29,50	23,30	6,20	82,12	649,00	7,90	0,06	26,00	5,1E-02	
29,50	23,30	6,20	79,01	623,00	7,89	0,06	26,00	5,1E-02	
29,50	23,30	6,20	81,73	644,00	7,88	0,06	26,00	5,1E-02	

Promedio (cm/s) : 5,1E-02 (*)

Notas: Ensayo de carga constante.

Remoldeado a D.S.=2,2g/cm³ y humedad natural a pedido del cliente.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Ausenco Perú S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Ausenco Perú S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del cliente y otras partes por el uso de estos datos al costo de los ensayos respectivos representados aquí.

Realizado por:

CGC

Ingresado por:

HEV

Revisado por:

TOM

Nº Informe Lab :

AP-029-16E

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto:

Ciente:

Nº de muestra / Prof. (m):

Descripción / Zona:

Solicitado por:

Fecha: **23-mar-16**

Ubicación:

Estado de la muestra: Colocada con ligera compactación
Clasificación SUCS: **GP-GM**

(*) El promedio corresponde a 10 lecturas
pero solo se reportan 4 de éstas.

Datos del Ensayo

Diámetro (cm)	30,70	Densidad inicial seca(gr/cm ³)	2,20	Densidad final seca(gr/cm ³)	2,37
Altura (cm)	36,04	Humedad Inicial (%)	0,7	Humedad final (%)	5,9
Gravedad de Sólidos	2,74	Saturación inicial (%)	7,7	Saturación final (%)	99

Medición del Coeficiente de Permeabilidad

Carga

Gradiente hidráulico promedio				3000 kPa				
H1 (cm)	H2 (cm)	$\Delta\eta$ (cm)	Tiempo (s)	Volumen (cm ³)	Caudal (cm ³ /s)	K T (cm/s)	Temp. (°C)	K T20°C (cm/s)
32,1	23,3	8,8	100,40	857,0	8,5	0,0	26,0	3,9E-02
32,1	23,3	8,8	100,76	861,0	8,5	0,0	26,0	3,9E-02
32,1	23,3	8,8	110,39	942,0	8,5	0,0	26,0	3,9E-02
32,1	23,3	8,8	102,10	868,0	8,5	0,0	26,0	3,8E-02

Promedio (cm/s) : 3,8E-02 (*)

Medición del Coeficiente de Permeabilidad

Carga

Gradiente hidráulico promedio				4000 kPa				
H1 (cm)	H2 (cm)	$\Delta\eta$ (cm)	Tiempo (s)	Volumen (cm ³)	Caudal (cm ³ /s)	K T (cm/s)	Temp. (°C)	K T20°C (cm/s)
34,1	23,3	10,8	88,13	735,0	8,3	0,0	26,0	3,0E-02
34,1	23,3	10,8	88,62	740,0	8,4	0,0	26,0	3,0E-02
34,1	23,3	10,8	75,50	630,0	8,3	0,0	26,0	3,0E-02
34,1	23,3	10,8	78,75	657,0	8,3	0,0	26,0	3,0E-02

Promedio (cm/s) : 3,0E-02 (*)


PEDRO GABINO MENDOZA PACHECO
INGENIERO CIVIL - GEOTECNICO
Reg. CIP Nº 84013

Notas: Ensayo de carga constante.

Remoldeado a D.S.=2,2g/cm³ y humedad natural a pedido del cliente.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Ausenco Perú S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Ausenco Perú S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del cliente y otras partes por el uso de estos datos al costo de los ensayos respectivos representados aquí.

Realizado por:

CGC

Ingresado por:

HEV

Revisado por:

TOM

Nº Informe Lab :

AP-029-16E

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto:

Cliente:

Nº de muestra / Prof. (m):

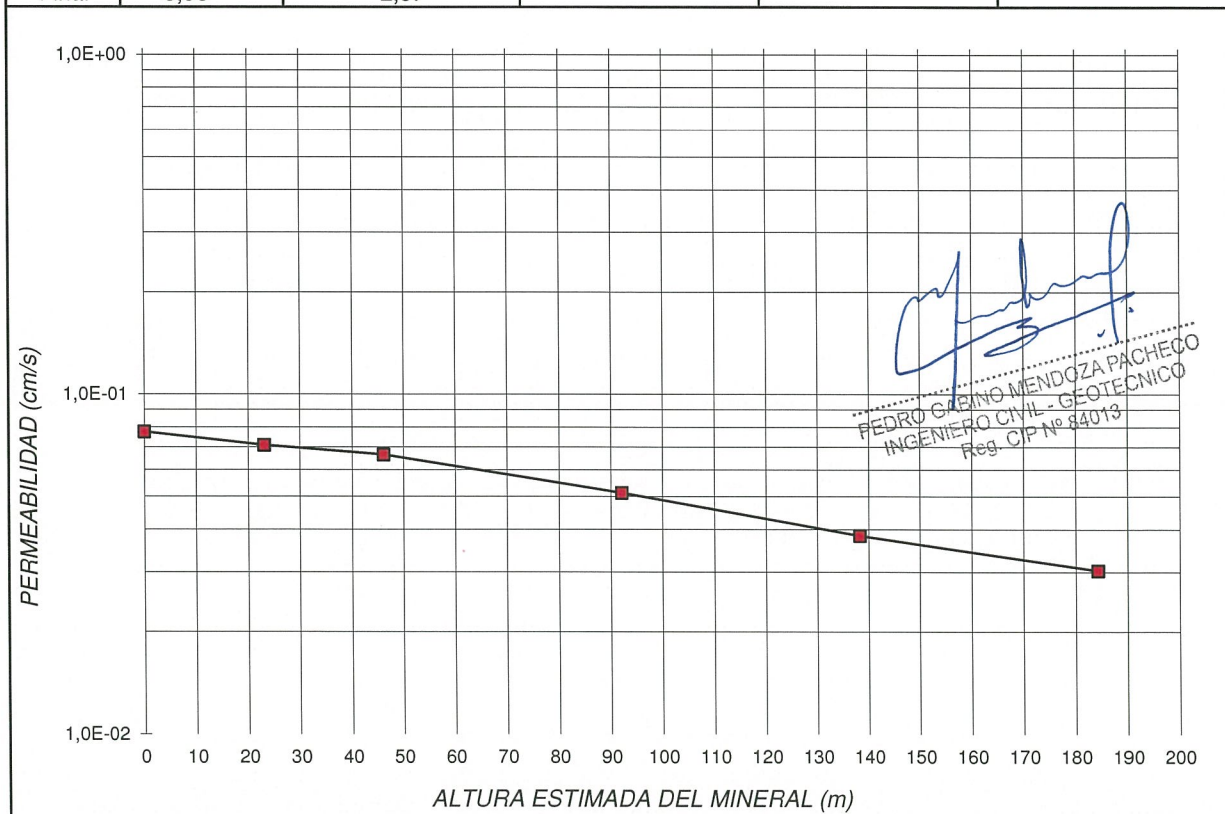
Descripción / Zona:

Solicitado por:

Fecha: **23-mar-16**

Ubicación:

Nº ENSAYO	CONTENIDO DE AGUA %	DENSIDAD SECA (g/cm³)	ALTURA ESTIMADA DEL MINERAL (m)	ESFUERZO NORMAL (kPa)	CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA (cm/s)
Inicial	0,69	-	-	-	-
1		2,20	0	0	7,8E-02
2		2,25	23	500	7,1E-02
3		2,27	46	1 000	6,6E-02
4		2,31	92	2 000	5,1E-02
5		2,34	138	3 000	3,8E-02
6		2,37	184	4 000	3,0E-02
Final	5,93	2,37			



NOTAS:

Ensayo a carga constante.

Altura, basada en la densidad húmeda inicial promedio .

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Ausenco Perú S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Ausenco Perú S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del cliente y otras partes por el uso de estos datos al costo de los ensayos respectivos representados aquí.

Realizado por:
CGC

Ingresado por:
HEV

Revisado por:
TOM

Nº Informe Lab :
AP-029-16E



GOLDER ASSOCIATES PERÚ S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO (CD)

(ASTM D7181-11)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 13.05.2016
N° Solicitud: LGGA-SE-16-0012

N° Informe : E0392
N° Proyecto :
Sondaje : -
Muestra : AP-029-16E-Tipo 2
Prof. (m) :

Clasificación SUCS: SW-SM LL: NP LP: NP IP: NP
Observaciones: Remoldeado a la Densidad seca de 2.10 g/cm³ y 5.0% de humedad, según solicitud del cliente.
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.

ESPECIMEN 1

Parámetro B: 0.98

ETAPA DE CONSOLIDACIÓN

Presión de Celda: 1021 kPa					Contrapresión: 610 kPa			
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3): 412 kPa								
	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Área (cm ²)	Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)	Relación de Vacíos	Saturación (%)	G. Específica Promedio
INICIAL	30.51	15.24	182.41	5.0	2.100	0.338	41.5	2.810
FINAL	30.09	15.03	177.36	7.6	2.189	0.283	75.0	

Nota: La altura y diámetro iniciales son medidos, todas las demás dimensiones son calculadas.

ETAPA DE CORTE

Razón de Deformación (%/min): 0.083		Esfuerzo Principal en la Falla (kPa)			
Deformación Axial en la Falla (%): 10.2		σ_1	σ_1'	σ_3	σ_3'
Criterios de Falla: Esfuerzo Desv. Máximo		2075	2072	412	408

Nota: Se aplicaron correcciones por membrana.

Deformación (%)	Esf. Desv. (kPa)	Def. Vol. (%)	σ_3 (kPa)	σ_1' (kPa)	p' (kPa)	q (kPa)	q/p'	Oblicuidad (σ_1'/σ_3')
0.00	1.59	0.00	411.50	413.09	412.30	0.79	0.00	1.00
0.05	1.83	0.00	411.45	413.28	412.37	0.92	0.00	1.00
0.10	9.49	0.00	411.62	421.11	416.36	4.74	0.01	1.02
0.15	30.79	0.00	411.57	442.36	426.96	15.40	0.04	1.07
0.25	149.51	-0.01	411.39	560.89	486.14	74.75	0.15	1.36
0.51	424.06	-0.11	408.31	832.38	620.34	212.03	0.34	2.04
0.74	607.00	-0.22	406.86	1013.87	710.36	303.50	0.43	2.49
1.00	776.08	-0.35	408.43	1184.50	796.46	388.04	0.49	2.90
1.23	904.17	-0.47	406.98	1311.14	859.06	452.08	0.53	3.22
1.53	1042.56	-0.58	407.07	1449.63	928.35	521.28	0.56	3.56
1.74	1122.46	-0.68	409.06	1531.51	970.28	561.23	0.58	3.74
2.04	1221.37	-0.77	408.71	1630.09	1019.40	610.69	0.60	3.99
2.55	1344.33	-0.90	407.48	1751.82	1079.65	672.17	0.62	4.30
3.06	1438.35	-1.01	409.26	1847.62	1128.44	719.18	0.64	4.51
3.57	1509.04	-1.08	411.59	1920.64	1166.11	754.52	0.65	4.67
4.07	1553.06	-1.14	411.91	1964.97	1188.44	776.53	0.65	4.77
4.48	1578.12	-1.17	412.51	1990.62	1201.57	789.06	0.66	4.83
4.99	1602.58	-1.20	412.10	2014.68	1213.39	801.29	0.66	4.89
6.10	1643.63	-1.24	412.62	2056.25	1234.44	821.81	0.67	4.98
7.12	1656.45	-1.26	412.23	2068.67	1240.45	828.22	0.67	5.02
8.13	1659.67	-1.28	413.68	2073.35	1243.52	829.84	0.67	5.01
9.15	1659.41	-1.30	413.28	2072.68	1242.98	829.70	0.67	5.02
10.16	1665.62	-1.33	408.22	2073.84	1241.03	832.81	0.67	5.08
10.92	1662.78	-1.35	414.55	2077.33	1245.94	831.39	0.67	5.01
11.94	1664.52	-1.39	410.07	2074.59	1242.33	832.26	0.67	5.06
12.95	1653.90	-1.43	409.42	2063.32	1236.37	826.95	0.67	5.04
13.97	1648.07	-1.48	408.44	2056.51	1232.47	824.04	0.67	5.04
14.98	1654.84	-1.53	414.50	2069.33	1241.91	827.42	0.67	4.99



GOLDER ASSOCIATES PERÚ S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO (CD)

(ASTM D7181-11)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 13.05.2016
N° Solicitud: LGGA-SE-16-0012

N° Informe : E0392
N° Proyecto :
Sondaje : -
Muestra : AP-029-16E-Tipo 2
Prof. (m) :

Clasificación SUCS: SW-SM LL: NP LP: NP IP: NP
Observaciones: Remoldeado a la Densidad seca de 2.10 g/cm³ y 5.0% de humedad, según solicitud del cliente.
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.

ESPECIMEN 2

Parámetro B: 0.97

ETAPA DE CONSOLIDACIÓN

Presión de Celda: 1013 kPa					Contrapresión: 209 kPa			
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3): 804 kPa								
	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Área (cm ²)	Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)	Relación de Vacíos	Saturación (%)	G. Específica Promedio
INICIAL	30.51	15.24	182.41	5.0	2.100	0.338	41.5	2.810
FINAL	29.88	14.92	174.82	7.1	2.237	0.256	78.2	

Nota: La altura y diámetro iniciales son medidos, todas las demás dimensiones son calculadas.

ETAPA DE CORTE

Razón de Deformación (%/min): 0.083	Esfuerzo Principal en la Falla (kPa)		
Deformación Axial en la Falla (%): 16.4	σ_1	σ_1'	σ_3
Criterios de Falla: Esfuerzo Desv. Máximo	3704	3705	804

Nota: Se aplicaron correcciones por membrana.

Deformación (%)	Esf. Desv. (kPa)	Def. Vol. (%)	σ_3 (kPa)	σ_1' (kPa)	p' (kPa)	q (kPa)	q/p'	Oblicuidad (σ_1'/σ_3')
0.00	0.72	0.00	804.20	804.91	804.55	0.36	0.00	1.00
0.05	115.26	0.00	803.79	919.05	861.42	57.63	0.07	1.14
0.10	224.76	-0.02	803.99	1028.75	916.37	112.38	0.12	1.28
0.15	318.18	-0.04	803.84	1122.02	962.93	159.09	0.17	1.40
0.26	446.06	-0.10	803.40	1249.46	1026.43	223.03	0.22	1.56
0.51	669.49	-0.28	802.31	1471.80	1137.05	334.75	0.29	1.83
0.75	855.19	-0.46	802.99	1658.18	1230.59	427.59	0.35	2.07
1.00	1034.40	-0.64	801.88	1836.28	1319.08	517.20	0.39	2.29
1.23	1177.82	-0.82	802.63	1980.46	1391.55	588.91	0.42	2.47
1.54	1348.80	-0.98	801.87	2150.67	1476.27	674.40	0.46	2.68
1.74	1452.44	-1.15	803.66	2256.10	1529.88	726.22	0.47	2.81
2.05	1592.78	-1.30	802.45	2395.22	1598.83	796.39	0.50	2.98
2.56	1794.08	-1.57	802.73	2596.81	1699.77	897.04	0.53	3.23
3.07	1958.48	-1.83	803.11	2761.59	1782.35	979.24	0.55	3.44
3.48	2067.55	-2.06	803.91	2871.46	1837.69	1033.77	0.56	3.57
4.00	2185.77	-2.27	804.01	2989.79	1896.90	1092.89	0.58	3.72
4.51	2281.35	-2.45	802.44	3083.79	1943.12	1140.67	0.59	3.84
5.02	2365.42	-2.63	803.55	3168.97	1986.26	1182.71	0.60	3.94
6.14	2506.81	-2.93	803.25	3310.06	2056.65	1253.41	0.61	4.12
6.91	2578.01	-3.17	804.43	3382.44	2093.44	1289.00	0.62	4.20
7.93	2660.94	-3.40	806.46	3467.40	2136.93	1330.47	0.62	4.30
8.95	2717.07	-3.57	802.70	3519.77	2161.24	1358.53	0.63	4.38
9.97	2767.05	-3.75	803.99	3571.04	2187.52	1383.53	0.63	4.44
10.99	2805.20	-3.88	804.96	3610.16	2207.56	1402.60	0.64	4.48
12.01	2833.11	-4.02	806.00	3639.11	2222.56	1416.55	0.64	4.52
13.03	2851.05	-4.13	805.53	3656.58	2231.05	1425.52	0.64	4.54
14.06	2862.38	-4.23	803.58	3665.96	2234.77	1431.19	0.64	4.56
15.08	2866.15	-4.31	802.87	3669.02	2235.94	1433.07	0.64	4.57



GOLDER ASSOCIATES PERU S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO (CD)
(ASTM D7181-11)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 13.05.2016
N° Solicitud: LGGA-SE-16-0012

N° Informe : E0392
N° Proyecto :
Sondaje : -
Muestra : AP-029-16E-Tipo 2
Prof. (m) :

Clasificación SUCS: SW-SM LL: NP LP: NP IP: NP
Observaciones: Remoldeado a la Densidad seca de 2.10 g/cm³ y 5.0% de humedad, según solicitud del cliente.
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.

ESPECIMEN 3

Parámetro B: 0.95

ETAPA DE CONSOLIDACIÓN

Presión de Celda: 1666 kPa		Contrapresión: 56 kPa						
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3): 1609 kPa								
	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Área (cm ²)	Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)	Relación de Vacíos	Saturación (%)	G. Específica Promedio
INICIAL	30.51	15.24	182.41	5.0	2.100	0.338	41.5	2.810
FINAL	29.78	14.87	173.55	6.7	2.261	0.243	77.6	

Nota: La altura y diámetro iniciales son medidos, todas las demás dimensiones son calculadas.

ETAPA DE CORTE

Razón de Deformación (%/min): 0.083	Esfuerzo Principal en la Falla (kPa)			
Deformación Axial en la Falla (%): 16.2	σ_1	σ_1'	σ_3	σ_3'
Criterios de Falla: Esfuerzo Desv. Máximo	6862	6862	1609	1610

Nota: Se aplicaron correcciones por membrana.

Deformación (%)	Esf. Desv. (kPa)	Def. Vol. (%)	σ_3 (kPa)	σ_1' (kPa)	p' (kPa)	q (kPa)	q/p'	Oblicuidad (σ_1'/σ_3')
0.00	0.33	0.00	1609.46	1609.78	1609.62	0.16	0.00	1.00
0.05	16.63	0.00	1609.23	1625.87	1617.55	8.32	0.01	1.01
0.10	102.11	0.00	1608.99	1711.10	1660.05	51.05	0.03	1.06
0.15	207.98	0.00	1608.86	1816.84	1712.85	103.99	0.06	1.13
0.26	482.41	-0.01	1607.02	2089.42	1848.22	241.20	0.13	1.30
0.52	932.24	-0.19	1608.56	2540.79	2074.68	466.12	0.22	1.58
0.75	1210.05	-0.36	1608.30	2818.35	2213.33	605.02	0.27	1.75
1.01	1466.56	-0.51	1609.42	3075.97	2342.69	733.28	0.31	1.91
1.24	1594.48	-0.64	1609.14	3203.61	2406.38	797.24	0.33	1.99
1.55	1912.82	-0.81	1608.06	3520.87	2564.47	956.41	0.37	2.19
1.75	2092.64	-1.06	1610.08	3702.73	2656.40	1046.32	0.39	2.30
2.06	2344.10	-1.20	1609.02	3953.12	2781.07	1172.05	0.42	2.46
2.57	2715.13	-1.55	1609.27	4324.40	2966.84	1357.57	0.46	2.69
2.98	2975.77	-1.88	1609.75	4585.52	3097.63	1487.88	0.48	2.85
3.50	3262.30	-2.18	1610.27	4872.57	3241.42	1631.15	0.50	3.03
4.01	3510.35	-2.46	1609.49	5119.84	3364.67	1755.17	0.52	3.18
4.52	3705.19	-2.89	1609.32	5314.52	3461.92	1852.60	0.54	3.30
5.03	3925.44	-3.14	1608.76	5534.20	3571.48	1962.72	0.55	3.44
5.90	4205.94	-3.57	1608.06	5814.00	3711.03	2102.97	0.57	3.62
6.93	4468.94	-3.95	1608.44	6077.38	3842.91	2234.47	0.58	3.78
7.95	4673.27	-4.28	1608.99	6282.26	3945.62	2336.64	0.59	3.90
8.98	4835.65	-4.57	1609.70	6445.35	4027.53	2417.83	0.60	4.00
10.00	4967.69	-4.83	1609.91	6577.60	4093.76	2483.84	0.61	4.09
11.03	5065.43	-5.02	1608.25	6673.69	4140.97	2532.72	0.61	4.15
12.05	5080.96	-5.23	1609.46	6690.42	4149.94	2540.48	0.61	4.16
13.08	5194.49	-5.37	1608.69	6803.18	4205.94	2597.24	0.62	4.23
14.10	5222.71	-5.50	1609.02	6831.73	4220.38	2611.36	0.62	4.25
15.13	5243.75	-5.65	1610.19	6853.95	4232.07	2621.88	0.62	4.26



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

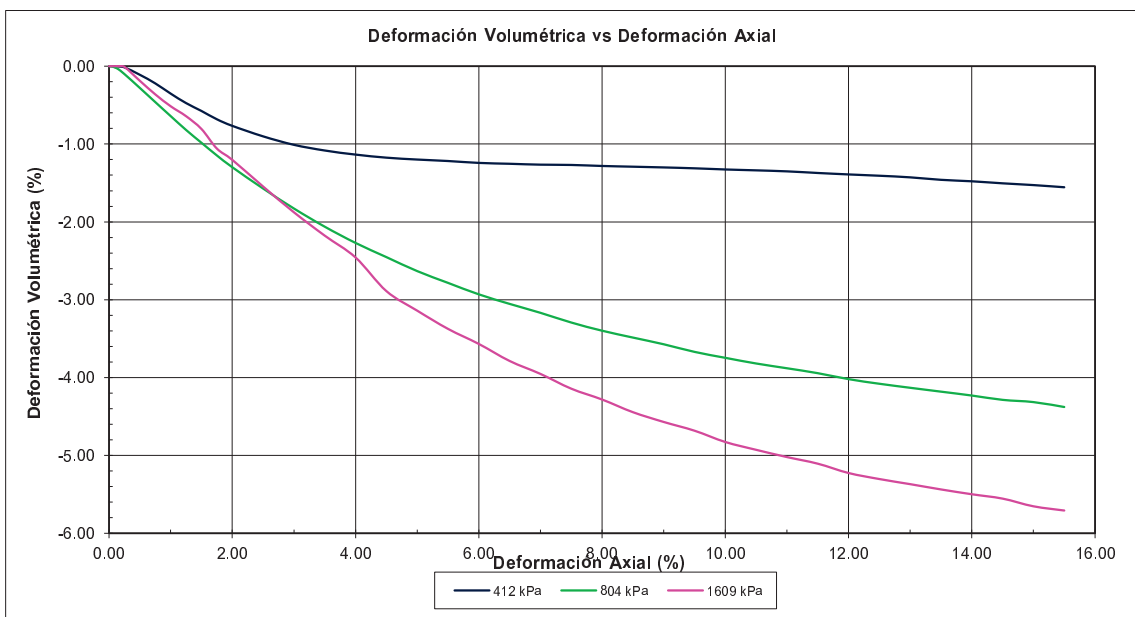
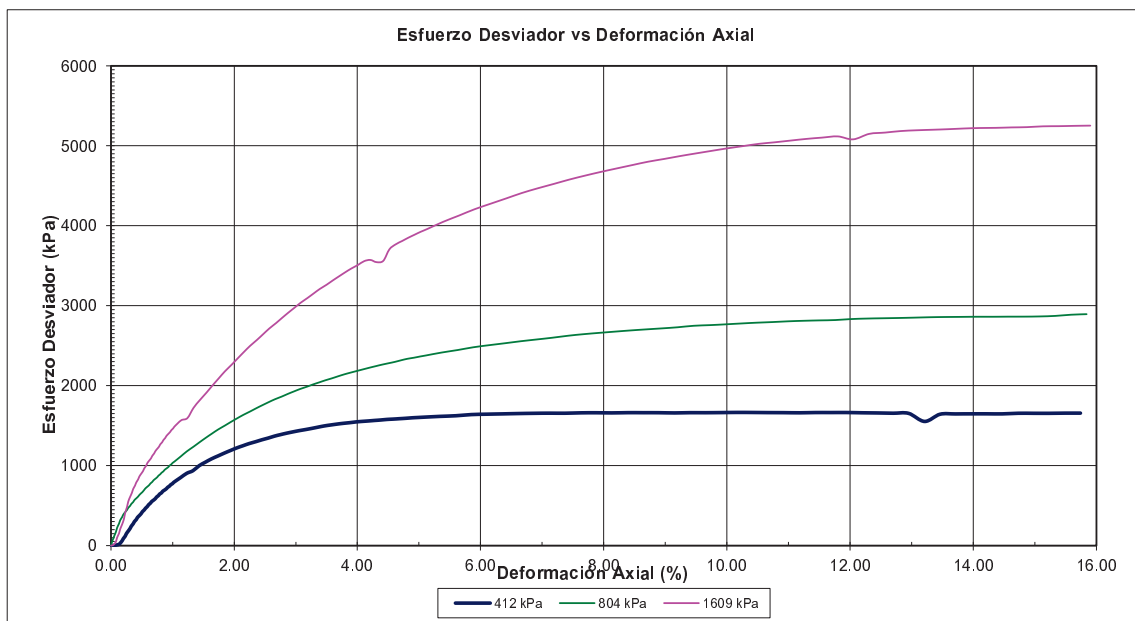
Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO (CD)
(ASTM D7181-11)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 13.05.2016
N° Solicitud : LGGA-SE-16-0012

N° Informe : E0392
N° Proyecto :
Sondaje : -
Muestra : AP-029-16E-Tipo 2
Prof. (m) :

Clasificación SUCS: SW-SM LL: NP LP: NP IP: NP
Observaciones: Remoldeado a la Densidad seca de 2.10 g/cm³ y 5.0% de humedad, según solicitud del cliente.
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.



Ensayado por: M.R.

Revisado y aprobado por: C.H.



GOLDER ASSOCIATES PERÚ S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO (CD)
(ASTM D7181-11)

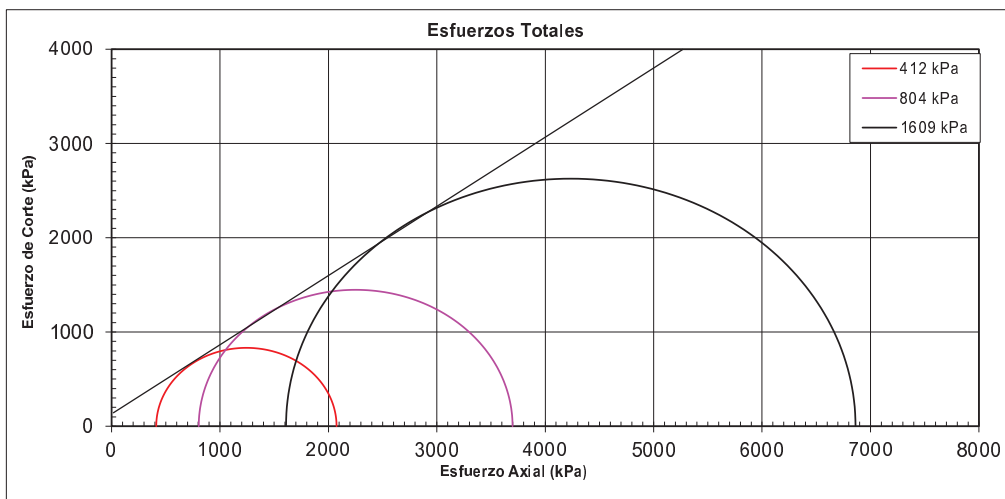
Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 13.05.2016
N° Solicitud: LGGGA-SE-16-0012

N° Informe : E0392
N° Proyecto :
Sondaje : -
Muestra : AP-029-16E-Tipo 2
Prof. (m) :

Clasificación SUCS: SW-SM LL: NP LP: NP IP: NP
Observaciones: Remoldeado a la Densidad seca de 2.10 g/cm³ y 5.0% de humedad, según solicitud del cliente.
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.

CIRCULOS DE ESFUERZOS DE MOHR

PARAMETROS DE RESISTENCIA	
COHESIÓN (kPa)	ANG. DE FRICCIÓN (°)
114	37



Ensayado Por: M.R.

Revisado y Aprobado Por: C.H.



GOLDER ASSOCIATES PERÚ S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO (CD)
(ASTM D7181-11)

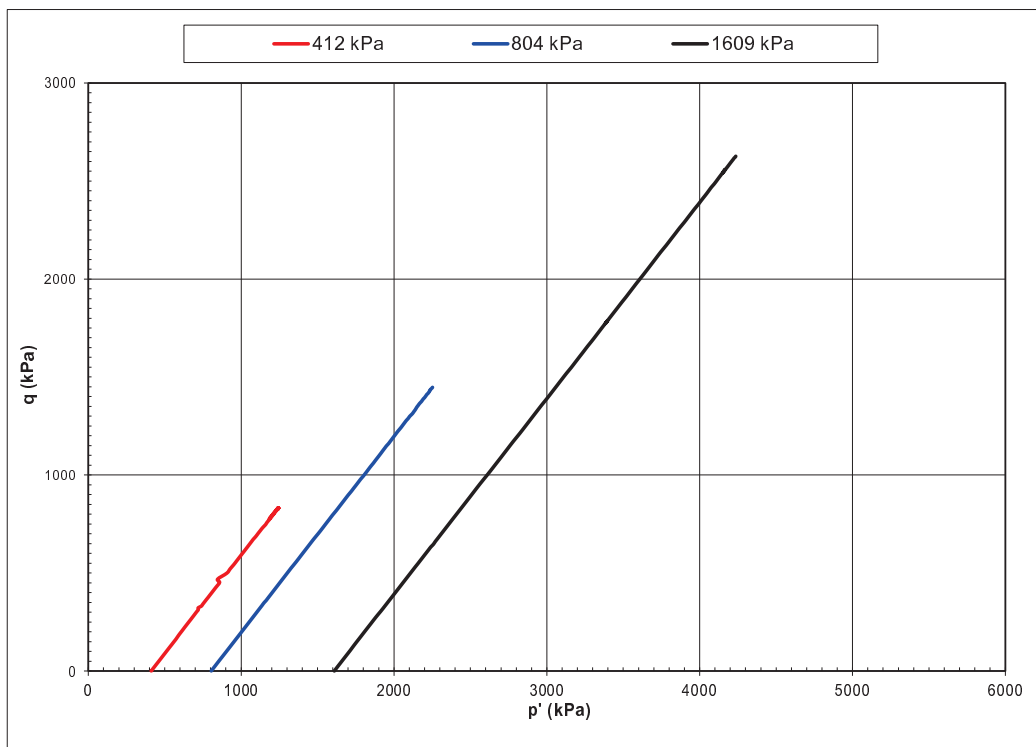
Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 13.05.2016
N° Solicitud: LGGA-SE-16-0012

N° Informe : E0392
N° Proyecto :
Sondaje : -
Muestra : AP-029-16E-Tipo 2
Prof. (m) :

Clasificación SUCS: SW-SM LL: NP LP: NP IP: NP

Observaciones: Remoldeado a la Densidad seca de 2.10 g/cm³ y 5.0% de humedad, según solicitud del cliente.
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.

Diagrama p' q



Ensayado por: M.R.

Revisado y aprobado por: C.H.



GOLDER ASSOCIATES PERÚ S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO (CD)

(ASTM D7181-11)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 13.05.2016
N° Solicitud : LGGA-SE-16-0012

N° de Informe : E0392
N° de Proyecto :
Sondaje : -
Muestra : AP-029-16E-Tipo 2
Profundidad (m)

PANEL FOTOGRAFICO

ESPECIMEN 1
Esfuerzo Efectivo Inicial
412 kPa

ESPECIMEN 2
Esfuerzo Efectivo Inicial
804 kPa

ESPECIMEN 3
Esfuerzo Efectivo Inicial
1609 kPa



LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto:

Cliente:

Nº de muestra / Prof. (m): **Material 2**

Nº Informe Lab : **AP-029-16E**

Descripción / Zona:

Solicitado por:

Fecha: **23-mar-16**

Ubicación:

Estado de la muestra: Remoldeado a D.S.=2,10g/cm³
Clasificación SUCS: **GW**

(*) El promedio corresponde a 10 lecturas pero solo se reportan 4 de éstas.

Datos del Ensayo

Diámetro (cm)	30,30	Densidad inicial seca(gr/cm ³)	2,11	Densidad final seca(gr/cm ³)	2,28
Altura (cm)	36,74	Humedad Inicial (%)	0,1	Humedad final (%)	9,9
Gravedad de Sólidos	2,78	Saturación inicial (%)	1,2	Saturación final (%)	99

Medición del Coeficiente de Permeabilidad

Carga

Gradiente hidráulico promedio				0,02	--				
H1 (cm)	H2 (cm)	Δη (cm)	Tiempo (s)	Volumen (cm ³)	Caudal (cm ³ /s)	K T (cm/s)	Temp. (°C)	K T20°C (cm/s)	
30,70	30,00	0,70	73,73	1 165,00	15,80	1,15	26,00	1,0E+00	
30,70	30,00	0,70	79,09	1 249,00	15,79	1,15	26,00	1,0E+00	
30,70	30,00	0,70	68,53	1 082,00	15,79	1,15	26,00	1,0E+00	
30,70	30,00	0,70	76,30	1 204,00	15,78	1,15	26,00	1,0E+00	

Promedio (cm/s) : 1,0E+00 (*)

Medición del Coeficiente de Permeabilidad

Carga

Gradiente hidráulico promedio				0,02	500 kPa				
H1 (cm)	H2 (cm)	Δη (cm)	Tiempo (s)	Volumen (cm ³)	Caudal (cm ³ /s)	K T (cm/s)	Temp. (°C)	K T20°C (cm/s)	
30,70	30,00	0,70	63,80	827,00	12,96	0,93	26,00	8,1E-01	
30,70	30,00	0,70	70,05	907,00	12,95	0,93	26,00	8,1E-01	
30,70	30,00	0,70	72,23	933,00	12,92	0,93	26,00	8,1E-01	
30,70	30,00	0,70	64,57	835,00	12,93	0,93	26,00	8,1E-01	

Promedio (cm/s) : 8,1E-01 (*)

Medición del Coeficiente de Permeabilidad

Carga

Gradiente hidráulico promedio				0,02	1000 kPa				
H1 (cm)	H2 (cm)	Δη (cm)	Tiempo (s)	Volumen (cm ³)	Caudal (cm ³ /s)	K T (cm/s)	Temp. (°C)	K T20°C (cm/s)	
30,70	30,00	0,70	69,16	806,00	11,65	0,83	26,00	7,2E-01	
30,70	30,00	0,70	102,65	1 202,00	11,71	0,83	26,00	7,2E-01	
30,70	30,00	0,70	74,89	876,00	11,70	0,83	26,00	7,2E-01	
30,70	30,00	0,70	72,27	847,00	11,72	0,83	26,00	7,2E-01	

Promedio (cm/s) : 7,2E-01 (*)

Medición del Coeficiente de Permeabilidad

Carga

Gradiente hidráulico promedio				0,02	2000 kPa				
H1 (cm)	H2 (cm)	Δη (cm)	Tiempo (s)	Volumen (cm ³)	Caudal (cm ³ /s)	K T (cm/s)	Temp. (°C)	K T20°C (cm/s)	
30,60	29,90	0,70	71,90	634,00	8,82	0,61	26,00	5,3E-01	
30,60	29,90	0,70	79,36	701,00	8,83	0,62	26,00	5,4E-01	
30,60	29,90	0,70	81,19	716,00	8,82	0,61	26,00	5,3E-01	
30,60	29,90	0,70	77,25	680,00	8,80	0,61	26,00	5,3E-01	

Promedio (cm/s) : 5,3E-01 (*)

Notas: Ensayo de carga constante.

Remoldeado a D.S.=2,10g/cm³ y humedad natural a pedido del cliente.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Ausenco Perú S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Ausenco Perú S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del cliente y otras partes por el uso de estos datos al costo de los ensayos respectivos representados aquí.

Realizado por:

CGC

Ingresado por:

HEV

Revisado por:

TOM

Nº Informe Lab :

AP-029-16E

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto:

Cliente:

N° de muestra / Prof. (m): **Material 2**

N° Informe Lab : **AP-029-16E**

Descripción / Zona:

Solicitado por:

Fecha: **23-mar-16**

Ubicación:

Estado de la muestra: Remoldeado a D.S.=2,10g/cm³
Clasificación SUCS: **GW**

(*) El promedio corresponde a 10 lecturas pero solo se reportan 4 de éstas.

Datos del Ensayo

Diámetro (cm)	30,30	Densidad inicial seca(gr/cm ³)	2,11	Densidad final seca(gr/cm ³)	2,28
Altura (cm)	36,74	Humedad Inicial (%)	0,1	Humedad final (%)	9,9
Gravedad de Sólidos	2,78	Saturación inicial (%)	1,2	Saturación final (%)	99

Medición del Coeficiente de Permeabilidad

Carga

Gradiente hidráulico promedio				0,02	3000 kPa				
H1 (cm)	H2 (cm)	$\Delta\eta$ (cm)	Tiempo (s)	Volumen (cm ³)	Caudal (cm ³ /s)	K T (cm/s)	Temp. (°C)	K T20°C (cm/s)	
30,7	29,9	0,8	71,57	681,0	9,5	0,6	26,0	5,0E-01	
30,7	29,9	0,8	85,89	817,0	9,5	0,6	26,0	5,0E-01	
30,7	29,9	0,8	65,95	631,0	9,6	0,6	26,0	5,0E-01	
30,7	29,9	0,8	85,72	816,0	9,5	0,6	26,0	5,0E-01	

Promedio (cm/s) : 5,0E-01 (*)

Medición del Coeficiente de Permeabilidad

Carga

Gradiente hidráulico promedio				0,02	4000 kPa				
H1 (cm)	H2 (cm)	$\Delta\eta$ (cm)	Tiempo (s)	Volumen (cm ³)	Caudal (cm ³ /s)	K T (cm/s)	Temp. (°C)	K T20°C (cm/s)	
30,6	29,9	0,7	78,59	613,0	7,8	0,5	26,0	4,6E-01	
30,6	29,9	0,7	125,38	982,0	7,8	0,5	26,0	4,6E-01	
30,6	29,9	0,7	71,99	563,0	7,8	0,5	26,0	4,6E-01	
30,6	29,9	0,7	79,15	618,0	7,8	0,5	26,0	4,6E-01	

Promedio (cm/s) : 4,6E-01 (*)


PEDRO GABINO MENDOZA PACHECO
INGENIERO CIVIL - GEOTECNICO
Reg. CIP N° 84013

Notas: Ensayo de carga constante.

Remoldeado a D.S.=2,10g/cm³ y humedad natural a pedido del cliente.
Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Ausenco Perú S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Ausenco Perú S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del cliente y otras partes por el uso de estos datos al costo de los ensayos respectivos representados aquí.

Realizado por:

CGC

Ingresado por:

HEV

Revisado por:

TOM

N° Informe Lab :

AP-029-16E

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto:

Cliente:

Nº de muestra / Prof. (m): **Material 2**

Nº Informe Lab : **AP-029-16E**

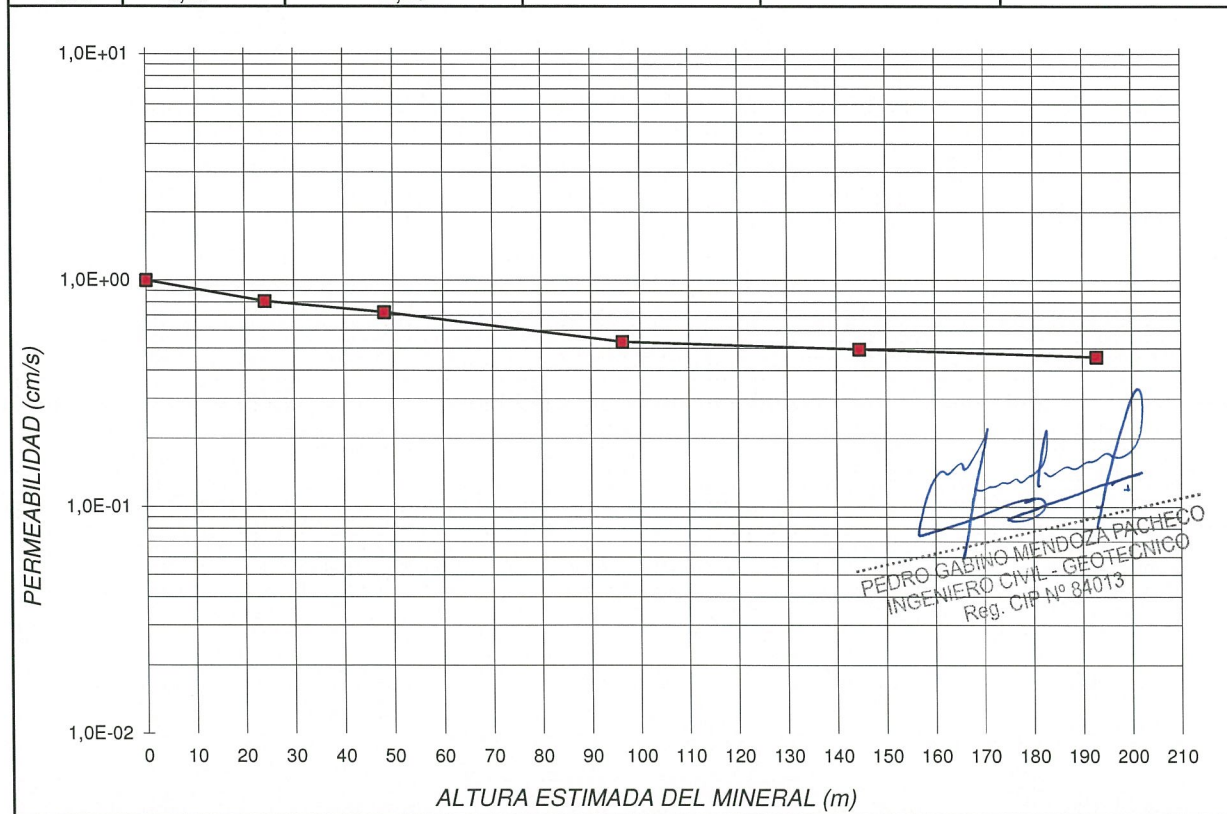
Descripción / Zona:

Solicitado por:

Fecha: **23-mar-16**

Ubicación:

Nº ENSAYO	CONTENIDO DE AGUA %	DENSIDAD SECA (g/cm³)	ALTURA ESTIMADA DEL MINERAL (m)	ESFUERZO NORMAL (kPa)	CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA (cm/s)
Inicial	0,14	-	-	-	-
1		2,11	0	0	1,0E+00
2		2,14	24	500	8,1E-01
3		2,16	48	1 000	7,2E-01
4		2,20	96	2 000	5,3E-01
5		2,25	145	3 000	5,0E-01
6		2,28	193	4 000	4,6E-01
Final	9,88	2,28			



NOTAS:

Ensayo a carga constante.

Altura, basada en la densidad húmeda inicial promedio .

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Ausenco Perú S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Ausenco Perú S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del cliente y otras partes por el uso de estos datos al costo de los ensayos respectivos representados aquí.

Realizado por:
CGC

Ingresado por:
HEV

Revisado por:
TOM

Nº Informe Lab :
AP-029-16E

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CID

Proyecto	TRIAXIALES GIGANTES
Inf.Ensaye	Nº 1.068.992-A
Orden de Trabajo	82-000005-15-00
Fecha de Inicio	25-10-2016
Fecha de Término	28-10-2016
Muestra	MUESTRA 1
Probeta	PROBETA 4

Altura Inicial de Confección	[cm]=	60,00
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	30,05
Variación Volumen drenado etapa consolidación	[cm³]=	9,90
Densidad Seca de Confección	[gr/cm³]=	2,26
Humedad de Confección	[%]=	0,00
Contrapresión	[kg/cm²]=	2,00
Presión de Cámara Total	[kg/cm²]=	2,50
Velocidad Deformación Unitaria	[% / min]=	--

Observaciones:

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$$

$$p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$$

Ensaye efectuado en probeta REMOLDEADA

Deformación Unitaria [%]	Deform. Volum. %	p [kg/cm²]	q [kg/cm²]
0,00	0,00	0,50	0,00
0,02	-0,02	0,60	0,10
0,07	-0,05	0,66	0,16
0,13	-0,07	0,72	0,22
0,18	-0,07	0,78	0,28
0,22	-0,09	0,85	0,35
0,28	-0,09	0,91	0,41
0,33	-0,12	0,97	0,47
0,38	-0,12	1,03	0,53
0,43	-0,12	1,09	0,59
0,50	-0,12	1,16	0,66
0,55	-0,12	1,22	0,72
0,62	-0,09	1,28	0,78
0,68	-0,09	1,34	0,84
0,75	-0,07	1,40	0,90
0,84	-0,07	1,46	0,96
0,90	-0,07	1,52	1,02
0,99	-0,07	1,58	1,08
1,07	-0,02	1,64	1,14
1,17	0,02	1,70	1,20
1,25	0,09	1,76	1,26
1,37	0,14	1,82	1,32
1,49	0,21	1,88	1,38
1,62	0,30	1,94	1,44
1,80	0,42	1,99	1,49
2,02	0,61	2,04	1,54
2,32	0,91	2,09	1,59
2,59	1,12	2,14	1,64
3,09	1,59	2,18	1,68
4,03	2,31	2,20	1,70
5,01	2,87	2,22	1,72
6,01	3,32	2,18	1,68
6,83	3,60	2,16	1,66
8,29	4,06	2,16	1,66
9,84	4,34	2,11	1,61
11,38	4,62	2,06	1,56
13,08	4,95	2,01	1,51
14,80	5,32	1,96	1,46
16,61	5,51	1,90	1,40
18,68	5,82	1,84	1,34

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM.

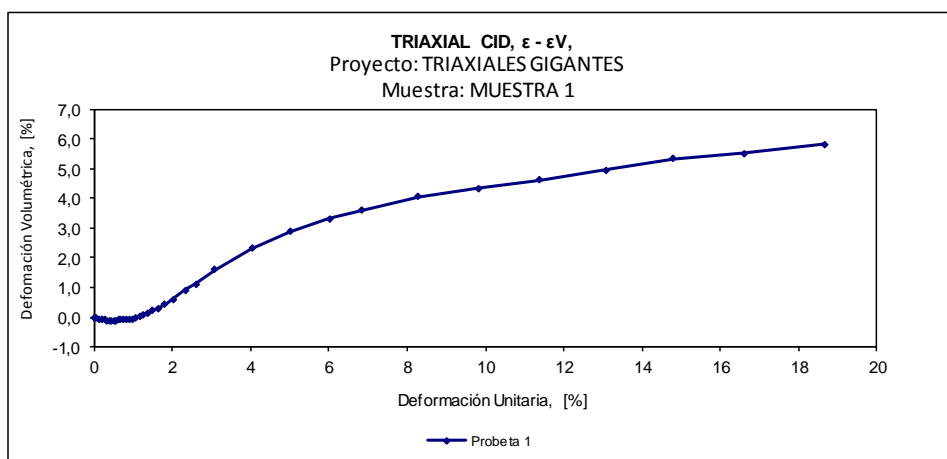
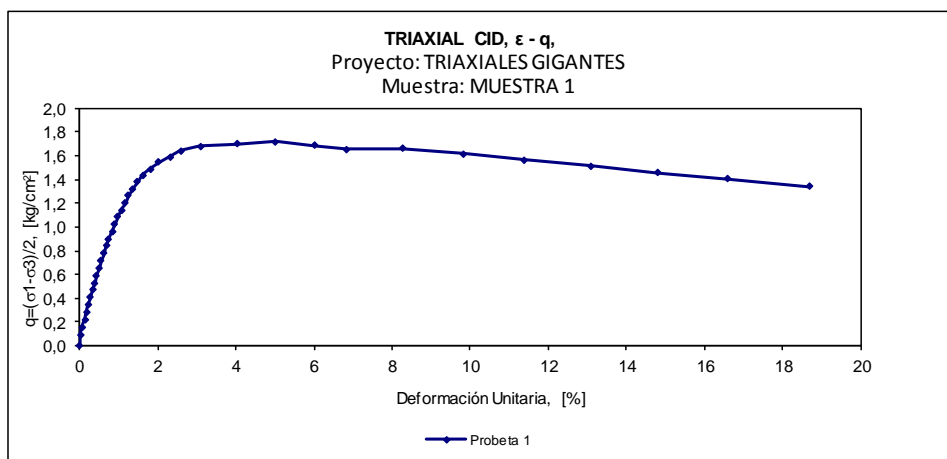
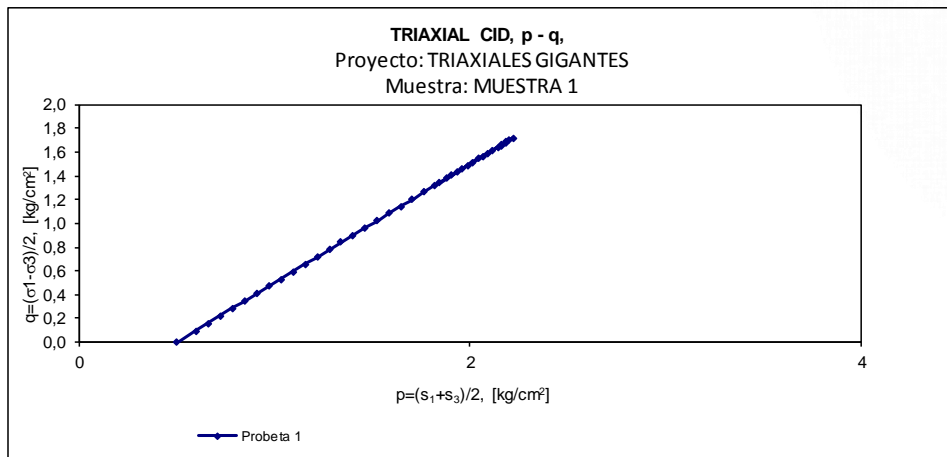
Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883

Informe PRELIMINAR

Página 5 de 10

SLG – FOR – 153 Versión: 11



Nota:
 La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM.
 Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.
 Plaza Ercilla N°883

Informe PRELIMINAR

Página 6 de 10

SLG - FOR - 153 Versión: 11

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CID

Proyecto	TRIAXIALES GIGANTES
Inf.Ensaye	Nº 1.068.992-A
Orden de Trabajo	82-000005-15-00
Fecha de Inicio	18-04-2016
Fecha de Término	20-04-2016
Muestra	MUESTRA 1
Probeta	PROBETA 2

Altura Inicial de Confección	[cm]=	60,00
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	30,05
Variación Volumen drenado etapa consolidación	[cm³]=	79,50
Densidad Seca de Confección	[gr/cm³]=	2,26
Humedad de Confección	[%]=	0,00
Contrapresión	[kg/cm²]=	2,00
Presión de Cámara Total	[kg/cm²]=	3,00
Velocidad Deformación Unitaria	[% / min]=	--

Observaciones:

$q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$

$p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$

Ensaye efectuado en probeta REMOLDEADA

Deformación Unitaria [%]	Deform. Volum. %	p [kg/cm²]	q [kg/cm²]
0,00	0,00	1,00	0,00
0,07	-0,12	1,24	0,24
0,20	-0,12	1,45	0,45
0,25	-0,14	1,59	0,59
0,27	-0,12	1,73	0,73
0,32	-0,14	1,94	0,94
0,37	-0,14	2,08	1,08
0,43	-0,14	2,29	1,29
0,47	-0,14	2,42	1,42
0,53	-0,16	2,63	1,63
0,59	-0,16	2,77	1,77
0,65	-0,16	2,98	1,98
0,72	-0,19	3,12	2,12
0,80	-0,19	3,32	2,32
0,85	-0,14	3,46	2,46
0,97	-0,09	3,66	2,66
1,05	-0,05	3,79	2,79
1,25	0,07	3,99	2,99
1,69	0,28	4,10	3,10
2,29	1,77	4,23	3,23
3,34	3,32	4,27	3,27
4,11	3,60	4,42	3,42
4,91	3,99	4,37	3,37
6,02	4,48	4,30	3,30
7,07	4,90	4,24	3,24
8,06	5,28	4,13	3,13
10,53	5,65	4,18	3,18
11,93	5,96	4,05	3,05
13,64	6,19	3,96	2,96
15,36	6,49	3,88	2,88
16,55	6,63	3,77	2,77
17,07	6,68	3,74	2,74
18,52	6,73	3,68	2,68
19,67	6,77	3,63	2,63
20,81	6,82	3,57	2,57

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM.

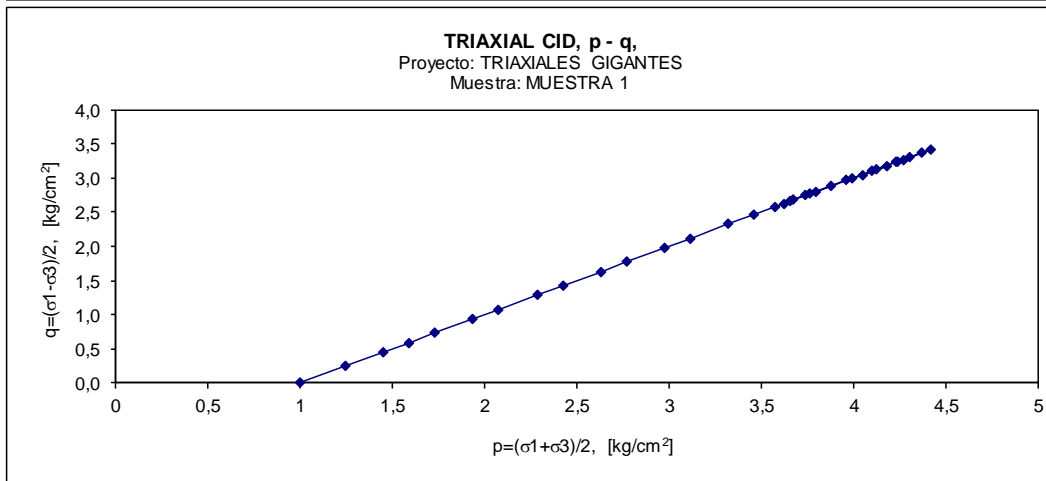
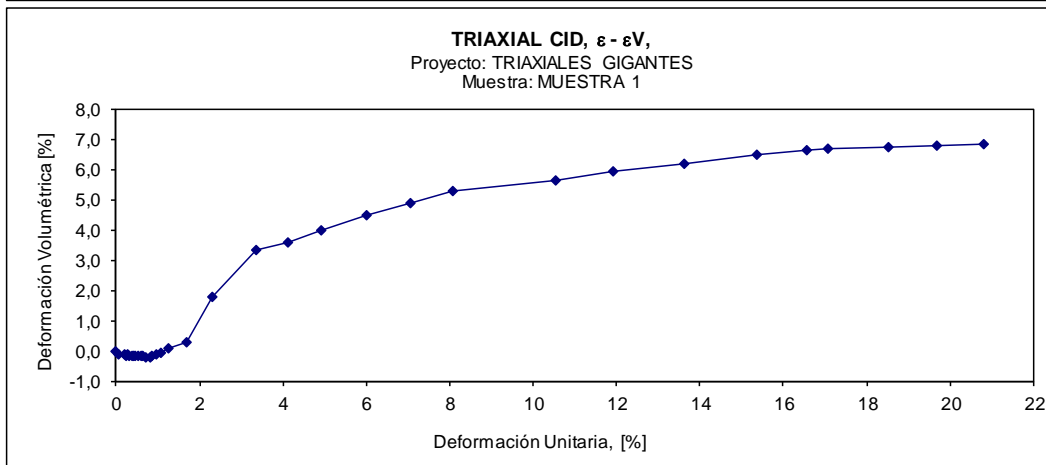
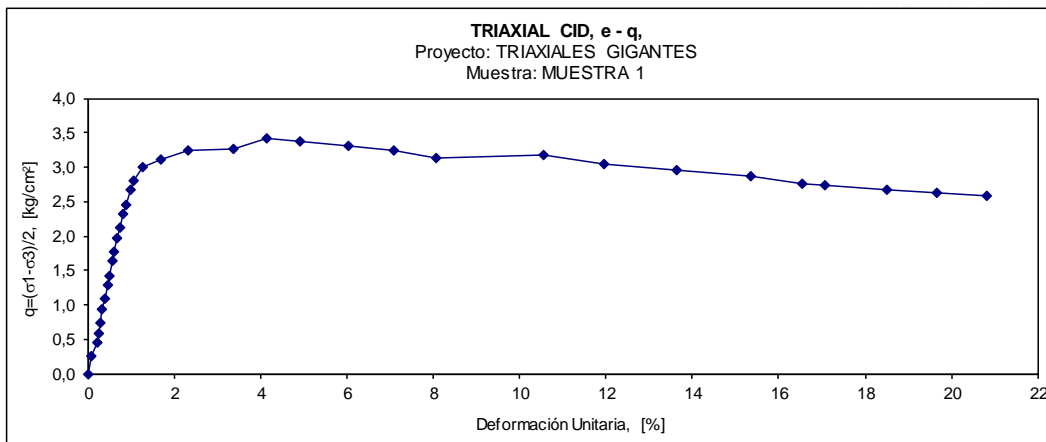
Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883

Informe PRELIMINAR

Página 7 de 10

SLG – FOR – 153 Versión: 11



Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM. Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883

Informe PRELIMINAR

Página 8 de 10

SLG - FOR - 153 Versión: 11

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CID

Proyecto	TRIAXIALES GIGANTES
Inf.Ensayo	Nº 1.068.992-C
Orden de Trabajo	82-000005-15-02
Fecha de Inicio	20/04/2017
Fecha de Término	26/04/2017
Muestra	MUESTRA 1
Probeta	PROBETA 5

Altura Inicial de Confección	[cm]=	59,00
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	30,05
Variación Volumen drenado etapa consolidación	[cm³]=	115,31
Densidad Seca de Confección	[gr/cm³]=	2,26
Humedad de Confección	[%]=	0,00
Contrapresión	[kg/cm²]=	3,00
Presión de Cámara Total	[kg/cm²]=	5,00
Velocidad Deformación Unitaria	[% / min]=	--

Observaciones:

$q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$
 $p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$

Ensayo efectuado en probeta REMOLDEADA
y ensayada bajo condición saturada

Deformación Unitaria [%]	Deform. Volum. %	p [kg/cm²]	q [kg/cm²]
0,00	0,00	2,00	0,00
0,07	-0,03	2,24	0,24
0,12	-0,05	2,24	0,24
0,10	-0,05	2,03	0,03
0,10	-0,03	2,03	0,03
0,10	-0,03	2,24	0,24
0,12	-0,03	2,45	0,45
0,17	-0,05	2,66	0,66
0,24	-0,05	2,87	0,87
0,29	-0,08	3,08	1,08
0,36	-0,10	3,29	1,29
0,41	-0,10	3,50	1,50
0,46	-0,15	3,70	1,70
0,53	-0,15	3,91	1,91
0,58	-0,15	4,12	2,12
0,65	-0,18	4,33	2,33
0,70	-0,20	4,53	2,53
0,77	-0,20	4,74	2,74
0,83	-0,20	4,95	2,95
0,88	-0,20	5,15	3,15
0,95	-0,20	5,36	3,36
1,00	-0,18	3,69	1,69
0,85	-0,25	2,02	0,02
0,83	-0,28	2,02	0,02
0,95	-0,25	3,69	1,69
1,11	-0,20	5,56	3,56
1,19	-0,20	5,77	3,77
1,29	-0,15	5,97	3,97
1,45	-0,08	6,16	4,16
1,79	0,10	6,34	4,34
2,01	0,25	4,27	2,27
1,73	-0,03	2,01	0,01
1,72	-0,10	2,01	0,01
1,94	0,00	4,28	2,28
2,84	0,68	6,46	4,46
4,39	1,25	3,57	1,57
4,03	0,75	1,99	-0,01
3,98	0,68	1,99	-0,01
4,25	0,73	3,58	1,58
5,93	1,38	5,67	3,67
8,03	1,63	3,47	1,47
7,69	1,18	1,95	-0,05
7,60	1,05	1,95	-0,05
7,91	1,10	3,48	1,48
8,82	1,40	5,59	3,59
10,63	1,75	5,55	3,55
12,65	1,85	4,90	2,90
15,39	1,73	4,61	2,61
17,29	1,65	4,47	2,47
18,98	1,58	4,46	2,46
20,05	1,43	4,37	2,37

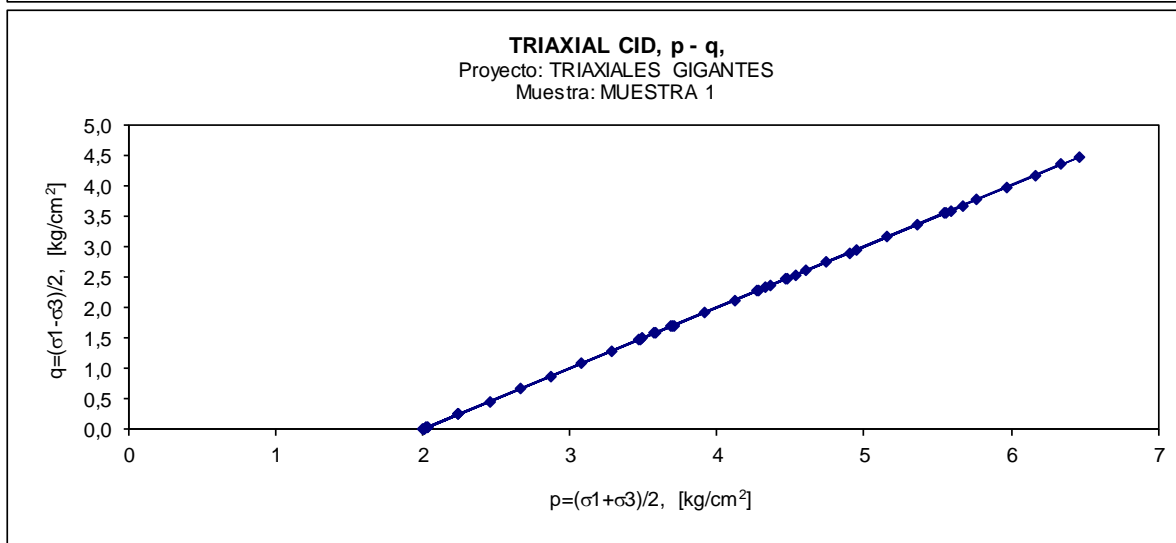
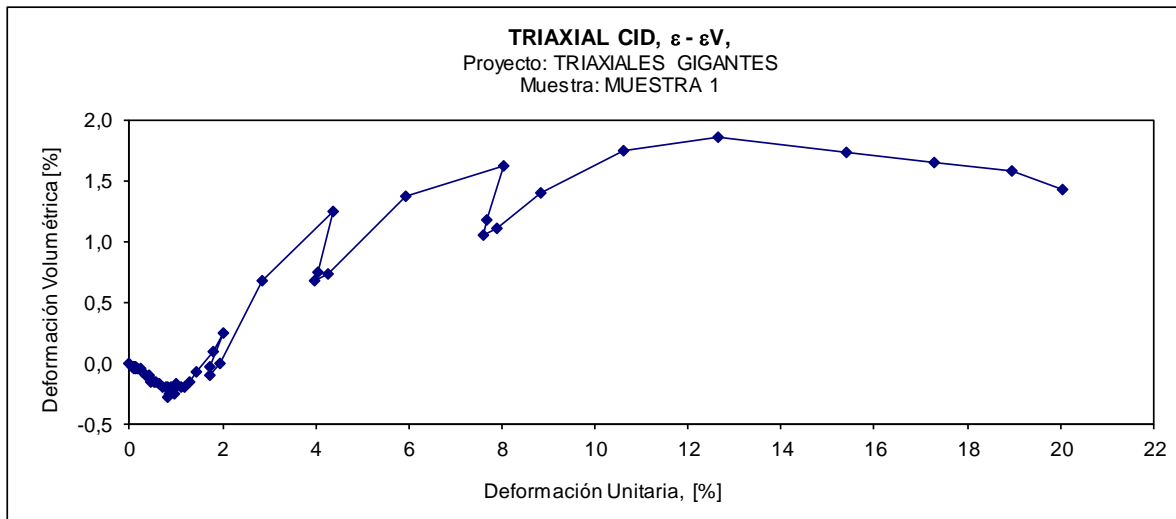
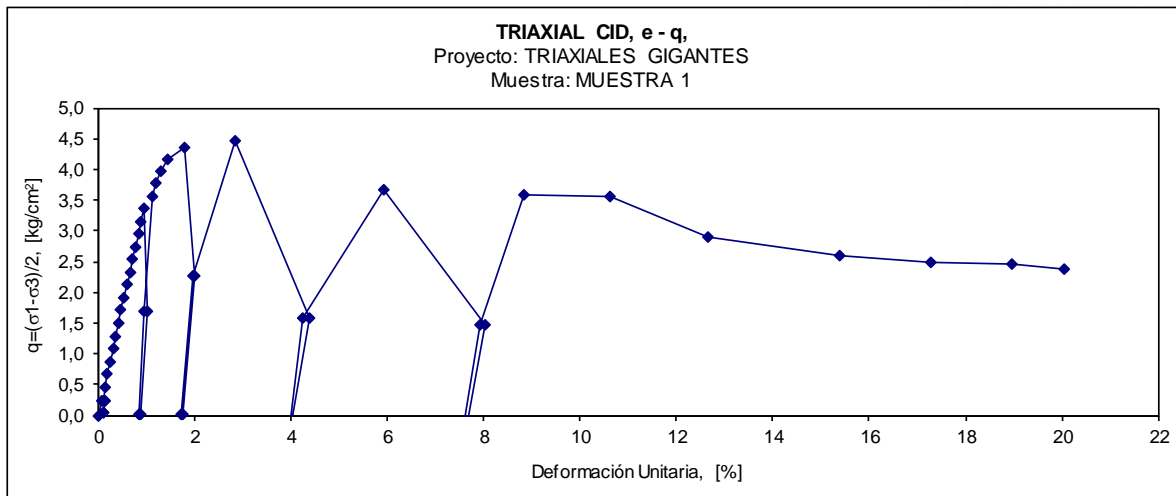
Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM.
Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.
Plaza Ercilla N°883

Informe Nº1.068.992-C TRIAXIALES GIGANTES

Página 7 de 9

SLG – FOR – 153 Versión: 11



Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM.

Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883

Informe N°1.068.992-C TRIAXIALES GIGANTES

Página 8 de 9

SLG - FOR - 153 Versión: 11

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CID

Proyecto	TRIAXIALES GIGANTES
Inf.Ensaye	Nº 1.068.992-C
Orden de Trabajo	82-000005-15-02
Fecha de Inicio	03/04/2017
Fecha de Término	07/04/2017
Muestra	MUESTRA 1
Probeta	PROBETA 4

Altura Inicial de Confección	[cm]=	59,00
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	30,05
Variación Volumen drenado etapa consolidación	[cm³]=	241,11
Densidad Seca de Confección	[gr/cm³]=	2,26
Humedad de Confección	[%]=	0,00
Contrapresión	[kg/cm²]=	2,00
Presión de Cámara Total	[kg/cm²]=	5,00
Velocidad Deformación Unitaria	[% / min]=	--

Observaciones:

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$$

$$p = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2$$

Ensayo efectuado en probeta REMOLDEADA
y ensayada bajo condición saturada

Deformación Unitaria [%]	Deform. Volum. %	p [kg/cm²]	q [kg/cm²]
0,00	0,00	3,00	0,00
0,02	0,00	3,24	0,24
0,05	0,00	3,45	0,45
0,09	-0,03	3,66	0,66
0,12	-0,05	3,87	0,87
0,15	-0,10	4,08	1,08
0,19	-0,15	4,29	1,29
0,22	-0,18	4,50	1,50
0,26	-0,25	4,72	1,72
0,29	-0,30	4,93	1,93
0,34	-0,33	5,14	2,14
0,37	-0,38	5,35	2,35
0,41	-0,38	5,56	2,56
0,46	-0,43	5,77	2,77
0,51	-0,50	5,98	2,98
0,56	-0,55	6,19	3,19
0,63	-0,55	6,39	3,39
0,68	-0,55	6,60	3,60
0,75	-0,58	6,81	3,81
0,83	-0,60	7,02	4,02
0,92	-0,63	7,22	4,22
1,00	-0,63	7,43	4,43
1,11	-0,60	7,63	4,63
1,26	-0,58	7,83	4,83
1,51	-0,50	8,02	5,02
1,84	-0,38	8,20	5,20
2,59	-0,05	8,34	5,34
3,13	0,48	8,48	5,48
4,90	0,68	7,95	4,95
6,45	0,85	7,65	4,65
8,26	1,00	7,72	4,72
9,94	1,08	7,30	4,30
11,66	1,15	7,20	4,20
13,17	1,25	7,04	4,04
16,37	1,30	6,80	3,80
19,05	1,30	6,65	3,65
20,14	1,35	6,59	3,59

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM.

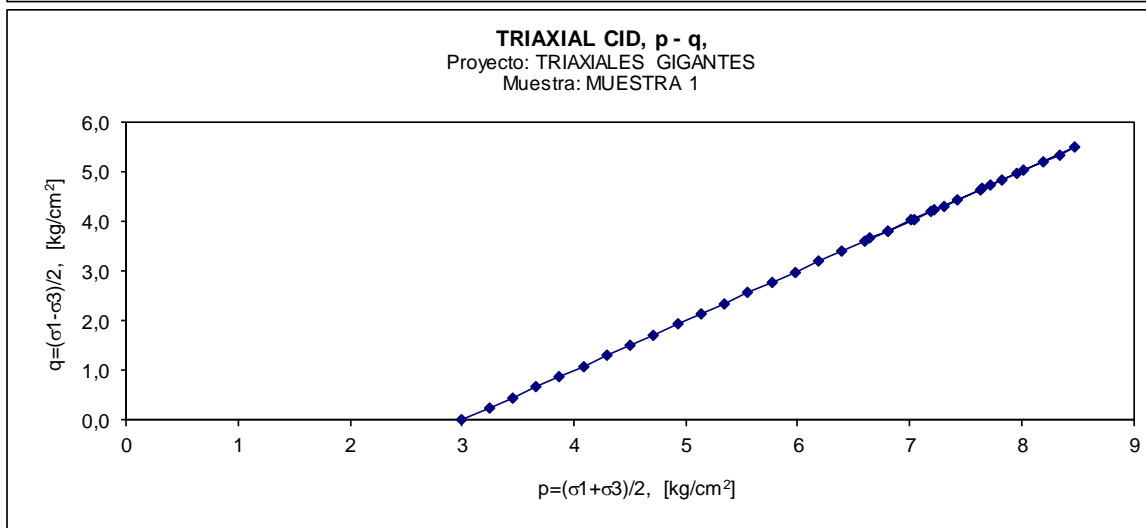
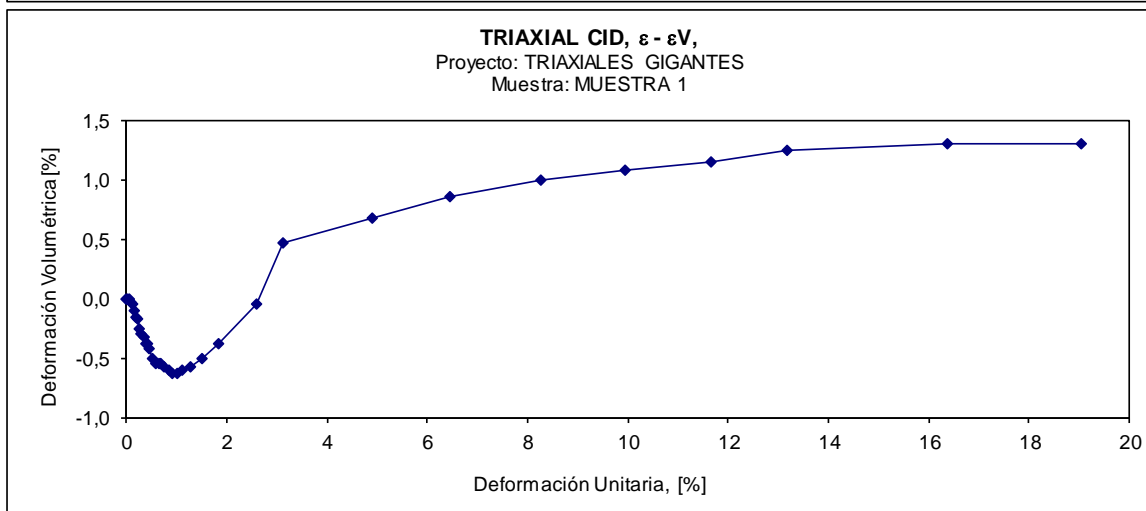
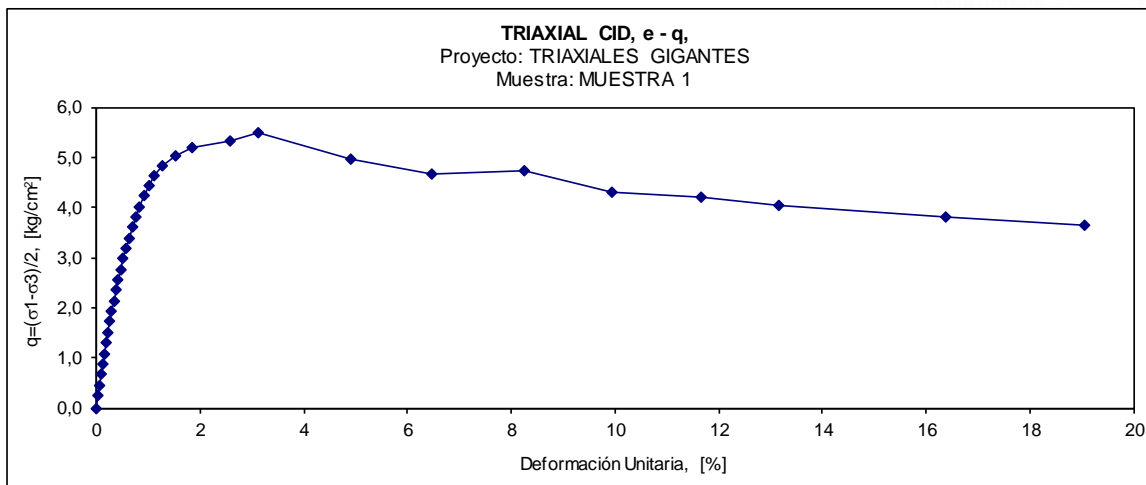
Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883

Informe N°1.068.992-C TRIAXIALES GIGANTES

Página 5 de 9

SLG – FOR – 153 Versión: 11



Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM.

Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883

Informe N°1.068.992-C TRIAXIALES GIGANTES

Página 6 de 9

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CID

Proyecto	TRIAXIALES GIGANTES
Inf.Ensaye	Nº 1.068.992-A
Orden de Trabajo	82-000005-15-00
Fecha de Inicio	20-04-2016
Fecha de Término	22-04-2016
Muestra	MUESTRA 1
Probeta	PROBETA 3

Altura Inicial de Confección	[cm]=	60,00
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	30,05
Variación Volumen drenado etapa consolidación	[cm³]=	347,83
Densidad Seca de Confección	[gr/cm³]=	2,26
Humedad de Confección	[%]=	0,00
Contrapresión	[kg/cm²]=	2,00
Presión de Cámara Total	[kg/cm²]=	7,00
Velocidad Deformación Unitaria	[% / min]=	--

Observaciones:

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$$

$$p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$$

Ensaye efectuado en probeta REMOLDEADA

Deformación Unitaria [%]	Deform. Volum. %	p [kg/cm²]	q [kg/cm²]
0,00	0,00	5,00	0,00
0,08	-0,05	5,74	0,74
0,22	-0,12	6,58	1,58
0,35	-0,19	7,42	2,42
0,49	-0,23	8,25	3,25
0,50	-0,26	8,25	3,25
0,50	-0,26	8,25	3,25
0,62	-0,33	9,09	4,09
0,67	-0,35	9,09	4,09
0,69	-0,37	9,09	4,09
0,84	-0,42	10,00	5,00
0,87	-0,44	10,07	5,07
0,89	-0,44	9,92	4,92
0,89	-0,44	9,99	4,99
1,21	-0,56	10,82	5,82
1,56	-0,68	11,64	6,64
1,64	-0,72	11,63	6,63
1,66	-0,72	11,63	6,63
2,46	-0,86	12,41	7,41
2,58	-0,89	12,47	7,47
2,80	-0,89	13,21	8,21
3,84	-0,96	13,11	8,11
4,72	-0,98	13,03	8,03
5,54	-1,03	12,96	7,96
5,73	-1,05	12,94	7,94
6,60	-1,05	13,65	8,65
8,44	-1,05	13,40	8,40
10,07	-1,05	13,29	8,29
11,34	-1,05	13,10	8,10
12,85	-1,05	13,01	8,01
13,48	-1,17	12,95	7,95
15,18	-1,17	13,50	8,50
16,88	-1,17	12,84	7,84
18,59	-1,19	12,66	7,66
20,29	-1,19	12,48	7,48

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM.

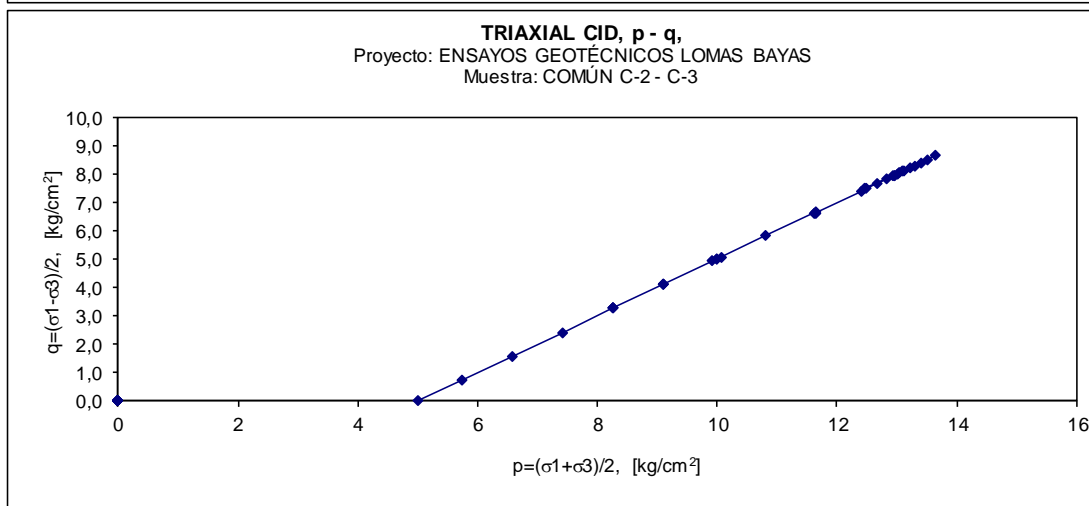
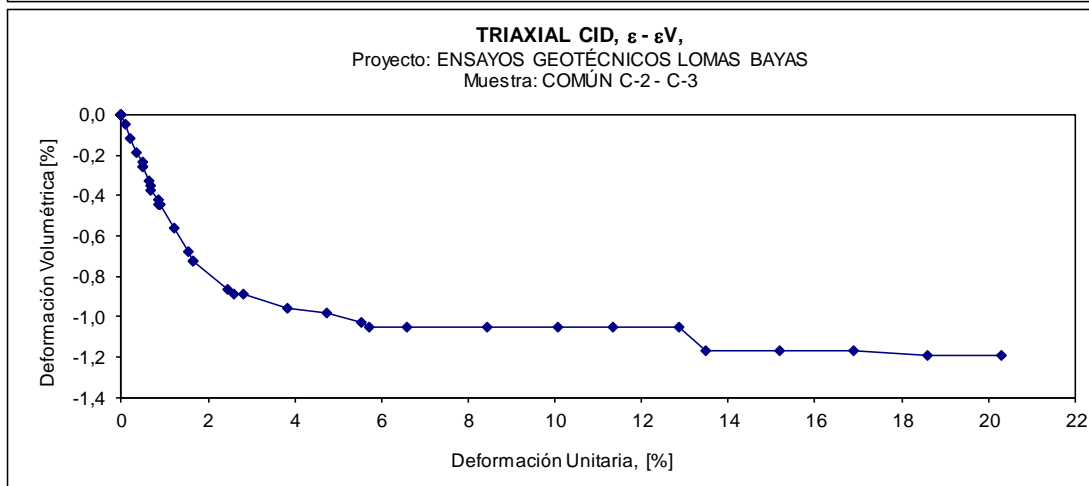
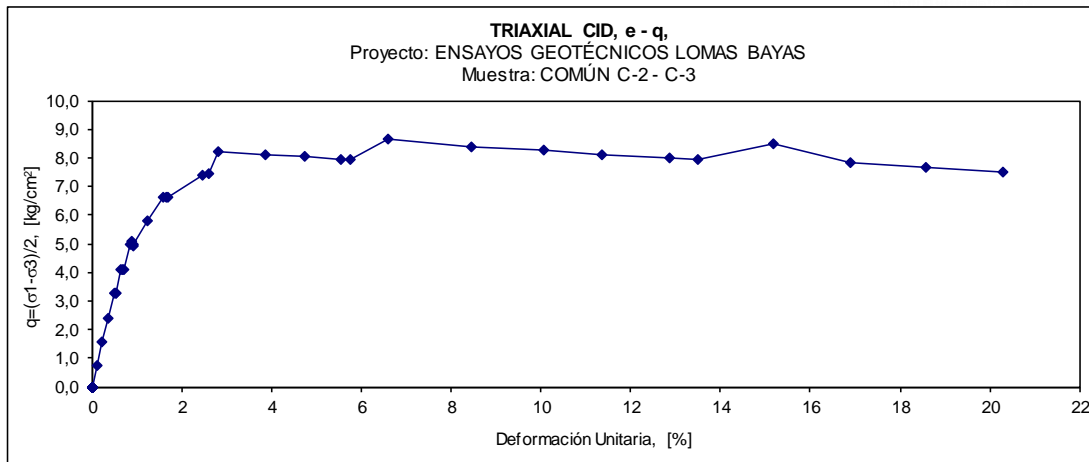
Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883

Informe PRELIMINAR

Página 9 de 10

SLG – FOR – 153 Versión: 11



Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM. Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883

Informe PRELIMINAR

Página 10 de 10

Programa de ensayos

A continuación se presenta la tabla que resume las condiciones con las que se realizó cada ensayo triaxial:

Serie 100x180 cm

Probeta	Material	Presión de confinamiento, [kgf/cm ²]	Densidad seca, [t/m ³]	Humedad de confección, [%]	Triaxial	Condición
1	M-1 reconstituida	5.0	2.25	0.12	CID	SATURADA
2	M-1 reconstituida	10.0	2.25	0.12	CID	SATURADA
3	M-1 reconstituida	20.0	2.25	0.12	CID	SATURADA

Probeta 30x60 cm

Probeta	Material	Presión de confinamiento, [kgf/cm ²]	Densidad seca, [t/m ³]	Humedad de confección, [%]	Triaxial	Condición
1	M-1 reconstituida	5.0	2.20	0.12	CID	SATURADA
2	M-1 reconstituida	10.0	2.20	0.12	CID	SATURADA
3	M-1 reconstituida	20.0	2.20	0.12	CID	SATURADA

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM.

Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883

Informe PRELIMINAR

Página 7 de 21

SLG – FOR – 153 Versión: 11

Resultados ensayos triaxiales

INFORME ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN DE MUESTRAS DE SUELO

Proyecto	TRIAXIALES GIGANTES
Inf. Ensayo	1.068.992-A
Orden de Trabajo	82-000005-15-00
Fecha Inicio	05/04/2016
Fecha Término	29/04/2016

IDENTIFICACIÓN

Muestra	Nº
Cota	[m]

MUESTRA 1 (CURVA RECONSTRUIDA INICIAL)	PROBETA 1 POST ENSAYO TRIAXIAL (30X60 cm)	PROBETA 2 POST ENSAYO TRIAXIAL (30X60 cm)	PROBETA 3 POST ENSAYO TRIAXIAL (30X60 cm)

Partículas sobre 3"	[%]
---------------------	-----

--	--	--	--

GRANULOMETRÍA

Tamaño de Partícula, mm	Designación Malla o Criba
63,50	2 1/2"
50,80	2"
38,10	1 1/2"
25,40	1"
19,00	3/4"
9,52	3/8"
4,76	Nº 4
2,00	Nº 10
0,84	Nº 20
0,42	Nº 40
0,25	Nº 60
0,11	Nº 140
0,07	Nº 200

% en peso que pasa			
100,0	100,0	100,0	100,0
94,1	94,5	95,1	96,9
87,4	88,2	88,7	91,3
82,5	82,8	83,8	86,5
72,2	73,1	73,4	74,4
61,8	62,1	62,9	63,5
47,0	49,4	50,1	51,9
31,4	35,6	36,8	37,9
17,5	23,3	23,8	27,0
13,9	17,7	18,1	22,0
8,8	12,0	13,8	17,2
5,5	9,8	12,0	15,6

Límite Líquido [%]
Límite Plástico [%]
Índice de Plasticidad [%]

Clasificación USCS

--	--	--	--

Referencias

1. SLG-PP-06 Granulometría ASTM D422-63 (2007).

Observaciones

- a. Granulometría realizada por método seco.
- b. La muestra 1 reconstruida se realizó según lo indicado por el cliente.

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM. Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883

Informe PRELIMINAR

Página 8 de 21

SLG - FOR - 153 Versión: 11

INFORME ENSAYO DE GRANULOMETRÍA INTEGRAL

Proyecto	TRIAXIALES GIGANTES
Inf. Ensaye	Nº 1.068.992-A
Orden de Trabajo	82-0000005-15-00
Fecha Inicio	09/05/2016
Fecha Término	12/07/2016

IDENTIFICACIÓN

Muestra	Nº
Cota	[m]

MUESTRA 1 (CURVA RECONSTRUIDA INICIAL PROBETA 100X180 cm)	PROBETA 1 POST ENSAYO TRIAXIAL (100x180 cm)	PROBETA 2 POST ENSAYO TRIAXIAL (100x180 cm)	PROBETA 3 POST ENSAYO TRIAXIAL (100x180 cm)
---	---	---	---

GRANULOMETRIA

Tamaño de Partícula, mm	Designación Malla o Criba
203,2	8"
177,8	7"
152,4	6"
127,0	5"
101,6	4"
76,2	3"
63,50	2 1/2"
50,80	2"
38,10	1 1/2"
25,40	1"
19,00	3/4"
9,52	3/8"
4,760	Nº4
2,000	Nº10
0,840	Nº20
0,420	Nº40
0,250	Nº60
0,110	Nº140
0,074	Nº200

% en peso que pasa			
100,0	100,0	100,0	100,0
98,0	98,6	99,0	99,8
95,0	96,2	97,1	98,5
92,0	93,9	94,8	96,4
88,0	90,8	91,6	93,6
83,0	85,7	87,3	89,2
81,0	84,0	85,3	87,7
77,0	79,6	81,1	83,6
72,0	73,9	75,3	78,3
66,0	68,1	71,1	73,3
61,0	61,6	63,2	66,4
47,0	48,0	49,8	53,2
34,0	34,7	36,6	40,2
18,0	24,3	28,2	32,4
12,0	17,2	19,3	25,6
9,0	13,9	16,0	20,5
8,0	12,1	14,7	18,3
5,0	10,2	12,8	16,1
4,0	9,6	11,2	15,2

Referencias

1. SLG-PP-06 Granulometría basado en ASTM D422-63 (2007).

Observaciones

1. Ensaye efectuado con 6,70 ton de material (Se utilizó todo el material ingresado).

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM. Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla Nº883

Informe PRELIMINAR

Página 9 de 21

SLG – FOR – 153 Versión: 11

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CID

Proyecto	TRIAXIALES GIGANTES
Inf.Ensaye	Nº 1.068.992-A
Orden de Trabajo	82-000005-15-00
Fecha de Inicio	14/04/2016
Fecha de Término	15/04/2016
Muestra	MUESTRA 1
Probeta	PROBETA 1

Altura Inicial de Confección	[cm]=	59,00
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	30,05
Variación Volumen drenado etapa consolidación	[cm³]=	0,00
Densidad Seca de Confección	[gr/cm³]=	2,20
Humedad de Confección	[%]=	0,00
Contrapresión	[kg/cm²]=	2,00
Presión de Cámara Total	[kg/cm²]=	7,00
Velocidad Deformación Unitaria	[% / min]=	--

Observaciones:

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$$

$$p = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2$$

Ensaye efectuado en probeta REMOLDEADA

Deformación Unitaria [%]	Deform. Volum. %	p [kg/cm²]	q [kg/cm²]
0,00	0,00	5,00	0,00
0,10	-0,08	5,45	0,45
0,24	-0,23	5,86	0,86
0,42	-0,36	6,28	1,28
0,59	-0,50	6,69	1,69
0,75	-0,62	7,10	2,10
0,95	-0,77	7,51	2,51
1,14	-0,89	7,92	2,92
1,34	-1,03	8,34	3,34
1,60	-1,16	8,80	3,80
1,82	-1,27	9,21	4,21
2,07	-1,39	9,61	4,61
2,34	-1,51	10,02	5,02
2,63	-1,63	10,42	5,42
3,04	-1,79	10,81	5,81
3,31	-1,92	11,21	6,21
3,67	-2,05	11,60	6,60
4,16	-2,15	11,97	6,97
4,79	-2,23	12,33	7,33
5,62	-2,27	12,66	7,66
6,34	-2,18	12,99	7,99
7,30	-2,09	12,88	7,88
7,68	-2,03	13,24	8,24
8,31	-1,92	13,16	8,16
9,02	-1,81	13,08	8,08
10,09	-1,67	12,96	7,96
11,38	-1,52	12,82	7,82
12,81	-1,44	12,67	7,67
17,02	-1,14	12,58	7,58
19,98	-1,03	12,27	7,27

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM.

Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883

Informe PRELIMINAR

Página 10 de 21

SLG – FOR – 153 Versión: 11

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CID

Proyecto	TRIAXIALES GIGANTES
Inf.Ensaye	Nº 1.068.992-A
Orden de Trabajo	82-000005-15-00
Fecha de Inicio	18/04/2016
Fecha de Término	20/04/2016
Muestra	MUESTRA 1
Probeta	PROBETA 2

Altura Inicial de Confección	[cm]=	59,00
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	30,05
Variación Volumen drenado etapa consolidación	[cm³]=	0,00
Densidad Seca de Confección	[gr/cm³]=	2,20
Humedad de Confección	[%]=	0,00
Contrapresión	[kg/cm²]=	2,00
Presión de Cámara Total	[kg/cm²]=	12,00
Velocidad Deformación Unitaria	[% / min]=	--

Observaciones:

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$$

$$p = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2$$

Ensaye efectuado en probeta REMOLDEADA

Deformación Unitaria [%]	Deform. Volum. %	p [kg/cm²]	q [kg/cm²]
0,00	0,00	10,00	0,00
0,07	-0,07	10,49	0,49
0,22	-0,19	11,29	1,29
0,39	-0,36	11,92	1,92
0,56	-0,49	12,54	2,54
0,73	-0,64	13,17	3,17
0,90	-0,78	13,79	3,79
1,10	-0,92	14,49	4,49
1,27	-1,06	15,11	5,11
1,44	-1,18	15,73	5,73
1,65	-1,32	16,36	6,36
1,83	-1,44	16,98	6,98
2,02	-1,55	17,60	7,60
2,21	-1,67	18,21	8,21
2,40	-1,78	18,83	8,83
2,62	-1,87	19,44	9,44
2,84	-1,98	20,05	10,05
3,07	-2,08	20,66	10,66
3,33	-2,16	21,26	11,26
3,60	-2,24	21,85	11,85
3,91	-2,34	22,44	12,44
4,28	-2,42	23,09	13,09
4,69	-2,51	23,65	13,65
5,05	-2,56	24,22	14,22
5,50	-2,59	24,76	14,76
6,03	-2,62	25,28	15,28
6,76	-2,62	25,76	15,76
8,00	-2,56	26,12	16,12
8,22	-2,54	26,67	16,67
8,78	-2,51	26,55	16,55
9,41	-2,46	26,42	16,42
9,97	-2,41	26,31	16,31
10,58	-2,35	26,18	16,18
11,70	-2,26	25,95	15,95
13,91	-2,12	26,06	16,06
16,68	-2,02	25,49	15,49
20,01	-1,87	24,81	14,81

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM.

Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883

Informe PRELIMINAR

Página 11 de 21

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CID

Proyecto	TRIAXIALES GIGANTES
Inf.Ensaye	Nº 1.068.992-A
Orden de Trabajo	82-000005-15-00
Fecha de Inicio	20/04/2016
Fecha de Término	22/04/2016
Muestra	MUESTRA 1
Probeta	PROBETA 3

Altura Inicial de Confección	[cm]=	59,00
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	30,05
Variación Volumen drenado etapa consolidación	[cm³]=	0,00
Densidad Seca de Confección	[gr/cm³]=	2,20
Humedad de Confección	[%]=	0,00
Contrapresión	[kg/cm²]=	2,00
Presión de Cámara Total	[kg/cm²]=	22,00
Velocidad Deformación Unitaria	[% / min]=	--

Observaciones:

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$$

$$p = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2$$

Ensaye efectuado en probeta REMOLDEADA

Deformación Unitaria [%]	Deform. Volum. %	p [kg/cm²]	q [kg/cm²]
0,00	0,00	20,00	0,00
0,14	-0,10	21,36	1,36
0,27	-0,23	22,69	2,69
0,49	-0,43	24,01	4,01
0,71	-0,64	25,40	5,40
0,92	-0,83	26,73	6,73
1,14	-1,02	28,05	8,05
1,36	-1,20	29,37	9,37
1,60	-1,37	30,69	10,69
1,83	-1,52	32,00	12,00
2,07	-1,69	33,38	13,38
2,31	-1,84	34,69	14,69
2,57	-1,97	35,99	15,99
2,82	-2,10	37,29	17,29
3,09	-2,23	38,57	18,57
3,24	-2,32	39,88	19,88
3,64	-2,50	41,14	21,14
3,92	-2,62	42,48	22,48
4,26	-2,76	43,74	23,74
4,57	-2,87	44,99	24,99
4,84	-2,95	46,24	26,24
5,23	-3,02	47,45	27,45
5,95	-3,13	48,55	28,55
6,66	-3,20	49,70	29,70
7,12	-3,24	50,83	30,83
7,80	-3,24	51,86	31,86
8,05	-3,23	51,77	31,77
9,22	-3,16	52,57	32,57
10,16	-3,11	52,21	32,21
11,50	-3,02	51,69	31,69
12,74	-2,99	51,22	31,22
14,17	-2,92	50,67	30,67
15,71	-2,82	50,07	30,07
18,09	-2,68	50,27	30,27
19,57	-2,68	49,70	29,70

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM.

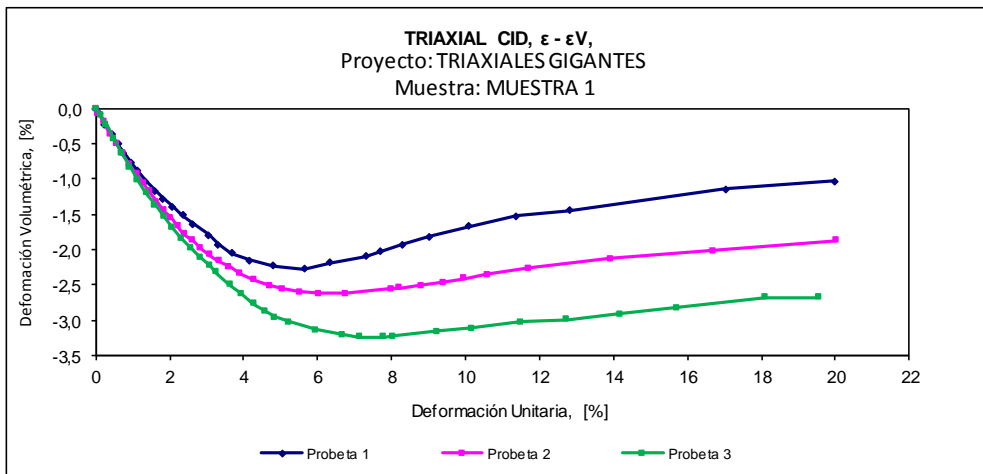
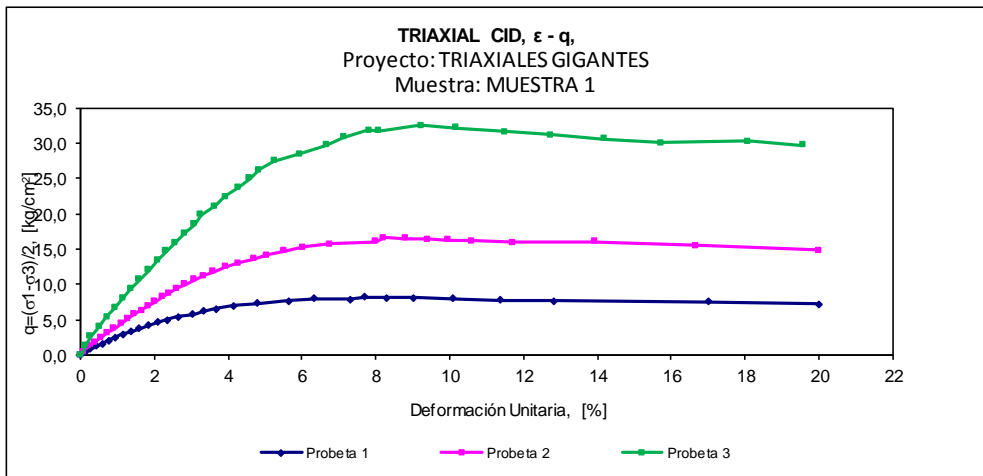
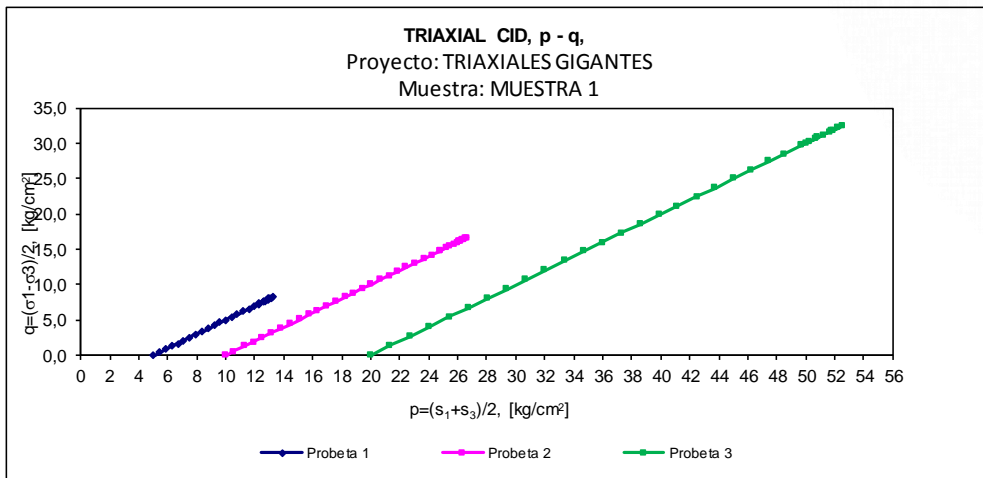
Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883

Informe PRELIMINAR

Página 12 de 21

SLG – FOR – 153 Versión: 11



Nota:
 La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM.
 Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.
 Plaza Ercilla N°883

Informe PRELIMINAR

Página 13 de 21

SLG - FOR - 153 Versión: 11

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CID

Proyecto	TRIAXIALES GIGANTES
Inf. Ensaye	Nº 1.068.992-A
Orden de Trabajo	82-000005-15-00
Fecha de Inicio	28/04/2016
Fecha de Término	04/05/2016
Muestra	MUESTRA 1
Probeta	PROBETA 1

Altura Inicial de Confección	[cm]=	180,00
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	100,00
Variación Volumen drenado etapa consolidación	[cm³]=	30047,00
Densidad Seca de Confección	[gr/cm³]=	2,25
Humedad de Confección	[%]=	0,12
Contrapresión	[kg/cm²]=	2,00
Presión de Cámara Total	[kg/cm²]=	7,00
Velocidad Deformación Unitaria	[% / min]=	--

Observaciones:

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$$

$$p = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2$$

Ensaye efectuado en probeta REMOLDEADA

Deformación Unitaria [%]	Deform. Volum. %	p [kg/cm²]	q [kg/cm²]
0,00	0,00	5,00	0,00
0,15	-0,09	5,45	0,45
0,27	-0,14	5,80	0,80
0,44	-0,33	6,15	1,15
0,61	-0,54	6,50	1,50
0,77	-0,63	6,85	1,85
0,95	-0,84	7,20	2,20
1,11	-0,96	7,55	2,55
1,29	-1,07	7,90	2,90
1,47	-1,26	8,24	3,24
1,68	-1,52	8,59	3,59
1,89	-1,66	8,94	3,94
2,12	-1,85	9,29	4,29
2,37	-1,99	9,63	4,63
2,64	-2,17	9,98	4,98
2,94	-2,36	10,31	5,31
3,28	-2,52	10,65	5,65
3,61	-2,69	10,99	5,99
3,97	-2,87	11,32	6,32
4,37	-3,11	11,66	6,66
4,80	-3,22	11,98	6,98
5,34	-3,39	12,29	7,29
5,90	-3,57	12,60	7,60
6,55	-3,64	12,90	7,90
7,34	-3,81	13,18	8,18
8,19	-3,95	13,45	8,45
9,37	-3,95	13,66	8,66
11,75	-3,95	13,75	8,75
12,49	-3,88	13,99	8,99
13,13	-3,88	13,93	8,93
13,73	-3,85	13,86	8,86
14,54	-3,90	13,78	8,78
15,27	-3,85	13,70	8,70
16,37	-3,83	13,58	8,58
16,99	-3,83	13,52	8,52
18,13	-3,78	13,69	8,69
19,60	-3,81	13,53	8,53

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM.

Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883

Informe PRELIMINAR

Página 14 de 21

SLG – FOR – 153 Versión: 11

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CID

Proyecto	TRIA XIALES GIGANTES
Inf.Ensaye	Nº 1.068.992-A
Orden de Trabajo	82-000005-15-00
Fecha de Inicio	05/05/2016
Fecha de Término	12/05/2016
Muestra	MUESTRA 1
Probeta	PROBETA 2

Altura Inicial de Confección	[cm]=	180,00
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	100,00
Variación Volumen drenado etapa consolidación	[cm³]=	39623,00
Densidad Seca de Confección	[gr/cm³]=	2,25
Humedad de Confección	[%]=	0,12
Contrapresión	[kg/cm²]=	2,00
Presión de Cámara Total	[kg/cm²]=	12,00
Velocidad Deformación Unitaria	[% / min]=	--

Observaciones:

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$$

$$p = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2$$

Ensaye efectuado en probeta REMOLDEADA

Deformación Unitaria [%]	Deform. Volum. %	p [kg/cm²]	q [kg/cm²]
0,00	0,00	10,00	0,00
0,09	-0,08	11,11	1,11
0,31	-0,28	11,72	1,72
0,57	-0,36	12,59	2,59
0,81	-0,90	13,22	3,22
1,06	-1,04	13,83	3,83
1,30	-1,23	14,44	4,44
1,58	-1,51	15,06	5,06
1,82	-1,63	15,66	5,66
2,08	-1,88	16,28	6,28
2,37	-2,13	17,54	7,54
2,61	-2,30	18,15	8,15
2,92	-2,49	18,75	8,75
3,19	-2,69	19,36	9,36
3,49	-2,89	19,96	9,96
3,87	-3,08	20,55	10,55
4,24	-3,28	21,14	11,14
4,56	-3,42	21,73	11,73
4,88	-3,59	22,32	12,32
5,27	-3,73	22,89	12,89
5,65	-3,90	23,47	13,47
5,96	-4,01	24,04	14,04
6,50	-4,09	24,58	14,58
6,92	-4,29	25,14	15,14
7,44	-4,37	25,67	15,67
7,99	-4,54	26,19	16,19
8,97	-4,68	26,01	16,01
9,16	-4,68	25,95	15,95
10,09	-4,76	25,80	15,80
11,37	-4,82	26,15	16,15
11,67	-4,88	26,11	16,11
13,66	-4,85	26,29	16,29
14,42	-4,96	26,72	16,72
14,93	-4,96	26,62	16,62
15,48	-4,93	26,51	16,51
16,39	-4,96	26,33	16,33
17,23	-4,99	26,17	16,17
17,44	-5,04	26,68	16,68
18,56	-5,07	26,45	16,45
19,26	-5,07	26,31	16,31

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM.

Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883

Informe PRELIMINAR

Página 15 de 21

SLG – FOR – 153 Versión: 11

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CID

Proyecto	TRIA XIALES GIGANTES
Inf. Ensayo	Nº 1.068.992-A
Orden de Trabajo	82-000005-15-00
Fecha de Inicio	12/05/2016
Fecha de Término	30/05/2016
Muestra	MUESTRA 1
Probeta	PROBETA 3

Altura Inicial de Confección	[cm]=	180,00
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	100,00
Variación Volumen drenado etapa consolidación	[cm³]=	72642,00
Densidad Seca de Confección	[gr/cm³]=	2,25
Humedad de Confección	[%]=	0,12
Contrapresión	[kg/cm²]=	2,00
Presión de Cámara Total	[kg/cm²]=	22,00
Velocidad Deformación Unitaria	[% / min]=	--

Observaciones:

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$$

$$p = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2$$

Ensayo efectuado en probeta REMOLDEADA

Deformación Unitaria [%]	Deform. Volum. %	p [kg/cm²]	q [kg/cm²]
0,00	0,00	20,00	0,00
0,33	-0,08	22,99	2,99
0,77	-0,59	25,23	5,23
1,16	-1,18	26,49	6,49
1,73	-2,02	30,41	10,41
2,01	-2,37	31,69	11,69
2,39	-2,52	34,24	14,24
2,69	-2,79	35,49	15,49
3,00	-2,86	36,70	16,70
3,31	-3,13	37,94	17,94
3,64	-3,46	39,20	19,20
4,00	-3,54	40,32	20,32
4,21	-3,61	40,29	20,29
4,55	-3,76	41,50	21,50
4,88	-4,04	42,74	22,74
5,18	-4,25	43,96	23,96
5,51	-4,46	45,17	25,17
5,75	-4,62	46,39	26,39
6,17	-4,79	47,56	27,56
6,46	-4,88	48,73	28,73
6,66	-5,00	48,71	28,71
7,18	-5,26	49,21	29,21
7,77	-5,47	50,31	30,31
8,19	-5,55	51,43	31,43
8,54	-5,63	51,34	31,34
9,24	-5,76	52,35	32,35
9,44	-5,80	52,30	32,30
10,04	-5,80	53,28	33,28
10,56	-5,97	53,15	33,15
11,21	-5,97	53,46	33,46
11,31	-6,01	53,44	33,44
13,02	-6,10	53,99	33,99
13,63	-6,14	53,76	33,76
14,44	-6,18	53,46	33,46
15,27	-6,31	53,18	33,18
15,57	-6,31	53,06	33,06
17,60	-6,43	53,24	33,24
17,93	-6,52	53,14	33,14
18,55	-6,60	52,92	32,92
19,70	-6,73	52,50	32,50

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM.

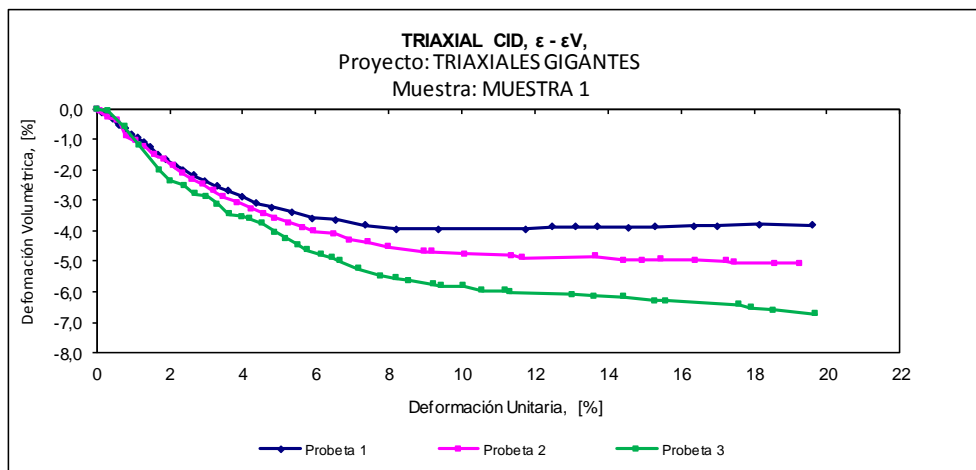
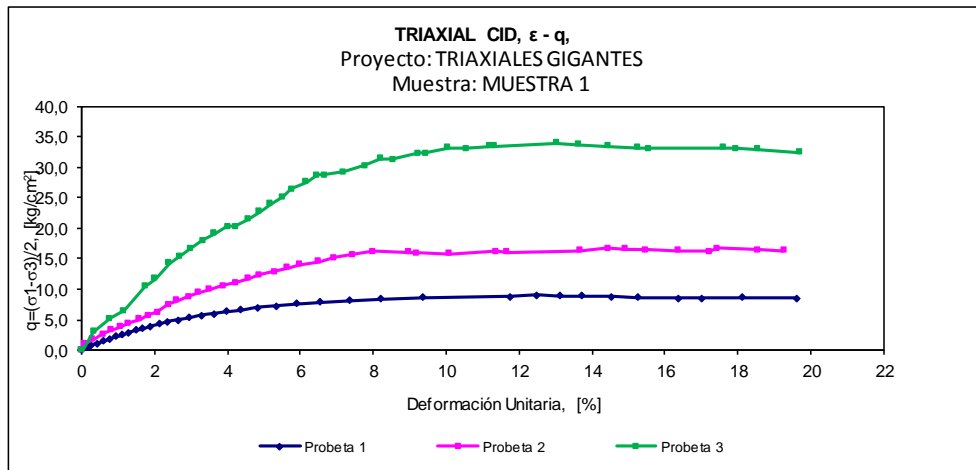
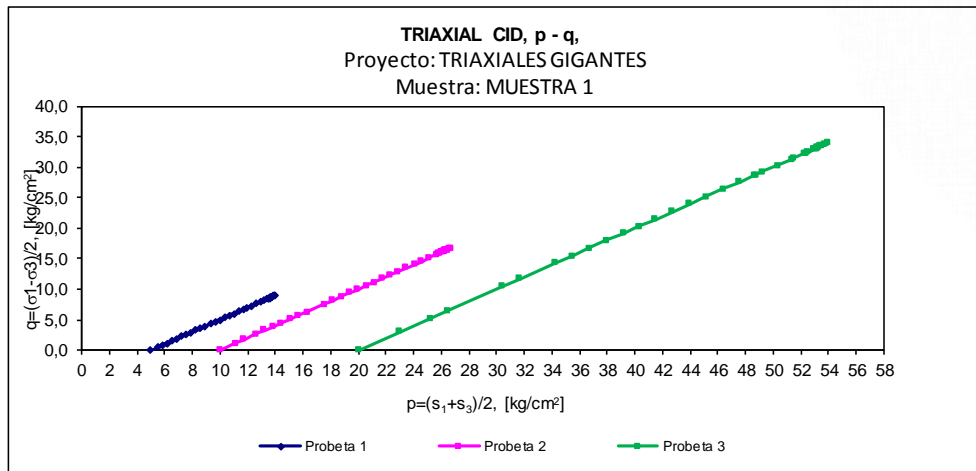
Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883

Informe PRELIMINAR

Página 16 de 21

SLG – FOR – 153 Versión: 11



Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM. Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883

Informe PRELIMINAR

Página 17 de 21

SLG - FOR - 153 Versión: 11

7 Registro Fotográfico



Foto 1: Corte Material para Preparación de Probetas



Foto 1: Corte Material para Preparación de Probetas

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM. Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883

Informe PRELIMINAR

Página 18 de 21

SLG – FOR – 153 Versión: 11



Foto 3: Ensayo 30x60 cm. Probetas 5 – 10 -20 kg/cm²

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM.

Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883

Informe PRELIMINAR

Página 19 de 21

SLG – FOR – 153 Versión: 11



Foto 4: Probeta 100x180 cm ensayada a 5.0 kg/cm²



Foto 5: Probeta 100x180 cm ensayada a 10.0 kg/cm²

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM.

Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883

Informe PRELIMINAR

Página 20 de 21

SLG – FOR – 153 Versión: 11



Foto 6: Probeta 100x180 cm ensayada a 20.0 kg/cm²

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Ensayos Geomecánicos de IDIEM.

Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883

Informe PRELIMINAR

Página 21 de 21

SLG – FOR – 153 Versión: 11



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)
(ASTM D4767-00)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 12.05.2016
N° Solicitud: LGGA-SE-16-0011

N° Informe : E0345
N° Proyecto : 181359
Sondaje : -
Muestra : Relave
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS:	CL-ML	LL: 24	LP: 17	IP: 7
Observaciones: Remoldeado a la densidad seca de 1.32 g/cm ³ y 10.0% de humedad, según solicitud del cliente.				
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.				
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.				

ESPECIMEN 1

Parámetro B: 0.97

ETAPA DE CONSOLIDACIÓN

Presión de Celda:	698 kPa				Contrapresión: 544 kPa			
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3):	154 kPa							
	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Área (cm ²)	Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)	Relación de Vacíos	Saturación (%)	G. Especifica Promedio
INICIAL	14.20	7.14	40.01	10.2	1.323	1.177	24.8	2.880
FINAL	13.34	6.66	34.83	26.5	1.618	0.780	97.7	

Nota: La altura y diámetro iniciales son medidos, todas las demás dimensiones son calculadas.

ETAPA DE CORTE

Razón de Deformación (%/min):	0.083			Esfuerzo Principal en la Falla (kPa)			
Deformación Axial en la Falla (%):	1.0			σ_1	σ_1'	σ_3	σ_3'
Criterios de Falla:	Esfuerzo Desv. Máximo			233	136	154	57

Nota: Se aplicaron correcciones por membrana.

Deformación (%)	Esf. Desv. (kPa)	P. Poros (kPa)	σ_3' (kPa)	σ_1' (kPa)	p' (kPa)	q (kPa)	q/p'	Oblicuidad (σ_1'/σ_3')
0.00	6.75	0.00	153.90	160.65	157.28	3.37	0.02	1.04
0.05	28.97	11.30	142.60	171.57	157.09	14.49	0.09	1.20
0.11	39.21	21.83	132.07	171.28	151.68	19.60	0.13	1.30
0.21	54.66	39.98	113.93	168.58	141.25	27.33	0.19	1.48
0.35	65.65	57.35	96.55	162.20	129.38	32.82	0.25	1.68
0.51	72.57	72.23	81.67	154.24	117.96	36.29	0.31	1.89
0.75	77.44	87.07	66.83	144.28	105.56	38.72	0.37	2.16
1.02	79.01	98.13	55.77	134.78	95.28	39.51	0.41	2.42
1.29	78.68	105.17	48.74	127.41	88.08	39.34	0.45	2.61
1.50	78.04	109.51	44.40	122.43	83.41	39.02	0.47	2.76
1.71	77.59	112.60	41.31	118.90	80.10	38.80	0.48	2.88
2.03	76.70	115.52	38.38	115.08	76.73	38.35	0.50	3.00
2.57	76.16	120.43	33.47	109.63	71.55	38.08	0.53	3.28
3.10	74.61	122.68	31.22	105.83	68.53	37.30	0.54	3.39
3.53	72.97	124.94	28.97	101.94	65.45	36.49	0.56	3.52
4.06	72.45	126.20	27.71	100.16	63.93	36.22	0.57	3.61
4.59	72.27	127.85	26.06	98.33	62.19	36.13	0.58	3.77
5.02	70.68	128.42	25.48	96.16	60.82	35.34	0.58	3.77
6.14	69.12	129.72	24.18	93.30	58.74	34.56	0.59	3.86
7.20	69.47	130.49	23.41	92.89	58.15	34.74	0.60	3.97
8.00	68.06	131.04	22.86	90.92	56.89	34.03	0.60	3.98
9.06	67.42	131.52	22.38	89.80	56.09	33.71	0.60	4.01
10.13	66.00	131.94	21.96	87.96	54.96	33.00	0.60	4.01
11.19	65.17	132.44	21.46	86.63	54.05	32.58	0.60	4.04
12.26	63.30	132.85	21.05	84.35	52.70	31.65	0.60	4.01
13.06	61.54	132.87	21.03	82.57	51.80	30.77	0.59	3.93
14.12	60.90	133.01	20.89	81.79	51.34	30.45	0.59	3.92
15.19	60.54	131.77	22.14	82.67	52.41	30.27	0.58	3.73



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

**ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)
(ASTM D4767-00)**

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 12.05.2016
N° Solicitud: LGGA-SE-16-0011

N° Informe : E0345
N° Proyecto : 181359
Sondaje : -
Muestra : Relave
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS:	CL-ML	LL: 24	LP: 17	IP: 7
Observaciones: Remoldeado a la densidad seca de 1.32 g/cm ³ y 10.0% de humedad, según solicitud del cliente.				
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.				
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.				

ESPECIMEN 2

Parámetro B: 0.97

ETAPA DE CONSOLIDACIÓN

Presión de Celda: 848 kPa				Contrapresión: 546 kPa				
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3): 301 kPa								
	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Área (cm ²)	Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)	Relación de Vacíos	Saturación (%)	G. Especifica Promedio
INICIAL	14.20	7.14	40.01	10.1	1.323	1.176	24.8	2.880
FINAL	13.14	6.54	33.57	23.4	1.704	0.690	97.7	

Nota: La altura y diámetro iniciales son medidos, todas las demás dimensiones son calculadas.

ETAPA DE CORTE

Razón de Deformación (%/min):	0.083	Esfuerzo Principal en la Falla (kPa)			
Deformación Axial en la Falla (%):	1.4	σ_1	σ_1'	σ_3	σ_3'
Criterios de Falla:	Esfuerzo Desv. Máximo	517	319	301	103

Nota: Se aplicaron correcciones por membrana.

Deformación (%)	Esf. Desv. (kPa)	P. Poros (kPa)	σ_3' (kPa)	σ_1' (kPa)	p' (kPa)	q (kPa)	q/p'	Oblicuidad (σ_1'/σ_3')
0.00	11.51	0.00	301.27	312.79	307.03	5.76	0.02	1.04
0.05	73.13	6.71	294.57	367.70	331.13	36.57	0.11	1.25
0.11	119.87	20.04	281.24	401.10	341.17	59.93	0.18	1.43
0.22	155.91	48.81	252.47	408.38	330.42	77.96	0.24	1.62
0.35	179.79	82.99	218.28	398.07	308.18	89.90	0.29	1.82
0.52	197.79	115.91	185.37	383.16	284.26	98.90	0.35	2.07
0.76	210.15	149.09	152.19	362.33	257.26	105.07	0.41	2.38
1.01	214.18	171.66	129.61	343.80	236.71	107.09	0.45	2.65
1.31	214.88	192.59	108.68	323.56	216.12	107.44	0.50	2.98
1.52	214.45	199.53	101.75	316.19	208.97	107.22	0.51	3.11
1.74	213.38	207.47	93.81	307.18	200.49	106.69	0.53	3.27
2.06	211.41	215.89	85.39	296.80	191.09	105.70	0.55	3.48
2.50	207.95	224.44	76.83	284.79	180.81	103.98	0.58	3.71
3.04	202.71	231.46	69.81	272.52	171.16	101.36	0.59	3.90
3.58	199.81	238.80	62.47	262.28	162.38	99.91	0.62	4.20
4.01	197.62	239.53	61.74	259.36	160.55	98.81	0.62	4.20
4.55	196.88	240.49	60.78	257.66	159.22	98.44	0.62	4.24
5.09	195.60	241.43	59.84	255.44	157.64	97.80	0.62	4.27
6.23	193.32	249.15	52.12	245.44	148.78	96.66	0.65	4.71
7.04	193.85	248.80	52.47	246.32	149.40	96.93	0.65	4.69
8.12	190.84	249.22	52.06	242.90	147.48	95.42	0.65	4.67
9.20	190.15	251.40	49.88	240.03	144.95	95.08	0.66	4.81
10.01	188.48	250.62	50.66	239.14	144.90	94.24	0.65	4.72
11.09	188.46	249.63	51.64	240.11	145.88	94.23	0.65	4.65
12.17	187.55	249.76	51.51	239.06	145.29	93.78	0.65	4.64
13.25	184.95	249.83	51.44	236.39	143.92	92.48	0.64	4.60
14.06	184.16	250.07	51.21	235.37	143.29	92.08	0.64	4.60
15.14	182.42	249.51	51.76	234.18	142.97	91.21	0.64	4.52



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)
(ASTM D4767-00)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 12.05.2016
N° Solicitud: LGGA-SE-16-0011

N° Informe : E0345
N° Proyecto : 181359
Sondaje : -
Muestra : Relave
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS:	CL-ML	LL: 24	LP: 17	IP: 7
Observaciones: Remoldeado a la densidad seca de 1.32 g/cm ³ y 10.0% de humedad, según solicitud del cliente.				
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.				
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.				

ESPECIMEN 3

Parámetro B: 0.97

ETAPA DE CONSOLIDACIÓN

Presión de Celda:	1151 kPa				Contrapresión: 544 kPa			
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3):	607 kPa							
	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Área (cm ²)	Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)	Relación de Vacíos	Saturación (%)	G. Especifica Promedio
INICIAL	14.20	7.14	40.01	10.0	1.325	1.174	24.5	2.880
FINAL	12.95	6.41	32.28	20.4	1.801	0.599	98.0	

Nota: La altura y diámetro iniciales son medidos, todas las demás dimensiones son calculadas.

ETAPA DE CORTE

Razón de Deformación (%/min):	0.083			Esfuerzo Principal en la Falla (kPa)			
Deformación Axial en la Falla (%):	13.7			σ_1	σ_1'	σ_3	σ_3'
Criterios de Falla:	Esfuerzo Desv. Máximo			1166	746	607	187

Nota: Se aplicaron correcciones por membrana.

Deformación (%)	Esf. Desv. (kPa)	P. Poros (kPa)	σ_3' (kPa)	σ_1' (kPa)	p' (kPa)	q (kPa)	q/p'	Oblicuidad (σ_1'/σ_3')
0.00	5.45	0.00	607.04	612.48	609.76	2.72	0.00	1.01
0.05	86.39	7.82	599.22	685.61	642.41	43.20	0.07	1.14
0.11	186.50	15.31	591.73	778.23	684.98	93.25	0.14	1.32
0.22	352.53	36.23	570.81	923.34	747.07	176.26	0.24	1.62
0.36	430.34	70.93	536.11	966.44	751.27	215.17	0.29	1.80
0.50	465.79	106.55	500.49	966.27	733.38	232.89	0.32	1.93
0.75	505.93	166.74	440.29	946.22	693.26	252.97	0.36	2.15
1.00	525.44	217.34	389.70	915.14	652.42	262.72	0.40	2.35
1.22	535.73	252.52	354.51	890.24	622.38	267.86	0.43	2.51
1.55	540.19	293.44	313.60	853.79	583.69	270.10	0.46	2.72
1.77	541.07	313.72	293.31	834.38	563.85	270.53	0.48	2.84
2.10	539.54	336.62	270.42	809.95	540.18	269.77	0.50	3.00
2.53	536.51	359.54	247.50	784.00	515.75	268.25	0.52	3.17
3.08	533.43	380.90	226.13	759.57	492.85	266.72	0.54	3.36
3.52	531.08	387.83	219.21	750.29	484.75	265.54	0.55	3.42
4.07	530.92	401.04	206.00	736.91	471.46	265.46	0.56	3.58
4.51	531.07	404.98	202.06	733.13	467.60	265.54	0.57	3.63
5.06	531.55	412.08	194.96	726.51	460.73	265.78	0.58	3.73
6.05	535.38	417.97	189.06	724.44	456.75	267.69	0.59	3.83
7.14	538.84	421.45	185.59	724.43	455.01	269.42	0.59	3.90
8.24	542.65	422.58	184.45	727.11	455.78	271.33	0.60	3.94
9.06	546.40	423.18	183.86	730.26	457.06	273.20	0.60	3.97
10.16	550.56	422.76	184.28	734.84	459.56	275.28	0.60	3.99
11.26	554.18	419.51	187.52	741.71	464.62	277.09	0.60	3.96
12.08	555.29	423.38	183.66	738.95	461.30	277.65	0.60	4.02
13.18	557.84	420.08	186.96	744.80	465.88	278.92	0.60	3.98
14.00	558.50	420.67	186.37	744.87	465.62	279.25	0.60	4.00
15.10	557.15	419.53	187.51	744.65	466.08	278.57	0.60	3.97



GOLDER ASSOCIATES PERÚ S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

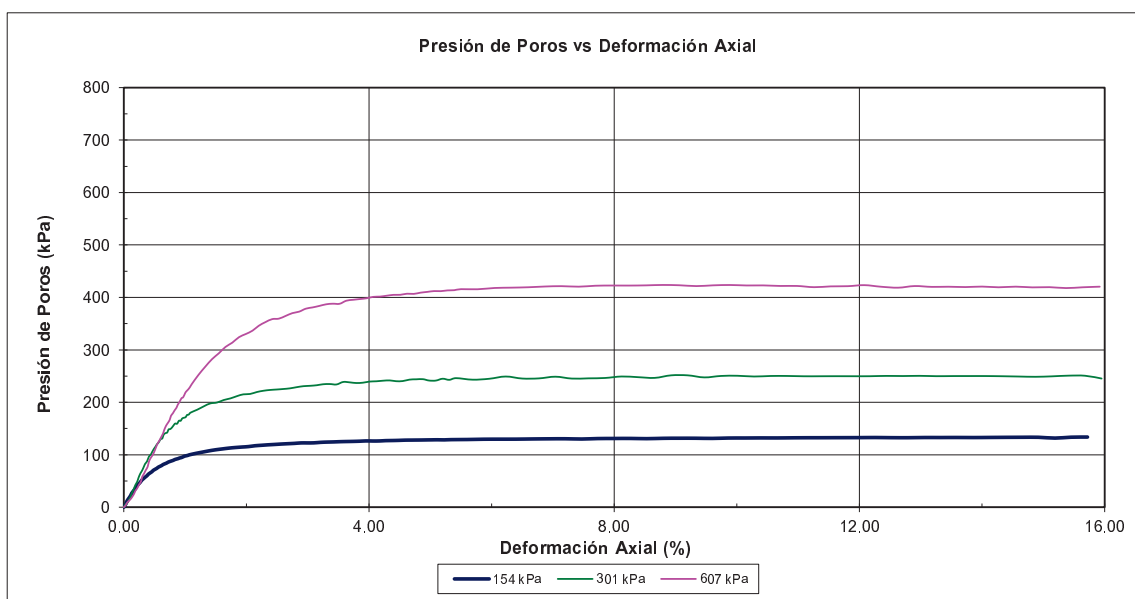
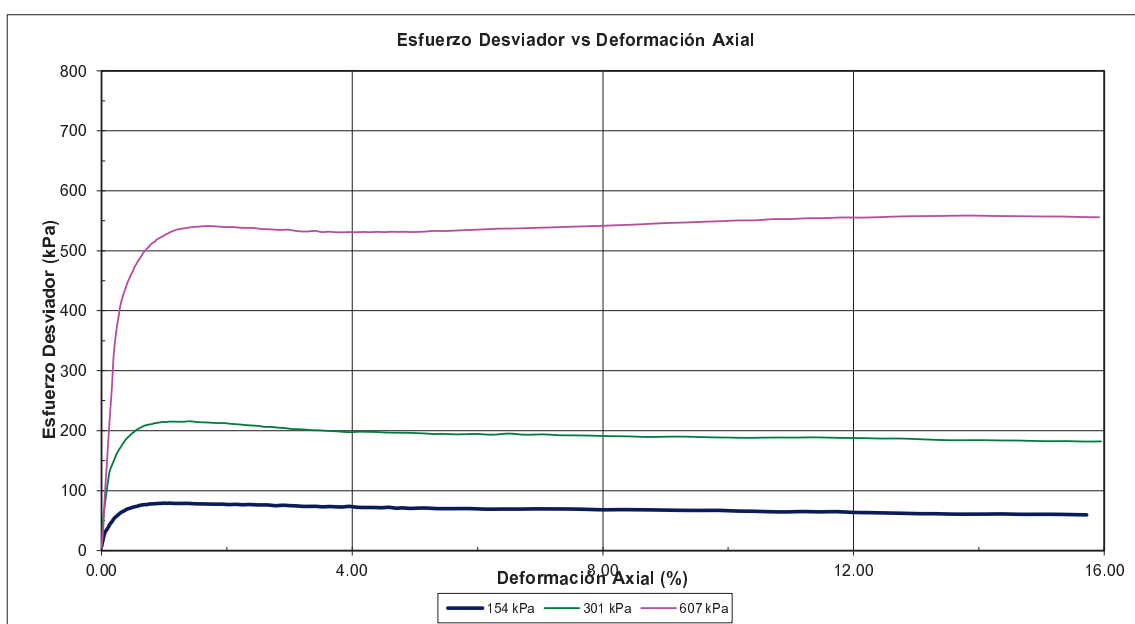
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)
(ASTM D4767-00)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 12.05.2016
N° Solicitud : LGGA-SE-16-0011

N° Informe : E0345
N° Proyecto : 181359
Sondaje : -
Muestra : Relave
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS: CL-ML LL: 24 LP: 17 IP: 7

Observaciones: Remoldeado a la densidad seca de 1.32 g/cm³ y 10.0% de humedad, según solicitud del cliente.
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.



Ensayado por: M.R.

Revisado y aprobado por: C.H.



GOLDER ASSOCIATES PERÚ S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)
(ASTM D4767-00)

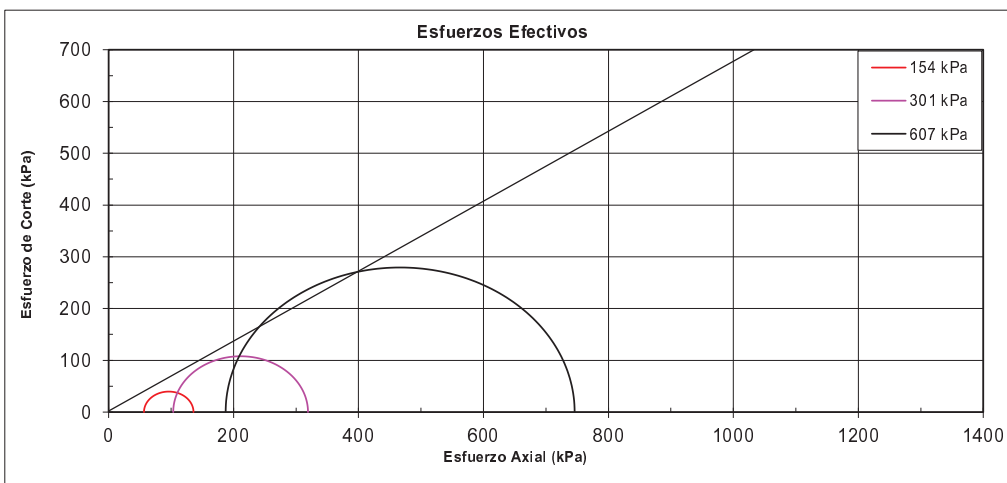
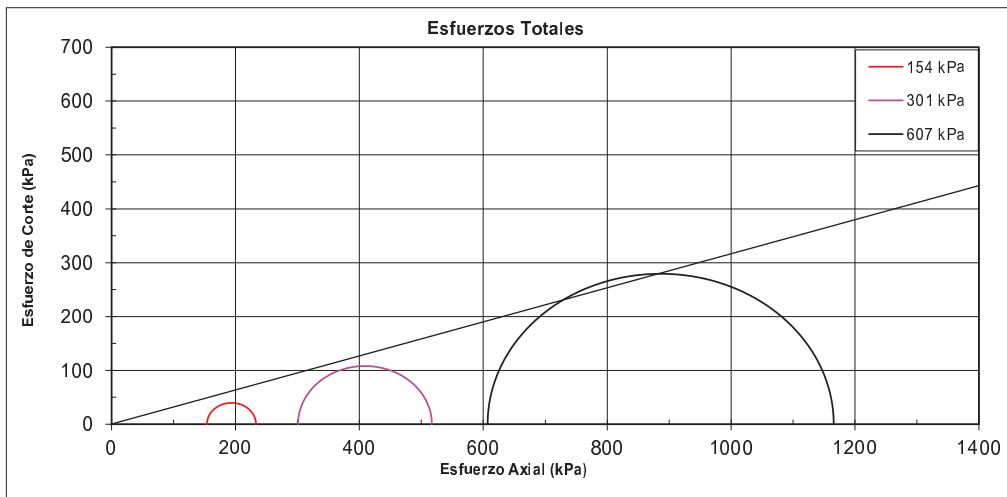
Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 12.05.2016
N° Solicitud: LGG-SE-16-0011

N° Informe : E0345
N° Proyecto : 181359
Sondaje : -
Muestra : Relave
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS: CL-ML LL: 24 LP: 17 IP: 7
Observaciones: Remoldeado a la densidad seca de 1.32 g/cm³ y 10.0% de humedad, según solicitud del cliente.
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.

CIRCULOS DE ESFUERZOS DE MOHR

ESFUERZO	PARAMETROS DE RESISTENCIA	
	COHESIÓN (kPa)	ANG. DE FRICCIÓN (°)
TOTAL	0	18
EFFECTIVO	0	35



Ensayado Por: M.R.

Revisado y Aprobado Por: C.H.



GOLDER ASSOCIATES PERÚ S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)
(ASTM D4767-00)

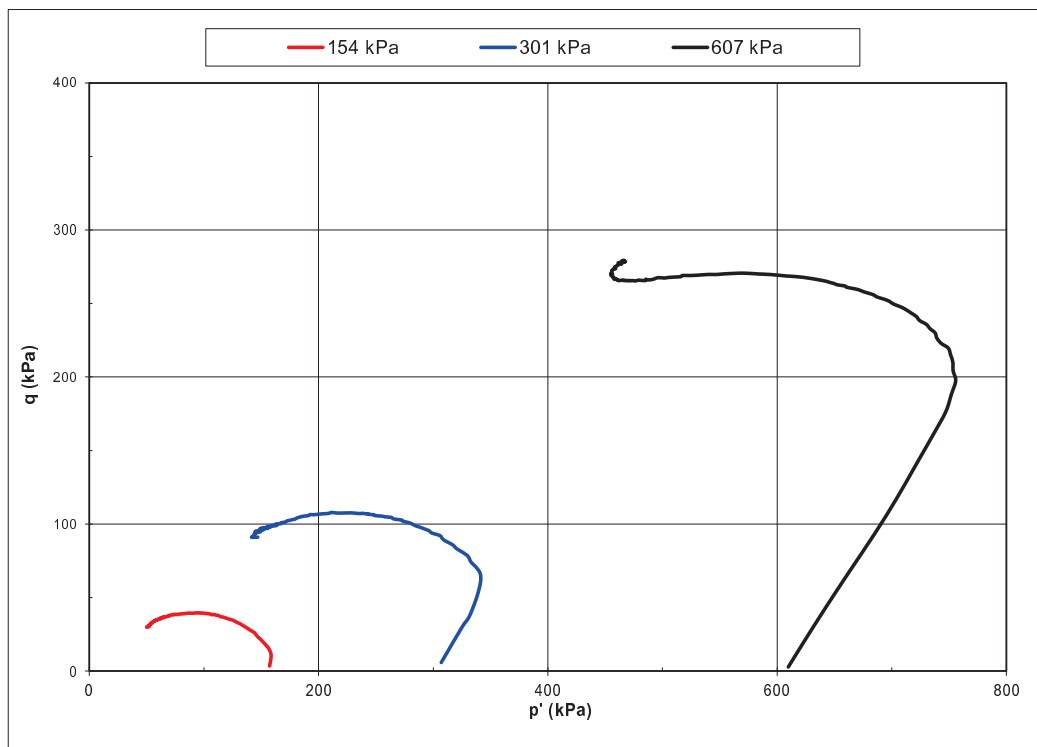
Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 12.05.2016
N° Solicitud: LGGA-SE-16-0011

N° Informe : E0345
N° Proyecto : 181359
Sondaje : -
Muestra : Relave
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS: CL-ML LL: 24 LP: 17 IP: 7

Observaciones: Remoldeado a la densidad seca de 1.32 g/cm³ y 10.0% de humedad, según solicitud del cliente.
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.

Diagrama p' q



Ensayado por: M.R.

Revisado y aprobado por: C.H.



GOLDER ASSOCIATES PERÚ S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)

(ASTM D4767-00)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 12.05.2016
N° Solicitud : LGGA-SE-16-0011

N° de Informe : E0345
N° de Proyecto : 181359
Sondaje :-
Muestra : Relave
Profundidad (m) :-

PANEL FOTOGRAFICO

ESPECIMEN 1
Esfuerzo Efectivo Inicial
154 kPa

ESPECIMEN 2
Esfuerzo Efectivo Inicial
301 kPa

ESPECIMEN 3
Esfuerzo Efectivo Inicial
607 kPa





LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)
(ASTM D4767-00)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 4 de mayo de 2016
N° Solicitud: LGGA-SE-16-0011

N° Informe : E0345
N° Proyecto : 181359
Sondaje : -
Muestra : Relave
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS:	CL-ML	LL: 24	LP: 17	IP: 7
Observaciones: Remoldeado a la densidad seca de 1.46 g/cm ³ y 10.0% de humedad, según solicitud del cliente.				
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.				
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.				

ESPECIMEN 1

Parámetro B: 0.98

ETAPA DE CONSOLIDACIÓN

Presión de Celda:	790 kPa				Contrapresión: 544 kPa			
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3):	247 kPa							
	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Área (cm ²)	Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)	Relación de Vacíos	Saturación (%)	G. Especifica Promedio
INICIAL	14.20	7.14	40.01	10.1	1.464	0.967	30.1	2.880
FINAL	13.62	6.83	36.63	25.0	1.666	0.728	98.8	

Nota: La altura y diámetro iniciales son medidos, todas las demás dimensiones son calculadas.

ETAPA DE CORTE

Razón de Deformación (%/min):	0.083			Esfuerzo Principal en la Falla (kPa)			
Deformación Axial en la Falla (%):	1.0			σ_1	σ_1'	σ_3	σ_3'
Criterios de Falla:	Esfuerzo Desv. Máximo			377	211	247	80

Nota: Se aplicaron correcciones por membrana.

Deformación (%)	Esf. Desv. (kPa)	P. Poros (kPa)	σ_3' (kPa)	σ_1' (kPa)	p' (kPa)	q (kPa)	q/p'	Oblicuidad (σ_1'/σ_3')
0.00	3.30	0.00	246.51	249.81	248.16	1.65	0.01	1.01
0.05	45.01	13.76	232.75	277.76	255.25	22.50	0.09	1.19
0.10	69.66	32.42	214.09	283.75	248.92	34.83	0.14	1.33
0.24	98.51	71.76	174.75	273.26	224.00	49.26	0.22	1.56
0.31	108.06	94.98	151.52	259.59	205.56	54.03	0.26	1.71
0.50	122.19	126.93	119.57	241.76	180.67	61.09	0.34	2.02
0.74	128.74	150.91	95.60	224.34	159.97	64.37	0.40	2.35
1.00	130.95	166.77	79.73	210.69	145.21	65.48	0.45	2.64
1.26	130.31	177.31	69.20	199.51	134.36	65.16	0.48	2.88
1.57	129.97	185.76	60.74	190.71	125.73	64.98	0.52	3.14
1.78	129.02	189.87	56.64	185.66	121.15	64.51	0.53	3.28
2.10	128.24	194.72	51.79	180.02	115.90	64.12	0.55	3.48
2.51	126.30	199.41	47.09	173.40	110.24	63.15	0.57	3.68
2.93	125.19	202.82	43.68	168.88	106.28	62.60	0.59	3.87
3.56	123.41	206.34	40.17	163.58	101.88	61.71	0.61	4.07
4.08	121.81	208.38	38.12	159.93	99.03	60.90	0.62	4.20
4.50	120.97	209.81	36.70	157.66	97.18	60.48	0.62	4.30
5.02	120.22	211.22	35.28	155.50	95.39	60.11	0.63	4.41
6.01	118.51	213.15	33.35	151.86	92.60	59.25	0.64	4.55
7.05	117.76	214.20	32.30	150.07	91.18	58.88	0.65	4.65
8.09	115.53	215.28	31.23	146.76	88.99	57.76	0.65	4.70
9.13	114.78	215.77	30.74	145.51	88.12	57.39	0.65	4.73
10.18	114.49	216.15	30.36	144.85	87.61	57.25	0.65	4.77
11.22	113.86	216.30	30.21	144.06	87.14	56.93	0.65	4.77
12.00	113.19	216.39	30.11	143.31	86.71	56.60	0.65	4.76
13.04	111.84	216.63	29.87	141.71	85.79	55.92	0.65	4.74
14.09	109.76	217.13	29.38	139.14	84.26	54.88	0.65	4.74
15.13	107.84	217.00	29.50	137.34	83.42	53.92	0.65	4.66



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)
(ASTM D4767-00)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 04 de mayo de 2016
N° Solicitud: LGGA-SE-16-0011

N° Informe : E0345
N° Proyecto : 181359
Sondaje : -
Muestra : Relave
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS:	CL-ML	LL: 24	LP: 17	IP: 7
Observaciones: Remoldeado a la densidad seca de 1.46 g/cm ³ y 10.0% de humedad, según solicitud del cliente.				
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.				
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.				

ESPECIMEN 2

Parámetro B: 0.97

ETAPA DE CONSOLIDACIÓN

Presión de Celda: 1044 kPa				Contrapresión: 544 kPa				
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3): 500 kPa								
	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Área (cm ²)	Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)	Relación de Vacíos	Saturación (%)	G. Especifica Promedio
INICIAL	14.20	7.14	40.01	10.2	1.462	0.969	30.4	2.880
FINAL	13.45	6.73	35.56	22.5	1.737	0.658	98.4	

Nota: La altura y diámetro iniciales son medidos, todas las demás dimensiones son calculadas.

ETAPA DE CORTE

Razón de Deformación (%/min):	0.083	Esfuerzo Principal en la Falla (kPa)			
Deformación Axial en la Falla (%):	1.3	σ_1	σ_1'	σ_3	σ_3'
Criterios de Falla:	Esfuerzo Desv. Máximo	783	454	500	171

Nota: Se aplicaron correcciones por membrana.

Deformación (%)	Esf. Desv. (kPa)	P. Poros (kPa)	σ_3' (kPa)	σ_1' (kPa)	p' (kPa)	q (kPa)	q/p'	Oblicuidad (σ_1'/σ_3')
0.00	3.34	0.00	500.11	503.46	501.79	1.67	0.00	1.01
0.05	60.94	14.42	485.69	546.63	516.16	30.47	0.06	1.13
0.11	121.47	38.43	461.69	583.16	522.42	60.74	0.12	1.26
0.21	184.15	96.90	403.22	587.36	495.29	92.07	0.19	1.46
0.35	227.16	159.59	340.52	567.69	454.10	113.58	0.25	1.67
0.51	255.54	214.65	285.47	541.00	413.23	127.77	0.31	1.90
0.75	274.50	267.60	232.52	507.01	369.77	137.25	0.37	2.18
1.01	281.85	305.39	194.73	476.58	335.65	140.93	0.42	2.45
1.28	282.51	328.94	171.17	453.68	312.43	141.26	0.45	2.65
1.59	281.86	348.46	151.65	433.51	292.58	140.93	0.48	2.86
1.81	280.39	357.59	142.53	422.92	282.72	140.19	0.50	2.97
2.02	279.39	365.05	135.07	414.46	274.76	139.70	0.51	3.07
2.55	277.64	378.00	122.12	399.75	260.94	138.82	0.53	3.27
3.07	274.55	386.32	113.79	388.34	251.07	137.28	0.55	3.41
3.50	272.74	391.33	108.79	381.53	245.16	136.37	0.56	3.51
3.50	272.74	391.33	108.79	381.53	245.16	136.37	0.56	3.51
4.03	271.11	395.78	104.33	375.44	239.88	135.55	0.57	3.60
4.55	269.80	399.34	100.77	370.57	235.67	134.90	0.57	3.68
5.08	269.38	401.83	98.28	367.66	232.97	134.69	0.58	3.74
6.09	268.65	405.26	94.85	363.51	229.18	134.33	0.59	3.83
7.14	268.58	407.52	92.59	361.17	226.88	134.29	0.59	3.90
8.20	269.00	408.75	91.36	360.36	225.86	134.50	0.60	3.94
9.25	269.07	409.43	90.69	359.76	225.22	134.54	0.60	3.97
10.05	269.05	409.97	90.15	359.20	224.67	134.53	0.60	3.98
11.10	268.90	410.22	89.90	358.80	224.35	134.45	0.60	3.99
12.16	269.42	410.22	89.89	359.32	224.60	134.71	0.60	4.00
14.01	267.99	410.21	89.91	357.90	223.90	133.99	0.60	3.98
15.06	267.45	410.02	90.09	357.54	223.82	133.72	0.60	3.97



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)
(ASTM D4767-00)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 42494
N° Solicitud: LGGA-SE-16-0011

N° Informe : E0345
N° Proyecto : 18359
Sondaje : -
Muestra : Relave
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS:	CL-ML	LL: 24	LP: 17	IP: 7
Observaciones: Remoldeado a la densidad seca de 1.46 g/cm ³ y 10.0% de humedad, según solicitud del cliente.				
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.				
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.				

ESPECIMEN 3

Parámetro B: 0.98

ETAPA DE CONSOLIDACIÓN

Presión de Celda:	1551 kPa				Contrapresión: 544 kPa			
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3):	1006 kPa							
	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Área (cm ²)	Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)	Relación de Vacíos	Saturación (%)	G. Especifica Promedio
INICIAL	14.20	7.14	40.01	10.3	1.462	0.970	30.5	2.880
FINAL	13.32	6.65	34.74	20.6	1.794	0.605	98.1	

Nota: La altura y diámetro iniciales son medidos, todas las demás dimensiones son calculadas.

ETAPA DE CORTE

Razón de Deformación (%/min):	0.083			Esfuerzo Principal en la Falla (kPa)			
Deformación Axial en la Falla (%):	12.9			σ_1	σ_1'	σ_3	σ_3'
Criterios de Falla:	Esfuerzo Dev. Máximo			1609	798	1006	195

Nota: Se aplicaron correcciones por membrana.

Deformación (%)	Esf. Dev. (kPa)	P. Poros (kPa)	σ_3' (kPa)	σ_1' (kPa)	p' (kPa)	q (kPa)	q/p'	Oblicuidad (σ_1'/σ_3')
0.00	3.11	0.00	1006.42	1009.53	1007.98	1.56	0.00	1.00
0.05	5.95	0.87	1005.55	1011.50	1008.52	2.97	0.00	1.01
0.11	110.93	19.46	986.96	1097.90	1042.43	55.47	0.05	1.11
0.21	257.86	88.88	917.54	1175.39	1046.46	128.93	0.12	1.28
0.35	367.71	192.34	814.08	1181.79	997.93	183.86	0.18	1.45
0.51	458.99	307.54	698.88	1157.87	928.37	229.49	0.25	1.66
0.75	539.49	445.38	561.04	1100.52	830.78	269.74	0.32	1.96
1.02	577.52	550.70	455.72	1033.24	744.48	288.76	0.39	2.27
1.28	591.02	617.00	389.42	980.44	684.93	295.51	0.43	2.52
1.50	593.83	654.49	351.93	945.76	648.84	296.91	0.46	2.69
1.71	594.18	682.49	323.93	918.11	621.02	297.09	0.48	2.83
2.03	592.69	713.45	292.97	885.66	589.32	296.34	0.50	3.02
2.57	588.14	744.51	261.91	850.05	555.98	294.07	0.53	3.25
3.00	586.03	759.70	246.72	832.76	539.74	293.02	0.54	3.38
3.53	583.63	775.18	231.24	814.87	523.05	291.81	0.56	3.52
4.06	582.73	787.92	218.50	801.23	509.87	291.36	0.57	3.67
4.49	582.38	794.59	211.83	794.21	503.02	291.19	0.58	3.75
5.03	583.19	799.06	207.36	790.54	498.95	291.59	0.58	3.81
6.15	585.48	806.59	199.83	785.31	492.57	292.74	0.59	3.93
7.21	590.07	811.34	195.08	785.15	490.12	295.04	0.60	4.02
8.01	592.45	813.39	193.03	785.48	489.25	296.23	0.61	4.07
9.08	593.71	811.04	195.38	789.09	492.24	296.85	0.60	4.04
10.15	597.26	810.09	196.33	793.59	494.96	298.63	0.60	4.04
11.21	600.13	811.61	194.81	794.93	494.87	300.06	0.61	4.08
12.01	602.50	813.09	193.33	795.83	494.58	301.25	0.61	4.12
13.08	602.97	814.25	192.17	795.15	493.66	301.49	0.61	4.14
14.15	601.88	811.66	194.76	796.64	495.70	300.94	0.61	4.09
15.21	601.03	810.49	195.93	796.95	496.44	300.51	0.61	4.07

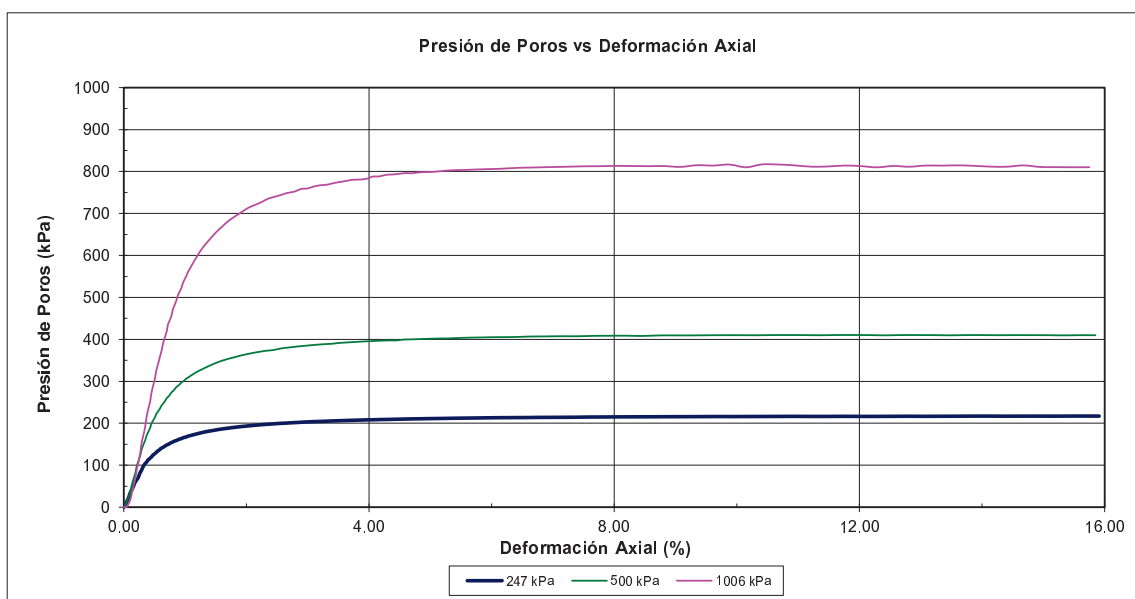
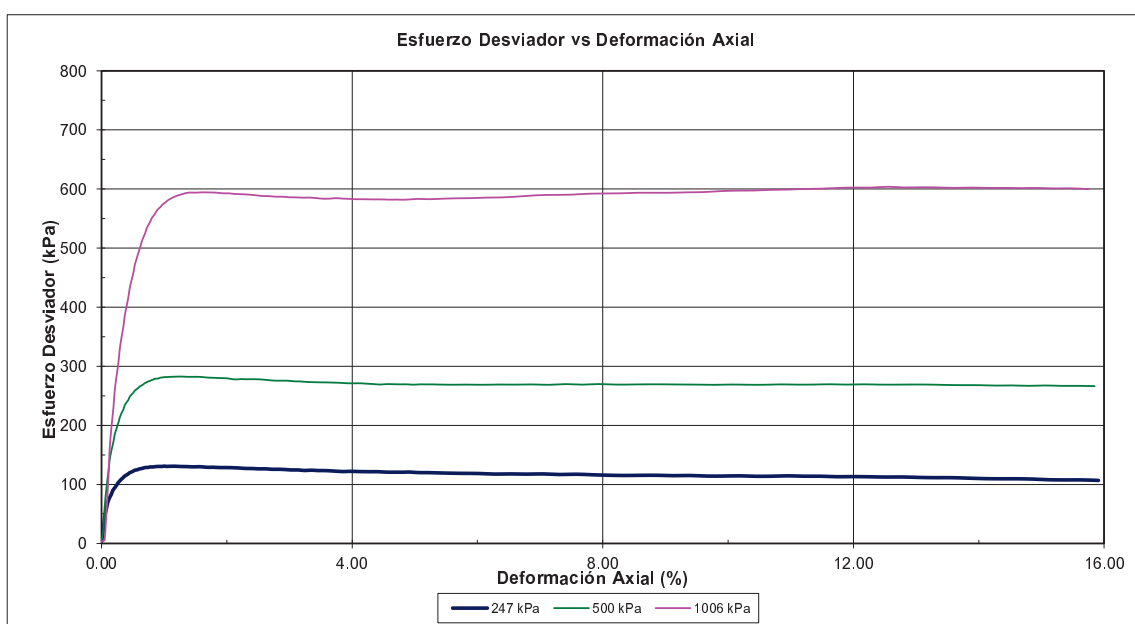


ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)
(ASTM D4767-00)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 04 de mayo de 2016
N° Solicitud : LGGA-SE-16-0011

N° Informe : E0345
N° Proyecto : 181359
Sondaje : -
Muestra : Relave
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS: CL-ML LL: 24 LP: 17 IP: 7
Observaciones: Remoldeado a la densidad seca de 1.46 g/cm³ y 10.0% de humedad, según solicitud del cliente.
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.





GOLDER ASSOCIATES PERÚ S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)
(ASTM D4767-00)

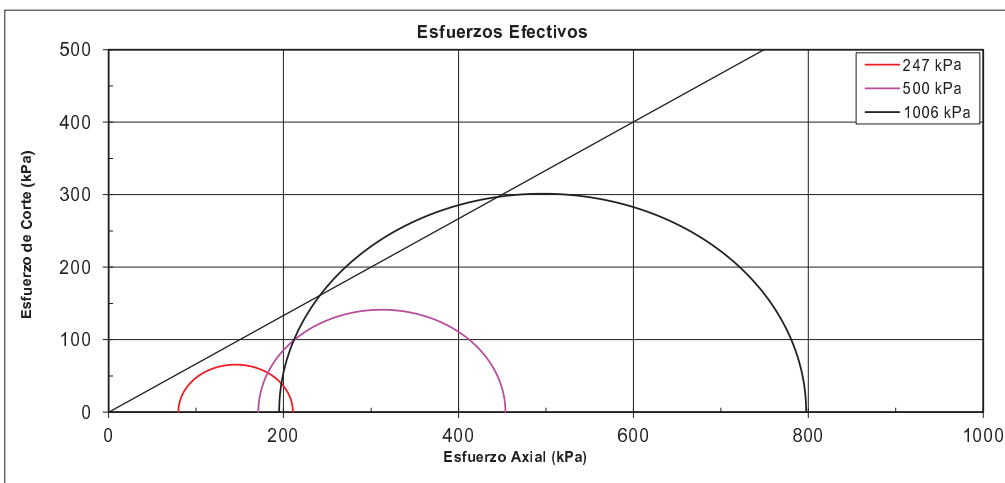
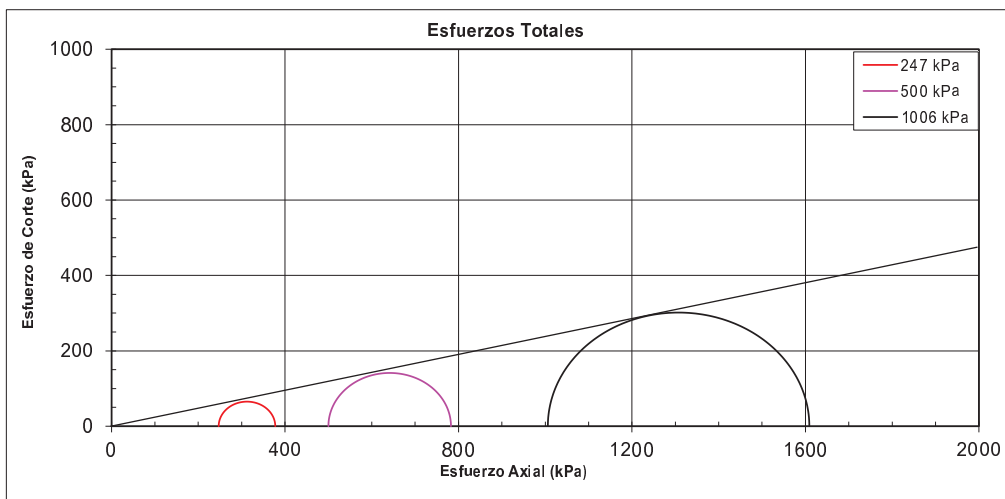
Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 4 de mayo de 2016
N° Solicitud: LGG-SE-16-0011

N° Informe : E0345
N° Proyecto : 181359
Sondaje : -
Muestra : Relave
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS: CL-ML LL: 24 LP: 17 IP: 7
Observaciones: Remoldeado a la densidad seca de 1.46 g/cm³ y 10.0% de humedad, según solicitud del cliente.
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.

CIRCULOS DE ESFUERZOS DE MOHR

ESFUERZO	PARAMETROS DE RESISTENCIA	
	COHESIÓN (kPa)	ANG. DE FRICCIÓN (°)
TOTAL	0	13
EFFECTIVO	0	34



Ensayado Por: M.R.

Revisado y Aprobado Por: C.H.



GOLDER ASSOCIATES PERÚ S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)
(ASTM D4767-00)

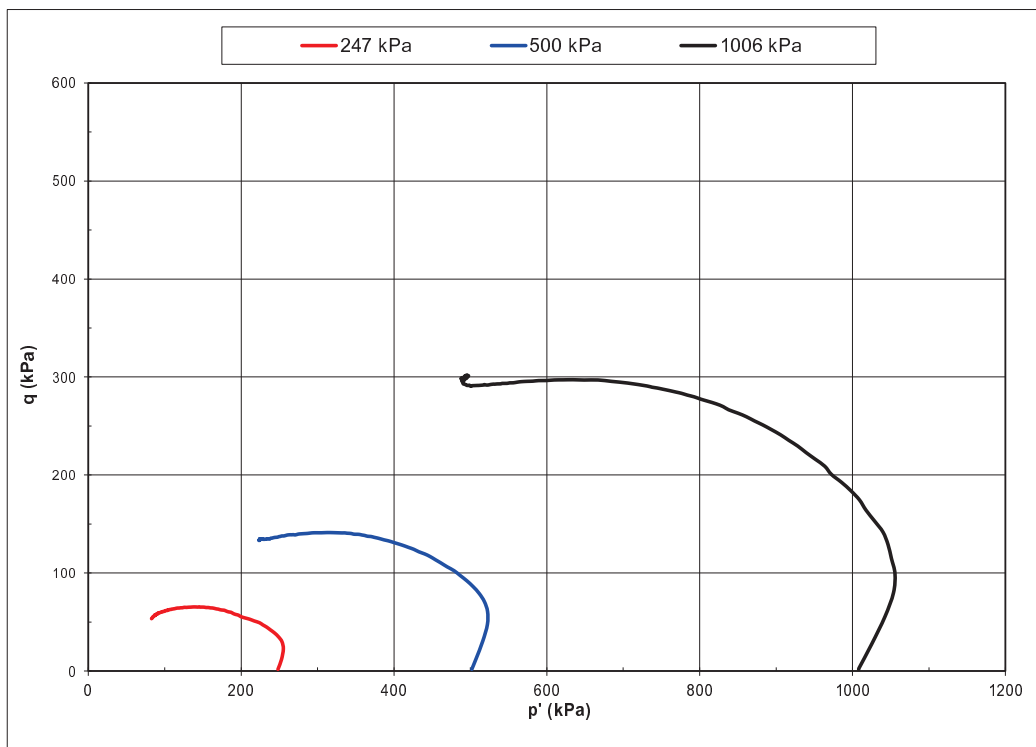
Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 04 de mayo de 2016
N° Solicitud: LGGA-SE-16-0011

N° Informe : E0345
N° Proyecto : 181359
Sondaje : -
Muestra : Relave
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS: CL-ML LL: 24 LP: 17 IP: 7

Observaciones: Remoldeado a la densidad seca de 1.46 g/cm³ y 10.0% de humedad, según solicitud del cliente.
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.

Diagrama p' q



Ensayado por: M.R.

Revisado y aprobado por: C.H.



GOLDER ASSOCIATES PERÚ S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)

(ASTM D4767-00)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 4 de mayo de 2016
N° Solicitud : LGGA-SE-16-0011

N° de Informe : E0345
N° de Proyecto : 181359
Sondaje :-
Muestra : Relave
Profundidad (m) :-

PANEL FOTOGRAFICO

ESPECIMEN 1
Esfuerzo Efectivo Inicial
247 kPa

ESPECIMEN 2
Esfuerzo Efectivo Inicial
500 kPa

ESPECIMEN 3
Esfuerzo Efectivo Inicial
1006 kPa





LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)
(ASTM D4767-00)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 4 de mayo de 2016
N° Solicitud: LGGA-SE-16-0011

N° Informe : E0345
N° Proyecto : 181359
Sondaje : -
Muestra : Relave
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS:	CL-ML	LL: 24	LP: 17	IP: 7
Observaciones: Remoldeado a la densidad seca de 1.64 g/cm ³ y 10.0% de humedad, según solicitud del cliente.				
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.				
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.				

ESPECIMEN 1

Parámetro B: 0.98

ETAPA DE CONSOLIDACIÓN

Presión de Celda:	950 kPa				Contrapresión: 547 kPa			
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3):	403 kPa							
	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Área (cm ²)	Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)	Relación de Vacíos	Saturación (%)	G. Especifica Promedio
INICIAL	14.20	7.14	40.01	10.1	1.645	0.751	38.7	2.880
FINAL	13.82	6.94	37.84	21.2	1.786	0.612	99.7	

Nota: La altura y diámetro iniciales son medidos, todas las demás dimensiones son calculadas.

ETAPA DE CORTE

Razón de Deformación (%/min):	0.083			Esfuerzo Principal en la Falla (kPa)			
Deformación Axial en la Falla (%):	2.0			σ_1	σ_1'	σ_3	σ_3'
Criterios de Falla:	Esfuerzo Desv. Máximo			686	410	403	127

Nota: Se aplicaron correcciones por membrana.

Deformación (%)	Esf. Desv. (kPa)	P. Poros (kPa)	σ_3' (kPa)	σ_1' (kPa)	p' (kPa)	q (kPa)	q/p'	Oblicuidad (σ_1'/σ_3')
0.00	3.21	0.00	403.35	406.57	404.96	1.61	0.00	1.01
0.05	39.59	4.95	398.40	437.99	418.20	19.80	0.05	1.10
0.10	95.86	18.12	385.24	481.10	433.17	47.93	0.11	1.25
0.23	158.26	64.18	339.17	497.43	418.30	79.13	0.19	1.47
0.36	195.61	105.11	298.24	493.85	396.05	97.81	0.25	1.66
0.52	227.29	146.22	257.14	484.43	370.78	113.65	0.31	1.88
0.75	254.32	189.52	213.83	468.15	340.99	127.16	0.37	2.19
1.01	269.69	222.55	180.80	450.49	315.64	134.85	0.43	2.49
1.24	276.27	242.44	160.91	437.18	299.05	138.13	0.46	2.72
1.55	280.59	260.78	142.58	423.17	282.87	140.30	0.50	2.97
1.76	282.10	269.51	133.84	415.94	274.89	141.05	0.51	3.11
2.07	282.52	279.26	124.09	406.61	265.35	141.26	0.53	3.28
2.48	282.82	288.33	115.03	397.85	256.44	141.41	0.55	3.46
3.09	280.99	297.13	106.23	387.22	246.73	140.50	0.57	3.65
3.51	279.15	300.94	102.41	381.56	241.99	139.57	0.58	3.73
4.02	277.49	304.64	98.72	376.21	237.46	138.74	0.58	3.81
4.53	277.04	307.27	96.09	373.12	234.61	138.52	0.59	3.88
5.05	275.64	309.20	94.15	369.79	231.97	137.82	0.59	3.93
6.18	274.92	312.13	91.22	366.14	228.68	137.46	0.60	4.01
7.21	273.09	313.85	89.51	362.60	226.05	136.54	0.60	4.05
8.23	270.84	314.87	88.48	359.32	223.90	135.42	0.60	4.06
9.00	268.28	315.28	88.07	356.35	222.21	134.14	0.60	4.05
10.03	265.77	315.85	87.51	353.28	220.39	132.89	0.60	4.04
11.06	264.64	316.22	87.13	351.77	219.45	132.32	0.60	4.04
12.09	263.24	316.62	86.73	349.98	218.36	131.62	0.60	4.04
13.11	259.06	316.80	86.56	345.62	216.09	129.53	0.60	3.99
14.14	256.04	316.82	86.54	342.58	214.56	128.02	0.60	3.96
15.17	253.21	316.86	86.50	339.70	213.10	126.60	0.59	3.93



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)
(ASTM D4767-00)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 04 de mayo de 2016
N° Solicitud: LGGA-SE-16-0011

N° Informe : E0345
N° Proyecto : 181359
Sondaje : -
Muestra : Relave
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS: CL-ML LL: 24 LP: 17 IP: 7
Observaciones: Remoldeado a la densidad seca de 1.64 g/cm³ y 10.0% de humedad, según solicitud del cliente.
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.

ESPECIMEN 2

Parámetro B: 0.96

ETAPA DE CONSOLIDACIÓN

Presión de Celda: 1017 kPa					Contrapresión: 215 kPa			
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3): 803 kPa								
	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Área (cm ²)	Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)	Relación de Vacíos	Saturación (%)	G. Específica Promedio
INICIAL	14.20	7.14	40.01	10.0	1.646	0.750	38.4	2.880
FINAL	13.70	6.87	37.09	19.1	1.840	0.565	97.5	

Nota: La altura y diámetro iniciales son medidos, todas las demás dimensiones son calculadas.

ETAPA DE CORTE

Razón de Deformación (%/min): 0.083		Esfuerzo Principal en la Falla (kPa)			
Deformación Axial en la Falla (%): 12.3		σ_1	σ_1'	σ_3	σ_3'
Criterios de Falla: Esfuerzo Desv. Máximo		1473	889	803	218

Nota: Se aplicaron correcciones por membrana.

Deformación (%)	Esf. Desv. (kPa)	P. Poros (kPa)	σ_3' (kPa)	σ_1' (kPa)	p' (kPa)	q (kPa)	q/p'	Oblicuidad (σ_1'/σ_3')
0.00	2.90	0.00	802.51	805.41	803.96	1.45	0.00	1.00
0.05	66.61	2.14	800.37	866.98	833.68	33.30	0.04	1.08
0.10	149.95	6.15	796.36	946.30	871.33	74.97	0.09	1.19
0.21	248.66	21.08	781.43	1030.09	905.76	124.33	0.14	1.32
0.34	306.47	46.12	756.39	1062.87	909.63	153.24	0.17	1.41
0.50	362.96	77.68	724.83	1087.79	906.31	181.48	0.20	1.50
0.76	448.08	135.45	667.06	1115.14	891.10	224.04	0.25	1.67
1.02	517.96	197.12	605.39	1123.35	864.37	258.98	0.30	1.86
1.25	569.37	253.34	549.17	1118.54	833.86	284.69	0.34	2.04
1.56	617.12	322.23	480.28	1097.40	788.84	308.56	0.39	2.28
1.77	638.19	363.24	439.27	1077.46	758.36	319.09	0.42	2.45
2.08	655.96	413.13	389.38	1045.34	717.36	327.98	0.46	2.68
2.50	664.72	462.43	340.08	1004.80	672.44	332.36	0.49	2.95
3.02	666.27	502.60	299.91	966.18	633.04	333.13	0.53	3.22
3.54	664.28	528.22	274.29	938.57	606.43	332.14	0.55	3.42
4.06	663.25	545.23	257.28	920.53	588.90	331.63	0.56	3.58
4.57	662.14	556.70	245.81	907.96	576.88	331.07	0.57	3.69
5.09	661.99	564.85	237.66	899.65	568.66	331.00	0.58	3.79
6.23	662.83	575.65	226.86	889.68	558.27	331.41	0.59	3.92
7.01	665.44	579.71	222.80	888.24	555.52	332.72	0.60	3.99
8.05	667.58	582.72	219.79	887.37	553.58	333.79	0.60	4.04
9.08	668.16	584.09	218.42	886.58	552.50	334.08	0.60	4.06
10.12	668.85	584.66	217.85	886.70	552.27	334.43	0.61	4.07
11.16	670.31	584.77	217.74	888.05	552.90	335.16	0.61	4.08
12.19	670.60	584.56	217.95	888.54	553.25	335.30	0.61	4.08
13.23	669.90	583.91	218.60	888.49	553.55	334.95	0.61	4.06
14.01	668.92	583.50	219.01	887.94	553.47	334.46	0.60	4.05
15.04	666.65	582.77	219.74	886.38	553.06	333.32	0.60	4.03



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)
(ASTM D4767-00)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 04 de mayo de 2016
N° Solicitud: LGGA-SE-16-0011

N° Informe : E0345
N° Proyecto : 181359
Sondaje : -
Muestra : Relave
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS:	CL-ML	LL: 24	LP: 17	IP: 7
Observaciones: Remoldeado a la densidad seca de 1.64 g/cm ³ y 10.0% de humedad, según solicitud del cliente.				
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.				
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.				

ESPECIMEN 3

Parámetro B: 0.96

ETAPA DE CONSOLIDACIÓN

Presión de Celda:	1668 kPa				Contrapresión: 63 kPa			
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3):	1605 kPa							
	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Área (cm ²)	Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)	Relación de Vacíos	Saturación (%)	G. Especifica Promedio
INICIAL	14.20	7.14	40.01	10.0	1.645	0.751	38.6	2.880
FINAL	13.51	6.76	35.92	16.9	1.926	0.495	98.2	

Nota: La altura y diámetro iniciales son medidos, todas las demás dimensiones son calculadas.

ETAPA DE CORTE

Razón de Deformación (%/min):	0.083			Esfuerzo Principal en la Falla (kPa)			
Deformación Axial en la Falla (%):	6.0			σ_1	σ_1'	σ_3	σ_3'
Criterios de Falla:	Esfuerzo Desv. Máximo			3456	2656	1605	805

Nota: Se aplicaron correcciones por membrana.

Deformación (%)	Esf. Desv. (kPa)	P. Poros (kPa)	σ_3' (kPa)	σ_1' (kPa)	p' (kPa)	q (kPa)	q/p'	Oblicuidad (σ_1'/σ_3')
0.00	2.53	0.00	1604.74	1607.27	1606.01	1.27	0.00	1.00
0.05	23.50	0.08	1604.66	1628.16	1616.41	11.75	0.01	1.01
0.11	134.45	1.63	1603.11	1737.56	1670.33	67.23	0.04	1.08
0.21	325.97	6.93	1597.81	1923.78	1760.79	162.99	0.09	1.20
0.37	448.79	19.68	1585.06	2033.85	1809.46	224.39	0.12	1.28
0.50	524.59	30.34	1574.40	2098.99	1836.70	262.30	0.14	1.33
0.74	641.96	48.66	1556.08	2198.04	1877.06	320.98	0.17	1.41
1.01	764.35	68.70	1536.04	2300.38	1918.21	382.17	0.20	1.50
1.27	879.42	89.81	1514.93	2394.35	1954.64	439.71	0.22	1.58
1.59	1008.81	117.33	1487.41	2496.22	1991.82	504.40	0.25	1.68
1.80	1089.12	137.41	1467.33	2556.44	2011.89	544.56	0.27	1.74
2.01	1168.56	158.92	1445.82	2614.38	2030.10	584.28	0.29	1.81
2.53	1354.83	220.87	1383.87	2738.70	2061.29	677.41	0.33	1.98
3.06	1519.48	298.20	1306.54	2826.02	2066.28	759.74	0.37	2.16
3.48	1631.41	371.82	1232.92	2864.33	2048.62	815.71	0.40	2.32
4.01	1741.47	475.66	1129.08	2870.54	1999.81	870.73	0.44	2.54
4.54	1809.59	586.34	1018.40	2827.99	1923.20	904.80	0.47	2.78
5.06	1841.53	687.95	916.78	2758.32	1837.55	920.77	0.50	3.01
6.06	1847.43	831.00	773.74	2621.17	1697.45	923.72	0.54	3.39
7.11	1830.67	915.23	689.51	2520.19	1604.85	915.34	0.57	3.66
8.16	1817.44	960.68	644.06	2461.50	1552.78	908.72	0.59	3.82
9.21	1811.29	984.23	620.51	2431.79	1526.15	905.64	0.59	3.92
10.00	1810.52	994.42	610.32	2420.84	1515.58	905.26	0.60	3.97
11.05	1810.23	1002.86	601.88	2412.11	1506.99	905.11	0.60	4.01
12.11	1808.63	1010.53	594.21	2402.83	1498.52	904.31	0.60	4.04
13.16	1806.76	1010.69	594.04	2400.80	1497.42	903.38	0.60	4.04
14.21	1805.73	1011.37	593.37	2399.10	1496.23	902.86	0.60	4.04
15.00	1803.58	1011.00	593.74	2397.32	1495.53	901.79	0.60	4.04

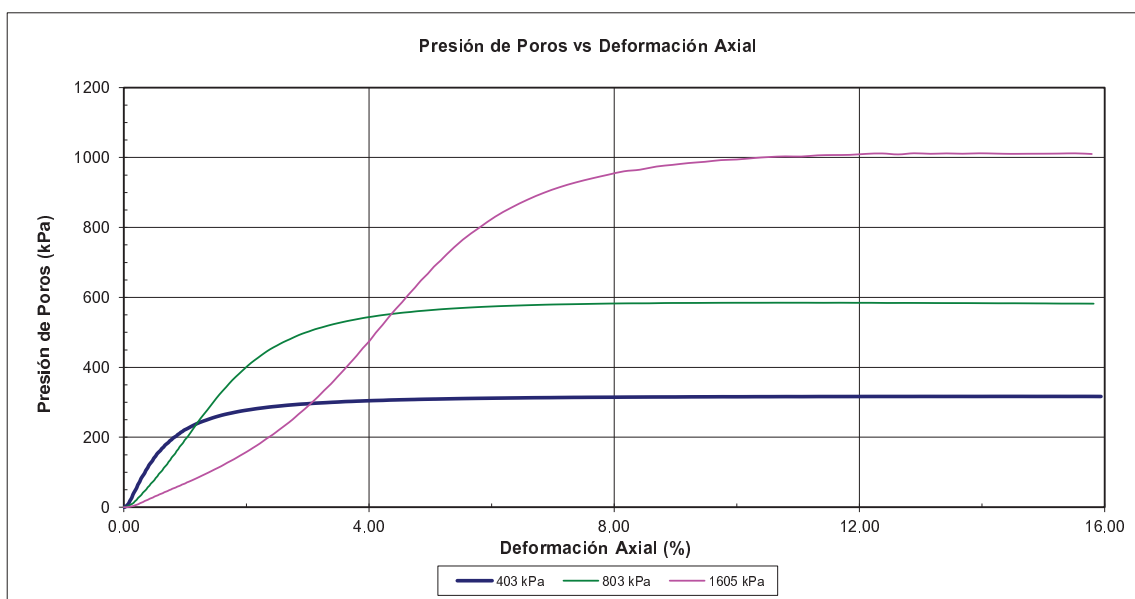
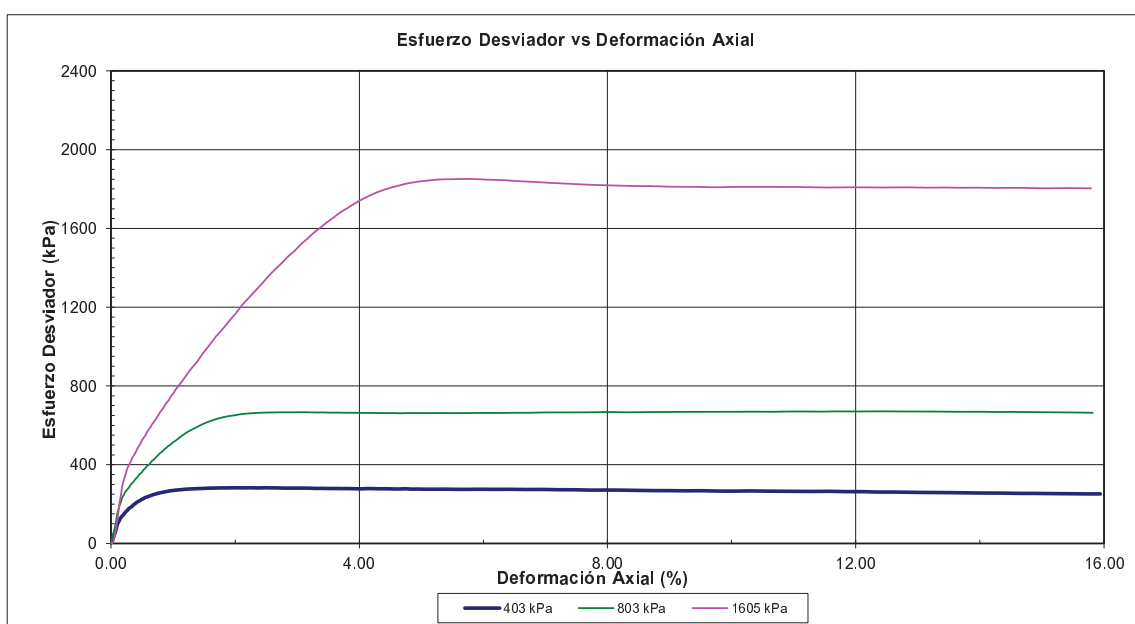


ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)
(ASTM D4767-00)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 04 de mayo de 2016
N° Solicitud : LGGA-SE-16-0011

N° Informe : E0345
N° Proyecto : 181359
Sondaje : -
Muestra : Relave
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS: CL-ML LL: 24 LP: 17 IP: 7
Observaciones: Remoldeado a la densidad seca de 1.64 g/cm³ y 10.0% de humedad, según solicitud del cliente.
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.





GOLDER ASSOCIATES PERÚ S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)
(ASTM D4767-00)

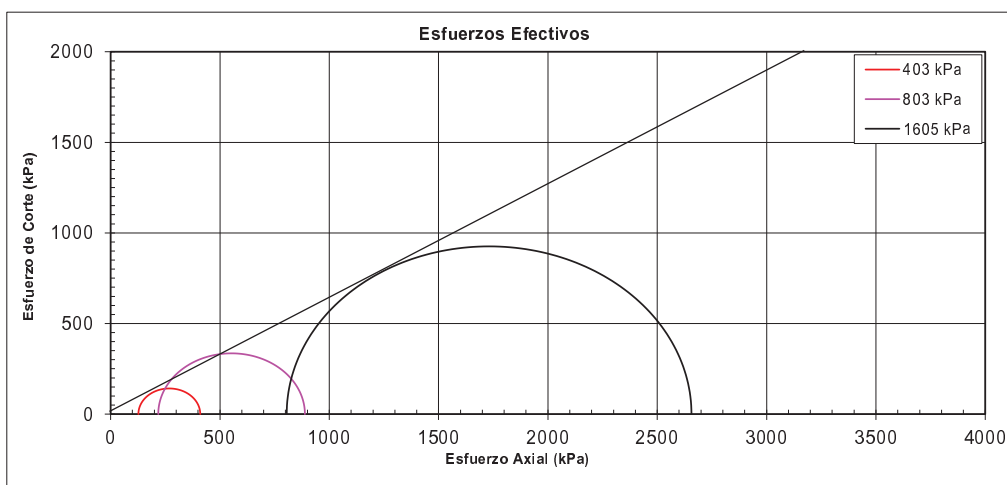
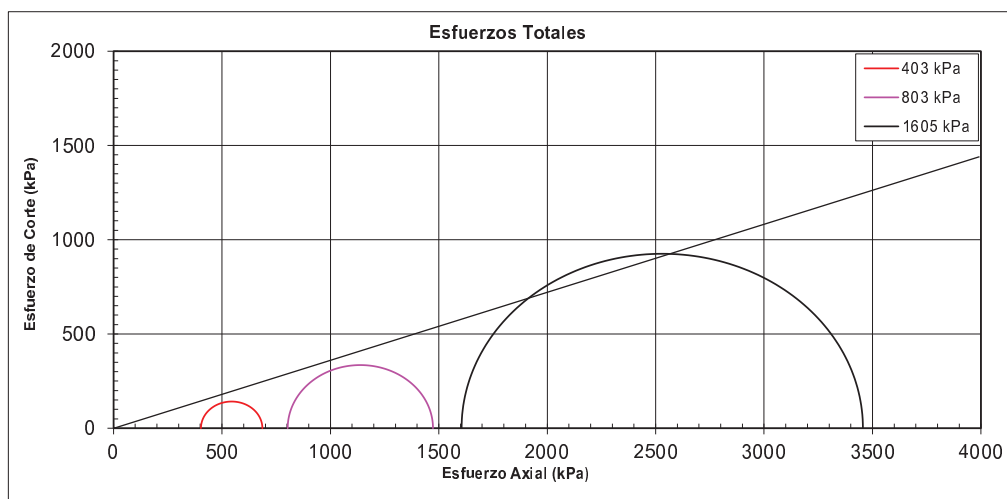
Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 4 de mayo de 2016
N° Solicitud: LGG-SE-16-0011

N° Informe : E0345
N° Proyecto : 181359
Sondaje : -
Muestra : Relave
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS: CL-ML LL: 24 LP: 17 IP: 7
Observaciones: Remoldeado a la densidad seca de 1.64 g/cm³ y 10.0% de humedad, según solicitud del cliente.
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.

CIRCULOS DE ESFUERZOS DE MOHR

ESFUERZO	PARAMETROS DE RESISTENCIA	
	COHESIÓN (kPa)	ANG. DE FRICCIÓN (°)
TOTAL	0	21
EFFECTIVO	23	32



Ensayado Por: M.R.

Revisado y Aprobado Por: C.H.



GOLDER ASSOCIATES PERÚ S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)
(ASTM D4767-00)

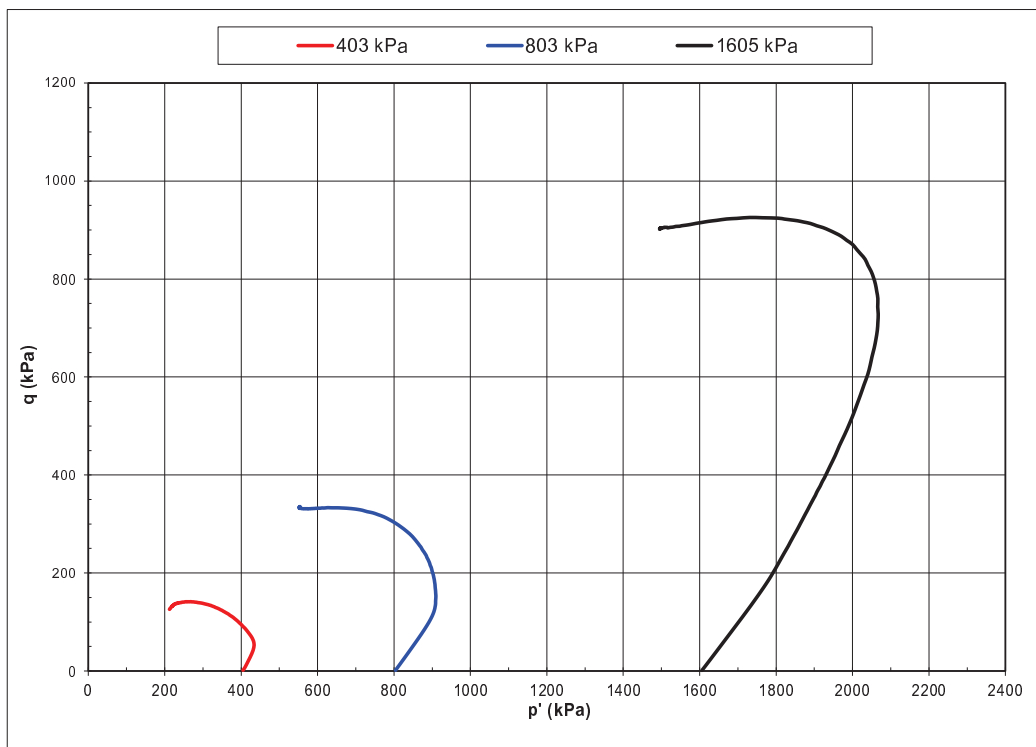
Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 04 de mayo de 2016
N° Solicitud: LGGA-SE-16-0011

N° Informe : E0345
N° Proyecto : 181359
Sondaje : -
Muestra : Relave
Prof. (m) : -

Clasificación SUCS: CL-ML LL: 24 LP: 17 IP: 7

Observaciones: Remoldeado a la densidad seca de 1.64 g/cm³ y 10.0% de humedad, según solicitud del cliente.
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.

Diagrama p' q



Ensayado por: M.R.

Revisado y aprobado por: C.H.



GOLDER ASSOCIATES PERÚ S.A.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad del Laboratorio

LAB-MS-R-017

Rev. 4

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)

(ASTM D4767-00)

Proyecto :
Solicitante :
Ubicación :
Fecha : 4 de mayo de 2016
N° Solicitud : LGGA-SE-16-0011

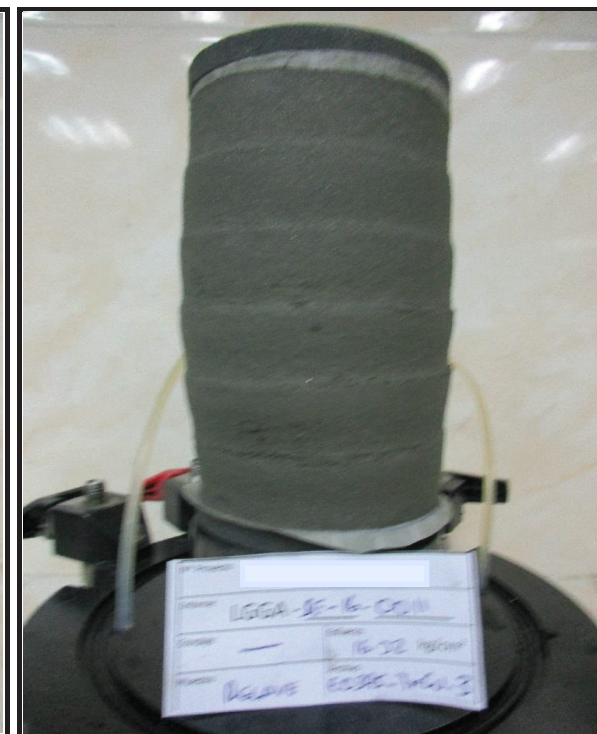
N° de Informe : E0345
N° de Proyecto : 181359
Sondaje :-
Muestra : Relave
Profundidad (m) :-

PANEL FOTOGRAFICO

ESPECIMEN 1
Esfuerzo Efectivo Inicial
403 kPa

ESPECIMEN 2
Esfuerzo Efectivo Inicial
803 kPa

ESPECIMEN 3
Esfuerzo Efectivo Inicial
1605 kPa





LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad Mecánica de Suelos

149-41G-13LRS06

Rev. 1

ENSAYO DE MEDICION DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA DE MATERIALES POROSOS SATURADOS USANDO UN PERMEAMETRO DE PARED FLEXIBLE METODO C (ASTM D5084-03)

Proyecto : N° de Solicitud :
N° Proyecto : Solicitante :
Cliente : Ejecutado por : Marco Rivera
Ubicación : Revisado por : Ing. Carlos Huaman
Fecha : 28.04.16 Muestra : Relave
ID Laboratorio : E345-1 Profundidad: : -

Clasificación SUCS: CL-ML LL: 24 LP: 17 IP: 7
Observaciones:
Espécimen remoldeado a la densidad seca de 1.280 g/cm³, con una humedad de 10.0%. Ensayo realizado de acuerdo a indicaciones del solicitante. Parámetro "B" : 0.98

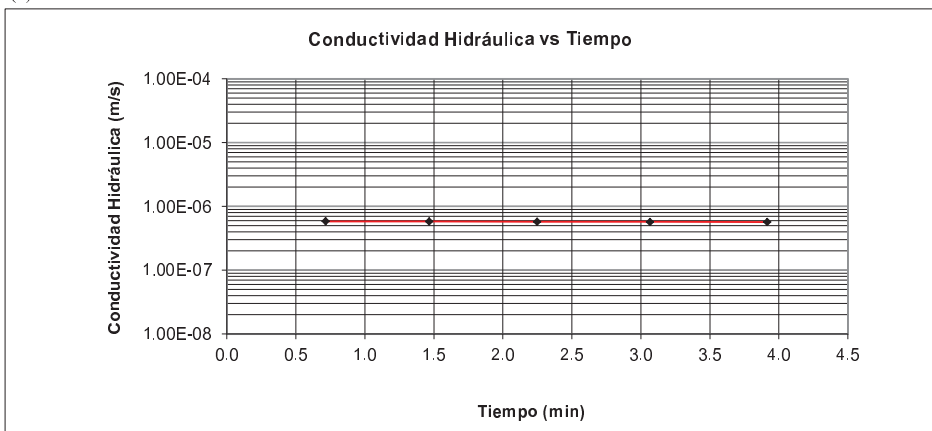
DATOS DEL ENSAYO

	Humedad (%)	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Densidad Seca g/cm ³	Saturación (%)
Inicial:	10.0	7.2	7.2	1.282	23
Final:	28.7	6.7	6.7	1.554	97

Presión de Celda (kPa):	689	Contra Presión Total (kPa):	676
Presión Efectiva (kPa):	13	Temperatura del Agua (°C):	28.9

Tiempo (min.)	G. Hidráulico	Volumen Acumulado (ml)	K ₂₀ (m/s)
0.00	4.5	0.0	
0.72	4.4	0.5	5.8E-07
1.47	4.2	1.0	5.8E-07
2.25	4.1	1.5	5.7E-07
3.07	3.9	2.0	5.7E-07
3.92	3.8	2.5	5.7E-07
Conductividad Hidráulica⁽¹⁾			5.8E-07

(1) Promedio de las 5 últimas lecturas





LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad Mecánica de Suelos

149-41G-13LRS06

Rev. 1

ENSAYO DE MEDICION DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA DE MATERIALES POROSOS SATURADOS USANDO UN PERMEAMETRO DE PARED FLEXIBLE METODO C (ASTM D5084-03)

Proyecto : N° de Solicitud :
N° Proyecto : Solicitante :
Cliente : Ejecutado por : Marco Rivera
Ubicación : Revisado por : Ing. Carlos Huaman
Fecha : 28.04.16 Muestra : Relave
ID Laboratorio : E345-2 Profundidad: : -

Clasificación SUCS: CL-ML LL: 24 LP: 17 IP: 7
Observaciones:
Espécimen remoldeado a la densidad seca de 1.320 g/cm³, con una humedad de 10.0%. Ensayo realizado de acuerdo a indicaciones del solicitante. Parámetro "B" : 0.99

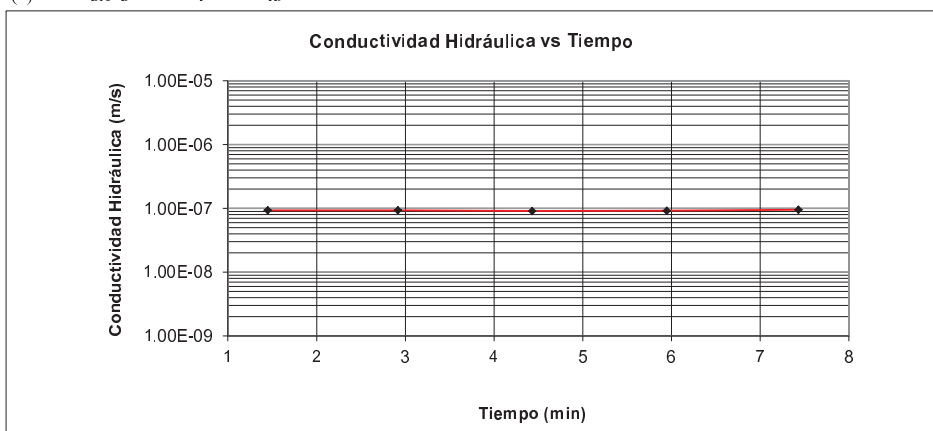
DATOS DEL ENSAYO

	Humedad (%)	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Densidad Seca g/cm ³	Saturación (%)
Inicial:	10.0	7.2	7.2	1.320	24
Final:	21.0	6.5	6.5	1.782	98

Presión de Celda (kPa):	1006	Contra Presión Total (kPa):	607
Presión Efectiva (kPa):	399	Temperatura del Agua (°C):	27.7

Tiempo (min.)	G. Hidráulico	Volumen Acumulado (ml)	K ₂₀ (m/s)
0.00	15.5	0.0	
1.45	15.3	0.5	9.3E-08
2.92	15.2	1.0	9.3E-08
4.43	15.0	1.5	9.1E-08
5.95	14.8	2.0	9.2E-08
7.43	14.7	2.5	9.5E-08
Conductividad Hidráulica⁽¹⁾			9.3E-08

(1) Promedio de las 5 últimas lecturas





LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad Mecánica de Suelos

149-41G-13LRS06

Rev. 1

ENSAYO DE MEDICION DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA DE MATERIALES POROSOS SATURADOS USANDO UN PERMEAMETRO DE PARED FLEXIBLE METODO C (ASTM D5084-03)

Proyecto : N° de Solicitud :
N° Proyecto : Solicitante :
Cliente : Ejecutado por : Marco Rivera
Ubicación : Revisado por : Ing. Carlos Huaman
Fecha : 28.04.16 Muestra : Relave
ID Laboratorio : E345-3 Profundidad: : -

Clasificación SUCS: CL-ML LL: 24 LP: 17 IP: 7
Observaciones:
Espécimen remoldeado a la densidad seca de 1.460 g/cm³, con una humedad de 10.0%. Ensayo realizado de acuerdo a indicaciones del solicitante. Parámetro "B" : 0.98

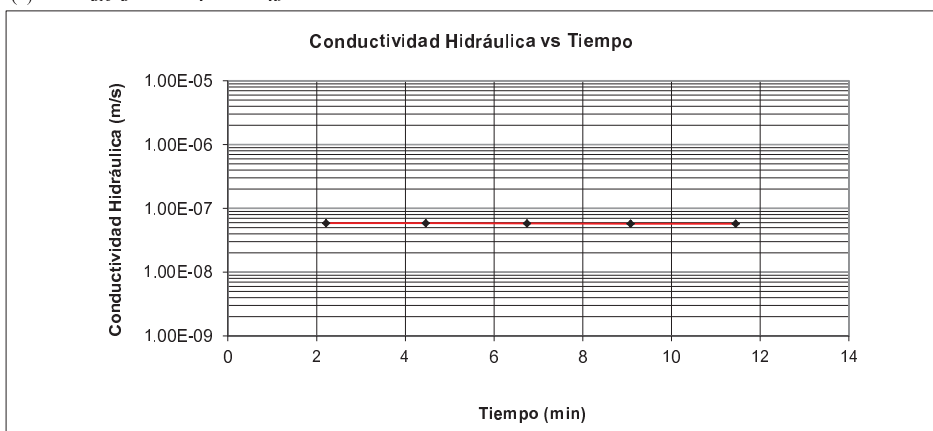
DATOS DEL ENSAYO

	Humedad (%)	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Densidad Seca g/cm ³	Saturación (%)
Inicial:	10.0	7.2	7.2	1.460	30
Final:	19.5	6.6	6.6	1.832	98

Presión de Celda (kPa):	992	Contra Presión Total (kPa):	193
Presión Efectiva (kPa):	799	Temperatura del Agua (°C):	27.9

Tiempo (min.)	G. Hidráulico	Volumen Acumulado (ml)	K ₂₀ (m/s)
0.00	15.1	0.0	
2.22	15.0	0.5	5.9E-08
4.47	14.8	1.0	5.8E-08
6.75	14.7	1.5	5.8E-08
9.08	14.5	2.0	5.8E-08
11.45	14.4	2.5	5.7E-08
Conductividad Hidráulica⁽¹⁾			5.8E-08

(1) Promedio de las 5 últimas lecturas





LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

Manual de Aseguramiento de Calidad de Procedimientos de Ensayo

Registro de Calidad Mecánica de Suelos

149-41G-13LRS06

Rev. 1

ENSAYO DE MEDICION DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA DE MATERIALES POROSOS SATURADOS USANDO UN PERMEAMETRO DE PARED FLEXIBLE METODO C (ASTM D5084-03)

Proyecto : N° de Solicitud :
N° Proyecto : Solicitante :
Cliente : Ejecutado por : Marco Rivera
Ubicación : Revisado por : Ing. Carlos Huaman
Fecha : 28.04.16 Muestra : Relave
ID Laboratorio : E345-4 Profundidad: : -

Clasificación SUCS: CL-ML LL: 24 LP: 17 IP: 7
Observaciones:
Espécimen remoldeado a la densidad seca de 1.640 g/cm³, con una humedad de 10.0%. Ensayo realizado de acuerdo a indicaciones del solicitante. Parámetro "B" : 0.99

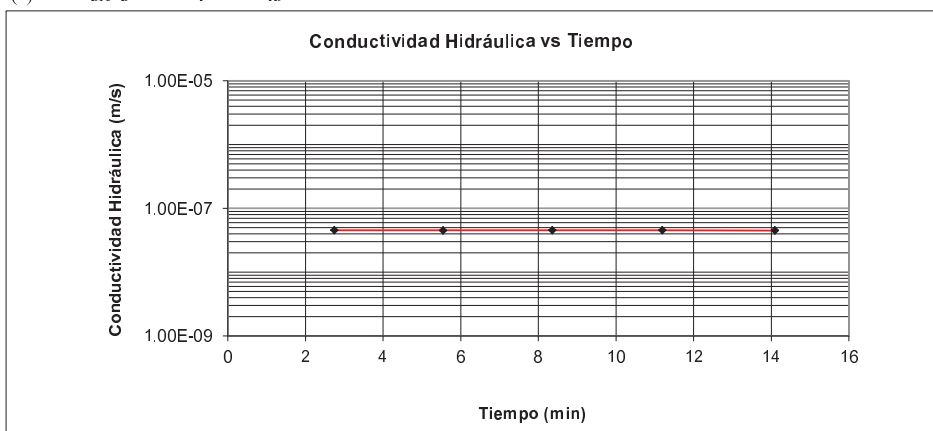
DATOS DEL ENSAYO

	Humedad (%)	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Densidad Seca g/cm ³	Saturación (%)
Inicial:	10.0	7.2	7.2	1.640	38
Final:	18.7	6.9	6.8	1.864	99

Presión de Celda (kPa):	1654	Contra Presión Total (kPa):	55
Presión Efectiva (kPa):	1599	Temperatura del Agua (°C):	28.0

Tiempo (min.)	G. Hidráulico	Volumen Acumulado (ml)	K ₂₀ (m/s)
0.00	14.7	0.0	
2.75	14.6	0.5	4.5E-08
5.55	14.4	1.0	4.5E-08
8.37	14.3	1.5	4.5E-08
11.20	14.1	2.0	4.6E-08
14.10	14.0	2.5	4.5E-08
Conductividad Hidráulica⁽¹⁾			4.5E-08

(1) Promedio de las 5 últimas lecturas



Anexo B:
Resultados de Ensayos de Compresión Uniaxial no Confinada (UCS)

Resultados de los Ensayos de Compresión Uniaxial - Material Tipo 3

Código	Código Laboratorio Externo	Informe N° Laboratorio Externo	Fecha de Muestreo	Fecha de Ensayo	Procedencia	Capa/ Ubicación	Coordenadas			R. Compresión Uniaxial (MPa)	RCU Mínima Requerida (MPa)	Cumple/ No Cumple	Observ.	
							Norte	Este	Cota					
RCU-001	CU-100615-5	143/15/LMR/UNI	13.06.15	16.06.15	Cantera Norte	07/Etapa 2B	8710471.0	376607.0	4489.0	163.2	40	CUMPLE		
RCU-002	CU-230715-1	184/15/LMR/UNI	08.08.15	11.08.15	Cantera Norte	07/Etapa 2B	8710571.0	376539.0	4510.0	104.3	40	CUMPLE		
RCU-003	CU-230715-2					08/Etapa 2A	8710460.0	376800.0	4512.0	91.1		CUMPLE		
RCU-004	CU-130815-1	200/15/LMR/UNI	24.08.15	27.08.15	Cantera Norte	12/Etapa 2A	8710444.0	376876.0	4518.0	65.9	40	CUMPLE		
RCU-005	CU-130815-2					19/Etapa 2A	8710715.0	376462.0	4528.0	29.5		NO CUMPLE	Se procede a realizar el Retest	
RCU-006	CU-130815-5					14/Etapa 2B	8710547.0	376627.0	4521.0	100.8		CUMPLE		
RCU-007	CU-130815-6					28/Etapa 2B	8710841.0	376313.0	4542.0	33.4		NO CUMPLE	Se procede a realizar el Retest	
RCU-008	CU-230815-7	249/15/LMR/UNI	29.09.15	02.10.15	Cantera Norte	14/Etapa 2B	8710518.0	376656.0	4520.0	103.6	40	CUMPLE		
RCU-009	CU-230815-4					28/Etapa 2A	8710738.0	376430.0	4542.0	100.9		CUMPLE		
RCU-010	CU-230815-5					29/Etapa 2A	8710678.0	376576.0	4543.0	66.7		CUMPLE		
RCU-011	CU-230815-6					30/Etapa 2A	8710744.0	376436.0	4545.0	29.6		NO CUMPLE	Se procede a realizar el Retest	
RCU-012	CU-230815-8					Cantera Norte	8712023.0	375913.0	4777.0	90.1		CUMPLE		
RCU-013	CU-230815-9					Cantera Norte	8711669.0	376605.0	4777.0	62.4		CUMPLE		
RCU-014	CU-141015-2	257/15/LMR/UNI	11.10.15	23-oct	Cantera Norte	31/Etapa 2A	8710975.0	376963.0	4546.0	82.2	40	CUMPLE		
RCU-015	CU-141015-3					32/Etapa 2A	8710634.0	376630.0	4548.0	112.6		CUMPLE		
RCU-016	CU-141015-4					34/Etapa 2A	8710558.0	376774.0	4551.0	78.7		CUMPLE		
RCU-017	CU-141015-5					36/Etapa 2A	8710687.0	376574.0	4554.0	26.8		NO CUMPLE	Se procede a realizar el Retest	
RCU-018	CU-041115-1					17.10.15	33/Etapa 2B	8710364.0	374526.0	4549.0		32.1	NO CUMPLE	Muestra anulada
RCU-019	CU-041115-2					19.10.15	34/Etapa 2A	8710405.0	373023.0	4551.0		88.5	CUMPLE	
RCU-020	CU-041115-3					21.10.15	35/Etapa 2A	8710531.0	376765.0	4552.0		76.5	CUMPLE	
RCU-021	CU-041115-4					28.10.15	Cantera Norte	8711991.0	376916.0	4785.0		46.6	CUMPLE	
RCU-022	CU-041115-5					Cantera Norte	8711764.0	375968.0	4777.0	28.9		NO CUMPLE	Muestra anulada	
RCU-023	CU-041115-6					19/Etapa 2A (Retest)	8710447.0	376853.0	4528.0	90.6		CUMPLE	Retest del RCU-005	
RCU-024	CU-041115-7	28/Etapa 2A (Retest)	8710592.0	376652.0	4542.0	38.4	CUMPLE	Retest del RCU-007						
RCU-025	CU-041115-8	30.10.15	30/Etapa 2A (Retest)	8710492.0	376824.0	4545.0	211.7	CUMPLE	Retest del RCU-011					
RCU-026	CU-041115-9	36/Etapa 2A (Retest)	8710658.0	376592.0	4555.0	80.3	CUMPLE	Retest del RCU-017						
RCU-027	CU-041115-10	39/Etapa 2A	8710727.0	376516.0	4558.0	144.1	CUMPLE							
RCU-028	CU-041115-11	37/Etapa 2A	8710567.0	376741.0	4555.0	79.3	CUMPLE							
RCU-029	CU-041115-12	01.11.15	38/Etapa 2A	8710411.0	377010.0	4557.0	66.2	CUMPLE						
RCU-030	RCU-030	03.11.15	39/Etapa 2A	8710570.5	376743.7	4558.5	119.1	CUMPLE						
RCU-031	RCU-031	08.11.15	40/Etapa 2A	8710463.3	376913.9	4560.0	100.1	CUMPLE						
RCU-032	RCU-032	14.11.15	42/Etapa 2A	8710675.5	376614.0	4563.0	92.3	CUMPLE						
RCU-033	RCU-033	17.11.15	43/Etapa 2A	8710497.0	376866.0	4564.5	93.2	CUMPLE						
RCU-034	RCU-034	Carta N°051 / LMR / PUCP	17.11.15	09-dic	Cantera Norte	Cantera Norte	8711923.0	375920.0	4776.5	100.1	40	CUMPLE	Ensayos realizados en Laboratorio Externo PUCP.	
RCU-035	RCU-035					Cantera Norte	8712029.0	375920.0	4777.5	123.4		CUMPLE		
RCU-036	RCU-036					19.11.15	44/Etapa 2A	8710600.0	376689.0	4566.0		141.6	CUMPLE	
RCU-037	RCU-037					19.11.15	Cantera Norte	8712062.0	375777.0	4762.0		101.8	CUMPLE	
RCU-038	RCU-038					22.11.15	44/Etapa 2A	8710504.8	376862.6	4566.2		145.8	CUMPLE	
RCU-039	RCU-039					22.11.15	45/Etapa 2A	8710511.1	376877.9	4567.5		175.1	CUMPLE	
RCU-040	RCU-040					Carta N°053 / LMR / PUCP	25.11.15	16-dic	Cantera Norte	45/Etapa 2A		8710466.5	376954.5	4567.3

Anexo B
Enfoque Actualizado para la Estimación de la Resistencia al Corte de Enrocados Sometidos a Altas Presiones de Confinamiento

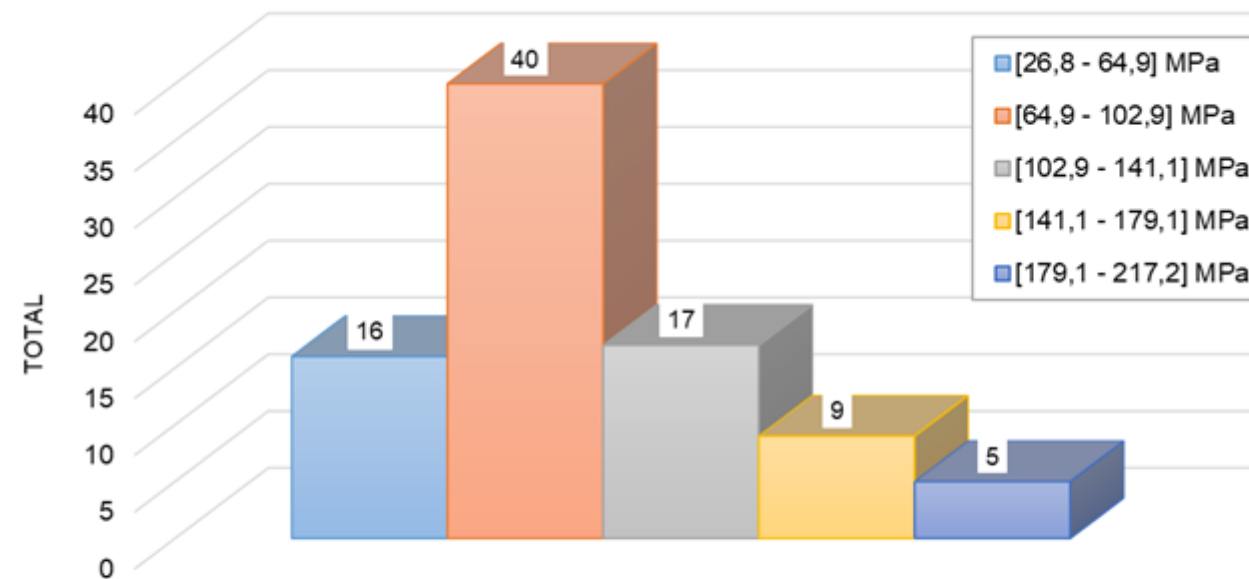
Resultados de los Ensayos de Compresión Uniaxial - Material Tipo 3

Código	Código Laboratorio Externo	Informe N° Laboratorio Externo	Fecha de Muestreo	Fecha de Ensayo	Procedencia	Capa/ Ubicación	Coordenadas			R. Compresión Uniaxial (MPa)	RCU Mínima Requerida (MPa)	Cumple/ No Cumple	Observ.
							Norte	Este	Cota				
RCU-041	RCU-041		03.12.15			53/Etapa 2A	8710846.5	376390.3	4579.2	134.59		CUMPLE	Laboratorio Externo PUCP.
RCU-042	RCU-042		04.12.15			Cantera Norte	8711841.0	375950.0	4792.0	128.55		CUMPLE	
RCU-043	RCU-043		05.12.15			48/Etapa 2A	8710468.0	376945.0	4589.0	194.12		CUMPLE	
RCU-044	RCU-044		05.12.15			49/Etapa 2A	8710692.0	376589.0	4592.0	146.67		CUMPLE	
RCU-045	RCU-045		09.12.15			50/Etapa 2A	8710587.0	376753.0	4575.0	97.6		CUMPLE	
RCU-046	RCU-046		10.12.15			50/Etapa 2A	8710524.8	376863.7	4575.0	85.41		CUMPLE	
RCU-047	RCU-047	Carta N°05 / LMR / PUCP	17.12.15	26-ene	Cantera Norte	52/Etapa 2A	8710567.2	376795.4	4578.2	82.83	40	CUMPLE	Ensayos realizados en Laboratorio Externo PUCP.
RCU-048	RCU-048		07.01.16			60/Etapa 2A	8710807.0	376465.0	4590.0	58.24		CUMPLE	
RCU-049	RCU-049		07.01.16			Cantera Norte	8711678.0	376028.0	4772.0	76.36		CUMPLE	
RCU-050	RCU-050		20.01.16			63/Etapa 2A	8710593.4	376805.9	4594.4	128.98		CUMPLE	
RCU-051	RCU-051		23.01.16			Cantera Norte	8711832.0	376148.0	4772.0	138.47		CUMPLE	
RCU-052	RCU-052	Carta N°12 / LMR / PUCP	23.01.16	19-feb	Cantera Norte	64/Etapa 2A	8710604.0	376791.0	4596.0	82.39	40	CUMPLE	Ensayos realizados en Laboratorio Externo PUCP.
RCU-053	RCU-053		27.01.16			Cantera Norte	8711979.0	376078.0	4777.5	81.96		CUMPLE	
RCU-054	RCU-054		05.02.16			67/Etapa 2A	8710375.0	377425.0	4600.5	84.55		CUMPLE	
RCU-055	RCU-055		20.02.16			Cantera Norte	8712040.1	375736.0	4777.0	62.45		CUMPLE	
RCU-056	RCU-056		23.02.16			70/Etapa 2A	8710934.4	376309.8	4604.9	133.19		CUMPLE	
RCU-057	RCU-057		03.03.16			71/Etapa 2A	8710421.1	377109.6	4606.7	73.92		CUMPLE	
RCU-058	RCU-058	Carta N°19 / LMR / PUCP	03.03.16	17-mar	Cantera Norte	71/Etapa 2A	8710427.3	377109.5	4605.9	80.29	40	CUMPLE	Ensayos realizados en Laboratorio Externo PUCP.
RCU-059	RCU-059		05.03.16			72/Etapa 2A	8710545.1	376829.4	4608.0	205.2		CUMPLE	
RCU-060	RCU-060		05.03.16			72/Etapa 2A	8711940.4	375884.1	4762.3	121.08		CUMPLE	
RCU-061	RCU-061		23.03.16			73/Etapa 2A	8710419.8	377155.7	4609.2	95.92		CUMPLE	
RCU-062	RCU-062		26.03.16			Cantera Norte	8711975.9	376036.1	4770.1	75.59		CUMPLE	
RCU-063	RCU-063		27.03.16			18/Etapa 2B	8710422.3	376836.1	4527.0	193.74		CUMPLE	
RCU-064	RCU-064	Carta N°28 / LMR / PUCP	30.03.16	19-may	Cantera Norte	19/Etapa 2B	8710404.3	376848.7	4527.6	72.91	40	CUMPLE	Ensayos realizados en Laboratorio Externo PUCP, resultados remitidos 19/05/2016.
RCU-065	RCU-065		09.04.16			22/Etapa 2B	8710663.4	376458.3	4533.1	207.72		CUMPLE	
RCU-066	RCU-066		10.04.16			23/Etapa 2B	8710622.9	376523.9	4534.4	163.89		CUMPLE	
RCU-067	RCU-067		23.04.16			25/Etapa 2B	8710471.2	376763.9	4537.5	129.59		CUMPLE	
RCU-068	RCU-068		08.05.16			27/Etapa 2B	8710442.9	376833.0	4540.5	134.24		CUMPLE	
RCU-069	RCU-069		13.05.16			Cantera Norte	8711920.2	375980.6	4762.6	73.06		CUMPLE	Ensayos realizados en Laboratorio Externo PUCP, resultados remitidos 17/06/2016.
RCU-070	RCU-070	Carta N°36 / LMR / PUCP	23.05.17	17-jun	Cantera Norte	31/Etapa 2B	8710620.1	376577.5	4546.5	79.08	40	CUMPLE	
RCU-071	RCU-071		29.05.18			75/Etapa 2A	8710404.0	377171.4	4612.5	255.29		CUMPLE	
RCU-072	RCU-072		04.06.16			33/Etapa 2B	8710693.1	376507.4	4549.5	59.39		CUMPLE	
RCU-073	RCU-073	Carta N° 042/LMR/PUCP	05.06.16	08-jul	Cantera Norte	34/Etapa 2B	8710523.6	376755.4	4551.0	65.65	40	CUMPLE	Ensayos realizados en Laboratorio Externo PUCP, resultados remitidos 08/07/2016
RCU-074	RCU-074		06.06.16			35/Etapa 2B	8710680.7	376520.8	4552.2	82.53		CUMPLE	
RCU-075	RCU-075		29.06.16			39/Etapa 2B	8710540.5	376768.7	4558.5	87.81		CUMPLE	
RCU-076	RCU-076	Carta N° 050/LMR/PUCP	29.06.16	25-jul	Cantera Norte	41/Etapa 2B	8710649.6	376610.0	4561.5	50.8	40	CUMPLE	Ensayos realizados en Laboratorio Externo PUCP, resultados remitidos 25/07/2016.
RCU-077	RCU-077		29.06.16			75/Etapa 2A	8710889.6	376395.5	4614.0	93.14		CUMPLE	
RCU-078	RCU-078		07.07.16			43/Etapa 2B	8710786.2	376337.7	4564.5	70.91		CUMPLE	
RCU-079	RCU-079		12.07.16			45/Etapa 2B	8710749.6	376425.6	4567.5	109.45		CUMPLE	
RCU-080	RCU-080	Carta N° 054/LMR/PUCP	20.07.17	24-ago	Cantera Norte	47/Etapa 2B	8710688.0	376498.0	4570.5	43.28	40	CUMPLE	Ensayos realizados en Laboratorio Externo PUCP, resultados remitidos 24/08/2016.
RCU-081	RCU-081		20.07.18			77/Etapa 2A	8710463.5	377072.6	4615.5	145.51		CUMPLE	

Resultados de los Ensayos de Compresión Uniaxial - Material Tipo 3

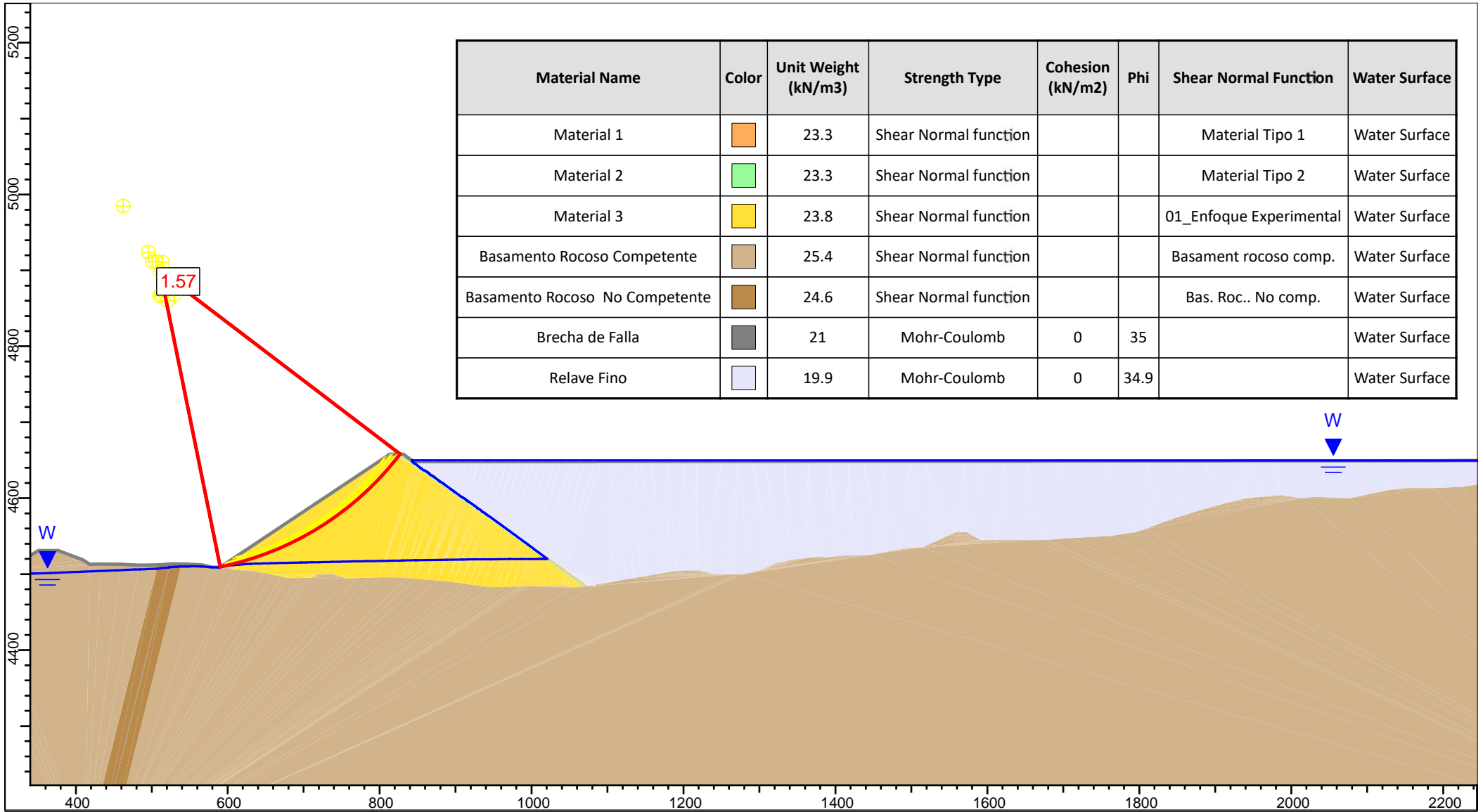
Código	Código Laboratorio Externo	Informe N° Laboratorio Externo	Fecha de Muestreo	Fecha de Ensayo	Procedencia	Capa/ Ubicación	Coordenadas			R. Compresión Uniaxial (MPa)	RCU Mínima Requerida (MPa)	Cumple/ No Cumple	Observ.
							Norte	Este	Cota				
RCU-082	RCU-082		30.07.19			49/Etapa 2B	8710429.0	376925.4	4573.5	48.29	40	CUMPLE	
RCU-083	RCU-083		30.07.20			78/Etapa 2A	8710505.5	377010.6	4617.0	59.27	40	CUMPLE	
RCU-084	RCU-084	Carta N° 056/LMR/PUCP	07.08.16	31-ago	Cantera Norte	51/Etapa 2B	8710700.8	376515.2	4576.6	112.6	40	CUMPLE	Ensayos realizados en Laboratorio Externo PUCP, 31/08/2016.
RCU-085	-	-	16.08.16	-	Cantera Norte	Prog. 1+100 – Capa 53/Etapa 2B	8710388.0	377025.8	4579.6	-	40	-	Muestra enviada el 02/09/2016, Muestras alteradas - No se realizaron ensayos
RCU-086	RCU-086	Carta N° 060/LMR/PUCP	16.08.16	09-sep	Cantera Norte	Prog. 0+900 – Capa 79/Etapa 2A	8710571.6	376906.5	4618.6	70.85	40	CUMPLE	Muestra enviada el 02/09/2016.
RCU-087	-	-	26.08.16	-	Cantera Norte	Prog. 0+900 – Capa 55/Etapa 2B	8710503.8	376861.4	4582.5	-	40	-	Muestra enviada el 02/09/2016, Muestras alteradas - No se realizaron ensayos.
RCU-088	RCU-088		10.09.16			Prog. 0+558 – Capa 59/Etapa 2B	8710682.8	376570.7	4588.5	138.91	40	CUMPLE	
RCU-089	RCU-089	Carta N° 066/LMR/PUCP	10.09.16	11-oct	Cantera Norte	Prog. 0+300 – Capa 62/Etapa 2B	8710829.2	376396.0	4593.2	125.1	40	CUMPLE	Ensayos realizados en Laboratorio Externo PUCP, resultados remitidos 11/10/2016
RCU-090	RCU-090		11.09.16			Prog. 0+349 – Capa 61/Etapa 2B	8710794.3	376793.5	4591.5	143.22	40	CUMPLE	








Variación de Resultados UCS



Resumen	
Total Ensayos Ejecutados	87
Valor Máximo UCS (Mpa)	255,29
Valor Mínimo UCS (Mpa)	40,0
Promedio Ponderado UCS (Mpa)	98,8

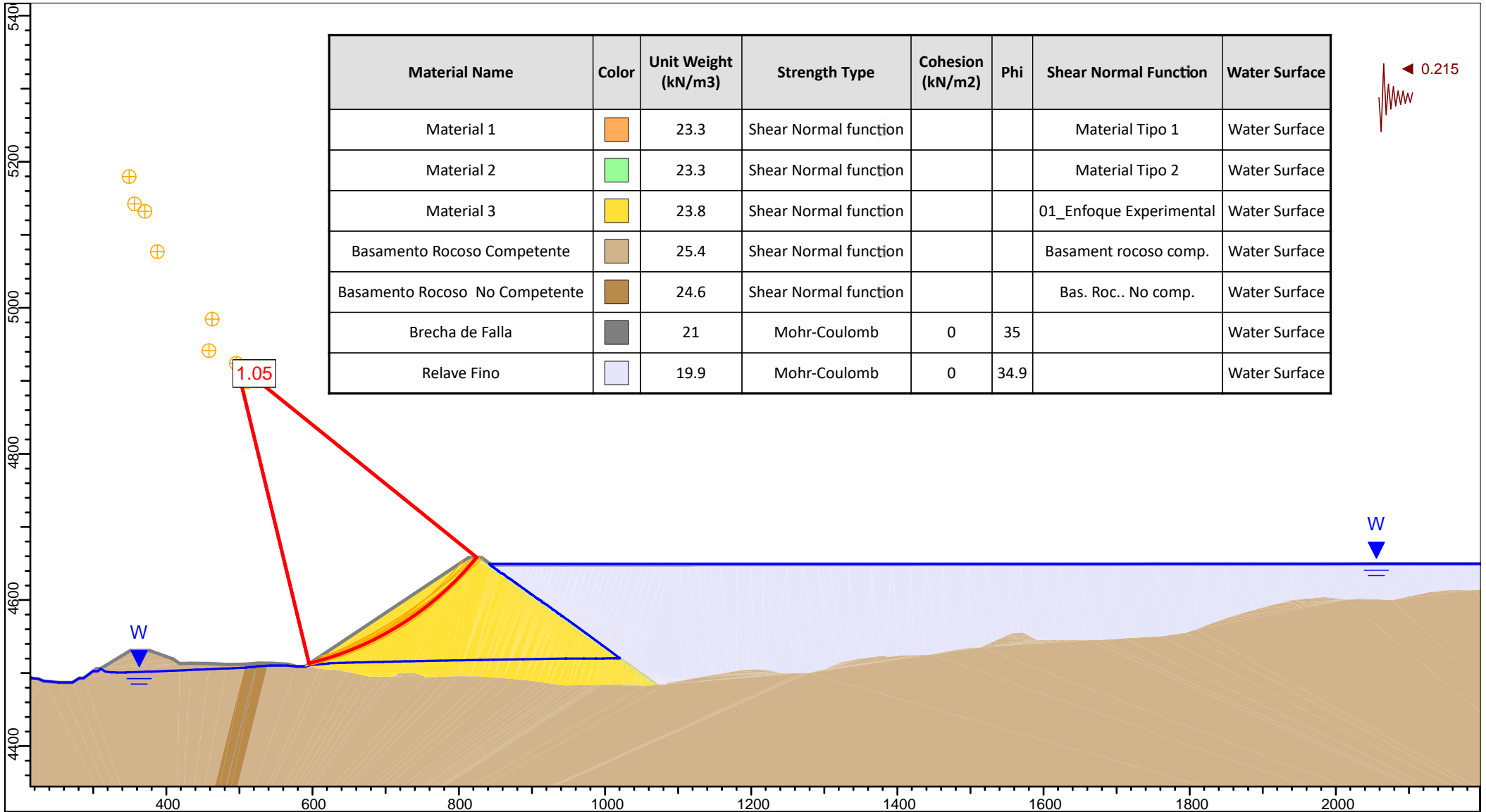
Anexo C:
Análisis de Estabilidad de Taludes por LEM



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Shear Normal Function	Water Surface
Material 1		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 1	Water Surface
Material 2		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 2	Water Surface
Material 3		23.8	Shear Normal function			01_Enfoque Experimental	Water Surface
Basamento Rocoso Competente		25.4	Shear Normal function			Basament rocoso comp.	Water Surface
Basamento Rocoso No Competente		24.6	Shear Normal function			Bas. Roc.. No comp.	Water Surface
Brecha de Falla		21	Mohr-Coulomb	0	35		Water Surface
Relave Fino		19.9	Mohr-Coulomb	0	34.9		Water Surface



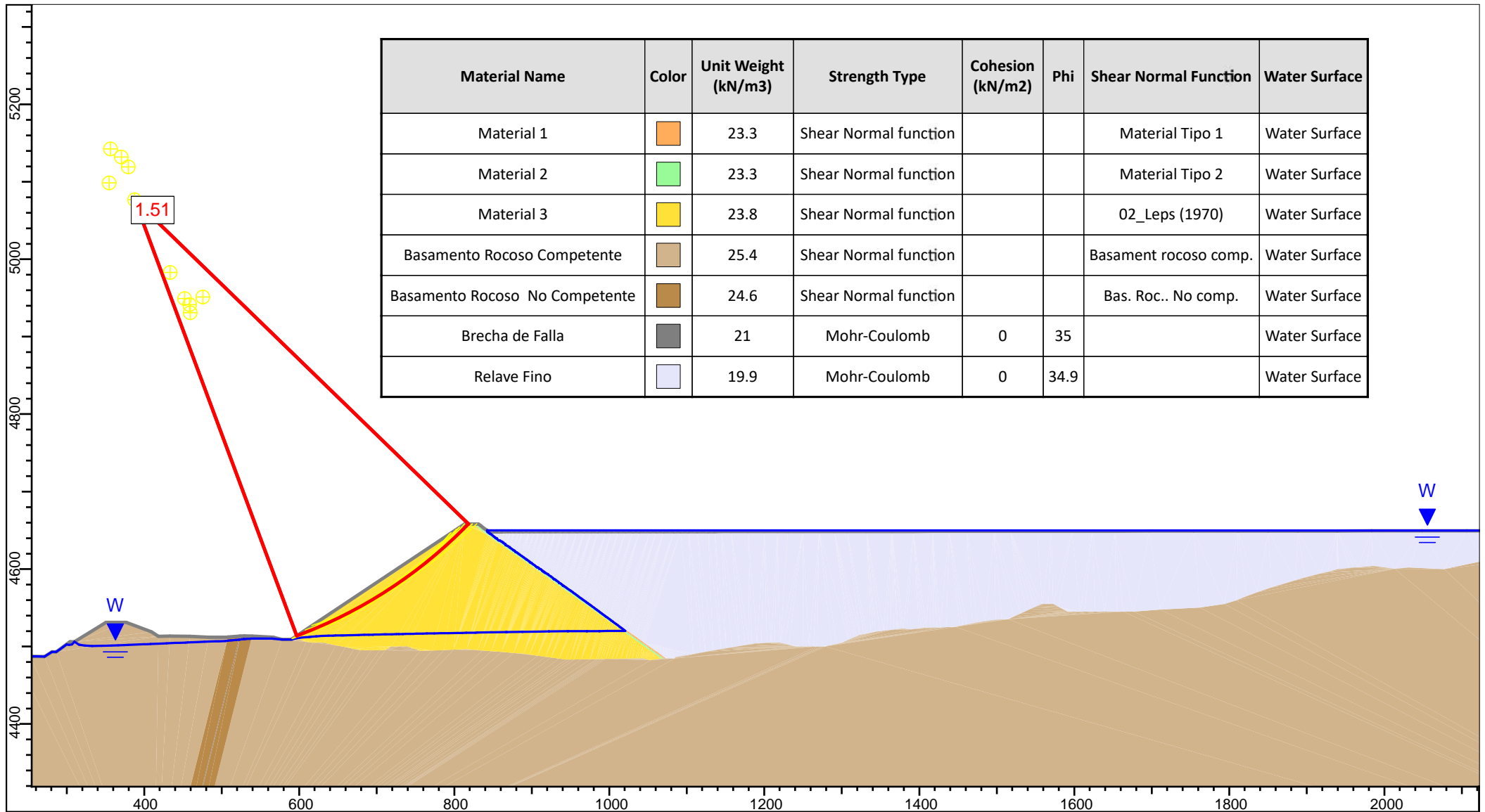
Tesis:		Enfoque Actualizado para la Estimación de la Resistencia al Corte de Enrocados Sometidos a Altas Presiones de Confinamiento.	
Descripción:		Análisis de Estabilidad de Taludes - 01 Enfoque Experimental - Estático	
Realizado por:	JCH	Universidad:	Universidad Nacional de Ingeniería
Fecha:	2018	Archivo :	01_Enfoque Experimental.slim










Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	Shear Normal Function	Water Surface
Material 1		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 1	Water Surface
Material 2		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 2	Water Surface
Material 3		23.8	Shear Normal function			01_Enfoque Experimental	Water Surface
Basamento Rocoso Competente		25.4	Shear Normal function			Basament rocoso comp.	Water Surface
Basamento Rocoso No Competente		24.6	Shear Normal function			Bas. Roc.. No comp.	Water Surface
Brecha de Falla		21	Mohr-Coulomb	0	35		Water Surface
Relave Fino		19.9	Mohr-Coulomb	0	34.9		Water Surface



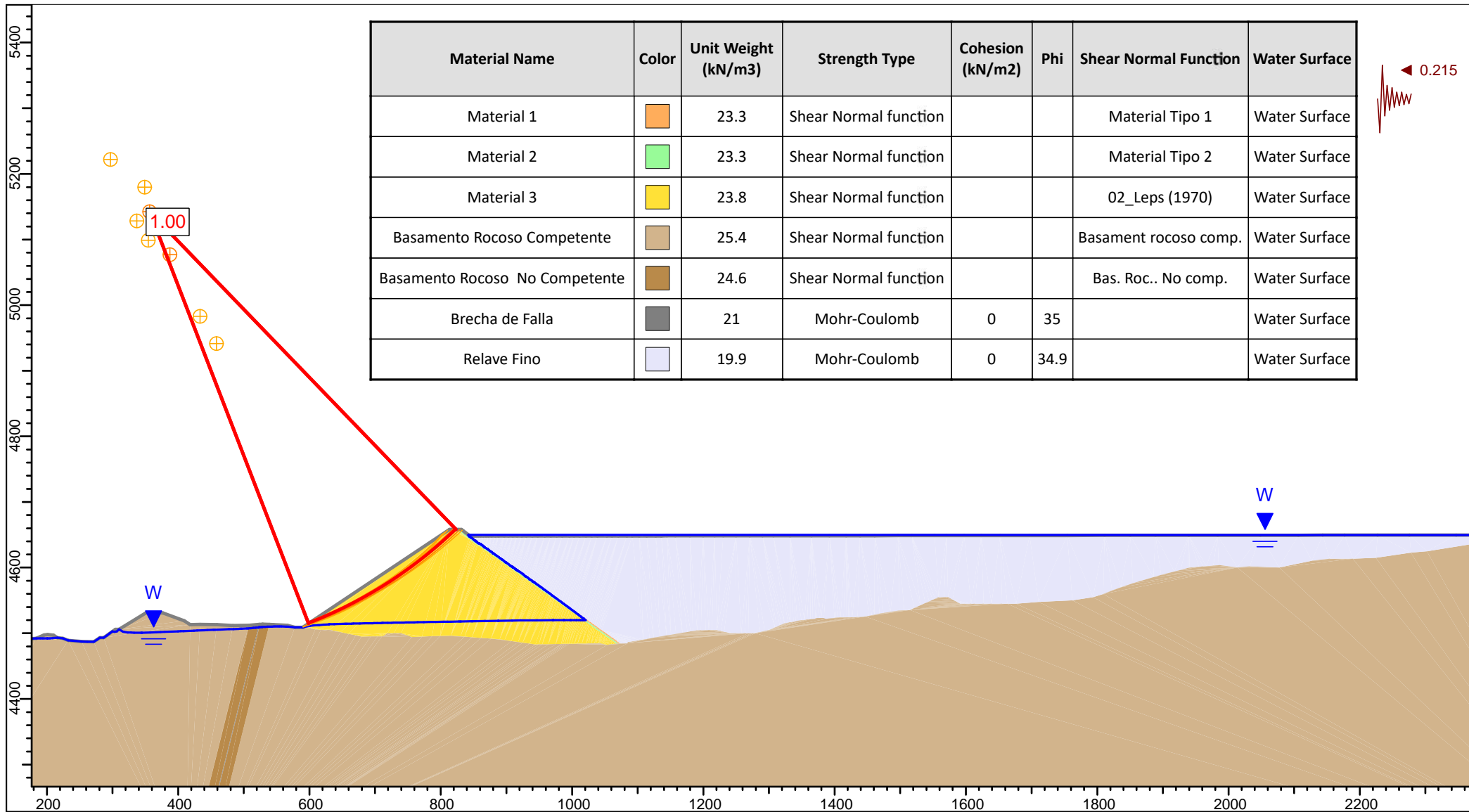
Tesis:		Enfoque Actualizado para la Estimación de la Resistencia al Corte de Enrocados Sometidos a Altas Presiones de Confinamiento.	
Descripción:		Análisis de Estabilidad de Taludes - 01 Enfoque Experimental - Pseudoestático	
Realizado por:	JCH	Universidad:	Universidad Nacional de Ingeniería
Fecha:	2018	Archivo :	01_Enfoque Experimental - PSE.slim



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Shear Normal Function	Water Surface
Material 1		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 1	Water Surface
Material 2		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 2	Water Surface
Material 3		23.8	Shear Normal function			02_Leps (1970)	Water Surface
Basamento Rocoso Competente		25.4	Shear Normal function			Basament rocoso comp.	Water Surface
Basamento Rocoso No Competente		24.6	Shear Normal function			Bas. Roc.. No comp.	Water Surface
Brecha de Falla		21	Mohr-Coulomb	0	35		Water Surface
Relave Fino		19.9	Mohr-Coulomb	0	34.9		Water Surface



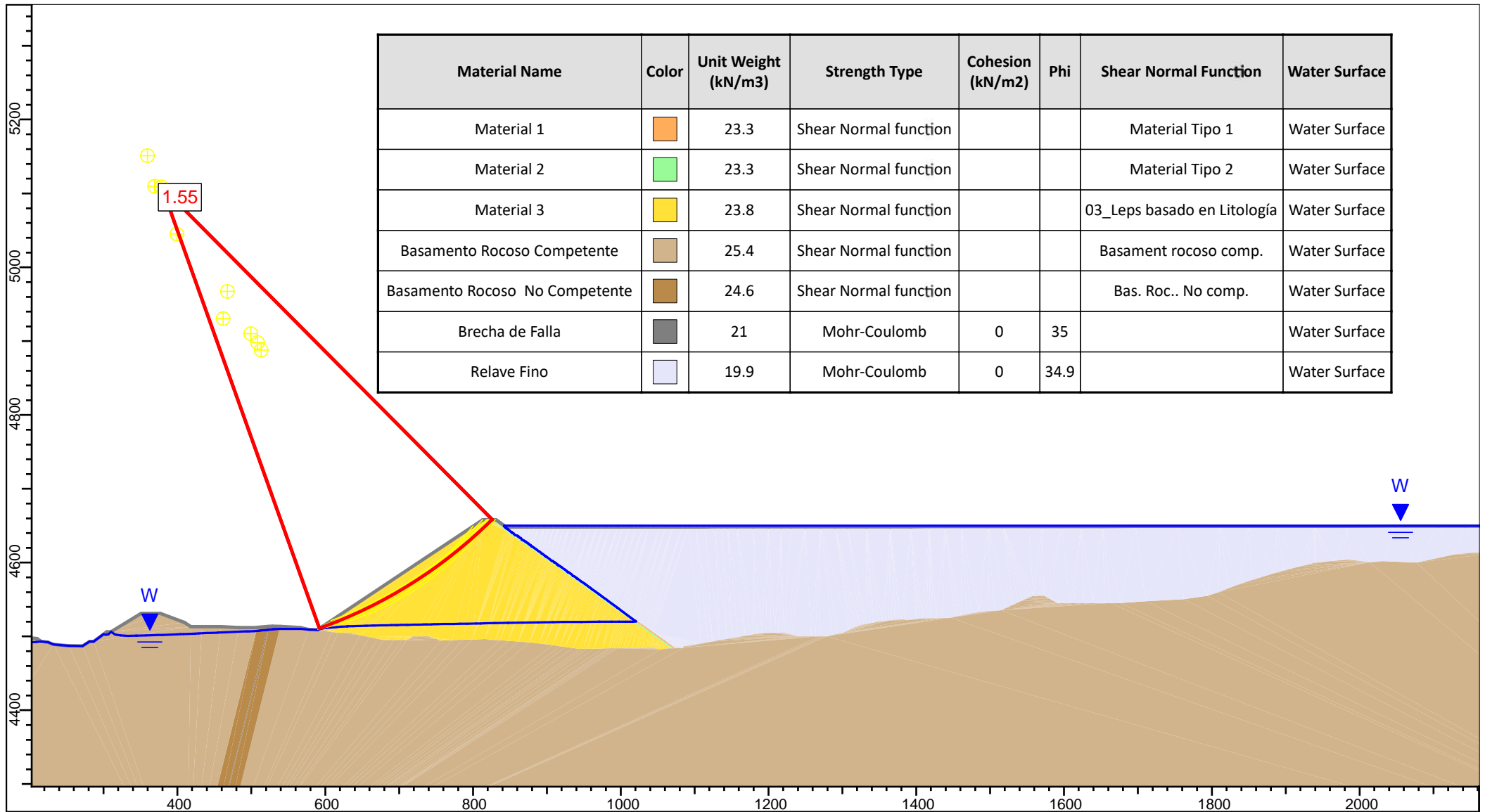
Tesis:		Enfoque Actualizado para la Estimación de la Resistencia al Corte de Enrocados Sometidos a Altas Presiones de Confinamiento.	
Descripción:		Análisis de Estabilidad de Taludes - 02 Leps(1970) - Estático	
Realizado por:	JCH	Universidad:	Universidad Nacional de Ingeniería
Fecha:	2018	Archivo :	02_Leps (1970).slim










Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	Shear Normal Function	Water Surface
Material 1		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 1	Water Surface
Material 2		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 2	Water Surface
Material 3		23.8	Shear Normal function			02_Leps (1970)	Water Surface
Basamento Rocoso Competente		25.4	Shear Normal function			Basament rocoso comp.	Water Surface
Basamento Rocoso No Competente		24.6	Shear Normal function			Bas. Roc.. No comp.	Water Surface
Brecha de Falla		21	Mohr-Coulomb	0	35		Water Surface
Relave Fino		19.9	Mohr-Coulomb	0	34.9		Water Surface



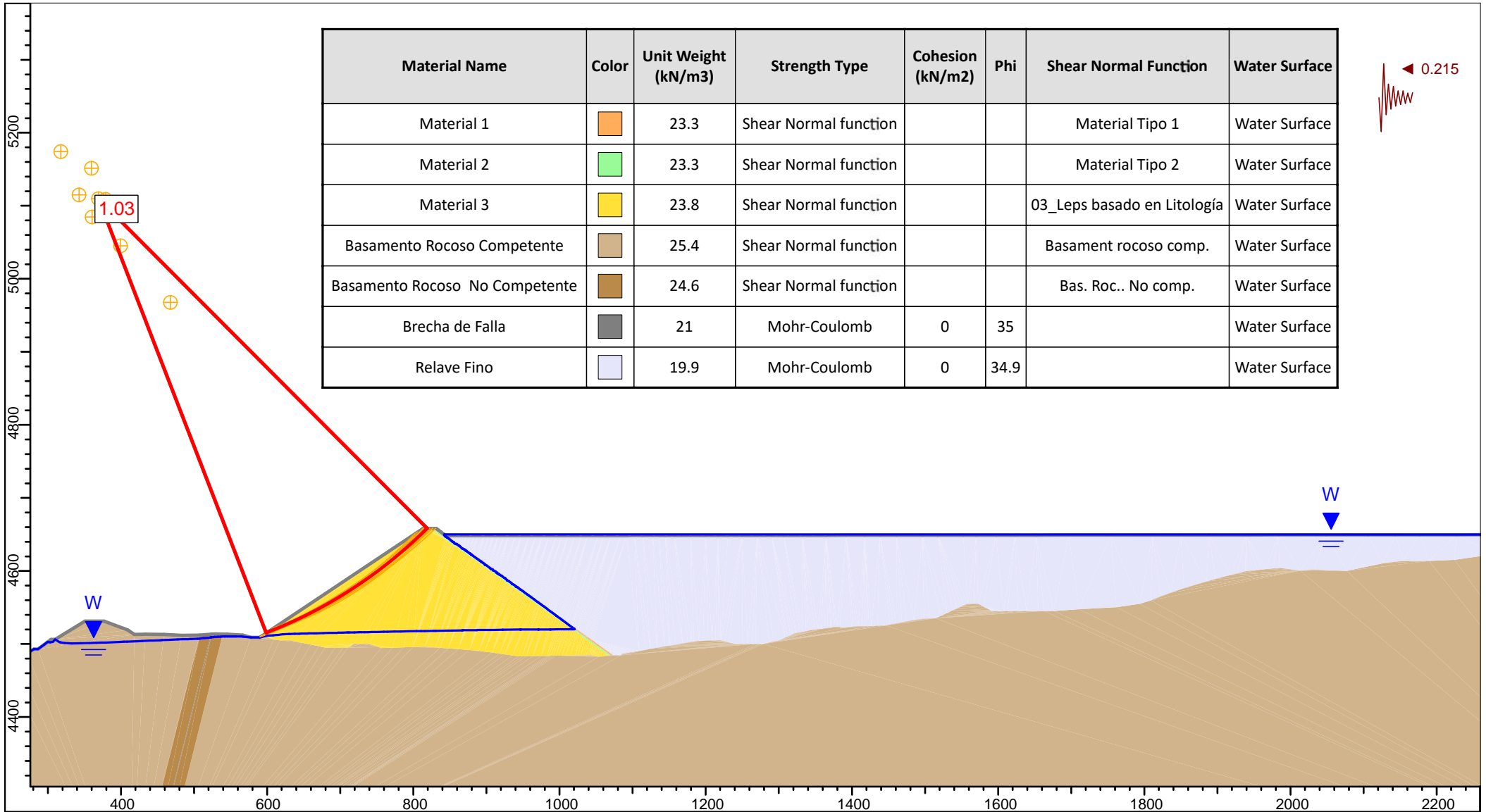
Tesis:		Enfoque Actualizado para la Estimación de la Resistencia al Corte de Enrocados Sometidos a Altas Presiones de Confinamiento.	
Descripción:		Análisis de Estabilidad de Taludes - 02 Leps(1970) - Pseudoestático	
Realizado por:	JCH	Universidad:	Universidad Nacional de Ingeniería
Fecha:	2018	Archivo :	02_Leps (1970) - PSE.slim



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Shear Normal Function	Water Surface
Material 1		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 1	Water Surface
Material 2		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 2	Water Surface
Material 3		23.8	Shear Normal function			03_Leps basado en Litología	Water Surface
Basamento Rocoso Competente		25.4	Shear Normal function			Basament rocoso comp.	Water Surface
Basamento Rocoso No Competente		24.6	Shear Normal function			Bas. Roc.. No comp.	Water Surface
Brecha de Falla		21	Mohr-Coulomb	0	35		Water Surface
Relave Fino		19.9	Mohr-Coulomb	0	34.9		Water Surface



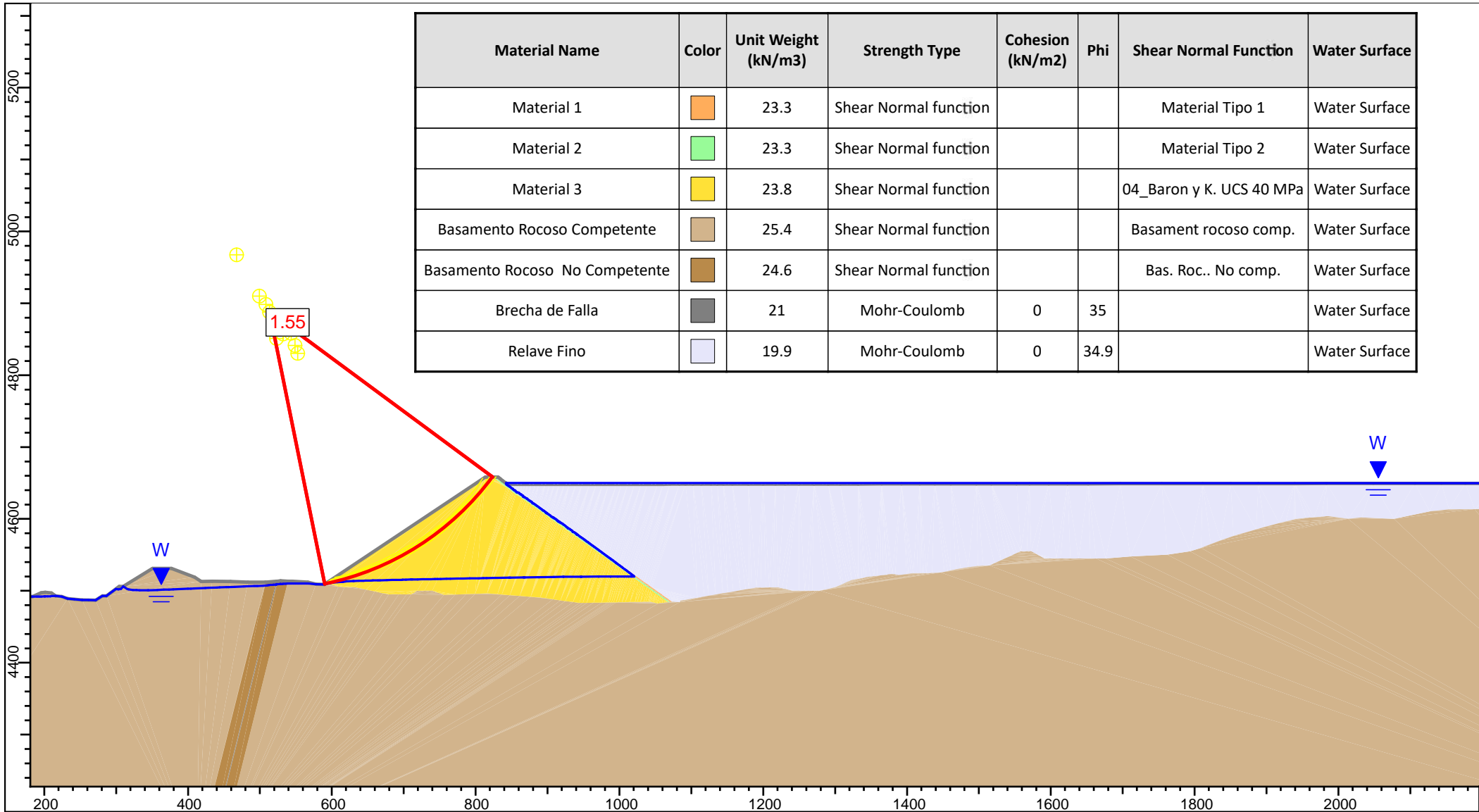
Tesis:		Enfoque Actualizado para la Estimación de la Resistencia al Corte de Enrocados Sometidos a Altas Presiones de Confinamiento.	
Descripción:		Análisis de Estabilidad de Taludes - 03 Leps basado en litología - Estático	
Realizado por:	JCH	Universidad:	Universidad Nacional de Ingeniería
Fecha:	2018	Archivo :	03_Leps basado en litología.slim



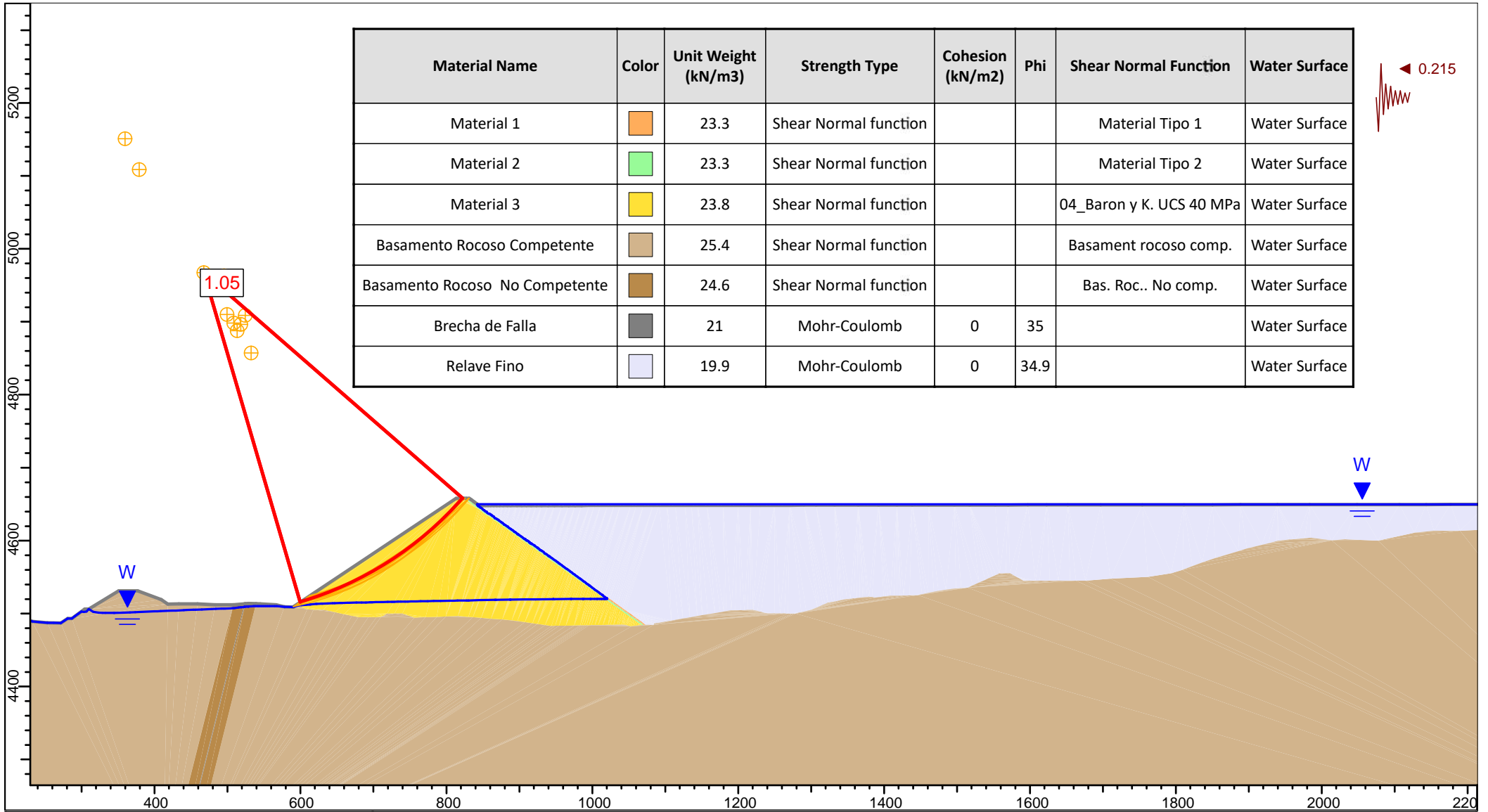
Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	Shear Normal Function	Water Surface
Material 1		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 1	Water Surface
Material 2		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 2	Water Surface
Material 3		23.8	Shear Normal function			03_Leps basado en Litología	Water Surface
Basamento Rocoso Competente		25.4	Shear Normal function			Basament rocoso comp.	Water Surface
Basamento Rocoso No Competente		24.6	Shear Normal function			Bas. Roc.. No comp.	Water Surface
Brecha de Falla		21	Mohr-Coulomb	0	35		Water Surface
Relave Fino		19.9	Mohr-Coulomb	0	34.9		Water Surface



Tesis:	Enfoque Actualizado para la Estimación de la Resistencia al Corte de Enrocados Sometidos a Altas Presiones de Confinamiento.		
Descripción:	Análisis de Estabilidad de Taludes - 03 Leps basado en litología - Pseudoestático		
Realizado por:	JCH	Universidad:	Universidad Nacional de Ingeniería
Fecha:	2018	Archivo :	03_Leps basado en litología - PSE.slim



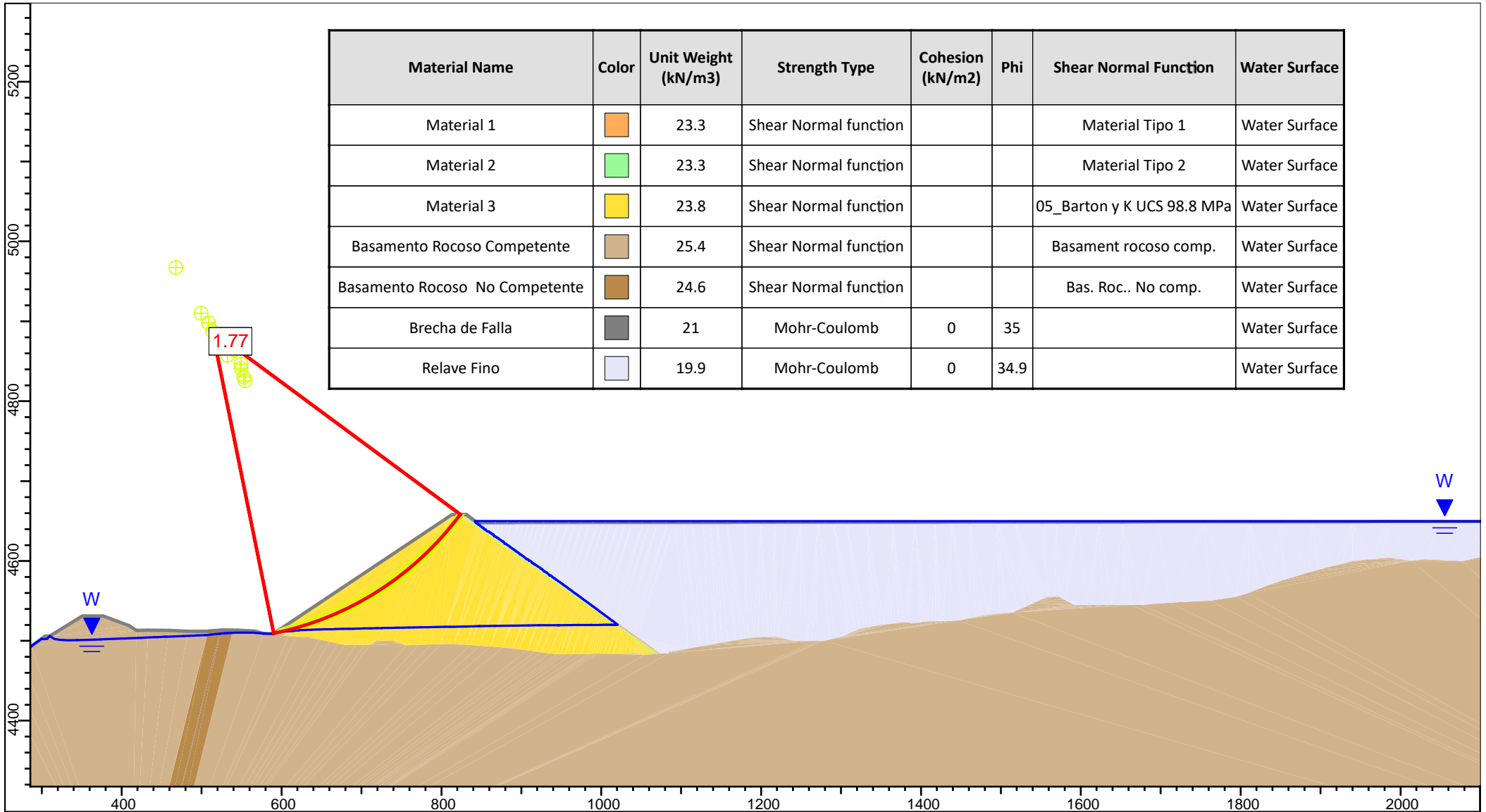
Tesis:	Enfoque Actualizado para la Estimación de la Resistencia al Corte de Enrocados Sometidos a Altas Presiones de Confinamiento.		
Descripción:	Análisis de Estabilidad de Taludes - 04 Barton UCS 40 MPa - Estático		
Realizado por:	JCH	Universidad:	Universidad Nacional de Ingeniería
Fecha:	2018	Archivo :	04_Barton UCS 40 MPa.slim










Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Shear Normal Function	Water Surface
Material 1		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 1	Water Surface
Material 2		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 2	Water Surface
Material 3		23.8	Shear Normal function			04_Baron y K. UCS 40 MPa	Water Surface
Basamento Rocoso Competente		25.4	Shear Normal function			Basament rocoso comp.	Water Surface
Basamento Rocoso No Competente		24.6	Shear Normal function			Bas. Roc.. No comp.	Water Surface
Brecha de Falla		21	Mohr-Coulomb	0	35		Water Surface
Relave Fino		19.9	Mohr-Coulomb	0	34.9		Water Surface



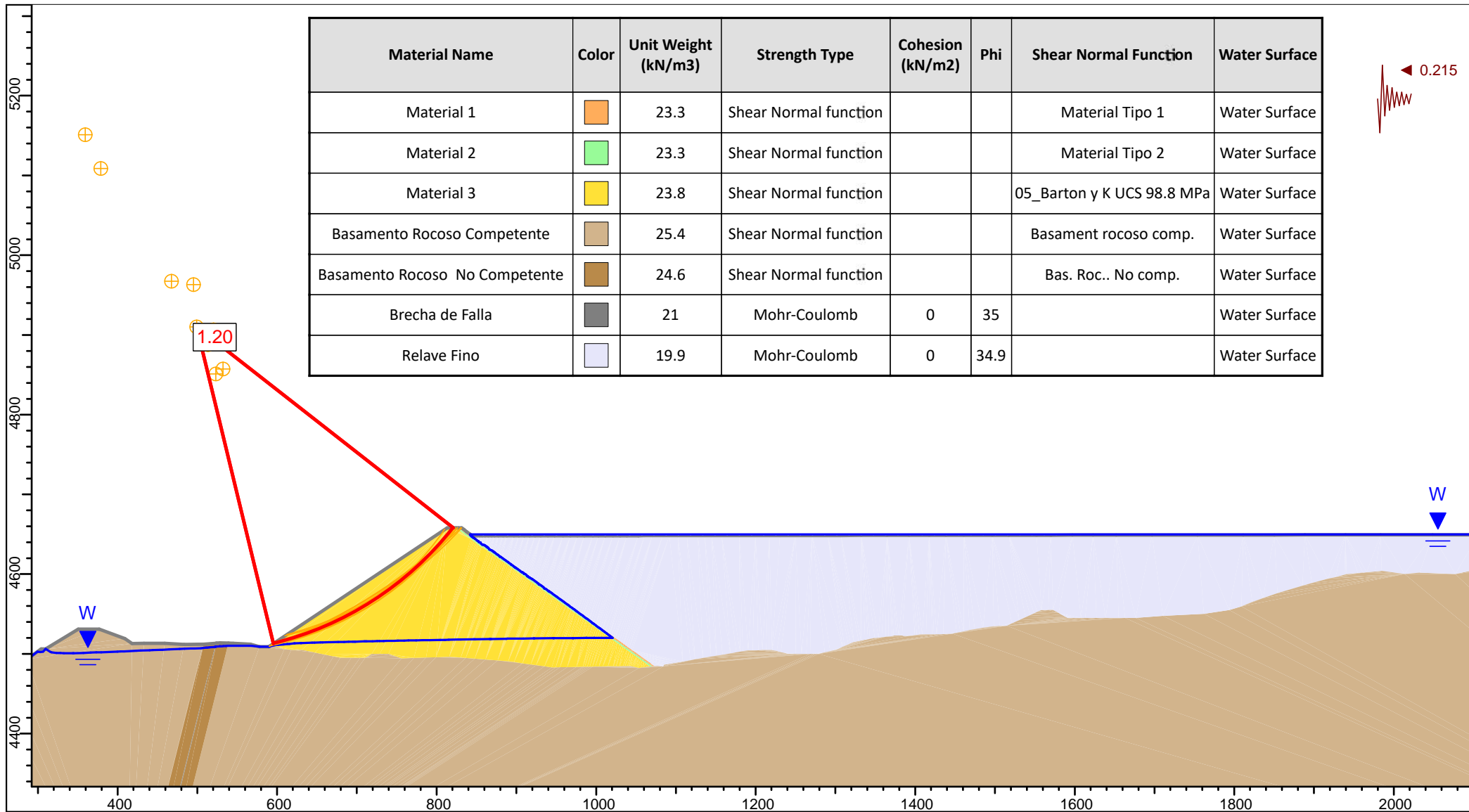
Tesis:		Enfoque Actualizado para la Estimación de la Resistencia al Corte de Enrocados Sometidos a Altas Presiones de Confinamiento.	
Descripción:		Análisis de Estabilidad de Taludes - 04 Barton UCS 40 MPa - Pseudoestático	
Realizado por:	JCH	Universidad:	Universidad Nacional de Ingeniería
Fecha:	2018	Archivo :	04_Barton UCS 40 MPa - PSE.slim



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Shear Normal Function	Water Surface
Material 1		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 1	Water Surface
Material 2		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 2	Water Surface
Material 3		23.8	Shear Normal function			05_Barton y K UCS 98.8 MPa	Water Surface
Basamento Rocoso Competente		25.4	Shear Normal function			Basament rocoso comp.	Water Surface
Basamento Rocoso No Competente		24.6	Shear Normal function			Bas. Roc.. No comp.	Water Surface
Brecha de Falla		21	Mohr-Coulomb	0	35		Water Surface
Relave Fino		19.9	Mohr-Coulomb	0	34.9		Water Surface



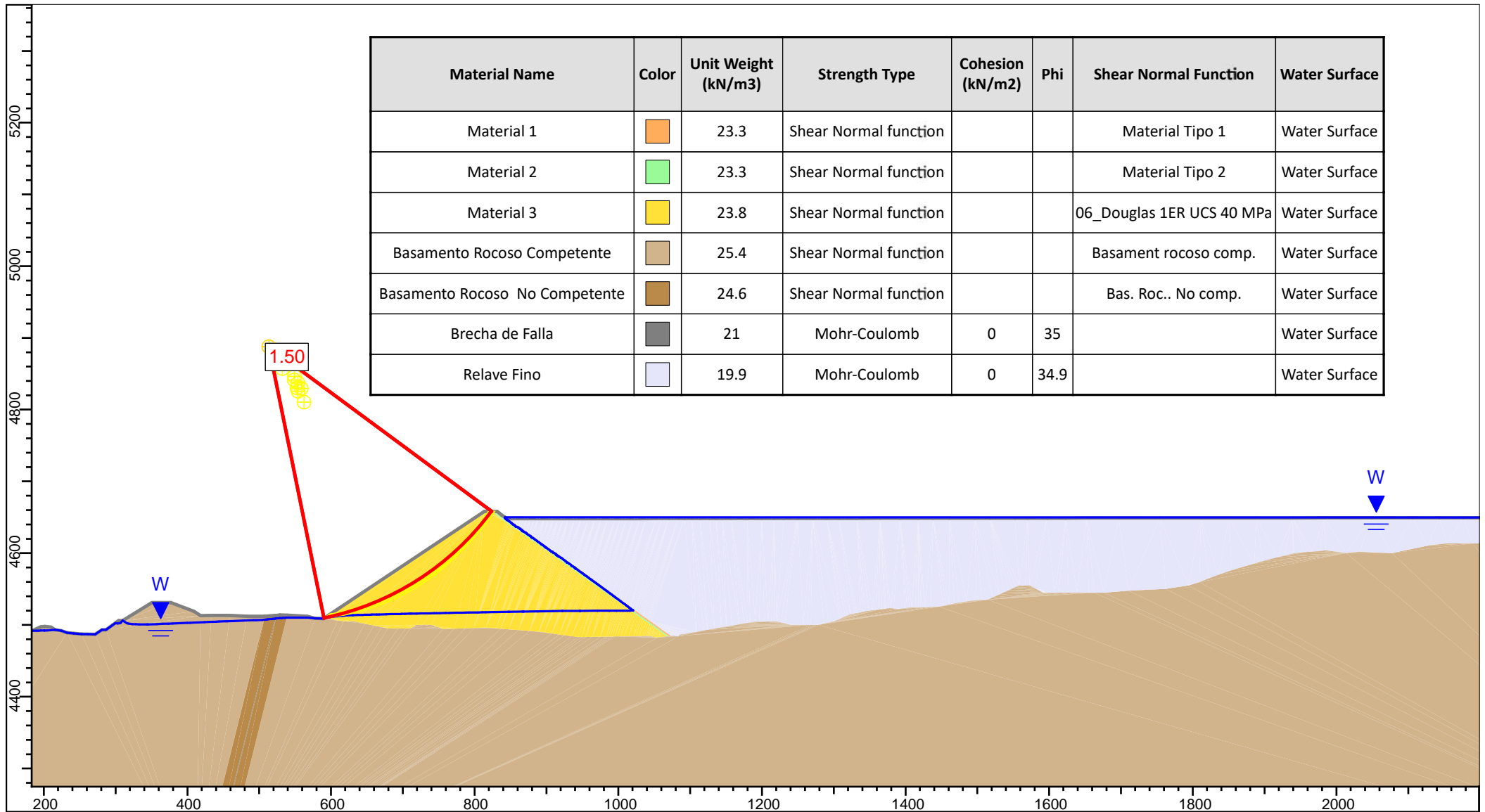
Tesis:		Enfoque Actualizado para la Estimación de la Resistencia al Corte de Enrocados Sometidos a Altas Presiones de Confinamiento.	
Descripción:		Análisis de Estabilidad de Taludes - 05 Barton UCS 98.8 MPa - Estático	
Realizado por:	JCH	Universidad:	Universidad Nacional de Ingeniería
Fecha:	2018	Archivo :	05_Barton UCS 98.8 MPa.slim



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Shear Normal Function	Water Surface
Material 1		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 1	Water Surface
Material 2		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 2	Water Surface
Material 3		23.8	Shear Normal function			05_Barton y K UCS 98.8 MPa	Water Surface
Basamento Rocoso Competente		25.4	Shear Normal function			Basament rocoso comp.	Water Surface
Basamento Rocoso No Competente		24.6	Shear Normal function			Bas. Roc.. No comp.	Water Surface
Brecha de Falla		21	Mohr-Coulomb	0	35		Water Surface
Relave Fino		19.9	Mohr-Coulomb	0	34.9		Water Surface



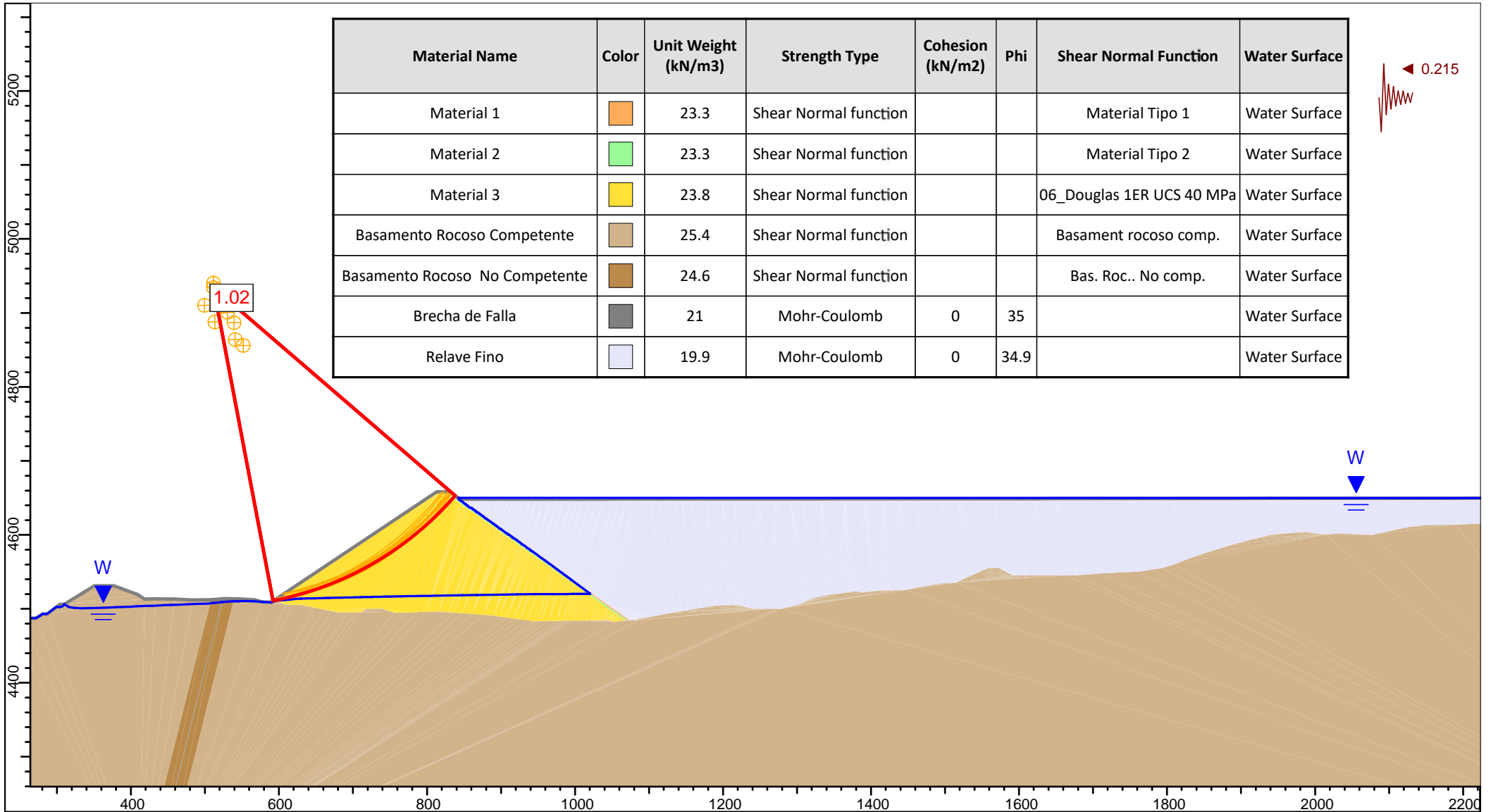
Tesis:	Enfoque Actualizado para la Estimación de la Resistencia al Corte de Enrocados Sometidos a Altas Presiones de Confinamiento.		
Descripción:	Análisis de Estabilidad de Taludes - 05 Barton UCS 98.8 MPa - Pseudoestático		
Realizado por:	JCH	Universidad:	Universidad Nacional de Ingeniería
Fecha:	2018	Archivo :	05_Barton UCS 98.8 MPa - PSE.slim



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	Shear Normal Function	Water Surface
Material 1		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 1	Water Surface
Material 2		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 2	Water Surface
Material 3		23.8	Shear Normal function			06_Douglas 1ER UCS 40 MPa	Water Surface
Basamento Rocoso Competente		25.4	Shear Normal function			Basament rocoso comp.	Water Surface
Basamento Rocoso No Competente		24.6	Shear Normal function			Bas. Roc.. No comp.	Water Surface
Brecha de Falla		21	Mohr-Coulomb	0	35		Water Surface
Relave Fino		19.9	Mohr-Coulomb	0	34.9		Water Surface



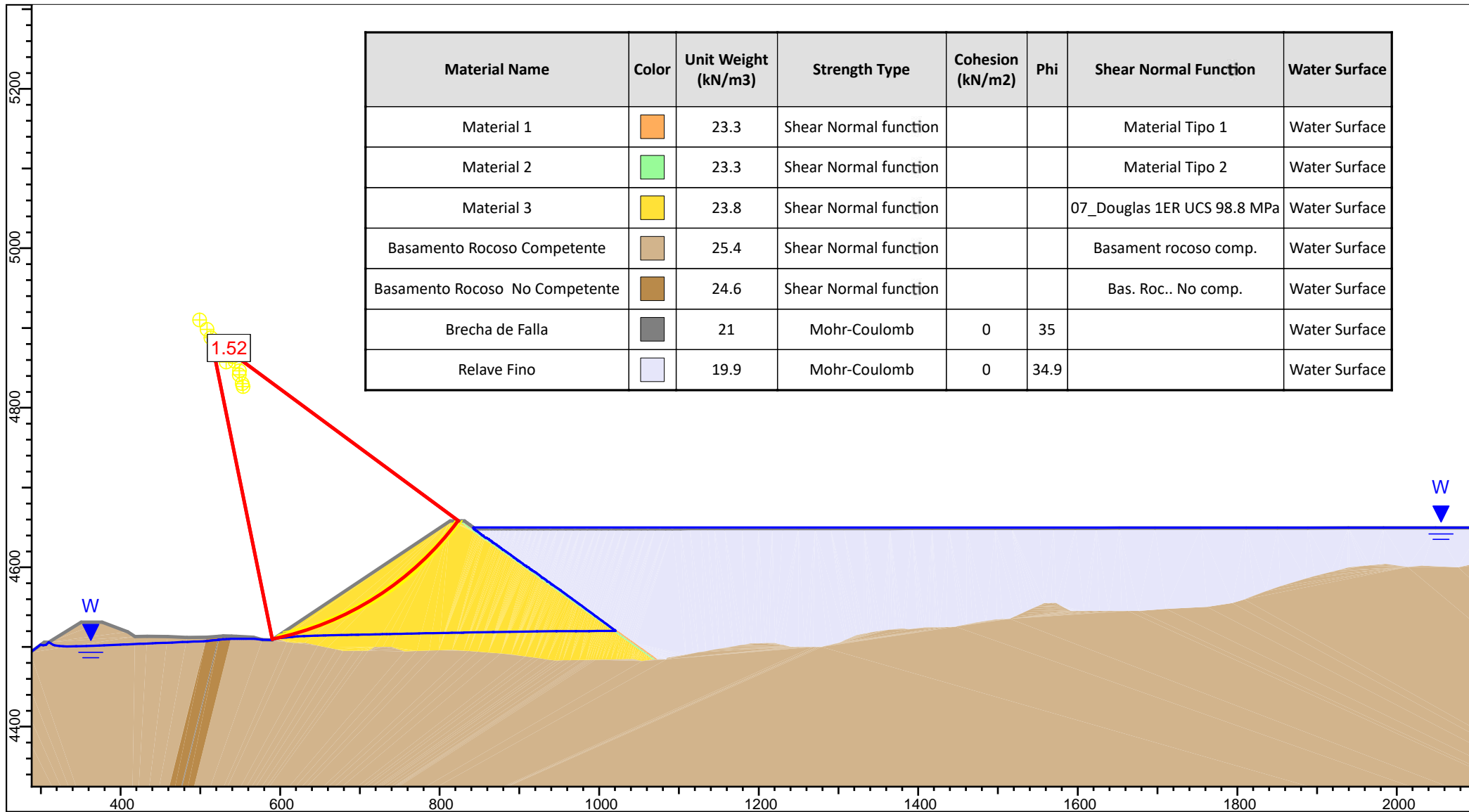
Tesis:		Enfoque Actualizado para la Estimación de la Resistencia al Corte de Enrocados Sometidos a Altas Presiones de Confinamiento.	
Descripción:		Análisis de Estabilidad de Taludes - 06 Douglas 1ER UCS 40 MPa - Estático	
Realizado por:	JCH	Universidad:	Universidad Nacional de Ingeniería
Fecha:	2018	Archivo :	06_Douglas 1ER UCS 40 MPa.slim










Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Shear Normal Function	Water Surface
Material 1		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 1	Water Surface
Material 2		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 2	Water Surface
Material 3		23.8	Shear Normal function			06_Douglas 1ER UCS 40 MPa	Water Surface
Basamento Rocoso Competente		25.4	Shear Normal function			Basament rocoso comp.	Water Surface
Basamento Rocoso No Competente		24.6	Shear Normal function			Bas. Roc.. No comp.	Water Surface
Brecha de Falla		21	Mohr-Coulomb	0	35		Water Surface
Relave Fino		19.9	Mohr-Coulomb	0	34.9		Water Surface



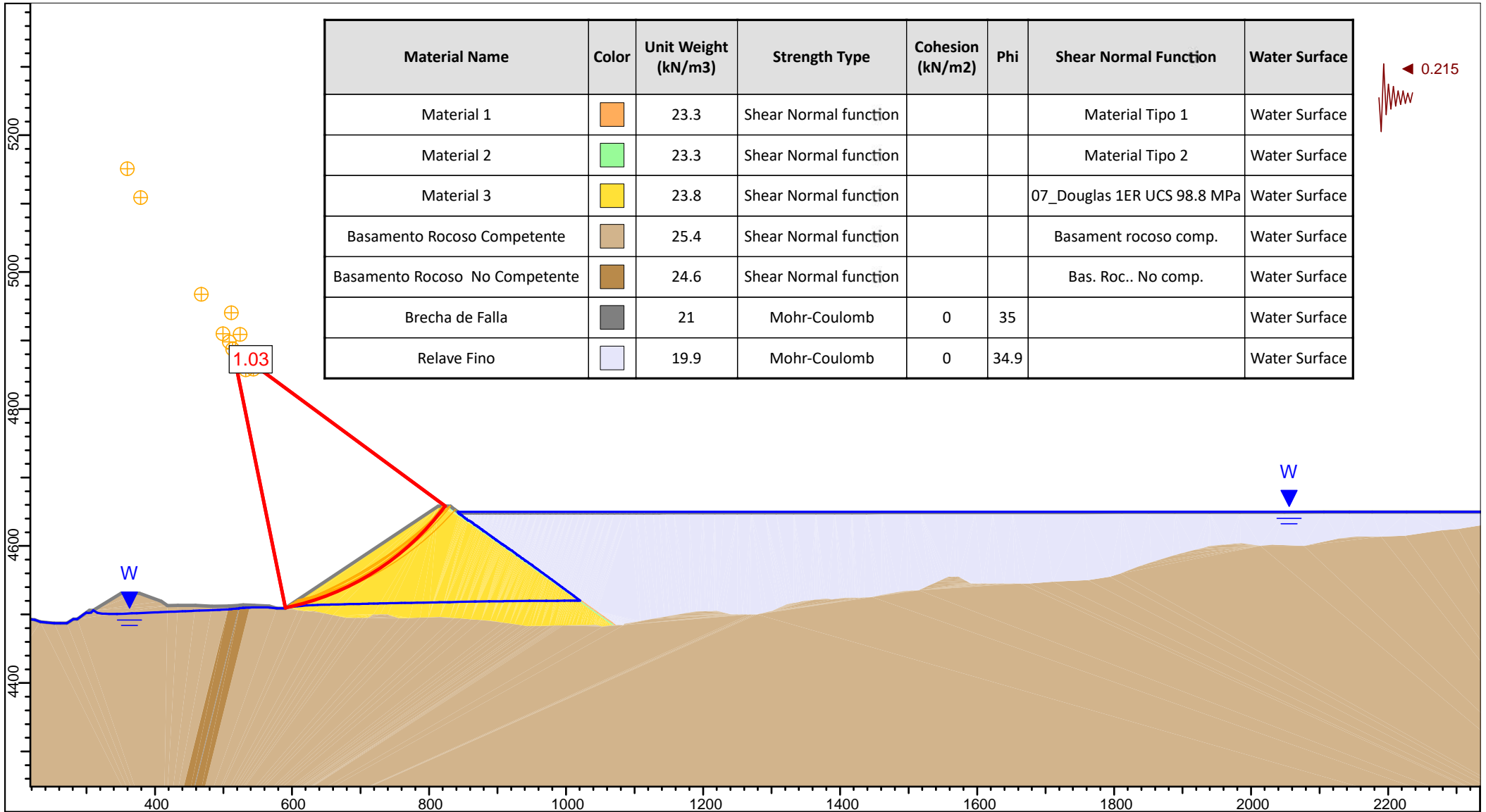
Tesis:		Enfoque Actualizado para la Estimación de la Resistencia al Corte de Enrocados Sometidos a Altas Presiones de Confinamiento.	
Descripción:		Análisis de Estabilidad de Taludes - 06 Douglas 1ER UCS 40 MPa - Pseudoestático	
Realizado por:	JCH	Universidad:	Universidad Nacional de Ingeniería
Fecha:	2018	Archivo :	06_Douglas 1ER UCS 40 MPa - PSE.slim



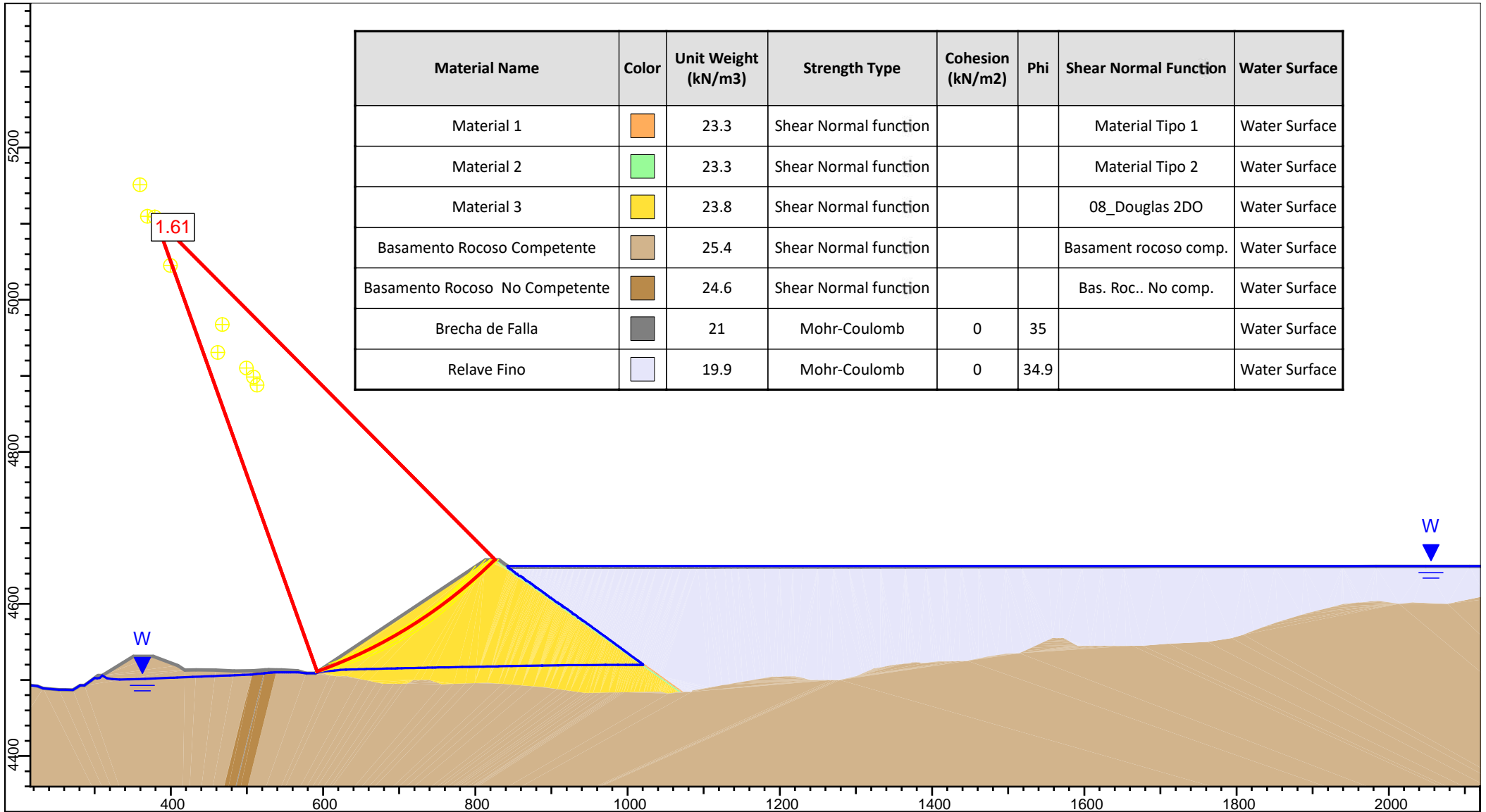
Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Shear Normal Function	Water Surface
Material 1		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 1	Water Surface
Material 2		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 2	Water Surface
Material 3		23.8	Shear Normal function			07_Douglas 1ER UCS 98.8 MPa	Water Surface
Basamento Rocoso Competente		25.4	Shear Normal function			Basament rocoso comp.	Water Surface
Basamento Rocoso No Competente		24.6	Shear Normal function			Bas. Roc.. No comp.	Water Surface
Brecha de Falla		21	Mohr-Coulomb	0	35		Water Surface
Relave Fino		19.9	Mohr-Coulomb	0	34.9		Water Surface










Tesis:	Enfoque Actualizado para la Estimación de la Resistencia al Corte de Enrocados Sometidos a Altas Presiones de Confinamiento.		
Descripción:	Análisis de Estabilidad de Taludes - 07 Douglas 1ER UCS 98.8 MPa - Estático		
Realizado por:	JCH	Universidad:	Universidad Nacional de Ingeniería
Fecha:	2018	Archivo :	07_Douglas 1ER UCS 98.8 MPa.slim



Tesis:	Enfoque Actualizado para la Estimación de la Resistencia al Corte de Enrocados Sometidos a Altas Presiones de Confinamiento.		
Descripción:	Análisis de Estabilidad de Taludes - 07 Douglas 1ER UCS 98.8 MPa - Pseudoestático		
Realizado por:	JCH	Universidad:	Universidad Nacional de Ingeniería
Fecha:	2018	Archivo :	07_Douglas 1ER UCS 98.8 MPa - PSE.slim



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Shear Normal Function	Water Surface
Material 1		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 1	Water Surface
Material 2		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 2	Water Surface
Material 3		23.8	Shear Normal function			08_Douglas 2DO	Water Surface
Basamento Rocoso Competente		25.4	Shear Normal function			Basament rocoso comp.	Water Surface
Basamento Rocoso No Competente		24.6	Shear Normal function			Bas. Roc.. No comp.	Water Surface
Brecha de Falla		21	Mohr-Coulomb	0	35		Water Surface
Relave Fino		19.9	Mohr-Coulomb	0	34.9		Water Surface

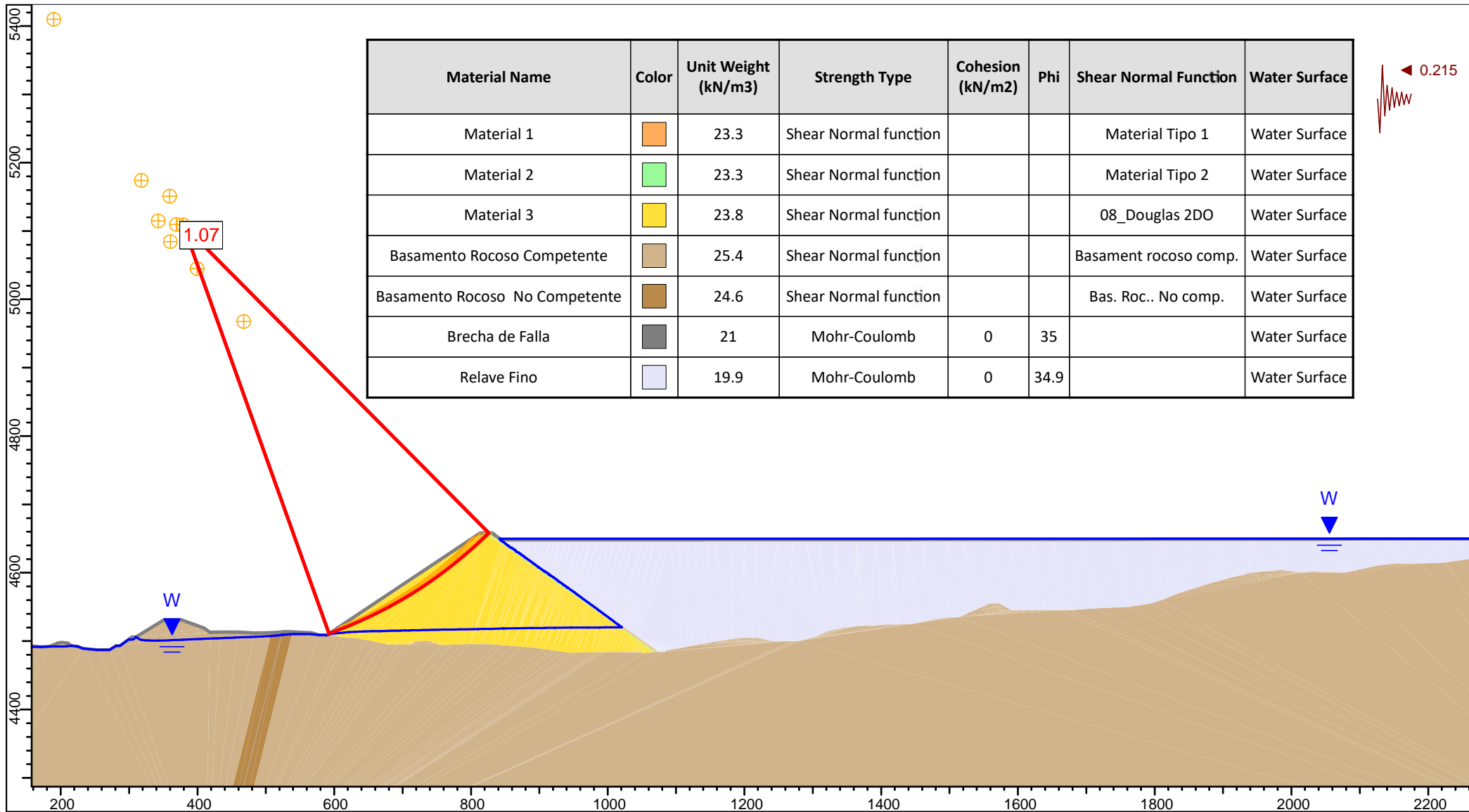
1.61

W

W



Tesis:	Enfoque Actualizado para la Estimación de la Resistencia al Corte de Enrocados Sometidos a Altas Presiones de Confinamiento.		
Descripción:	Análisis de Estabilidad de Taludes - 08 Douglas 2DO - Estático		
Realizado por:	JCH	Universidad:	Universidad Nacional de Ingeniería
Fecha:	2018	Archivo :	08_Douglas 2DO.slim



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Shear Normal Function	Water Surface
Material 1		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 1	Water Surface
Material 2		23.3	Shear Normal function			Material Tipo 2	Water Surface
Material 3		23.8	Shear Normal function			08_Douglas 2DO	Water Surface
Basamento Rocoso Competente		25.4	Shear Normal function			Basament rocoso comp.	Water Surface
Basamento Rocoso No Competente		24.6	Shear Normal function			Bas. Roc.. No comp.	Water Surface
Brecha de Falla		21	Mohr-Coulomb	0	35		Water Surface
Relave Fino		19.9	Mohr-Coulomb	0	34.9		Water Surface

1.07

0.215



Tesis:		Enfoque Actualizado para la Estimación de la Resistencia al Corte de Enrocados Sometidos a Altas Presiones de Confinamiento.	
Descripción:		Análisis de Estabilidad de Taludes - 08 Douglas 2DO - Pseudoestático	
Realizado por:	JCH	Universidad:	Universidad Nacional de Ingeniería
Fecha:	2018	Archivo :	08_Douglas 2DO - PSE.slim